



HAL
open science

Comportement des sols sous liquéfaction artificielle, amélioration des sols à risques liquefiable

Quang Huy Dang

► **To cite this version:**

Quang Huy Dang. Comportement des sols sous liquéfaction artificielle, amélioration des sols à risques liquefiable. Géotechnique. Université Paris-Est, 2019. Français. NNT : 2019PESC2077 . tel-02894763

HAL Id: tel-02894763

<https://theses.hal.science/tel-02894763v1>

Submitted on 9 Jul 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ PARIS-EST

École Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement

Thèse de doctorat

Présentée pour l'obtention du grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

Par :

Quang-Huy DANG

Sujet :

Comportement des sols sous liquéfaction artificielle, amélioration des sols à risques liquéfiables.

Thèse publiquement soutenue le 18 décembre 2019 devant le jury composé de :

M. Pierre BREUL	Université de Clermont Auvergne	Rapporteur
M. Saïd TAÏBI	Université du Havre	Rapporteur
Mme. Anne PANTET	Université du Havre	Examinatrice
M. Jean-Claude DUPLA	ENPC-Laboratoire Navier	Examineur
M. Jean-François SEMBLAT	ENSTA	Examineur
M. Philippe REIFFSTECK	IFSTAR	Directeur de thèse

Remerciements

Cette thèse a été réalisée grâce à une collaboration entre le Ministère de l'Éducation Vietnamien et le laboratoire Sols, Roches et Ouvrages géotechniques, de l'IFSTTAR.

Tout d'abord, je souhaite exprimer ma vive reconnaissance à Monsieur Philippe REIFFSTECK qui a accepté de diriger cette thèse de doctorat. Il m'a dirigé, conseillé, encouragé pendant ces quatre années. Son expérience, ses compétences techniques et scientifiques et sa disponibilité m'ont aidé non seulement à compléter mes travaux, mais aussi savoir comment être un bon expérimentateur en travaillant de manière scientifique et efficace.

Je tiens à remercier ensuite le directeur du laboratoire SRO, Monsieur Christophe CHEVALIER, de m'avoir donné l'opportunité de préparer cette thèse.

Je remercie vivement tous les membres du jury. Mes remerciements sont adressés au Professeur Pierre BREUL et au Professeur Saïd TAÏBI qui ont pris du temps pour rapporter mes travaux. Je remercie aussi Madame Anne PANTET, Monsieur Jean-François SEMBLAT et Monsieur Jean-Claude DUPLA qui ont bien voulu examiner ce travail et participer au jury.

Mes remerciements chaleureux vont à tous mes collègues du Laboratoire SRO qui ont contribué au maintien d'une bonne ambiance de travail. C'était un grand plaisir de travailler avec vous. Je n'oublierai jamais votre sympathie et votre soutien.

Enfin, je remercie de tout cœur mes parents, ma femme et ma fille. Malgré la distance, vous m'avez toujours encouragé et soutenu. Sans vos amours, je n'aurais jamais pu finir ces travaux.

Merci à tous !

Résumé

La liquéfaction des sols a provoqué et provoque des dégâts importants sur les infrastructures et les constructions. Ce phénomène a, pour ces raisons, fait l'objet de nombreuses études au cours des dernières décennies. Cependant, certains résultats restent controversés et insuffisants, en particulier l'influence des particules fines sur la liquéfaction ainsi que des méthodes d'amélioration des sols présentant des risques de liquéfaction. Pour mieux comprendre ces problèmes, nous avons étudié le phénomène de liquéfaction avec divers matériaux de référence tels que le sable de Fontainebleau, le sable d'Hostun et l'illite Arvel et un sol naturel provenant de la digue de la Duchesse Anne à Saint-Benoît-des-ondes.

Des essais triaxiaux non-drainés ont été effectués sur le sable propre pour étudier les facteurs d'influence du déclenchement de la liquéfaction du sable, tels que la densité relative, la pression de confinement et le rapport de surconsolidation. Les résultats confirment que ces facteurs ont une influence significative sur la liquéfaction du sable. En outre, nous constatons également que le sable de Fontainebleau est plus sensible à la liquéfaction que le sable d'Hostun.

L'influence des fines plastiques et non plastiques sur la liquéfaction du sable est étudiée selon deux approches basées soit sur l'indice des vides globales, soit sur l'indice des vides inter-granulaire. Les résultats basés sur les échantillons au même l'indice des vides initial montrent que la résistance à la liquéfaction statique du sable diminue jusqu'à un certain pourcentage de fines, puis remonte lorsqu'on continue à ajouter les fines. Par ailleurs, les résultats basés sur l'indice des vides inter-granulaire montrent que la résistance à la liquéfaction statique ainsi que cyclique augmente toujours avec l'augmentation de la quantité de fines.

Les essais triaxiaux cycliques ont été menés sur le sable de Fontainebleau afin d'étudier l'influence de facteurs sur la liquéfaction cyclique du sable tels que le taux de cisaillement cyclique, la pression de confinement, l'indice des vides initial et la fréquence. Les résultats confirment une influence importante de tous ces facteurs sur la liquéfaction cyclique de sable et une interprétation est proposée.

Des séries d'essais au laboratoire et en place ont été réalisés sur le sol de la digue de la Duchesse Anne afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction du limon vasard. La méthode développée au pressiomètre cyclique a montré toute sa pertinence pour évaluer les courbes donnant le rapport de cisaillement cyclique en fonction du nombre de cycles.

Enfin, ce travail présente l'influence du degré de saturation ainsi que de la teneur en ciment ajoutée sur la liquéfaction du sable. On trouve qu'une petite quantité de ciment ajoutée augmente considérablement la résistance à la liquéfaction du sable. Parallèlement, un faible degré de saturation augmente la résistance à la liquéfaction du sable également.

Abstract

Soil liquefaction has caused and is still at the origin of significant damage to infrastructure and construction building. Therefore, this phenomenon has been a topic of many studies in recent decades. However, some results remain controversial and insufficient, in particular the influence of fine particles on liquefaction as well as methods of improving soils subject to liquefaction. To better understand these problems, liquefaction has been studied on various reference materials such as Fontainebleau and Hostun sands, Arvel illite and the Duchesse Anne dike soil located at Saint-Benoît-des-ondes.

Undrained triaxial tests were conducted on clean sand to investigate several influence factors acting on sand liquefaction, such as relative density, confining pressure and overconsolidation ratio. The results show that these factors have a significant influence on the liquefaction of sand. In addition, we also find that Fontainebleau sand is more sensitive to liquefaction than Hostun sand.

The influences of plastic and non-plastic fines on the liquefaction of sand are studied following two approaches based on void ratio and the intergranular void ratio. The results based on the samples with the same initial void ratio show that the resistance to static liquefaction of the sand decreases to a certain percentage of fines, then it goes up when we continue to add fines. Moreover, the results based on the intergranular void ratio show that the resistance to static and cyclic liquefaction always increases with increasing fines content.

The cyclic triaxial tests were carried out on the Fontainebleau sand to study the influence of factors on the cyclic liquefaction of sand such as the cyclic stress ratio, the confining pressure, the initial void ratio and the frequency. The results show a significant influence of all these factors on the cyclic liquefaction of sand.

Series of laboratory and field tests were conducted on the soil below Duchesse Anne dike to evaluate the liquefaction potential of the silt. The method developed with the cyclic pressuremeter proved to be particularly useful for evaluating the cyclic shear ratio curves as a function of the number of cycles.

Finally, this work presents the influence of the degree of saturation as well as the cement content on the liquefaction of the sand. A small amount of cement was found to greatly increase the liquefaction resistance of the sand. Besides, the low degree of saturation increases the liquefaction resistance of the sand as well.

Sommaire

1. Introduction générale	1
1.1. Remarques préliminaires.....	1
1.2. Objectifs de la thèse.....	2
1.3. Organisation de la thèse	3
2. Revue bibliographique	4
2.1. Introduction.....	4
2.2. Généralités sur le comportement mécanique des sols	4
2.2.1. <i>Drainé et non-drainé.....</i>	<i>4</i>
2.2.2. <i>Contractance et dilatance</i>	<i>4</i>
2.2.3. <i>État caractéristique.....</i>	<i>5</i>
2.2.4. <i>État critique</i>	<i>5</i>
2.3. Liquéfaction statique.....	6
2.3.1. <i>Mise en évidence du comportement à la liquéfaction statique.....</i>	<i>6</i>
2.3.2. <i>Initiation de l'instabilité</i>	<i>7</i>
2.3.3. <i>État permanent de déformation (état stable/ état critique)</i>	<i>10</i>
2.3.4. <i>État quasi permanent/ quasi-stable (quasi steady state)</i>	<i>10</i>
2.3.5. <i>Influence des fines non plastiques sur la liquéfaction statique</i>	<i>11</i>
2.3.6. <i>Influence des fines plastique sur la liquéfaction statique</i>	<i>12</i>
2.3.7. <i>Influence de la densité relative sur la liquéfaction statique</i>	<i>13</i>
2.3.8. <i>Influence de la pression de confinement</i>	<i>14</i>
2.3.9. <i>Influence de la méthode de préparation des échantillons sur la liquéfaction statique.</i>	<i>14</i>
2.3.10. <i>Influence du degré de saturation sur la liquéfaction statique.....</i>	<i>17</i>
2.3.11. <i>La surconsolidation : OCR et K_0</i>	<i>18</i>
2.4. Liquéfaction cyclique	21
2.4.1. <i>Liquéfaction vraie et mobilité cyclique.....</i>	<i>21</i>
2.4.2. <i>Influence du mode de dépôt sur la liquéfaction cyclique.....</i>	<i>23</i>
2.4.3. <i>Influence de la pression de confinement.</i>	<i>25</i>
2.4.4. <i>Influence de la densité relative sur la liquéfaction cyclique</i>	<i>26</i>
2.4.5. <i>Influence de l'amplitude de chargement sur la liquéfaction cyclique</i>	<i>26</i>

2.4.6.	<i>Influence du degré de saturation sur la liquéfaction cyclique.</i>	27
2.5.	Susceptibilité à la liquéfaction du sol (critère chinois)	29
2.6.	Observation de la liquéfaction par essais en place	30
2.6.1.	<i>Etude par l'approche de type 2</i>	32
2.6.1.	<i>Etude par l'approche de type 1</i>	36
2.7.	Amélioration des sols à risque liquéfaction par le ciment.	39
2.7.1.	<i>Désaturation des sols</i>	39
2.7.2.	<i>Utilisation d'un liant</i>	40
3.	Dispositif expérimental et méthodologie	41
3.1.	Caractérisation des matériaux	41
3.1.1.	<i>Sable de Fontainebleau (NE34)</i>	41
3.1.2.	<i>Sable d'Hostun (HN31)</i>	41
3.1.3.	<i>Illite Arvel 20μm (St Paulien)</i>	43
3.1.4.	<i>Silts de la digue de la Duchesse Anne (sol sur place)</i>	43
3.1.5.	<i>Mélange sable de Fontainebleau et Illite Arvel</i>	44
3.1.6.	<i>Mélange sable d'Hostun et Illite Arvel</i>	46
3.2.	Dispositifs triaxiaux utilisés	47
3.2.1.	<i>Dispositif triaxial Bishop et Wesley</i>	47
3.2.2.	<i>La machine DSS</i>	49
3.2.3.	<i>Le pressiomètre Ménard</i>	50
3.3.	Procédures expérimentales	52
3.3.1.	<i>Préparation de l'échantillon pour le dispositif triaxial Bishop et Wesley...</i>	52
3.3.2.	<i>Préparation de l'échantillon pour la DSS</i>	56
3.3.3.	<i>Préparation le sol de la digue de la Duchesse Anne</i>	56
3.3.4.	<i>Saturation</i>	57
3.3.5.	<i>Consolidation :</i>	58
3.3.6.	<i>Cisaillement :</i>	58
3.3.7.	<i>Estimation de l'indice des vides après consolidation</i>	60
3.3.8.	<i>Procédure d'essais employée lors des essais pressiométriques</i>	61
4.	Comportement des matériaux sous chargement monotone.	67
4.1.	Essais de répétabilité	67

4.2.	Comportement monotone drainé	68
4.2.1.	<i>Programme expérimentale</i>	68
4.2.2.	<i>Comportement drainé du sable de Fontainebleau.....</i>	69
4.2.3.	<i>Comportement drainé du sable d'Hostun</i>	75
4.2.4.	<i>Comportement drainé du silt de la digue de la Duchesse Anne</i>	79
4.3.	Comportement monotone non-drainé	81
4.3.1.	<i>Programme expérimental.....</i>	81
4.3.2.	<i>Comportement non-drainé du sable de Fontainebleau propre.....</i>	86
4.3.3.	<i>Comportement non-drainé du sable d'Hostun propre.</i>	98
4.3.4.	<i>Comportement mécanique des mélanges du sable de Fontainebleau avec des fines plastiques.</i>	105
4.3.5.	<i>Comportement mécanique des mélanges du sable d'Hostun fines plastiques.</i>	121
4.3.6.	<i>Comportement mécanique des mélanges de sable de Fontainebleau avec des fines non plastiques au même indice des vides inter-granulaire initial (C500)</i>	129
4.4.	Influence du rapport de surconsolidation isotrope (OCR) sur la liquéfaction	132
4.4.1.	<i>Influence de l'OCR sur la liquéfaction du sable propre.</i>	132
4.4.2.	<i>Influence de l'OCR sur la liquéfaction des mélanges de sable de Fontainebleau et fines plastiques.....</i>	132
4.4.3.	<i>Influence de l'OCR sur l'initiation de l'instabilité.....</i>	134
5.	Comportement des matériaux sous chargement cyclique .	136
5.1.	Programme expérimental	136
5.2.	Répétabilité.....	138
5.3.	Résultat typique d'un essai cyclique	140
5.4.	Comportement cyclique du sable de Fontainebleau propre.	143
5.4.1.	<i>Influence de la pression de confinement sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau.....</i>	143
5.4.2.	<i>Influence de l'indice de densité.....</i>	145
5.4.3.	<i>Influence de l'amplitude de chargement</i>	147
5.4.4.	<i>Influence de la fréquence</i>	149
5.4.5.	<i>Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau</i>	150
5.5.	Influence de l'illite Arvel sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau.....	152

5.6.	Influence des fines C500 sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau.....	155
5.7.	Comportement cyclique du sol de la digue de la Duchesse Anne	160
5.8.	Conclusion partielle	165
6.	Approche basée sur les résultats obtenus lors d'essais en place.....	167
6.1.	Essais préliminaires pour valider la méthode.....	167
6.2.	Améliorations	173
6.2.1.	<i>Correction de membrane</i>	<i>173</i>
6.2.2.	<i>Mesure de la pression interstitielle.....</i>	<i>175</i>
6.3.	Application sur le site de la digue de la Duchesse Anne à Saint Benoit des ondes.....	177
6.4.	Bilan des expérimentations 2016, 2018 et 2019	180
6.5.	L'évolution de la pression interstitielle.....	186
6.6.	Conclusions.....	188
7.	Amélioration des sols liquéfiables	189
7.1.	Comportement du sable non saturé.....	189
7.1.1.	<i>Programme expérimental</i>	<i>189</i>
7.1.2.	<i>Relation entre le coefficient de Skempton (B) et le degré de saturation Sr.</i>	<i>190</i>
7.1.3.	<i>Comportement monotone du sable non saturé</i>	<i>191</i>
7.1.4.	<i>Comportement cyclique du sable non saturé</i>	<i>193</i>
7.2.	Amélioration des sols par ciment	195
7.2.1.	<i>Programme expérimental.....</i>	<i>195</i>
7.2.2.	<i>Comportement monotone du mélange de sable et ciment.....</i>	<i>196</i>
7.2.3.	<i>Comportement cyclique du mélange de sable et de ciment</i>	<i>199</i>
7.3.	Conclusions.....	201
8.	Conclusions et perspectives	202
8.1.	Conclusions.....	202
8.2.	Perspectives	203
9.	Bibliographie	205

Liste des figures

Figure 1.1 Coulées de boue à Petoto Palu Indonesia suite à un séisme et un tsunami.....	2
Figure 2.1. Comportement mécanique d'un sable dense et lâche : a) essai drainé, b) essai non-drainé.	5
Figure 2.2. Indice des vides critique (Roscoe et al., 1958).....	6
Figure 2.3. Les comportements monotones non-drainés typiques du sable selon (Castro, 1969)	7
Figure 2.4. Droit et surface d'effondrement selon (Sladen et al., 1985).....	8
Figure 2.5. Région du potentiel d'instabilité (Vaid, Y. et Chern, J., 1985)	9
Figure 2.6. Ligne et région d'instabilité potentielle (Lade, 1993).....	9
Figure 2.7. Concept de l'état stable de déformations (Sivathayalan, 2000).....	10
Figure 2.8. L'état stable et l'état quasi-stable du sable lâche.....	11
Figure 2.9. Influence de la teneur en fines plastiques sur la résistance au pic de déviateur (Abedi, M. et Yasrobi, S., 2010)	12
Figure 2.10. Influence des fines plastiques (Speswhite) sur le comportement du sable de Fontainebleau lâche (Jradi, 2018).	13
Figure 2.11. Influence de la densité relative à la liquéfaction statique (Ishihara K. , 1993)	13
Figure 2.12. Influence de la pression de confinement sur la liquéfaction statique du sable d'Hostun RF (Benahmed N., 2001)	14
Figure 2.13. Méthodes de préparation des échantillons (Ishihara K. , 1993).....	15
Figure 2.14. Trois comportements des échantillons du sable Ottawa préparés par pluviation à sec (DP), damage humide (MT) et vibration humide (MV) (DeGregorio, 1990)	16
Figure 2.15. Influence du mode de dépôt sur la réponse non-drainée des sables :.....	16
Figure 2.16. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés pour un état lâche du sable :	17
Figure 2.17. Influence du coefficient de Skempton (B) sur le comportement non-drainé du sable de Chlef (Della et al., 2011)	18
Figure 2.18. Effet du coefficient de Skempton sur le comportement monotone du sable d'Hostun RF (Arab et al., 2015).....	18
Figure 2.19. Trajets des contraintes effectifs dans les essais triaxiaux non-drainés sur des éprouvettes isotropes normalement consolidées et surconsolidées (Di Prisco et al., 1995)	19

Figure 2.20. Les effets de la préconsolidation isotrope sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun (Gajo, A., Piffer, L., De Polo, F., 1999).....	19
Figure 2.21. Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun RF (Finge Bousaïd, 2004).....	20
Figure 2.22. Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement non-drainé du sable Chlef.....	21
Figure 2.23. La liquéfaction « vrai » et la mobilité cyclique selon (Vaid, Y. et Chern, J., 1985) (Sivathayalan, 2000)	22
Figure 2.24. Essai de mobilité cyclique (Ishihara K. , 1985), (a) sable moyennement lâche ; (b) sable dense.....	23
Figure 2.25 - Influence du mode de dépôt à la liquéfaction cyclique du sable Monterey (Mulilis et al., 1977)	24
Figure 2.26 - Influence du mode de dépôt à la liquéfaction cyclique du sable de la rivière Mississippi (Mulilis et al., 1977)	25
Figure 2.27. Résistance à liquéfaction cyclique du sable aux différences pressions de confinement (Vaid, Y.P, Chern, J.C, & Tumi, H., 1985)	25
Figure 2.28. Influence de la pression de confinement à la liquéfaction cyclique du mélange sable et 30% fine (Rangaswamy, K. , Boominathan, A. & Rajagopal, K., 2010).....	26
Figure 2.29. Influence de l'indice de densité sur la liquéfaction cyclique du sable d'Hostun RF (Benahmed N., 2001).....	26
Figure 2.30. Influence du taux de cisaillement cyclique à la liquéfaction (Rees, 2010) ...	27
Figure 2.31. Influence du degré de saturation (Hong Xia and Ting Hu, 1991).....	28
Figure 2.32. Effet du coefficient de Skempton sur le comportement cyclique du sable Hostun RF (Arab, Belkhatir, & Sadek, 2015)	28
Figure 2.33. Données présentées par (Wang, 1979) qui ont conduit à l'élaboration de critère chinois	29
Figure 2.34. Représentation graphique du critère de susceptibilité à la liquéfaction proposé par (Bray, J. D., & Sancio, R. B., 2006).....	30
Figure 2.35. Courbe de résistance cyclique (d'après Youd et al., 2001, NCEER, 1997) ..	32
Figure 2.36. Courbe de résistance cyclique CPT et SPT(d'après NCEER)	33
Figure 2.37. Courbe de résistance cyclique (d'après Bouguerra, 1997).....	33
Figure 2.38. Courbe de résistance cyclique (d'après Briaud, 2013)	34
Figure 2.39. Comparaison des courbes proposée par Briaud (2013).	35
Figure 2.40. Comparaison de valeurs de la littérature avec les courbes proposée par Briaud (2013).....	35
Figure 2.41. Procédures de test au pressiomètre cyclique utilisées dans les programmes d'essais ARGEMA	37

Figure 2.42. Pressiomètre cyclique à 5 cellule et résultat typique d'essais à Shizuoka (Masuda , Nagatoh, Tsukamoto, & Ishihara, 2005)	37
Figure 2.43. Tests performed in calibration chamber by (Dupla 1995)	38
Figure 2.44. Définitions des paramètres des essais cycliques	39
Figure 2.45. Courbes de résistance au cisaillement du sable calcaire traité avec différentes solutions de ciment sous une pression de confinement effective de 100 kPa (Xiao et al., 2018).	40
Figure 3.1. Courbes granulométriques du sable de Fontainebleau et sable d'Hostun RF	42
Figure 3.2. Sable de Fontainebleau (à gauche) et sable d'Hostun RF (à droite)	42
Figure 3.3. Courbe granulométrique de l'illite Arvel	43
Figure 3.4. Courbe granulométrique du sol à la digue de la Duchesse Anne	44
Figure 3.5. Prélèvement de sol sur le site de la digue de la Duchesse Anne	44
Figure 3.6. Courbes granulométriques des mélanges sable de Fontainebleau-Illite Arvel	45
Figure 3.7. Indice des vides maximum et minimum des mélanges sable de Fontainebleau-Illite Arvel	46
Figure 3.8. Courbes granulométriques des mélanges sable d'Hostun-Illite Arvel	46
Figure 3.9. Indice des vides maximum et minimum des mélanges de sable d'Hostun-Illite Arvel	47
Figure 3.10. Le dispositif triaxial de type Bishop et Wesley	48
Figure 3.11. Tête de chargement – (a) à rotule, (b) à embase plane (Benahmed N., 2001)	49
Figure 3.12. Influence des têtes de chargement sur le comportement monotone non-drainé du sable de Fontainebleau.	49
Figure 3.13. Le dispositif DSS	50
Figure 3.14. Schéma de la sonde photographie du matériel utilisé	51
Figure 3.15. (a) Schéma de l'essai pressiométrique cyclique (b) photographie du matériel utilisé	52
Figure 3.16. Préparation des éprouvettes - monter le moule	53
Figure 3.17. Préparation des éprouvettes - préparation des sols	54
Figure 3.18. Préparation des éprouvettes - dépôt le sol dans le moule	55
Figure 3.19. Préparation des éprouvettes - mise en place l'embase supérieure.	55
Figure 3.20. Préparation des éprouvettes pour le DSS	56

Figure 3.21. Montage l'échantillon préparé par le moule plastique.	57
Figure 3.22. Les pressions typiques appliquées pendant la phase de saturation et consolidation	58
Figure 3.23. Influence de la vitesse sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau.	60
Figure 3.24. Estimation l'indice des vides après consolidation du sable d'Hostun pur selon deux méthodes.	61
Figure 3.25. Estimation l'indice des vides après consolidation du mélange sable d'Hostun-Illite Arvel selon deux méthodes.....	61
Figure 3.26. Programme de chargement cyclique appliqué avec l'appareil pressiométrique	62
Figure 3.27. Comportement cyclique et concept CSR.....	63
Figure 3.28. Calage de courbe de type loi puissance sur les résultats de (Dupla, 1995).	64
Figure 3.29. Synthèse des essais de laboratoire et en chambre d'étalonnage sur le sable Hostun	64
Figure 3.30: Déformation locale de la membrane	66
Figure 4.1. Essai de répétabilité, sable d'Hostun, $I_{di}=0$, $P_c=100$ kPa.....	68
Figure 4.2. Influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du sable de Fontainebleau :	70
Figure 4.3. Influence de l'indice de densité sur le comportement drainé du sable de Fontainebleau :	72
Figure 4.4. Déviateur des contraintes à l'état critique du sable de Fontainebleau.	73
Figure 4.5. Angle de frottement à l'état critique du sable de Fontainebleau.	74
Figure 4.6. Ligne d'état critique du sable de Fontainebleau dans le plan p' - q	75
Figure 4.7. Influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du sable d'Hostun: (a) courbe p' - q ; (b) courbe q - ε_a ; (c) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$	76
Figure 4.8. Influence de l'indice de densité sur le comportement drainé du sable d'Hostun:	78
Figure 4.9. Déviateur des contraintes à l'état critique du sable d'Hostun.	78
Figure 4.10. Angle de frottement à l'état critique du sable d'Hostun.....	79
Figure 4.11. Ligne d'état critique du sable d'Hostun dans le plan p' - q	79
Figure 4.12. Influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du silt de la digue de la Duchesse Anne: (a) courbe p' - q ; (b) courbe q - ε_a ; (c) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$	81
Figure 4.13. Déviateur des contraintes à l'état ultime du silt de la digue de la Duchesse Anne.....	81

Figure 4.14. Influence de l'indice de densité sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau :	87
Figure 4.15. Influence de la pression de confinement sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau :	91
Figure 4.16. Ligne d'état permanent dans le plan p' - q pour le sable de Fontainebleau..	92
Figure 4.17. Ligne d'état permanent de déformation dans le plan e - $\log p'$ pour le sable de Fontainebleau	93
Figure 4.18. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable de Fontainebleau dans le plan q - p'	94
Figure 4.19. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable de Fontainebleau dans le plan e - $\log p'$	94
Figure 4.20. Influence de la pression de confinement et de l'indice des vides sur le déviateur des contraintes à l'initiation de l'instabilité q_{inst} du sable de Fontainebleau	96
Figure 4.21. Influence de l'indice des vides (a) et la pression de confinement (b) sur l'angle de frottement mobilisé à l'initiation de l'instabilité φ'_{inst} du sable de Fontainebleau	97
Figure 4.22. Lignes d'instabilité du sable de Fontainebleau pour différents états initiaux	98
Figure 4.23. Influence de l'indice de densité sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun:	99
Figure 4.24. Influence de la pression de confinement sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun:	101
Figure 4.25. Ligne d'état permanent dans le plan p' - q pour le sable d'Hostun	102
Figure 4.26. Ligne d'état permanent de déformation dans le plan e - $\log p'$ pour le sable d'Hostun	102
Figure 4.27. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable d'Hostun dans le plan q - p'	103
Figure 4.28. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable d'Hostun dans le plan e - $\log p'$	103
Figure 4.29. Évolution de déviateur des contraintes et angle de frottement au pic en fonction de pression de confinement	104
Figure 4.30. Lignes d'instabilité du sable d'Hostun et sable de Fontainebleau	105
Figure 4.31. Comportement mécanique des mélanges à l'état plus lâche ($I_{di}=0$).	107
Figure 4.32. Comportement mécanique des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite Arvel à l'état plus lâche ($I_{di}=0,2$).	108
Figure 4.33. Influence de l'indice de densité sur le comportement du mélange du sable de Fontainebleau et 15% l'Illite	109

Figure 4.34. Influence de la pression de confinement sur le comportement du mélange du sable de Fontainebleau et 15% l'illite	111
Figure 4.35. Indice des vides global constant et indice des vides inter-granulaire constant (Nguyen, 2014)	112
Figure 4.36. Comportement des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite préparé au même indice des vides global initial $e=0,89$	113
Figure 4.37. Comportement des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite préparé au même indice des vides global initial $e=0,83$	114
Figure 4.38. Comportement des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite préparé au même indice des vides global initial $e=0,78$	115
Figure 4.39. Évolution de l'initiation de l'instabilité de sable de Fontainebleau et Illite Arvel en fonction de teneur en fines.....	116
Figure 4.40. La résistance au cisaillement résiduelle du mélange de sable de Fontainebleau et Illite Arvel.....	117
Figure 4.41. Comportement des mélanges de sable de Fontainebleau avec Illite préparé au même indice des vides inter-granulaire initial.	119
Figure 4.42. Influence de la teneur en fines à l'instabilité du mélange sable de Fontainebleau et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial.....	120
Figure 4.43. Influence de la teneur en fines sur la résistance résiduelle du mélange sable de Fontainebleau et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial.....	120
Figure 4.44. Comportement des mélanges sable d'Hostun et illite Arvel préparés au même indice des vides global initial $e=1,04$	122
Figure 4.45. Comportement des mélanges sable d'Hostun et illite Arvel préparés au même indice des vides global initial $e=0,97$	123
Figure 4.46. Évolution de l'initiation de l'instabilité des mélanges de sable d'Hostun et Illite Arvel en fonction de teneur en fines.	124
Figure 4.47. Influence de la teneur en fines sur la résistance résiduelle du mélange sable d'Hostun et Illite aux mêmes indice des vides global initial.....	125
Figure 4.48. Indices des vides des mélanges du sable d'Hostun et Illite après consolidation.	126
Figure 4.49. Comportement des mélanges de sable d'Hostun avec Illite préparé au même indice des vides inter-granulaire initial.	127
Figure 4.50. Influence de la teneur en fines à l'instabilité du mélange sable d'Hostun et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial.....	128
Figure 4.51. Influence de la teneur en fines à la résistance résiduelle du mélange sable d'Hostun et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial.....	128
Figure 4.52. Comportement des mélanges de sable de Fontainebleau avec fines C500 préparé au même indice des vides inter-granulaire initial.....	130

Figure 4.53. Influence de la teneur en fines à l'instabilité du mélange sable de Fontainebleau et fines C500 au même indice des vides inter-granulaire initial.....	131
Figure 4.54. Influence de la teneur en fines à la résistance résiduelle du mélange de sable de Fontainebleau et fines C500 au même indice des vides inter-granulaire initial	131
Figure 4.55. Influence de l'OCR à la liquéfaction du sable de Fontainebleau lâche à $P_c=50kPa$	133
Figure 4.56. Influence de l'OCR à la liquéfaction du sable de Fontainebleau lâche à $P_c=100kPa$	133
Figure 4.57. Influence de l'OCR à la liquéfaction des mélanges de sable de Fontainebleau et d'illite Arvel.....	133
Figure 4.58. Influence de l'OCR à l'initiation de l'instabilité.	134
Figure 5.1. Essais de répétabilité de liquéfaction cyclique sur le sable de Fontainebleau	139
Figure 5.2. Phénomène de liquéfaction cyclique vraie du sable de Fontainebleau.....	142
Figure 5.3. Influence de la pression de confinement sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau	145
Figure 5.4. Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau	146
Figure 5.5. Influence de l'amplitude de chargement sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau	148
Figure 5.6. Influence de la fréquence sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau	150
Figure 5.7. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau à $I_{di}=0,2$	151
Figure 5.8. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau à divers densité relative.....	151
Figure 5.9. Le comportement cyclique des mélanges sable de Fontainebleau et l'Illite Arvel.....	154
Figure 5.10. Influence de la teneur en fines plastiques sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau	154
Figure 5.11. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec Illite Arvel	154
Figure 5.12. Génération de surpressions interstitielles des mélanges de sable de Fontainebleau et fine C500.	158

Figure 5.13. Influence de la teneur en fines non plastique sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau.....	158
Figure 5.14. Comparaison l'influence de la fine plastique et non plastique à la liquéfaction du sable de Fontainebleau.....	159
Figure 5.15. Comparaison de la résistance à la liquéfaction cyclique du sable et mélange	159
Figure 5.16. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec la fine C500.....	160
Figure 5.17. Comportement cyclique du sol de la digue Duchesse Anne.....	162
Figure 5.18. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sol de la digue Duchesse Anne	165
Figure 5.19. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec 4% de fine.....	165
Figure 5.20. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec 10% de fine	166
Figure 5.21. Courbes de résistance au cisaillement cyclique des mélanges sable-fines et sol de la digue de la Duchesse Anne.....	166
Figure 6.1. Map of gosier	167
Figure 6.2. Distribution granulométrique des sols granulaires.....	168
Figure 6.3. (a) profil CPT (Foray) (b) vitesse d'ondes de cisaillement	169
Figure 6.4. Abaque de classification de Robertson selon d'indice de comportement de sol et facteur de sécurité F_s	169
Figure 6.5. Expansion tests and Ménard modulus and limit pressure profiles	170
Figure 6.6. Courbes CSR dérivées des essais triaxiaux.....	170
Figure 6.7. Courbes du pressiomètre cyclique (premier chiffre pour le sondage et deuxième pour la profondeur)	171
Figure 6.8. Pressure-volume curves from cyclic pressuremeter curves (first number for sounding and second for depth).....	171
Figure 6.9. Comparison of CSR curves obtained by triaxial (dashed line) and cyclic pressuremeter (symbols with depth of pressuremeter test indicated on the righth).....	172
Figure 6.10. Correction de membrane principe de l'essai	173
Figure 6.11. Courbes de correction à applique en fonction du type de gaine	173
Figure 6.12. Essais cycliques réalisés avec (a) sonde avec revêtement en nitrile toilé (profondeur en mètres) (b) sonde avec tube fendu	174

Figure 6.13. Programme de chargement de l'essai au pressiomètre tenant compte de la rigidité de la membrane.....	175
Figure 6.14. Comparaison des résultats d'essais avec le programme de chargement corrigé	175
Figure 6.15. Measure of pore pressure in self-boring pressuremeter tests	176
Figure 6.16. Transducteur de pression interstitielle attaché au couvercle de membrane flexible.....	177
Figure 6.17. Mesure de la pression interstitielle lors d'essais au pressiomètre pré-forés	177
Figure 6.18. Carte de localisation de Saint-Benoît-des-Ondes (cartes d'après site Viamichelin et Géoportail)	178
Figure 6.19. profils CPTu et Vs à Saint-Benoît-des-Ondes	179
Figure 6.20. CPT indice de comportement des sols et facteur de sécurité à la liquéfaction selon le NCEER.....	179
Figure 6.21. Courbe granulométrique des sols.....	180
Figure 6.22. campagne 2016 - Evolution de la pression corrigée avec le volume pour la gaine souple	182
Figure 6.23. Campagne d'essais 2018 - Evolution de la pression avec contrôle corrigé pour tube fendu	183
Figure 6.24. Campagne d'essais 2019 - Evolution de la pression corrigé avec contrôle de pression pour les deux types de sonde (en haut: membrane en caoutchouc uniquement et en bas: membrane en caoutchouc avec tube à fendu)	184
Figure 6.25. Déformation volumétrique en fonction des cycles de pression (le second chiffre correspond à la profondeur en mètres)	185
Figure 6.26. Présente le nombre de cycles jusqu'à la rupture conventionnelle à 50% de déformation volumétrique selon le CSR appliqué à tous les tests des 3 campagnes.	185
Figure 6.27. Evolution de la valeur de CSR pour les différents types de gaines	186
Figure 6.28. Exemple de mesure de la pression interstitielle lors de la campagne d'essais à Saint-Benoît-des-Ondes (membrane de recouvrement, 8 m de profondeur)	187
Figure 6.29. Cette étude prometteuse reste à confirmer et d'autres comparaisons seront effectuées avec d'autres essais in situ et en laboratoire.	187
Figure 7.1. Variation de degré de saturation S_r en fonction du coefficient de Skempton B	190
Figure 7.2. Comportement monotone du sable non saturé	192
Figure 7.3. Évolution des résistance à la liquéfaction du sable non saturé	193

Figure 7.4. Évolution des angle de frottement du sable non saturé	193
Figure 7.5. Comportement cyclique du sable non saturé.....	195
Figure 7.6. Comportement monotone du mélange de sable et ciment.....	198
Figure 7.7. La résistance résiduelle du mélange de sable et de ciment	199
Figure 7.8. L'évolution des surpressions interstitielles des mélanges de sable de Fontainebleu et ciment.....	201
Figure 7.9. Courbes de résistance au cisaillement cyclique des mélanges de sable de Fontainebleu et ciment	201

Liste des tableaux

Tableau 2-1. Classification des sols tirée de l'Eurocode 8 partie 1	32
Tableau 3-1. Caractéristiques du sable de Fontainebleau et sable d'Hostun RF.....	42
Tableau 3-2. Les limites d'Atterberg du sol de la digue de la Duchesse Anne.	44
Tableau 3-3. Les limites d'Atterberg des des mélanges sable de Fontainebleau-Illite Arvel.....	45
Tableau 3-4. Tableau des essais (Dupla, 1995)	63
Tableau 4-1. Récapitulatif des essais triaxiaux drainés sur le sable de Fontainebleau. ..	68
Tableau 4-2. Récapitulatif des essais triaxiaux drainés sur le sable d'Hostun.....	68
Tableau 4-3. Récapitulatif des essais triaxiaux drainés sur les sols de la digues Duchesse Anne.	69
Tableau 4-4. Récapitulatif des essais non-drainés sur le sable de Fontainebleau propre.	82
Tableau 4-5. Récapitulatif des essais sur des mélanges sable de Fontainebleau et illite Arvel aux différences indices de densité des mélanges.....	83
Tableau 4-6. Récapitulatif des essais sur mélange sable de Fontainebleau et illite Arvel au même indice des vides squelettes initial (indice des vides inter-granulaire).....	83
Tableau 4-7. Récapitulatif des essais sur mélange sable de Fontainebleau et illite Arvel au même indice des vides global initial.....	83
Tableau 4-8. Récapitulatif des essais sur mélange sable de Fontainebleau et fine C500 au même indice des vides squelettes initial (indice des vides inter-granulaire).....	84
Tableau 4-9. Récapitulatif des essais sur mélange sable de Fontainebleau et illite Arvel sur consolidé.	84
Tableau 4-10. Récapitulatif des essais non-drainés sur le sable d'Hostun propre.....	85
Tableau 4-11. Récapitulatif des essais sur mélange sable d'Hostun et illite Arvel au même indice des vides squelettes initial	85
Tableau 4-12. Récapitulatif des essais sur mélange sable d'Hostun et illite Arvel au même indice des vides global initial.....	85
Tableau 5-1. Récapitulatif des essais cycliques sur le sable de Fontainebleau propre...	136
Tableau 5-2. Récapitulatif des essais cycliques sur des mélanges du sable de Fontainebleau et fines non plastiques (C500)	137
Tableau 5-3. Récapitulatif des essais cycliques sur des mélanges du sable de Fontainebleau et fines plastiques (Illite Arvel)	137
Tableau 5-4. Récapitulatif des essais cycliques sur le sol de la digue Duchesse-Anne réalisé sur dispositif triaxial classique.	137

Tableau 5-5. Récapitulatif des essais cycliques sur le sol de la digue Duchess-Anne réalisé sur le dispositif DSS.	138
Tableau 6-1. Les caractéristique du sol sur le site de Gosier	167
Tableau 6-2. Caratérisation physique des sols de Saint Benoit (CEREMA)	179
Tableau 6-3. Tableau Limites de consistance des sols de Saint Benoit	179
Tableau 6-4. Essais cycliques avec la gaine souple (année 2016).....	180
Tableau 6-5. Essais cycliques tube fendu avec enlèvement de matière (année 2016) ...	181
Tableau 6-6. Essais cycliques tube fendu dans pré-forage (année 2018).....	181
Tableau 6-7. Essais cycliques gaine souple dans pré-forage (année 2019)	181
Tableau 6-8. Essais cycliques tube fendu dans pré-forage (année 2019).....	182
Tableau 7-1. Récapitulatif des essais triaxiaux CU+U sur le sable de Fontainebleau non saturé.	189
Tableau 7-2. Récapitulatif des essais triaxiaux cycliques sur le sable de Fontainebleau non saturé.	190
Tableau 7-3. Récapitulatif des essais triaxiaux CU+U sur les mélanges de sable de Fontainebleau et ciment	196
Tableau 7-4. Récapitulatif des essais triaxiaux cycliques sur les mélanges de sable de Fontainebleau et ciment	196

Liste des symboles

e	indice des vides
e_i	indice des vides initial
e_c	indice des vides post-consolidation
e_{cs}	indice des vides à l'état critique
I_D	indice de densité
I_{Di}	indice de densité initial
I_{Dc}	indice de densité post-consolidation
D_r	densité relative
D_{ri}	densité relative initiale
D_{rc}	densité relative post-consolidation
q	déviateur des contraintes
q_{inst}	déviateur des contraintes à l'initiation de l'instabilité
q_{cs}	déviateur des contraintes à l'état critique
p'	contrainte moyenne effective
p'_{inst}	contrainte moyenne effective à l'initiation de l'instabilité
p'_{cs}	contrainte moyenne effective à l'état critique
η	rapport des contraintes
η_{inst}	rapport des contraintes à l'initiation de l'instabilité
M	rapport des contraintes à l'état critique
φ	angle de frottement

φ_{inst}	angle de frottement à l'initiation de l'instabilité
φ_{cs}	angle de frottement à l'état critique
F_c	teneur en fines /pourcentage des fines (%)
f_c	$F_c/100$
P_c	pression de confinement
ΔU	surpression interstitielle
ε_a	déformation axiale
ε_v	déformation volumique
w_L	La limite de liquidité
w_p	La limite de plasticité
I_p	Indice de plasticité
e_{max}	indice des vides maximal
e_{min}	indice des vides minimal
C_u	coefficient d'uniformité
C_c	coefficient de courbure
D_{10}	diamètre effective du sable
D_{50}	diamètre moyen du sable
OCR	rapport de surconsolidation
TCC	taux de cisaillement cyclique

1. Introduction générale

1.1. Remarques préliminaires

La liquéfaction des sols est un phénomène par lequel un sol saturé ou partiellement saturé perd sa résistance et sa rigidité sous l'application d'un chargement. Les secousses du séisme ou un changement soudain de charge provoquent le passage d'un comportement de sol solide ou plastique à un comportement du sol similaire à celui d'un liquide. Ce changement de comportement peut causer de graves dommages aux infrastructures et aux bâtiments.

Plusieurs ruptures de barrages, des glissements de terrain, des tassements de sol et autres défaillances des ouvrages géotechniques ont été attribués à la liquéfaction des sols causée par toutes sortes de charges statiques ou cycliques. La liquéfaction peut induire des destructions des terrains et des ouvrages selon quatre modes principaux : glissement de terrain ou coulées de boue, écoulement latéral, oscillation du sol, la perte de capacité portante.

Le terme liquéfaction couvre tous les phénomènes de déformations excessives dans les sols granulaires saturés. Lors d'événements sur le terrain de courte durée, tels qu'un séisme ou un choc, les sols sont chargés pratiquement non-drainés. Cela provoque une réduction de leur résistance et de leur rigidité en raison du développement d'une surpression interstitielle. Sur le terrain, les dommages à cause de la liquéfaction peuvent se traduire par des écoulements de flux dans un sol en pente.

La liquéfaction n'est pas un sujet nouveau dans les recherches géotechniques. On peut citer des centaines d'études sur ce phénomène donc les plus importantes sont les recherches de (Castro, 1969), (Canou, 1989), (Ishihara K. , 1993)...Toutefois, il existe plusieurs d'avis différents sur quelques aspects de ce problème comme les influences des fines, évaluation des susceptibilités à liquéfier du sol, influence de la surcharge ou le degré de saturation. D'autre part, les méthodes pour améliorer les sols à risque de liquéfaction n'ont pas attiré l'attention adéquate.

Les catastrophes récentes aux causes de liquéfaction à Petobo en Indonésie (2018) ou à Brumadinho, au Brésil (2019), ou même en 2015, le navire Bulk Jupiter pesant 56 000 tonnes a sombré rapidement à environ 300 km au sud-ouest du Vietnam, suite à la liquéfaction de son chargement de bauxite, un seul de ses 19 membres d'équipage a survécu. Ces catastrophes montrent la nécessité de recherches plus approfondies.



*Figure 1.1 Coulées de boue à Petoto Palu Indonesia suite à un séisme et un tsunami
(à gauche 17/08/2018, à droite 01/10/2018)*

Le Vietnam n'est pas situé sur la ceinture sismique, alors la liquéfaction cyclique est rarement. Toutefois, en raison des fortes précipitations annuelles, en plus la nappe est haute, les risques de liquéfaction statique ou cyclique causées par les actions de l'homme ne sont pas à négliger.

Historiquement, la liquéfaction du sol est un phénomène qui se produit dans des sols sableux lâches et saturés. Les dégâts qu'elle peut causer ont été mis en évidence pour la première fois en 1964 lors de séismes à Niigata, au Japon, et en Alaska, aux États-Unis. En raison de ces événements, la liquéfaction a été largement étudiée sur le terrain et en laboratoire, permettant d'évaluer le potentiel de liquéfaction et la résistance de sites déterminé à l'aide d'informations basées sur les propriétés du sol et le risque sismique. Cela a conduit à un consensus général sur le comportement non-drainé du sable propre, mais les effets des fines sur ce type de comportement restent toujours un sujet de désaccord.

En parallèle avec l'étude le comportement du sol à liquéfaction, plusieurs méthodes à augmenter la résistance du sol ont été proposées également. Cependant, la recherche de la meilleure solution reste toujours controversée.

1.2. Objectifs de la thèse

Il s'agit donc dans ce travail de recherche de mener une campagne expérimentale en laboratoire et en place afin de comprendre les mécanismes en jeu, de disposer de cas permettant la validation des modèles numériques et in fine de construire une base de données à partir de laquelle pourra être calé un outil pour l'ingénieur. Deux techniques d'amélioration ont été mises en œuvre pour évaluer comparativement à l'apport des fines, la possible diminution du risque de liquéfaction.

Le programme de travail s'est déroulé de la manière suivante :

- définition, caractérisation et validation d'un sol liquéfiable équivalent destiné à être utilisé en laboratoire (nature et taille des grains, nature et teneur en fines, état de compacité et teneur en eau) ;
- essais en laboratoire par source de type harmonique ;
- transfert sur sols réels et validation de la méthode de caractérisation.

La construction de courbes TCC en fonction du nombre de cycles a été pour les différentes configurations un objectif principal de ce travail.

1.3. Organisation de la thèse

Nous avons choisi d'organiser la présentation des travaux menés dans le cadre de ce travail en sept chapitres :

- après un chapitre introductif, le chapitre deux est consacré à une revue bibliographique ;
- le troisième s'attache à décrire les dispositifs expérimentaux et les méthodes d'essais ;
- le quatrième présente les résultats des essais sous chargement monotone ;
- Le cinquième complète la description avec le comportement cyclique ;
- Le sixième s'intéresse à l'application de ces concepts dans les essais en place ;
- Finalement le chapitre sept étudie les possibilités de traitement en masse.

Une conclusion vient récapituler les différents apports de ce travail.

2. Revue bibliographique

2.1. Introduction

Nous allons ici rappeler les concepts principaux qui servent de fondement à notre étude. La référence qui a été prise pour les essais de laboratoire est l'essai à l'appareil triaxial de révolution et pour les essais en place l'essai d'expansion au pressiomètre.

2.2. Généralités sur le comportement mécanique des sols

2.2.1. Drainé et non-drainé

Le comportement drainé est observé lorsqu'un échantillon subit une consolidation et est cisailé par compression suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle due à l'écrasement se dissipe ($\Delta u=0$). Dans ce type d'essais, le drainage est toujours ouvert. Le taux de compression axiale est maintenu constant, c'est-à-dire que l'essai est asservi à vitesse de déformation constante. Cette vitesse est plus faible si l'échantillon est peu perméable pour assurer que la pression interstitielle soit le plus souvent en équilibre avec les contraintes appliquées. Pendant l'essai, la déformation volumique est non nulle.

Le comportement non-drainé est obtenu lorsque l'échantillon maintenu dans une cellule étanche, l'eau est bloquée dans le sol. Le matériau présente alors des variations de surpressions interstitielles lors de l'application des charges. En revanche, le volume et la teneur en eau sont constants.

Pour étudier le phénomène de la liquéfaction, des essais non-drainés sont réalisés sur des éprouvettes saturées et dans un état de densité lâche. Ces essais représentent le comportement du sol sur site où les vitesses de sollicitation sont élevées et suffisamment rapides pour que l'eau interstitielle ne s'évacue pas.

2.2.2. Contractance et dilatance

Les concepts de contractance ou dilatance sont associés aux déformations volumiques irréversibles du sol. La contractance correspond à la diminution du volume du sol soumis au cisaillement. C'est le résultat de la densification de la structure granulaire du sol par diminution des vides entre les grains. Inversement, la dilatance correspond à une augmentation de volume du sol soumis au cisaillement. Les phénomènes de contractance ou dilatance d'un matériau sont exprimés alors dans les conditions drainées (Figure 2.1 a).

Dans les cas des essais non-drainés, les comportements contractant et dilatant se traduisent par l'évolution des surpressions interstitielles. Les surpressions interstitielles positives et négatives correspondent aux caractères contractants et dilatants respectivement (Figure 2.1 b).

Le caractère contractant ou dilatant du comportement volumique d'un sol est directement lié à l'état de densité initiale du matériau ainsi qu'à la valeur de la contrainte de consolidation. Les deux phénomènes peuvent être observés simultanément sur un même matériau s'il est moyennement lâche ou moyennement dense.

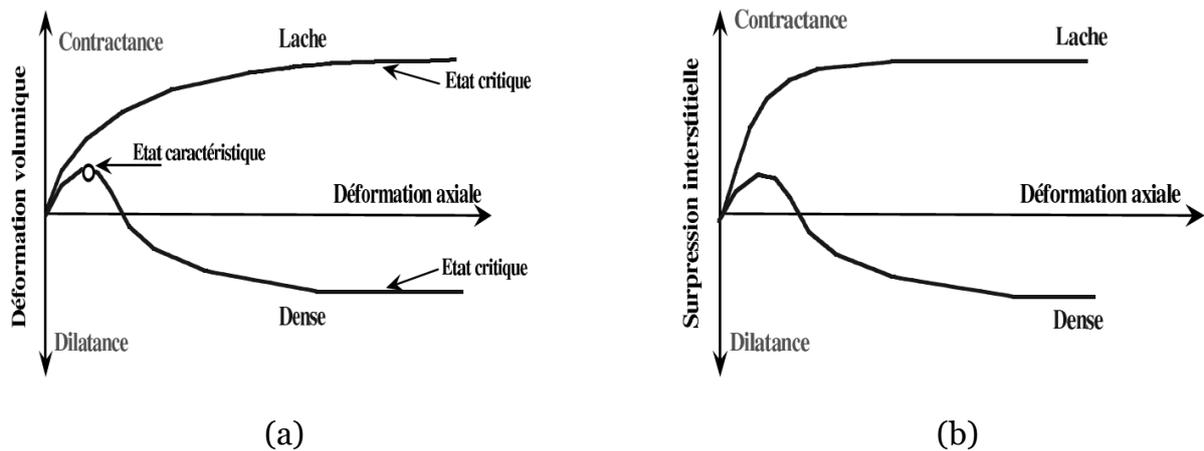


Figure 2.1. Comportement mécanique d'un sable dense et lâche : a) essai drainé, b) essai non-drainé.

2.2.3. État caractéristique

L'état caractéristique proposé par (Luong M. , 1982) est l'état qui correspond au passage du comportement contractant sur le comportement dilatant dans un essai drainé. C'est le seuil de l'enchevêtrement des grains qui est caractérisé par un angle de frottement caractéristique φ'_{car} défini par $\arcsin\left(\frac{3\eta_{car}}{6+\eta_{car}}\right)$ en compression et $\arcsin\left(\frac{3\eta_{car}}{6-\eta_{car}}\right)$ en extension. Le coefficient η_{car} est le rapport des contraintes effectives $\eta = q/p'$ correspondant à l'état caractéristique. L'état caractéristique est un paramètre intrinsèque au matériau indépendant de son état de densité, de la granulométrie et du chemin de contraintes suivi.

Dans les essais non-drainés, il n'y a aucun changement de volume, l'état caractéristique est remplacé par le concept de "Transformation de phase" (Ishihara, K., Tatsuoka, F. et Yasuda, S., 1975) correspondant à l'inversion du sens d'évolution des surpressions interstitielles.

2.2.4. État critique

Le concept de l'état critique a été postulé la première fois par (Casagrande A. , 1936) en réalisant des essais de cisaillement sur des matériaux granulaires à différentes densités relatives initiales. Les résultats ont montré que les échantillons atteignent la même densité finale aux grandes déformations. Il a défini cet état comme l'état de l'indice des vides critique ou de densité critique.

Ces résultats furent confirmés par (Roscoe et al., 1958) en réalisant des essais à la boîte de cisaillement simple sur des billes d'acier. Ils ont appelé l'état où "le sol continue à se déformer à contrainte et indice des vides constants" l'état critique.

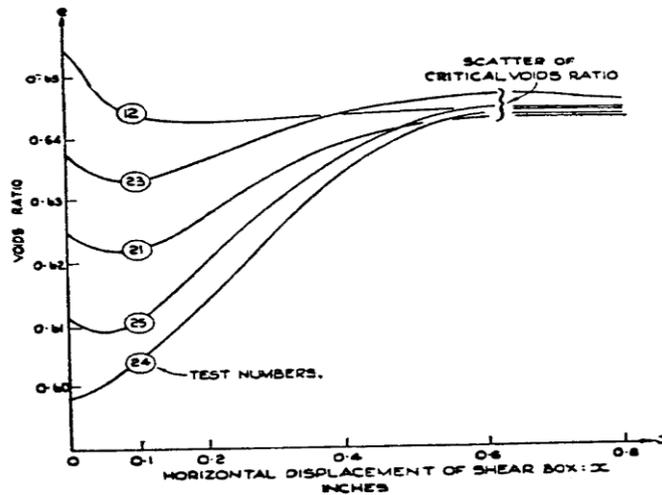


Figure 2.2. Indice des vides critique (Roscoe et al., 1958)

2.3. Liquéfaction statique

2.3.1. Mise en évidence du comportement à la liquéfaction statique.

Les phénomènes de liquéfaction statique ont été étudiés principalement par des essais triaxiaux non-drainés (CU), en utilisant des éprouvettes reconstituées par pluviation dans l'eau ou damage humide (Castro, 1969), (Castro et al., 1982), (Chern, 1985), (Canou, 1989), (Ishihara K. , 1993), (Benahmed N., 2001), (Hareb, 2009), (Nguyen, 2014). La figure 2.3 présente trois types de comportements typiques du sable à la même pression de confinement : liquéfaction, liquéfaction limitée, et un comportement dilatant. Le type de comportement du sable dépend principalement de son état initial, représenté par la densité relative.

2.3.1.1. Le comportement à la liquéfaction

Le comportement à la liquéfaction est observé sur l'échantillon le plus lâche ($D_r=27\%$) (la courbe a). Il est caractérisé sur la courbe du déviateur des contraintes par un pic de résistance marqué à une déformation axial faible (généralement moins de 1%), suivi d'une réduction rapide et brutale de la résistance jusqu'à atteindre un état résiduel très faible qui est appelé état stable de déformation (Castro, 1969), (Casagrande A. , 1975), (Seed, 1979). La pression interstitielle augmente rapidement coïncidant avec l'augmentation du déviateur jusqu'à un niveau assez élevé proche de la contrainte de consolidation, puis commence à se stabiliser et devient constant. Ce type de comportement est dénommé également liquéfaction vraie par (Chern, 1985).

2.3.1.2. Le comportement liquéfaction limitée

Le comportement à la liquéfaction limitée est observé sur l'échantillon moyennement dense ($D_r=44\%$) (la courbe b). Dans ce type de comportement, le déviateur de contraintes augmente jusqu'à atteindre un pic au-delà duquel il commence à diminuer légèrement pour se stabiliser à des moyennes déformations, puis au-delà de 8 % de déformation axial, la résistance remonte. La pression interstitielle augmente jusqu'à une valeur maximale inférieure à la pression de confinement et commence à baisser. Le chemin de contraintes effectives, tout d'abord, montre une migration vers la gauche

jusqu'à une valeur minimale, ce qui est spécifique d'un comportement contractant. Ensuite, il montre un revirement vers la droite et remonte le long de la droite de rupture suite à l'apparition d'une dilatance. Le point de renversement du comportement est appelé état de transformation de phase (Ishihara et al., 1975) ou état caractéristique (Luong P., 1980).

2.3.1.3. Le comportement dilatant

Le comportement dilatant est observé sur l'échantillon le plus dense ($D_r=47\%$) (la courbe c). Dans ce cas, le déviateur de contrainte augmente jusqu'à un pic moins prononcé au-delà duquel il continue à augmenter de façon linéaire. Cette évolution est accompagnée par une augmentation des surpressions interstitielles jusqu'à une valeur maximale à 2,5 % de déformation axiale, puis une diminution jusqu'à un niveau qui peut même devenir négatif. Cette tendance est obtenue grâce au caractère très dilatant du matériau.

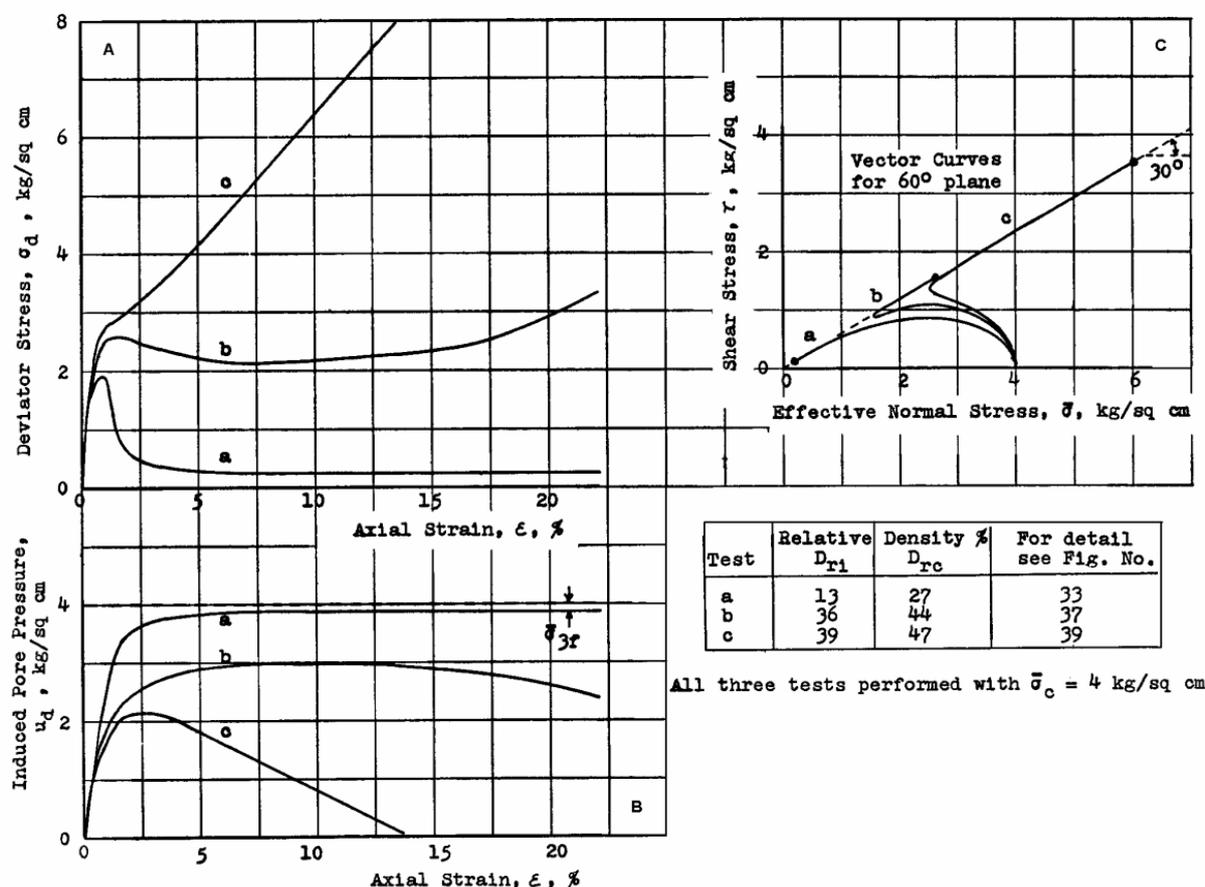


Figure 2.3. Les comportements monotones non-drainés typiques du sable selon (Castro, 1969)

2.3.2. Initiation de l'instabilité

2.3.2.1. Concept de la surface d'effondrement.

Le concept de la "surface d'effondrement" est une approche intéressante pour l'analyse de l'initiation de l'instabilité proposé par (Sladen et al., 1985). Ils ont trouvés que pour un indice des vides donné mais aux différentes pressions de consolidation, les pics des chemins de contraintes effectives sont alignés suivant une droite passant par l'état

permanent de déformations. Cette droite est appelée la « droite d'effondrement » et elle est unique pour chaque densité donnée (figure 2.4 a). Pour d'autres valeurs de l'indice des vides, les droites d'effondrements évoluent et sa pente reste inchangée. Dans le plan tridimensionnel (e-p'-q), une série de ces droites peut être déterminée et constituent la surface d'effondrement (figure 2.4 b).

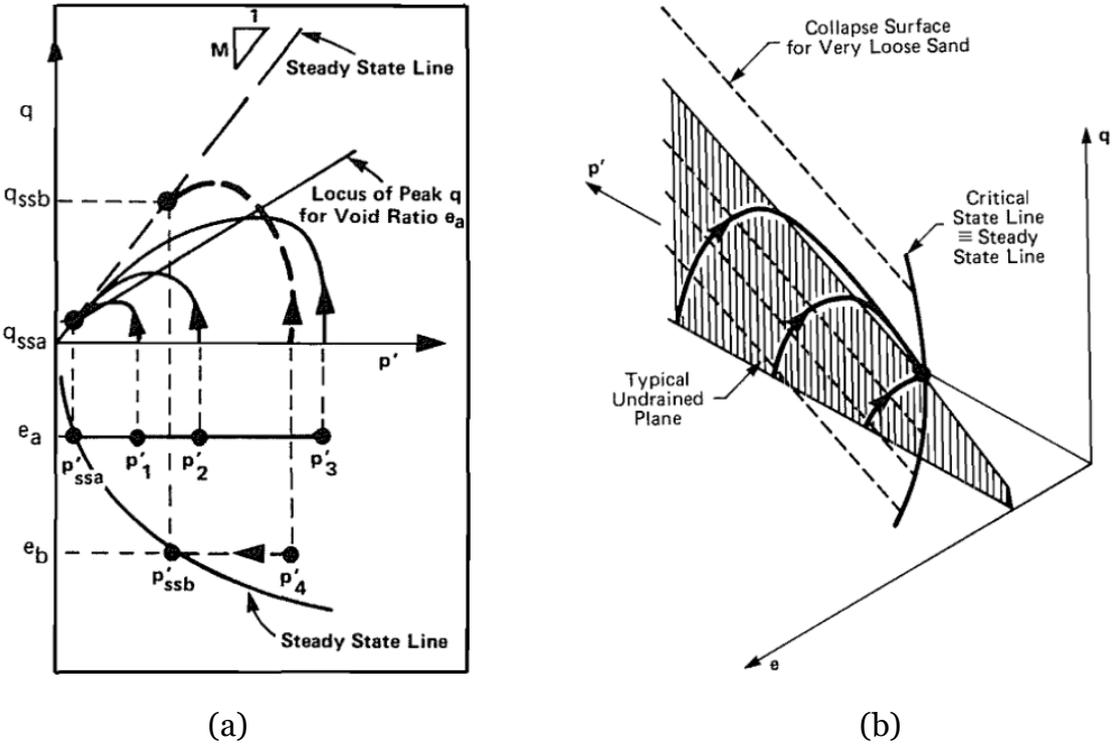


Figure 2.4. Droit et surface d'effondrement selon (Sladen et al., 1985)

Dans une autre approche, (Vaid, Y. et Chern, J., 1985) ont trouvé également que pour des échantillons de sable lâche au même indice de vide, les points correspondants à l'initiation de la liquéfaction se trouvent alignés suivant une ligne passant par l'origine des axes des contraintes effectives qui est appelée ligne du rapport des contraintes critiques. Dans le plan (s,t), ils ont défini une zone d'instabilité potentielle (figure 2.5) qui prend cette ligne comme sa limite inférieure et la ligne de transformation de phase telle que définie par (Ishihara et al., 1975) comme sa limite supérieure. Une fois que l'état de contraintes du sable est à l'intérieur de cette région, l'instabilité est déclenchée.

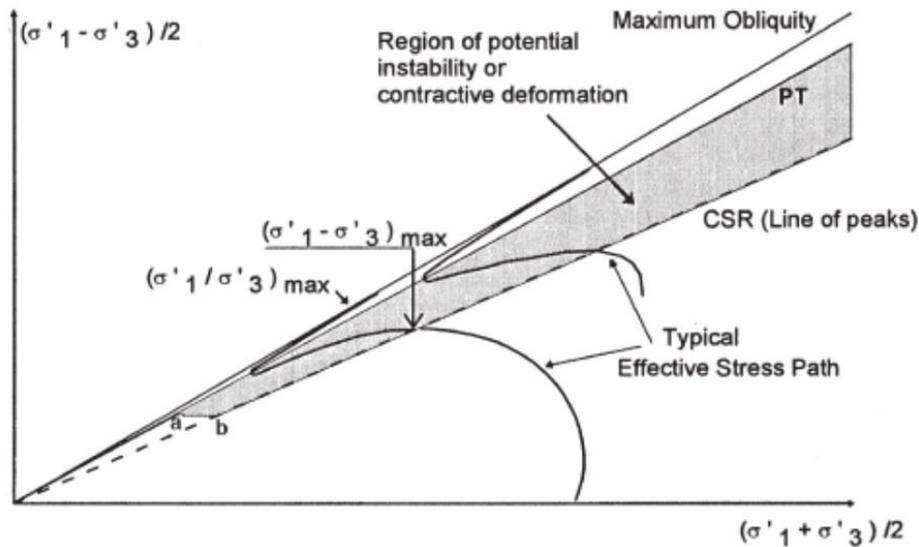


Figure 2.5. Région du potentiel d'instabilité (Vaid, Y. et Chern, J., 1985)

2.3.2.2. Ligne et région d'instabilité selon Lade

Lade et ses collègues ont effectué des séries d'essais triaxiaux pour analyser la stabilité et l'instabilité des matériaux granulaires (Lade et al., 1987), (Lade et al., 1988), (Lade, P. V., Pradel, D, 1990), (Lade, 1992), (Lade, 1993) . Les résultats montrent qu'une fois les conditions d'instabilité atteintes au sommet de la surface de charge, le sol n'est plus capable de soutenir l'état actuel de contraintes. Au-delà de ce seuil, le sol subit des déformations plastiques importantes accompagnées d'une réduction des contraintes effectives. Le pic du chemin de contraintes effectives est atteint juste après l'atteinte de la surface de charge (figure 2.6 a). Cette différence est due à la stabilité additionnelle fournie par la déformation élastique.

Dans le plan (p', q) , il présente une série de chemin de contraintes effectives d'un sable lâche sous différentes pressions de confinement (figure 2.6 b). Les sommets de ces chemins sont alignés suivant une droite passant par l'origine de l'espace des contraintes. Cette droite est appelé la ligne d'instabilité. Elle définit la limite inférieure de la région d'instabilité potentielle tandis que la droite de rupture définit la limite supérieure. En outre, la région d'instabilité potentielle peut être divisée en trois sous-régions : région de l'instabilité, région de l'instabilité temporaire et région du comportement stable.

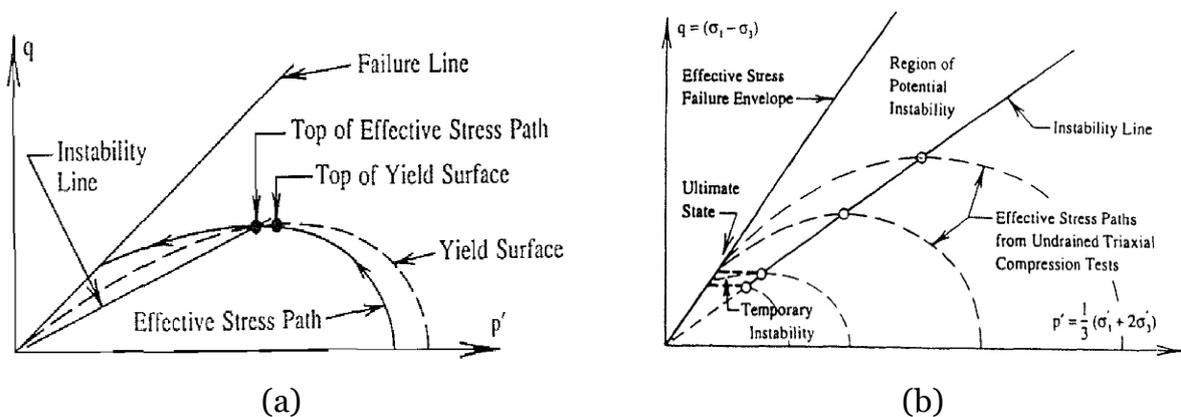


Figure 2.6. Ligne et région d'instabilité potentielle (Lade, 1993)

2.3.3. État permanent de déformation (état stable/ état critique)

L'état stable est l'état où le sol se déforme d'une façon continue en conservant le même volume, le même état de contraintes et pour une même vitesse de déformation (Poulos, 1981). C'est un concept similaire à l'état critique. L'état critique est normalement déterminé à partir d'un essai drainé tandis que l'état stable est déterminé à partir d'un essai non-drainé (Sivathayalan, 2000). (Poulos et al., 1988) montrent que l'état critique et l'état stable coïncident, alors que les résultats des essais de (Castro, 1969) montrent des différences significatives entre les deux états.

Sur la base d'essais triaxiaux non-drainés sur des échantillons préparés par la méthode du damage humide, il est observé qu'à l'état stable, le déviateur des contraintes et la contrainte moyenne effective étaient uniquement liées à l'indice des vides, indépendamment de l'état de contraintes initiales (Castro, 1969), (Castro et al., 1982). Le lieu des états stables est appelé par la surface d'état stable dans un espace tridimensionnel (e, p', q) (Castro et al., 1982) mais il est souvent présenté sur les plans bidimensionnels (p', q) et ($e, \ln p'$) comme le montre la figure 2.7.

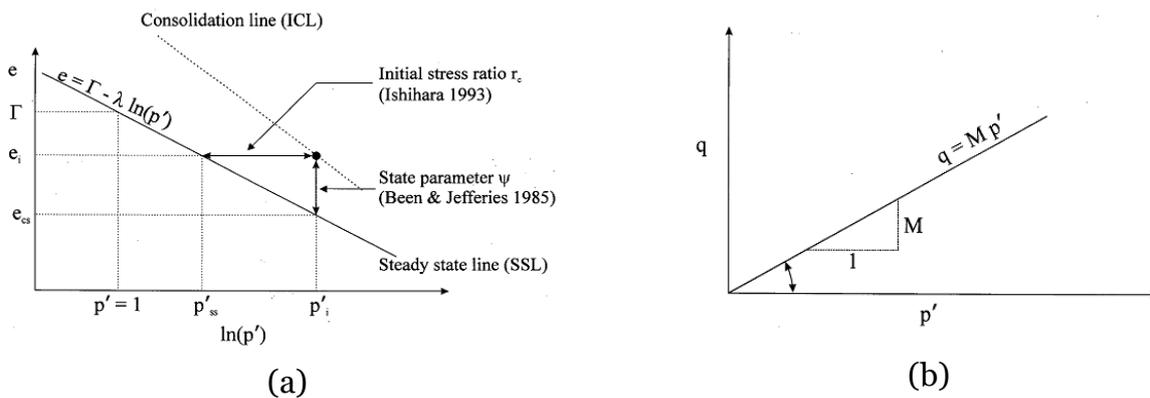


Figure 2.7. Concept de l'état stable de déformations (Sivathayalan, 2000)

2.3.4. État quasi permanent/ quasi-stable (quasi steady state)

Dans le type de comportement de liquéfaction limitée, le déviateur à la déformation moyenne est nettement inférieur au déviateur à l'état stable avec une déformation beaucoup plus grande. Il présente alors deux résistances résiduelles, une à moyenne déformation et l'autre en grande déformation. La plupart des études ont adopté le concept de l'état stable en considérant cette étape intermédiaire où la résistance minimale est atteinte. En conséquence, il est nécessaire de reconsidérer quantitativement la caractéristique de cet état de résistance résiduelle minimale. Cet état est appelé l'état quasi-stable par (Alarcon-Guzman et al., 1988), (Been et al., 1991) et coïncide au point de transformation (point A) défini par (Ishihara, K., Tatsuoka, F. et Yasuda, S., 1975) (figure 2.8). Dans le plan ($e-p'$), nous pouvons tracer une ligne qui est dénommée la ligne quasi-stable (QSSL) par laquelle passent ces points. Plusieurs études montrent que l'état stable et état quasi-stable sont uniques pour les conditions de charge varié (Vaid, Y. et Chern, J., 1985), (Vaid et al., 1990), (Vaid, Y. P. and Thomas, J., 1995). Toutefois, (Ishihara K., 1993) a montré que la ligne quasi-stable se trouve toujours en

dessous de la ligne d'état stable, mais elles se rapprochent les unes des autres alors que la pression de confinement diminue.

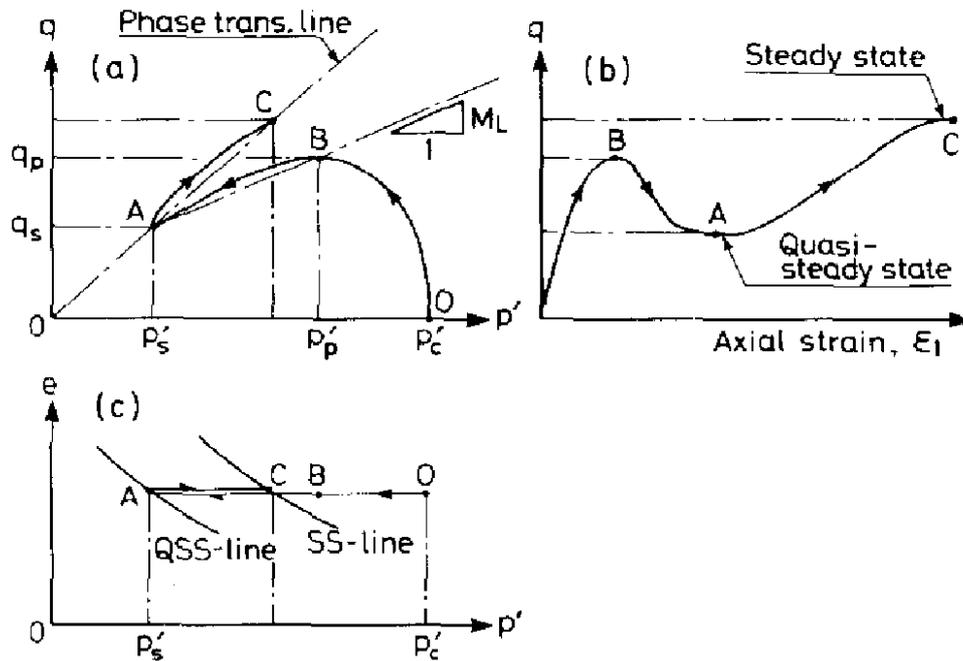


Figure 2.8. L'état stable et l'état quasi-stable du sable lâche.

2.3.5. Influence des fines non plastiques sur la liquéfaction statique

Le rôle des fines non plastiques sur le comportement des sables à la liquéfaction a été un sujet de débat depuis de nombreuses années. Il y a plus de 60 ans (Terzaghi, 1956) a émis l'hypothèse que les particules des fines pourraient créer une structure de particules «métastable» qui pourrait expliquer la liquéfaction statique observée lors de la rupture de grandes pentes sous-marines. Les essais de laboratoire destinés à évaluer la susceptibilité à la liquéfaction donnent des résultats partagés en ce qui concerne l'effet des fines non-plastiques. (Kuerbis et al., 1988) ont observé que l'augmentation de la teneur en limon jusqu'à une proportion de 20% entraînait un comportement plus dilatant lors d'essais triaxiaux non-drainés sur du sable, lorsque les expériences étaient effectuées avec le même indice des vides inter-granulaire. (Pitman, T. D., Robertson, P. K., and Sego, D. C., 1994) ont également conclu que, lorsque du limon était ajouté au sable d'Ottawa, il devenait moins liquéfiable lors des essais de compression triaxiale non-drainés.

D'autres chercheurs ont trouvé que les fines non plastiques pouvaient augmenter le potentiel de liquéfaction. (Troncoso, J. H., and Verdugo, R., 1985) (Troncoso J.H., 1986), (Ishihara K. , 1993) et (Verdugo, R., and Ishihara, K., 1996) ont conclu que l'augmentation de la teneur en fines augmentait la possibilité qu'un sable existe dans la nature dans un état contractant qui puisse induire la liquéfaction. (Yamamuro, J. A., and Lade, P. V., 1997) (Yamamuro, J. A., and Lade, P. V., 1998) et (Lade, P. V., and Yamamuro, J. A., 1997) ont observé que l'augmentation de la teneur en fines non plastiques jusqu'à 25% du poids dans le sable du Nevada augmentait le caractère contractant volumétrique d'un spécimen lors d'essais triaxiaux drainés et non-drainés, même lorsque la densité était augmentée. Au niveau des pourcentages de fines élevés à

hauteur de 40%, les échantillons sont beaucoup plus compressibles que les sables propres ou à faible teneur en fines (Yamamuro, J. A., and K. M. Cover, 2001). D'autres encore trouvent que la présence de fines non plastiques peut diminuer la résistance au cisaillement non-drainée en fonction de l'indice des vides inter-grains (Thevanayagam, 1998).

2.3.6. Influence des fines plastique sur la liquéfaction statique

L'influence des fines plastiques sur la liquéfaction statique est plus compliqué à synthétiser que l'influence des fines non plastiques, du fait du plus grand nombre de paramètre à considérer comme les limites d'Atterberg. (Abedi, M. et Yasrobi, S., 2010) ont effectué des essais triaxiaux non-drainés sur des sables propres et des mélanges sable-kaolinite préparés aux mêmes indices des vides globaux. Ils ont trouvé que le pic de résistance des spécimens diminue avec l'augmentation de la teneur en fines. Il diminue dans toute la gamme des teneurs en fines, mais son taux décroissant diminue lorsque la teneur en fines est supérieure à 10% et devient presque constante à partir d'une teneur en fines de 20%.

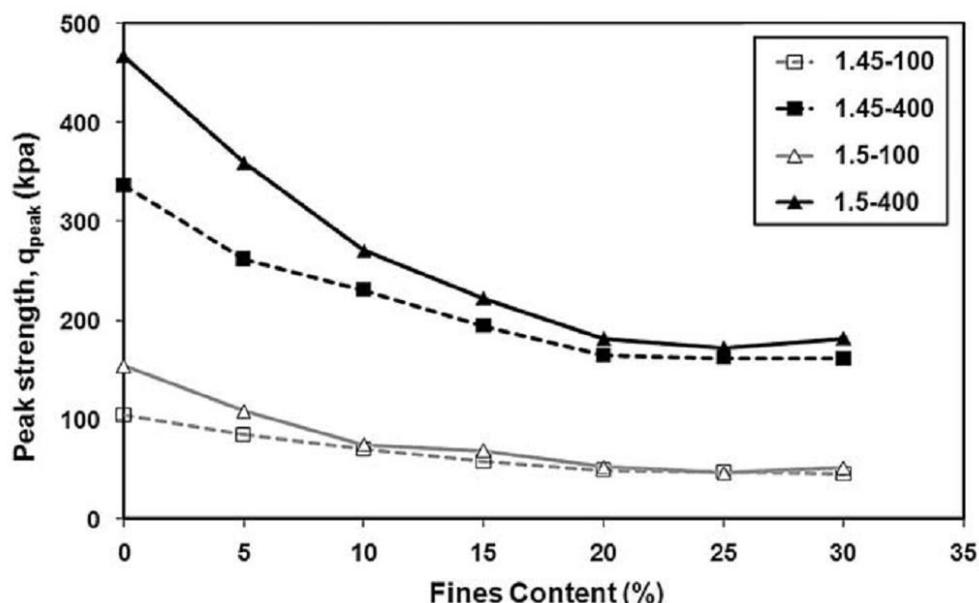


Figure 2.9. Influence de la teneur en fines plastiques sur la résistance au pic de déviateur (Abedi, M. et Yasrobi, S., 2010)

Plus récemment, en se basant sur des résultats des essais triaxiaux monotones non-drainés obtenus sur des mélanges au même indice de vides inter-grain (squelette) sur du sable de Fontainebleau avec des petits pourcentages de fines (Fc=1, 3 et 5%), (Jradi, 2018) a observé que ces mélanges ne présentent aucun phénomène de liquéfaction mais que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

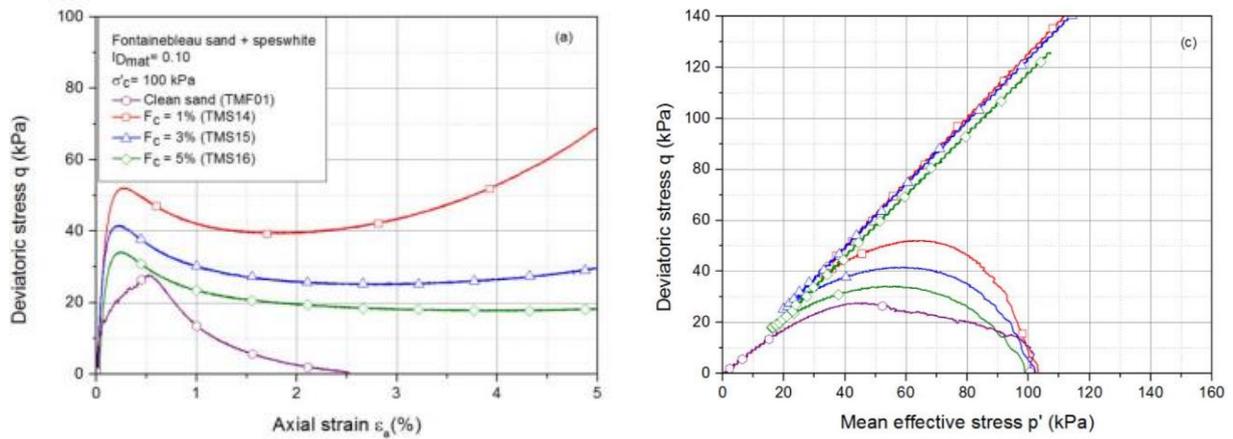


Figure 2.10. Influence des fines plastiques (Speswhite) sur le comportement du sable de Fontainebleau lâche (Jradi, 2018).

2.3.7. Influence de la densité relative sur la liquéfaction statique

Il est bien documenté dans la bibliographie que les changements de densité relative influent sur le comportement non-drainé d'un sable. Les résultats de (Castro, 1969) ont montré un comportement contractant, et par conséquent liquéfiant avec un fort radoucissement à un indice de densité faible ($ID=13\%$). Lorsque l'indice de densité augmente, le comportement contractant se transforme à un comportement dilatant en passant par une phase liquéfaction limitée.

Plus clairement, on peut citer les recherches de (Verdugo, 1992) sur le sable Toyoura à une contrainte de consolidation isotrope constante $p'_c=490$ kPa et au différents indices des vides (figure 2.11). À l'indice des vides le plus lâche, $e=0,930$, le sable est liquéfié en totalité avec un pic de déviateur visible et une perte totale de la résistance au cisaillement ($p'_c=0$). La résistance du sable croît lorsque l'indice des vides diminue, exprimé par la valeur du pic de déviateur et la pression de confinement résiduelle augmente également. D'autre part, le pic est moins visible quand les échantillons sont plus denses et à l'indice des vides $e=0,861$, il disparaît. Des résultats similaires sont présentés par (Sladen et al., 1985), (Kramer, S.L. & Seed, H.B., 1988), (Canou, 1989), (Benahmed N., 2001), (Rees, 2010), (Nguyen, 2014).

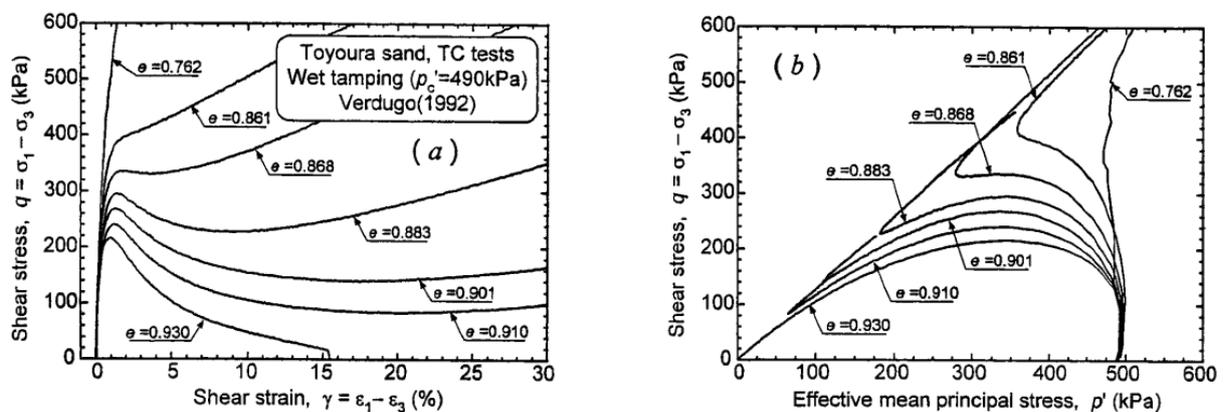


Figure 2.11. Influence de la densité relative à la liquéfaction statique (Ishihara K., 1993)

2.3.8. Influence de la pression de confinement

Pour une densité relative donnée, le niveau de la pression de confinement initiale a une influence importante sur la valeur du pic du déviateur de contrainte ainsi que sur le comportement volumique du matériau (Canou, 1989), (Benahmed N., 2001), (Nguyen, 2014). Ainsi, on peut observer que la valeur du pic de résistance à laquelle est initiée la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la contrainte de consolidation appliquée et sa valeur est pratiquement proportionnelle à cette dernière. La déformation axiale où le pic apparaît augmente également avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective p' .

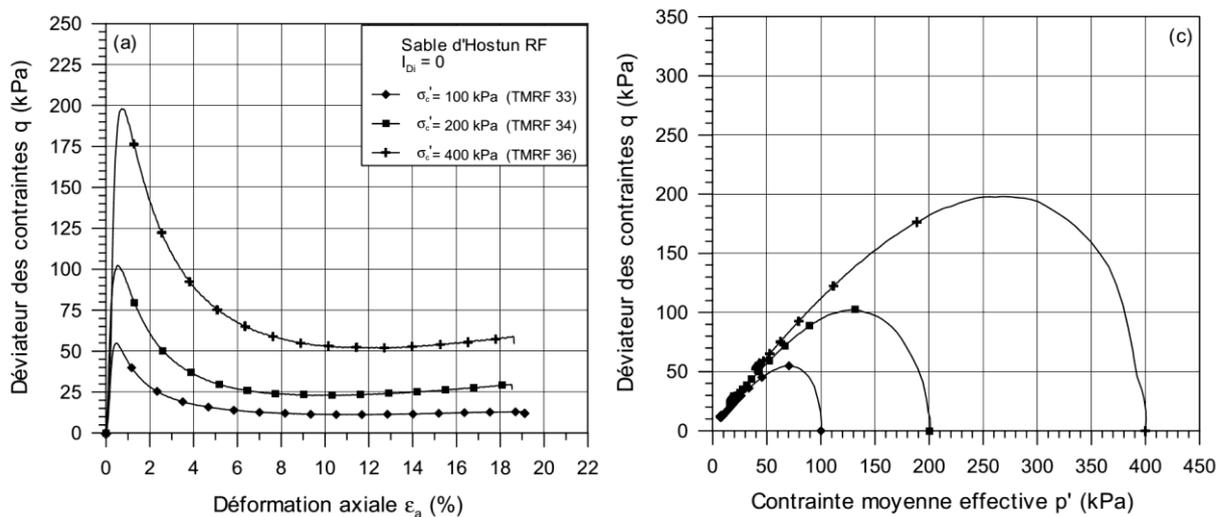


Figure 2.12. Influence de la pression de confinement sur la liquéfaction statique du sable d'Hostun RF (Benahmed N., 2001)

2.3.9. Influence de la méthode de préparation des échantillons sur la liquéfaction statique.

2.3.9.1. Quelques méthodes de préparation

Il existe de nombreuses méthodes de préparation des échantillons aux essais en laboratoire. Ishihara (Ishihara K., 1993) a résumé les trois modes de dépôts les plus largement utilisés telles que le dépôt humide, la pluviométrie à sec, la pluviométrie sous eau (figure 2.13). Ils sont bien adaptés aux exigences de fabrication d'éprouvettes homogènes à différents indices des vides. Cependant, ces différentes méthodes de reconstitution d'éprouvettes sont connues pour créer des structures différentes, ce qui conduit à des réponses du sol différentes. Ceci a été constaté par de nombreux chercheurs (Ladd R., 1974), (Ladd R., 1977), (Mulilis, J., Chan, C.K., & Seed, B., 1975), (Oda, 1972), (Miura, 1982), (Canou, J., & El Hachem, M., 1989), (Ibrahim, A. et Kagawa, T., 1991), (Zlatovic, S., & Ishihara, K., 1997), (Vaid et al., 1999), (Benahmed et al., 2004), (Della N., 2014), (Nguyen, 2014).

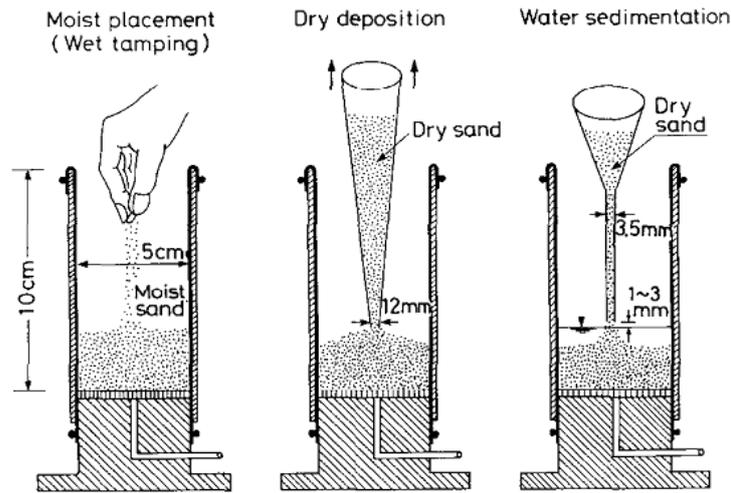


Figure 2.13. Méthodes de préparation des échantillons (Ishihara K. , 1993).

Pour préparer les échantillons par la méthode du damage humide, le sable est mélangé à de l'eau désaérée à une teneur en eau d'environ 5%. Une membrane est tendue sur la face interne d'un moule divisé qui est fixé au socle de base de l'appareil d'essais s. Le sable humide est divisé en plusieurs portions qui sont déposées délicatement dans le moule. Ensuite, chaque couche est compactée par une dame jusqu'à une hauteur prédéterminée. En raison des effets capillaires entre les particules, le sable humide peut être placé dans une structure très lâche bien au-delà de l'indice des vides maximal du sable sec.

Pour préparer les échantillons par la méthode de pluviation à sec, le sable séché à l'étuve est placé dans un entonnoir mince en forme de cône avec une buse d'environ 12 mm de diamètre. Le sable est répandu dans le moule avec une hauteur de chute nulle à une vitesse constante jusqu'à ce que le moule soit rempli. Une certaine énergie est appliquée en frappant le côté du moule pour obtenir une densité souhaitée.

Pour préparer les échantillons par la méthode de pluviation sous l'eau, le sable malaxé avec de l'eau désaérée est placé dans un entonnoir avec un tube en plastique fixé à son extrémité. Le mélange est versé à travers le tube en plastique, en quatre couches, dans le moule à une hauteur de chute nulle et à une vitesse constante, pour que la surface de l'eau coïncide toujours avec celle du sable sédimenté. Dans une autre procédure, le sable sec est versé par l'entonnoir et sédimente à une hauteur de 2-3 cm sous l'eau dans le moule. Dans ces deux procédures, le sable se dépose continuellement dans l'eau sans provoquer de ségrégation appréciable du matériau. Si un échantillon plus dense doit être préparé, l'énergie de compactage est appliquée en frappant le côté du moule par étapes pendant le processus de placement de l'échantillon

2.3.9.2. Influence du mode de dépôt sur la liquéfaction statique.

Afin d'étudier l'influence de la méthode de préparation des échantillons, DeGregorio (DeGregorio, 1990) a effectué une série d'essais sur le sable F-70 Ottawa préparé par des méthodes différentes : la pluviation à sec, le damage humide et la pluviation humide. Tous les trois échantillons ont été consolidés isotropiquement au même indice des vides e_c de 0,784 sous une pression de confinement effective de 100 kPa. Les résultats montrent que, malgré un comportement identique, les échantillons préparés dans

l'ordre suivant présentent progressivement des déviateurs des contraintes de pic et quasi-stable plus élevées, respectivement par pluviation à sec, damage humide et pluviation humide. En outre, la contrainte à laquelle l'état stable est atteint, devient plus importante pour les échantillons préparés dans cet ordre (figure 2.14). La même influence du mode de dépôt sur la liquéfaction statique est observée dans la deuxième série d'essais sur des échantillons préparés à un indice des vides après consolidation de 0,775. (Zlatovic, S. and Ishihara, K., 1997) ont trouvé un résultat similaire sur le sable du Nevada, montrant que la méthode de pluviation à sec favorise la liquéfaction plus que la méthode du damage humide.

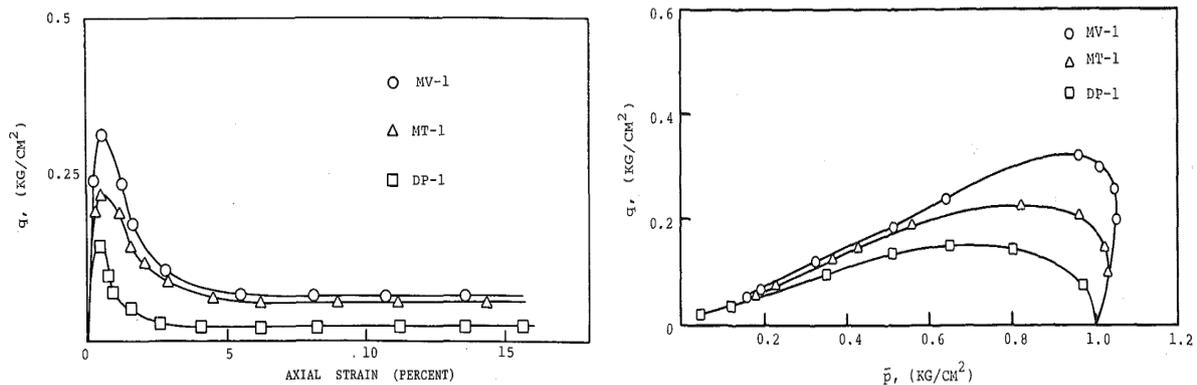


Figure 2.14. Trois comportements des échantillons du sable Ottawa préparés par pluviation à sec (DP), damage humide (MT) et vibration humide (MV) (DeGregorio, 1990)

Toutefois, (Canou, 1989) et (Canou, J., & El Hachem, M., 1989) ont trouvé des résultats inverses à partir d'essais non-drainés sur le sable d'Hostun RF. Ils montrent qu'un matériau préparé par damage humide peut liquéfier, alors que s'il est préparé par pluviation à sec, il peut être dilatant (figure 2.15 a). D'après eux, grâce aux liaisons capillaires, le dépôt humide favorise la formation d'une structure lacunaire et le dépôt sec, quant à lui, fournit une structure granulaire beaucoup plus régulière. Leurs résultats sont confirmés par les recherches de (Vaid et al., 1999), (Benahmed et al., 2004).

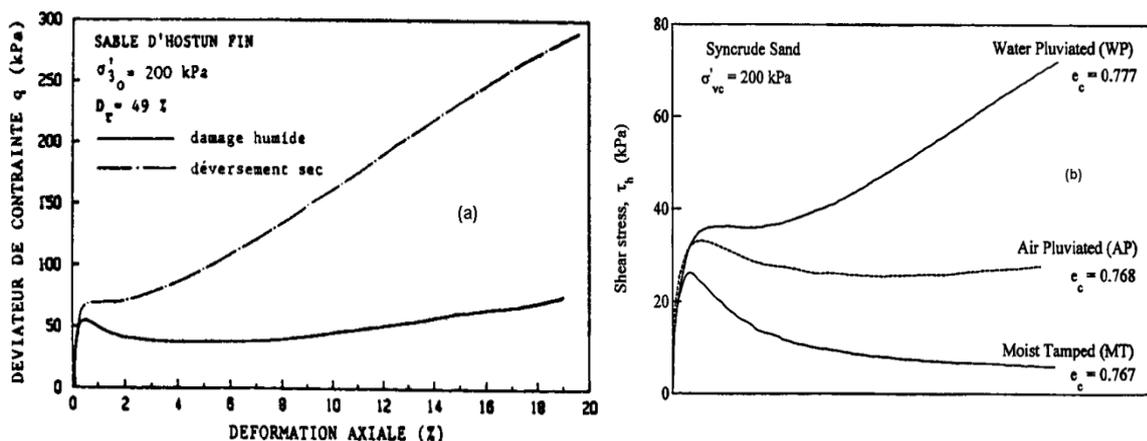


Figure 2.15. Influence du mode de dépôt sur la réponse non-drainée des sables :

(a) Canou (1989); (b) Vaid et al., (1999).

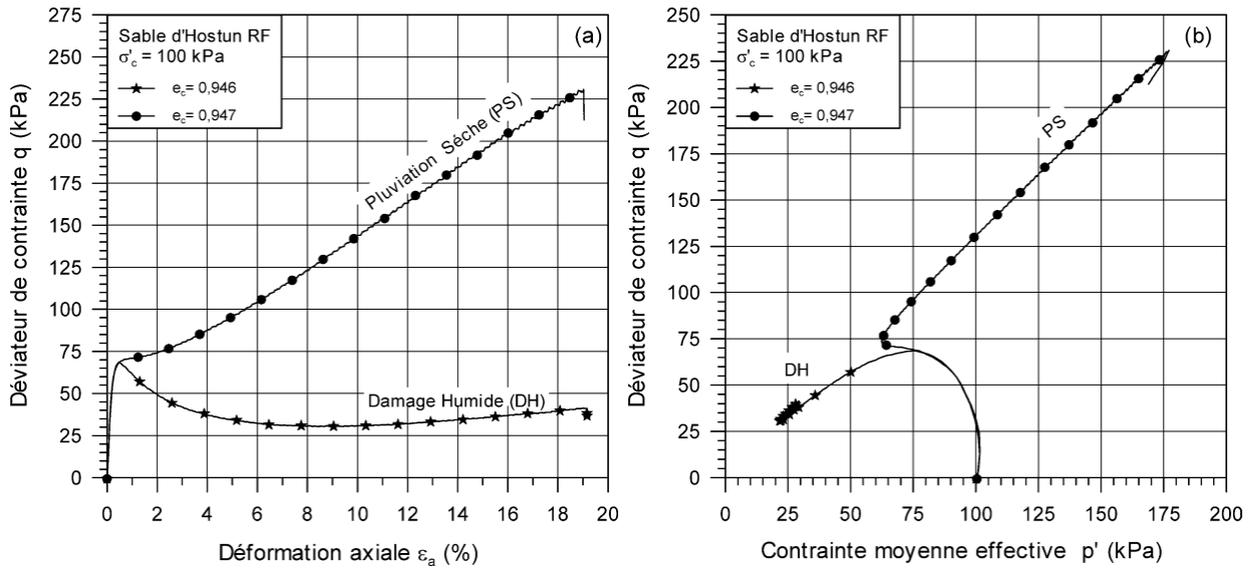


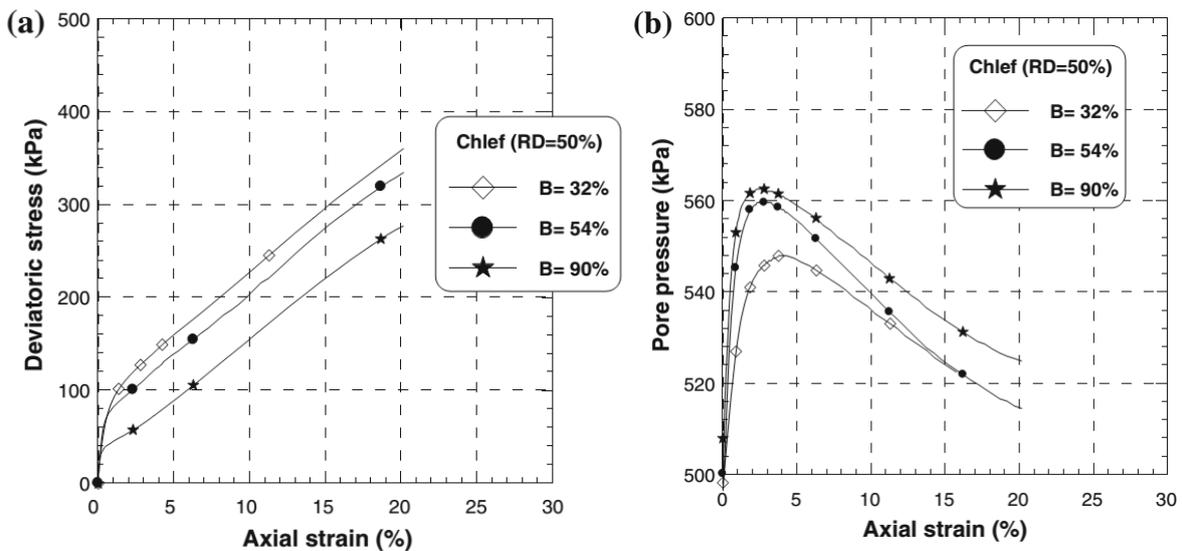
Figure 2.16. Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés pour un état lâche du sable :

(a) courbes de cisaillement ; (b) chemins des contraintes effectives (Benahmed, N., Canou, J. et Dupla, J., 2004)

2.3.10. Influence du degré de saturation sur la liquéfaction statique

La majorité des structures de génie civil sont construites sur des couches de sol partiellement saturées, par conséquent, étudier l'influence de degré de saturation à la liquéfaction du sol est un sujet d'importance. Toutefois, la plupart des études liées à la liquéfaction des sols sont basés sur des données concernant des matériaux totalement saturés.

(Della et al., 2011) ont indiqué que l'augmentation du coefficient de Skempton (B) induit une réduction de la rigidité initiale et de la résistance du sol (contrainte déviateur maximale) et augmente la phase de contractance.



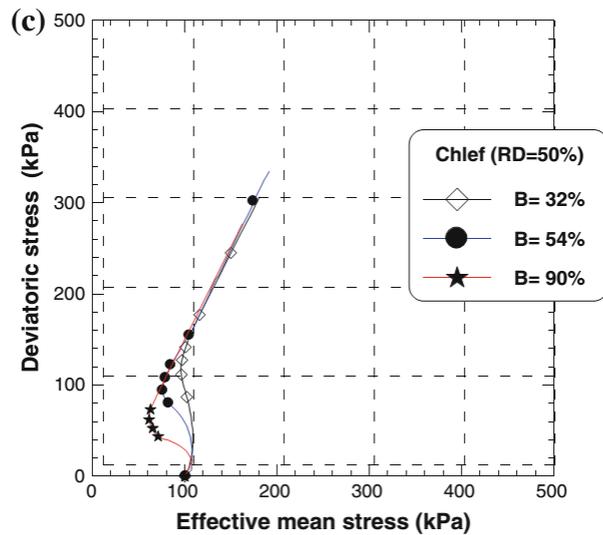


Figure 2.17. Influence du coefficient de Skempton (B) sur le comportement non-drainé du sable de Chlef (Della et al., 2011)

Récemment, Arab (Arab et al., 2015) ont effectué des essais pour étudier l'influence du coefficient de Skempton B sur la résistance du sable Hostun RF à la liquéfaction statique et à la liquéfaction cyclique également. Au niveau des comportements monotones, ils ont noté que l'augmentation du degré de saturation caractérisée par le coefficient de Skempton B conduit à une diminution de la résistance maximale au cisaillement non-drainée ainsi qu'à une augmentation de la pression interstitielle (figure 2.18).

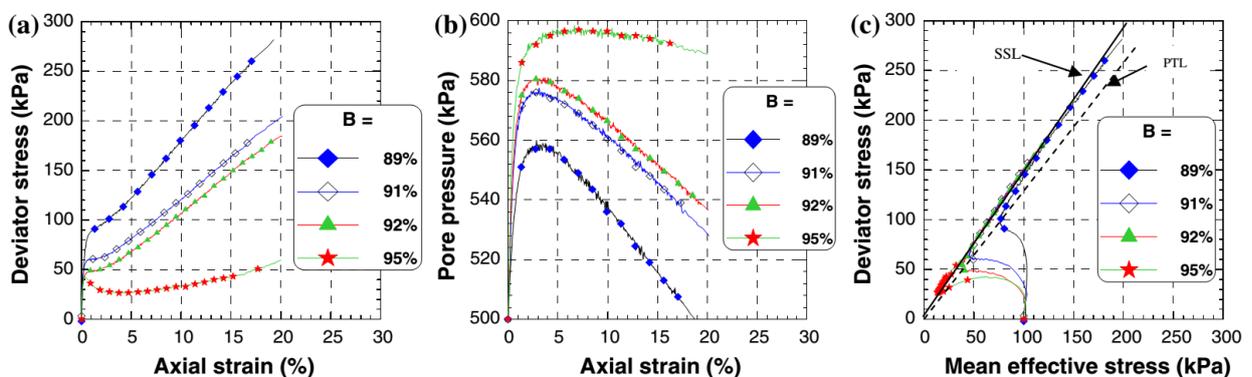


Figure 2.18. Effet du coefficient de Skempton sur le comportement monotone du sable d'Hostun RF (Arab et al., 2015)

On peut conclure que le degré de la saturation influence significativement la liquéfaction du sol. Cependant, la plupart des recherches ont été réalisées sur les sols denses sous chargement cycliques. Son influence sur le sol lâche qui est plus sensible à liquéfaction n'a pas encore reçu l'attention requise.

2.3.11. La surconsolidation : OCR et K_0

(Ishihara, K., & Okada, S., 1978), (Ishihara, K., and Takatsu, H, 1979) ont été les premiers à effectuer une analyse expérimentale détaillée des effets de la surconsolidation isotrope sur le comportement non-drainé d'un sable lâche préparé par sédimentation dans l'eau. Ils ont observé qu'un rapport de surconsolidation de 2,0 pouvait augmenter la résistance cyclique de 70% autant que la résistance des

éprouvettes normalement consolidées, et que la résistance devenait moins prononcée lorsque que le pourcentage de particules fines présents dans les éprouvettes diminuait.

(Di Prisco et al., 1995) ont présenté une étude comparative entre le comportement non-drainé d'un échantillon du sable d'Hostun lâche normalement consolidé, et celui d'un échantillon surconsolidé (figure 2.19). Avant le cisaillement, l'éprouvette est d'abord consolidée isotropiquement à 200 kPa, puis déchargée à 100 kPa (OCR=2). Les résultats montrent des comportements qualitativement identiques mais avec une différence au niveau de la résistance non-drainée au pic. Le pic du déviateur pour l'échantillon est atteint avec une contrainte de 55,8 kPa et un coefficient de contrainte de 0,75, bien au-dessus de la ligne d'instabilité de Lade définie pour l'essai isotrope.

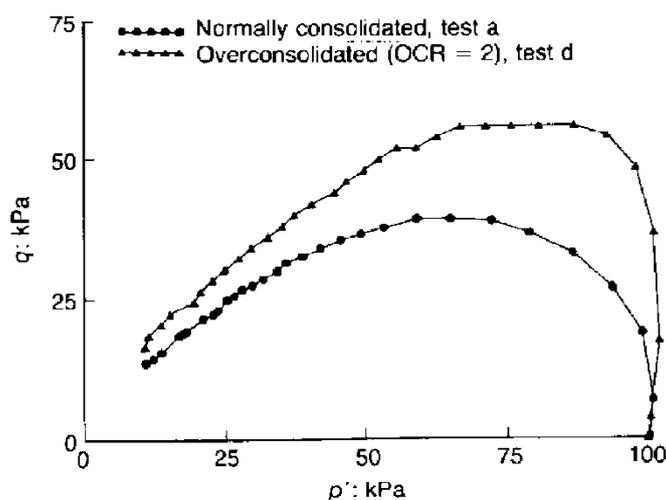


Figure 2.19. Trajets des contraintes effectifs dans les essais triaxiaux non-drainés sur des éprouvettes isotropes normalement consolidées et surconsolidées (Di Prisco et al., 1995)

Un résultat similaire a été observé dans les recherches de (Gajo et al., 1999) sur trois échantillons du sable d'Hostun lâche reconstitué par la méthode du damage humide. Le pic du déviateur de l'échantillon surconsolidé est environ 40% plus grand que celui des autres échantillons (figure 2.20).

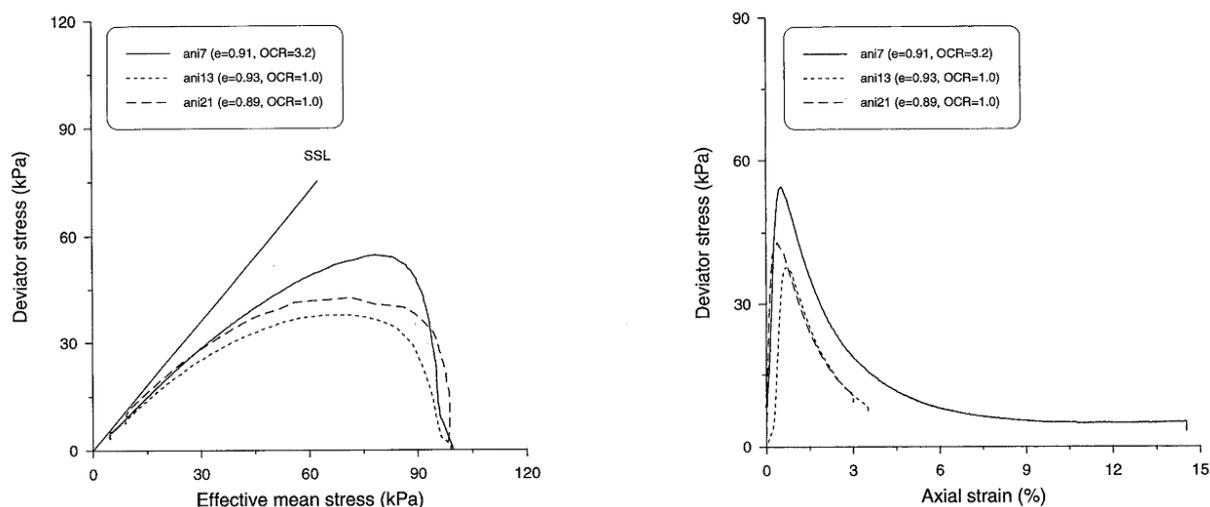


Figure 2.20. Les effets de la préconsolidation isotrope sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun (Gajo, A., Piffer, L., De Polo, F., 1999).

(Finge, 2004) ont réalisé une série d'essais pour explorer le comportement non-drainé du sable d'Hostun lâche à des niveaux plus élevés de surconsolidation en compression et en extension également. On peut observer un comportement à la liquéfaction statique partielle caractéristique des sables lâches pour tous les essais ayant un niveau de surconsolidation supérieur à 2. Il est clair que la surconsolidation isotrope augmente considérablement la résistance du sable. Aux plus hautes valeurs du rapport de consolidation ($OCR=8$), le pic du déviateur augmente de 168% en compression et 80% seulement en extension (figure 2.21).

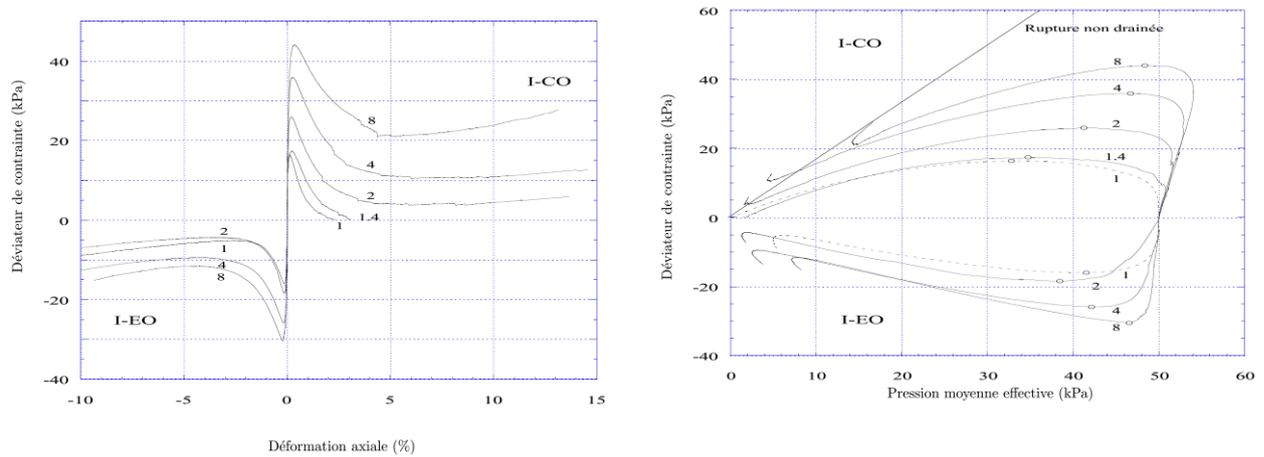


Figure 2.21. Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun RF (Finge, 2004).

Récemment, (Y. Mahmoudi et al., 2016) ont étudié l'effet des techniques de reconstitution et le rapport de surconsolidation sur le comportement non-drainé du sable de Chlef et des mélanges de ce sable avec des fines peu plastiques. Ils concluent que la résistance au cisaillement non-drainée des échantillons de mélange sable-limon augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation pour les méthodes de pluviation à sec et de dépôt humide. L'impact de la surconsolidation sur la résistance au cisaillement non-drainée est plus important pour les échantillons obtenus par pluviation à sec par rapport aux échantillons préparés par dépôt humide. Si le rapport de surconsolidation augmente, le sol devient d'autant plus dilatant et plus résistant à la liquéfaction.

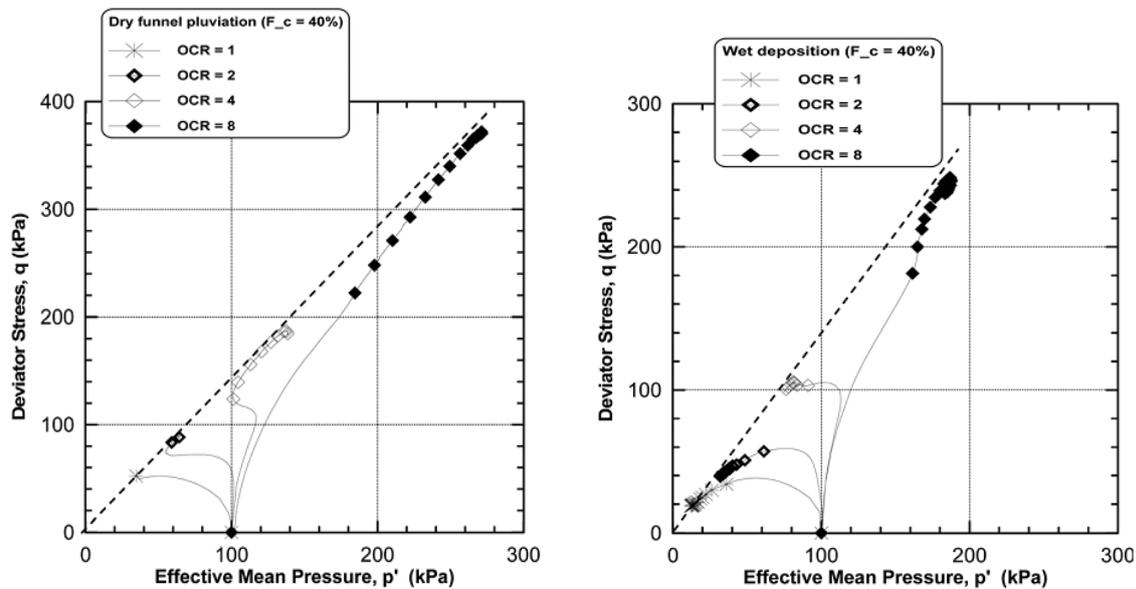


Figure 2.22. Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement non-drainé du sable Chlef

2.4. Liquéfaction cyclique

2.4.1. Liquéfaction vraie et mobilité cyclique

Le comportement cyclique du sol a été observé à partir des résultats triaxiaux cycliques réalisés par plusieurs chercheurs (Seed, H.B., & Lee, K., 1966), (Castro, 1969), (Ishihara K., 1985), (Vaid, Y. et Chern, J., 1985). Ils ont montré deux types de comportement cyclique en conditions non-drainées : la liquéfaction cyclique « vraie » et le phénomène de mobilité cyclique.

La liquéfaction vraie est un phénomène qui est constatée sur des échantillons de sables lâches et très lâches et correspond à un mécanisme liquéfaction ou liquéfaction limitée sous chargement monotone. Il se traduit par une augmentation progressive, régulière et quasi-linéaire de la surpression interstitielle au cours des cycles charges-décharges. La déformation a un changement négligeable jusqu'à un cycle particulier appelé « critique » où la pression augmente rapidement à une valeur proche ou égale à la contrainte effective moyenne initiale (figure 2.23 a). Cette augmentation est accompagnée par une chute brutale du déviateur et une élévation rapide de la déformation axiale.

La mobilité cyclique est un phénomène caractéristique des sables denses et très denses qui correspond à un mécanisme dilatant sous chargement monotone. Dans ce phénomène, la déformation axiale augmente progressivement avec la progression de la surpression interstitielle durant les cycles mais il ne présente pas une chute brutale du déviateur (figure 2.23 b et figure 2.24). La mobilité cyclique conduit à la rupture par accumulation de déformations significatives tandis que la liquéfaction vraie est associée à la perte substantielle de la résistance et à la rupture par écoulement.

La liquéfaction cyclique se produit au moment où la pression interstitielle est égale à la contrainte effective moyenne initiale ou la déformation axiale atteint 5% en double amplitude. Pour le sable, la pression interstitielle peut augmenter jusqu'à 100% de la

contrainte effective pendant les essais cycliques, toutefois, pour le mélange sable avec fines, elle arrête à 90%-95% de la contrainte effective initiale et la déformation cyclique continue à se développer. Par conséquent, (Ishihara K. , 1993) a proposé d'utiliser la déformation de 5% en double amplitude comme le critère pour déterminer l'état liquéfaction des tous les types du sol.

La résistance au cisaillement cyclique est définie par l'amplitude de la contrainte de cisaillement cyclique pour provoquer le phénomène de liquéfaction à un nombre de cycles spécifié. Elle s'exprime par le rapport de contrainte cyclique dénommé Taux de Cisaillement Cyclique (TCC) en langue française ou Cyclic Stress Ratio en langue anglaise $TCC = CSR = q_{cyc}/(2\sigma'_c)$.

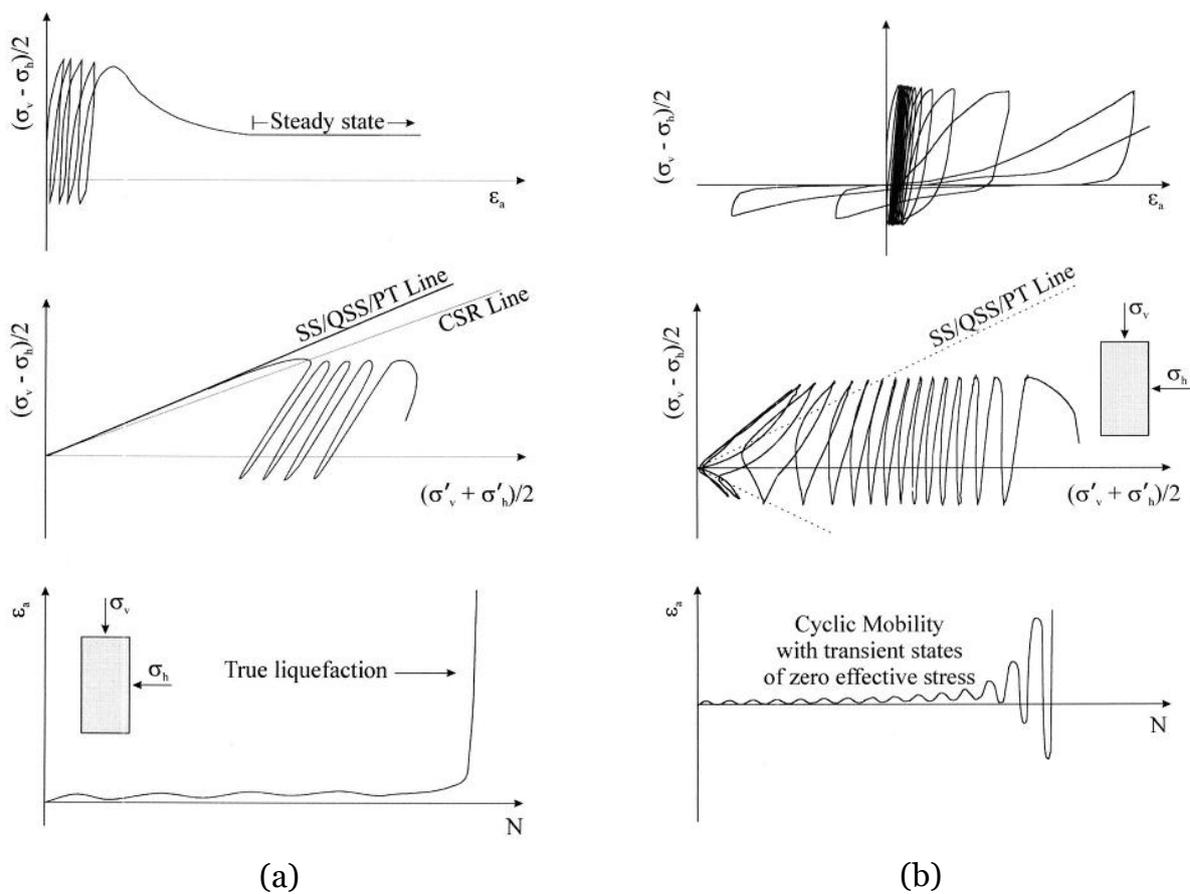


Figure 2.23. La liquéfaction « vraie » et la mobilité cyclique selon (Vaid, Y. et Chern, J., 1985) (Sivathayalan, 2000)

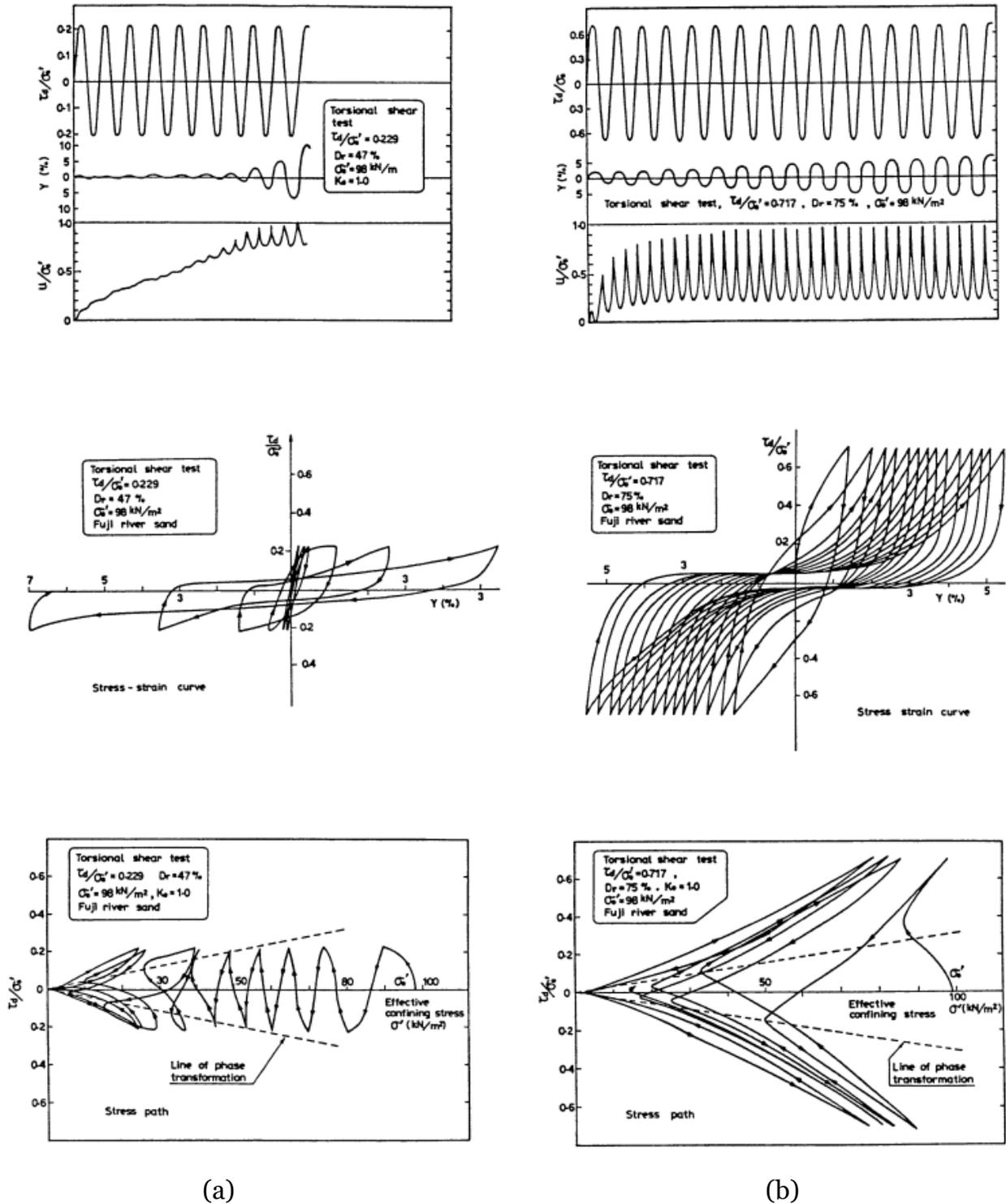


Figure 2.24. Essai de mobilité cyclique (Ishihara K., 1985), (a) sable moyennement lâche ; (b) sable dense.

2.4.2. Influence du mode de dépôt sur la liquéfaction cyclique.

Une investigation intéressante sur l'influence du mode de dépôt à la liquéfaction cyclique a été réalisée par (Mulilis et al., 1977). Ils ont effectué une vaste série d'essais triaxiaux cycliques à contrainte contrôlée sur des échantillons de sable de Monterey reconstitués au même indice de densité mais avec 11 différentes méthodes de préparation, y compris le damage humide, la pluviation à sec, la pluviation sous eau, et

plusieurs autres techniques avec vibration. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement cyclique varie d'un mode de dépôt à un autre et le mode de compactage à un effet également. Les échantillons les plus faibles étaient ceux préparés par pluviation à sec, et les plus résistants étaient ceux préparés en vibrant le sol dans des conditions d'humidité ; la différence de taux de cisaillement cyclique provoquant une rupture est d'environ 110% à 10 cycles et d'environ 61% à 100 cycles (figure 2.25).

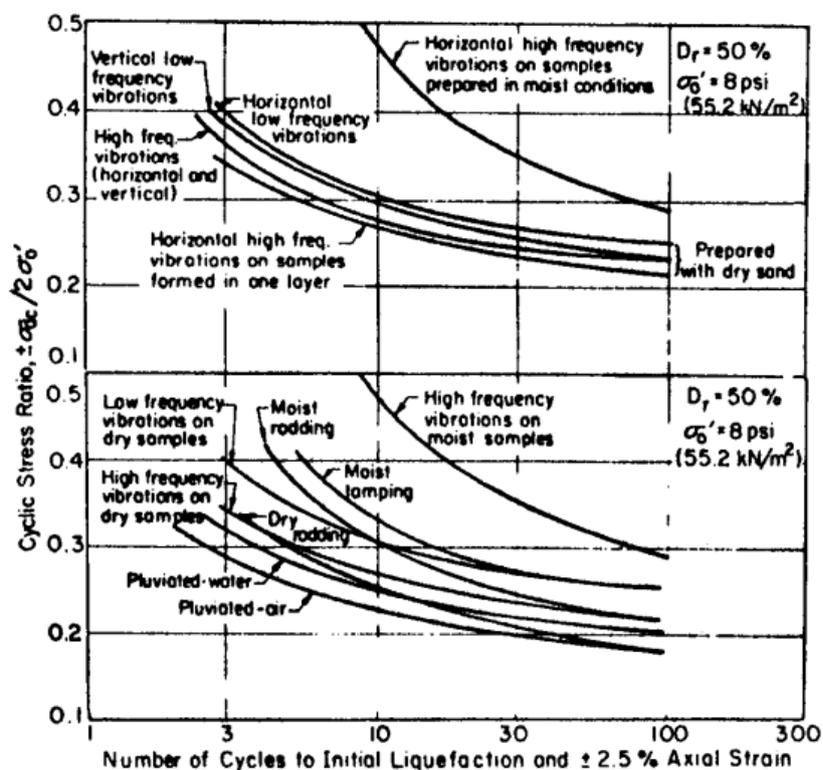


Figure 2.25 - Influence du mode de dépôt à la liquéfaction cyclique du sable Monterey (Mulilis et al., 1977)

À partir de l'observation précédente, il est évident que les méthodes préparations des éprouvettes peuvent avoir un effet significatif sur le comportement cyclique du sable. Cependant, cet effet n'est pas unique, il varie selon le matériau utilisé. Ceci est confirmé par deuxième série d'essais sur le sable de la rivière Mississippi (figure 2.26). Avec des conditions similaires, l'augmentation du taux de cisaillement cyclique provoquant la liquéfaction initiale pour les éprouvettes préparées par vibration humide par rapport à celle obtenue pour les éprouvettes préparées par damage humide n'était que d'environ 11%, contrairement à une augmentation de 42% du taux de cisaillement cyclique provoquant la liquéfaction initiale pour les éprouvettes de sable de Monterey.

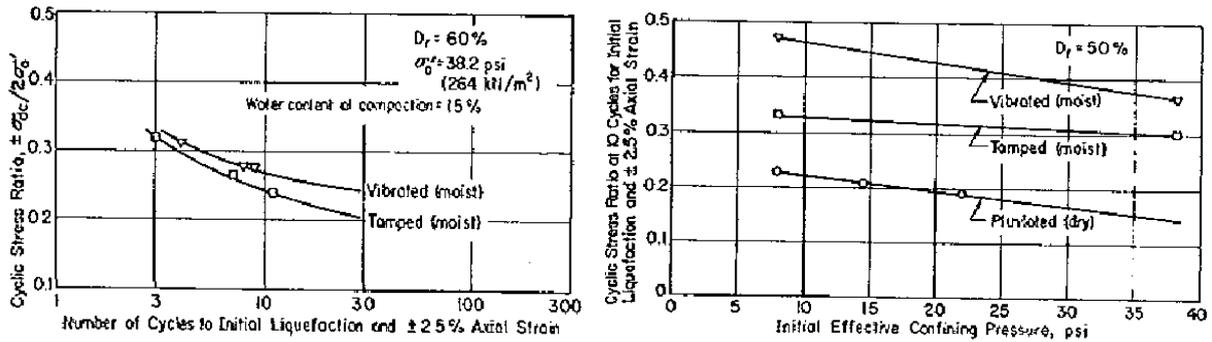


Figure 2.26 - Influence du mode de dépôt à la liquéfaction cyclique du sable de la rivière Mississippi (Mulilis et al., 1977)

2.4.3. Influence de la pression de confinement.

Plusieurs études ont montré qu'à un indice de densité donné, l'amplitude de cisaillement nécessaire pour induire la liquéfaction augmentait avec la contrainte de consolidation (Seed, H.B., & Lee, K., 1966), (Peacock, W., & Seed, H.B., 1968), (Casagrande A., 1975), (Chen, Y-C., & Lee, C-G., 1994). L'influence de la pression de confinement a aussi été reconnue sur site lors du tremblement de terre de Niigata où les couches de sable qui sont restées stables sont celles situées à une profondeur plus importante. Toutefois (Castro, G., & Poulos, S., 1977), (Vaid et al., 1985) indiquent que l'augmentation de la contrainte de consolidation diminue le rapport de la contrainte cyclique induisant la mobilité cyclique et la liquéfaction. De plus, (Rangaswamy et al., 2010) ont montré que l'augmentation de la pression de confinement diminue le nombre de cycles induisant la liquéfaction cyclique. (Vaid, Y.P., & Finn, W.D.L., 1979) quant à eux, présentent des résultats d'essais consolidés anisotropiquement à différentes contraintes initiales de confinement qui ne montrent aucune influence de celle-ci sur la résistance au cisaillement cyclique.

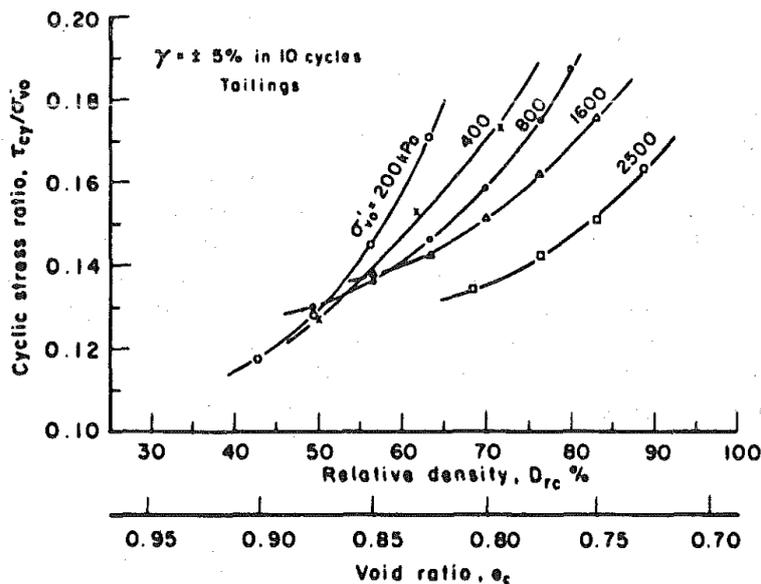


Figure 2.27. Résistance à liquéfaction cyclique du sable aux différences pressions de confinement (Vaid, Y.P, Chern, J.C, & Tumi, H., 1985)

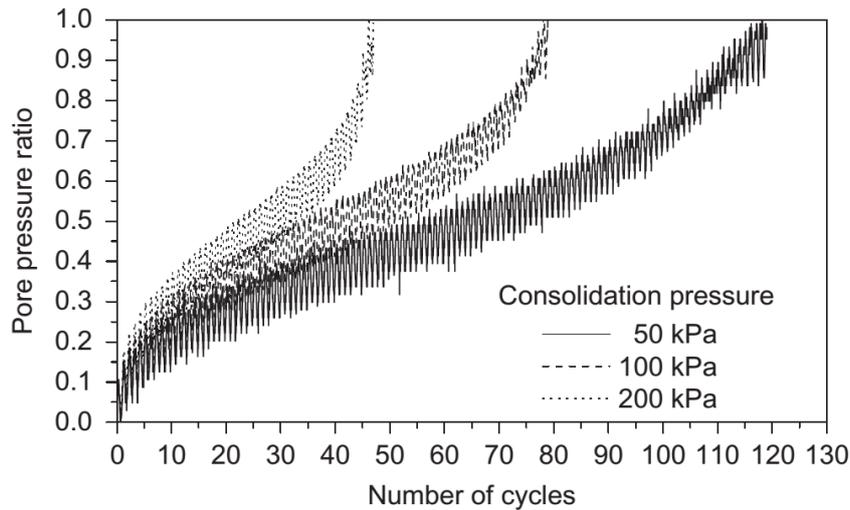


Figure 2.28. Influence de la pression de confinement à la liquéfaction cyclique du mélange sable et 30% fine (Rangaswamy, K., Boominathan, A. & Rajagopal, K., 2010)

2.4.4. Influence de la densité relative sur la liquéfaction cyclique

L'indice de densité est un des facteurs les plus déterminants sur le comportement des sables sous chargement cyclique. En effet, ce facteur dépend de la nature de la réponse cyclique (liquéfaction ou mobilité cyclique) et la valeur de la résistance au cisaillement. Plusieurs chercheurs (Lee, K., & Seed, H.B., 1967), (Castro, G., & Poulos, S., 1977), (Seed, 1979), (Ladd et al., 1989) montrent que l'augmentation de la densité diminue le potentiel de liquéfaction. En d'autres mots, la contrainte de cisaillement pour provoquer la rupture par l'un ou l'autre des phénomènes diminue avec l'augmentation de l'indice des vides. Les mêmes constatations ont été rapportées dans d'autres travaux récents (Benahmed N., 2001) (figure 2.29), (Jradi, 2018).

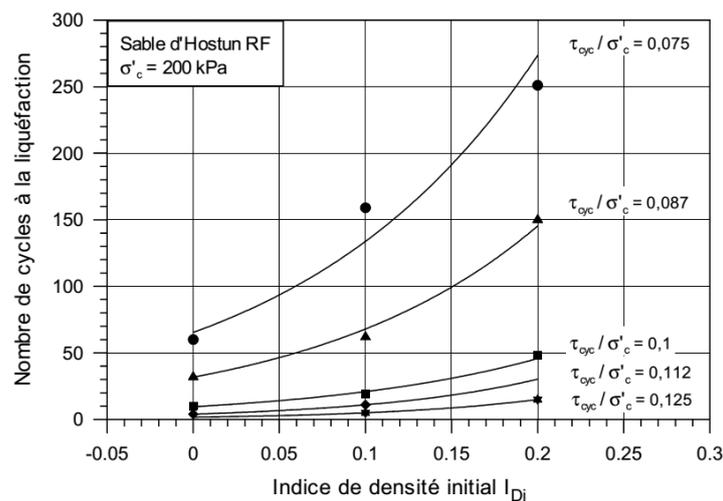


Figure 2.29. Influence de l'indice de densité sur la liquéfaction cyclique du sable d'Hostun RF (Benahmed N., 2001)

2.4.5. Influence de l'amplitude de chargement sur la liquéfaction cyclique

L'amplitude de chargement est caractérisée par le taux de cisaillement cyclique et a une influence significative sur la liquéfaction cyclique du sol. Plusieurs auteurs (Benahmed

N., 2001), (Rees, 2010), (A. Arab, M. Belkhatir, 2012) montrent que l'augmentation de l'amplitude de chargement conduit à une diminution de la résistance à la liquéfaction cyclique du sol (figure 2.30).

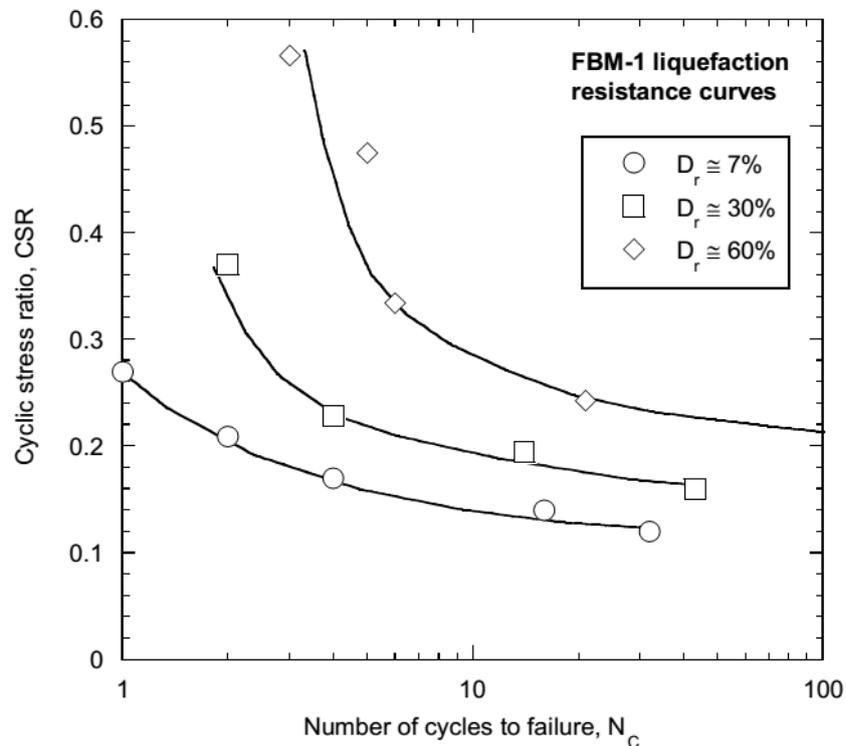


Figure 2.30. Influence du taux de cisaillement cyclique à la liquéfaction (Rees, 2010)

2.4.6. Influence du degré de saturation sur la liquéfaction cyclique.

Les premières recherches sur le comportement du sol non saturé à la liquéfaction ont été réalisées par (Martin, Finn et Seed, 1978), (Mullilis, Townsend et Horz, 1978). Ils ont constaté qu'un coefficient B de Skempton compris entre 0,91 et 0,97 n'affectait pas de manière significative la résistance à la liquéfaction du sable.

De plus, dans le cadre des recherches de (Yoshimi Y, Tanaka K, Tokimatsu K, 1989), des essais de résistance à la liquéfaction ont été effectués sur des échantillons de sable de Toyoura reconstitué avec une densité relative moyenne égale à $D_r = 60\%$ à divers degrés de saturation. Les résultats obtenus ont montré que le degré de saturation affectait significativement la résistance du sol à la liquéfaction. En effet, pour le sol le plus saturé ($B=0,8$), l'échantillon était liquéfié juste après 3 cycles, alors qu'il était nécessaire de réaliser 8 cycles pour atteindre la liquéfaction des échantillons ayant un coefficient B proche de 0,5.

D'autres auteurs, (Hong Xia and Ting Hu, 1991) ont observé l'effet du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction cyclique du sable. Sur les échantillons bien saturés ($B=1$), les sols se sont liquéfiés rapidement. Par ailleurs, une légère diminution du degré de saturation en deçà de 100% entraîne une augmentation très remarquable de la résistance à la liquéfaction du sable testé, par exemple, de 100% ($B=1$) à 99,5% ($B=0,928$), seulement 0,5% de moins que le degré de saturation, le taux de cisaillement cyclique augmente brusquement. De plus la diminution du degré de saturation du sable

ne provoque pas une augmentation aussi sensible de la résistance à la liquéfaction lorsque le degré de saturation du sable est inférieur à une certaine valeur (par exemple 99%).

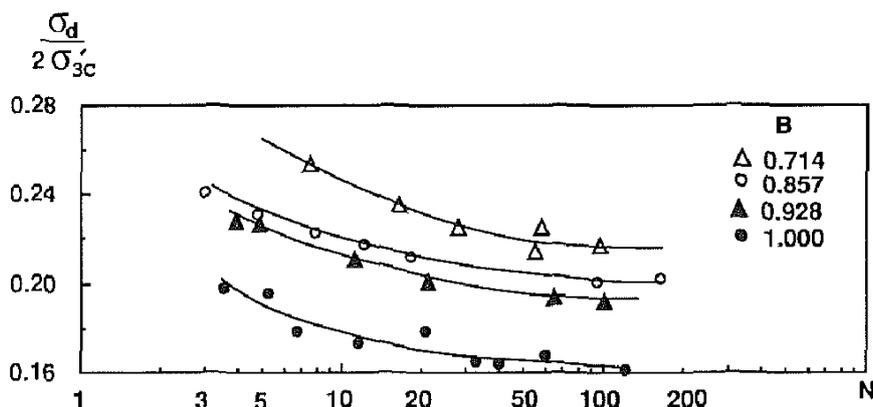


Figure 2.31. Influence du degré de saturation (Hong Xia and Ting Hu, 1991)

Les résultats montrent donc qu'au niveau du comportement cyclique, la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton (B). Les échantillons dont le coefficient de Skempton (degré de saturation) est faible présentent une résistance à la liquéfaction supérieure à celle des échantillons dont le coefficient de Skempton supérieur.

Pour des amplitudes de cisaillement importantes (TCC (CSR)= 0,5), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction varie modérément avec le coefficient de Skempton (Nc = 9, 10 et 11 pour B = 0,67, 0,36 et 0,25, respectivement). Pour des amplitudes de cisaillement plus faibles (TCC=0,40), le nombre de cycles requis pour provoquer la liquéfaction augmente sensiblement avec la diminution du coefficient de Skempton (B). Le décrement de la résistance au cisaillement cyclique est affecté dès le premier cycle; il diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton (figure 2.32).

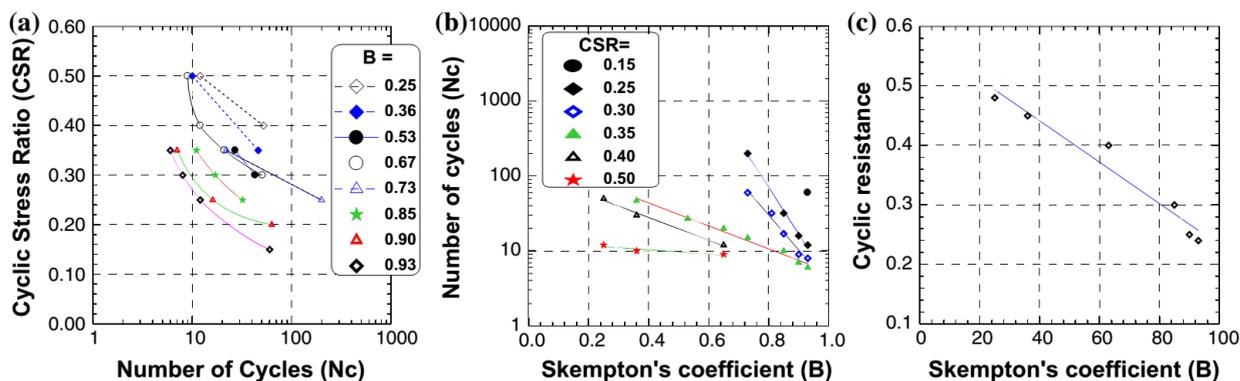


Figure 2.32. Effet du coefficient de Skempton sur le comportement cyclique du sable Hostun RF (Arab, Belkhatir, & Sadek, 2015)

Wang et al. ont confirmé que la résistance à la liquéfaction des matériaux granulaires en conditions non saturées, définie par le critère de déformation axiale $DA=5\%$ ou le critère $\Delta u=0,9.\sigma'_o$, est supérieure à celle en condition saturée (Wang et al., 2016).

Des résultats similaires sont observés dans les publications de Vernay et al. (Vernay, Morvan, & Breul, 2016) et Bouferra (2007) (R. Bouferra; N. Benseddiq; and I. Shahrour, 2007).

2.5. Susceptibilité à la liquéfaction du sol

Basé sur les données des séismes en Chine, (Wang, 1979) a proposé un critère pour évaluer la susceptibilité à la liquéfaction du sol. Il observe que lorsque le pourcentage de particules fines (diamètre inférieur à 15 μm) est inférieur à 15% ou 20%, et le rapport de teneur en eau après consolidation et la limite de liquidité (w/w_L) est supérieur à 0.9 le sol est sensible à la liquéfaction. Ce critère qui est appelé critère chinois a été complété plus tard par (Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1982). Ils ont indiqué que le sol peut liquéfier si il est concerné par les trois conditions suivantes : (1) le pourcentage des fines avec le diamètre inférieur à 5 μm est inférieur à 15%, (2) la limite de liquidité (w_L) inférieur à 35, et (3) le ratio de w/w_L est supérieur à 0,9 (où w est la teneur en eau après consolidation).

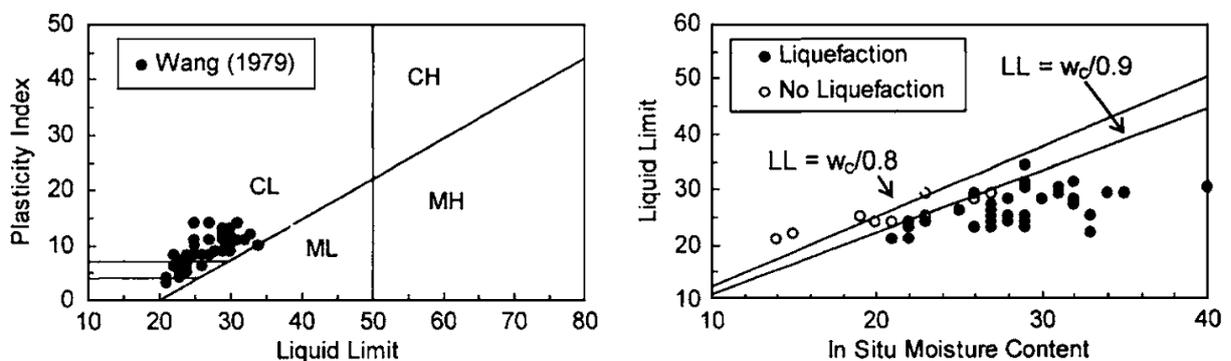


Figure 2.33. Données présentées par (Wang, 1979) qui ont conduit à l'élaboration de critère chinois

(Koester, 1992) a noté que la limite de liquidité, mesurée par la méthode du cône tombant qui a été utilisée en Chine, est presque 4 pourcents plus grande que celle définie aux États-Unis. En conséquence, (Andrews, D. C. A., and Martin, G. R., 2000) ont corrigé le critère chinois. Ils ont proposé qu'un sol soit susceptible de liquéfier s'il contient un pourcentage de fines inférieur à 10% et sa limite de liquidité inférieure à 32%.

À partir des résultats des essais cycliques et des observations sur des sites de séismes, (Bray, J. D., & Sancio, R. B., 2006) ont indiqué que le critère chinois n'est pas fiable pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction de sols à grains fins. Les sols dans les séismes de 1994 à Northridge, 1999 à Koaeli et à Chi-Chi en 1999 se sont liquéfiés même s'ils ne respectent pas le critère sur le pourcentage des fines du critère chinois. Les auteurs trouvent que ce n'était pas la teneur en fines mais la type de de minéraux argileux qui décide de la susceptibilité à la liquéfaction du sol. Ainsi, l'indice de plasticité ($I_P = w_L - w_P$) est le meilleur indicateur de la susceptibilité à la liquéfaction. Les sols lâches avec $I_P < 12$ et $w/w_L > 0,85$ seraient susceptibles de se liquéfier, et les sols lâches avec $12 < I_P < 18$ et $w/w_L > 0,8$ seraient plus résistants à liquéfaction. Les sols avec $I_P > 18$ ne seraient pas susceptibles de se liquéfier.

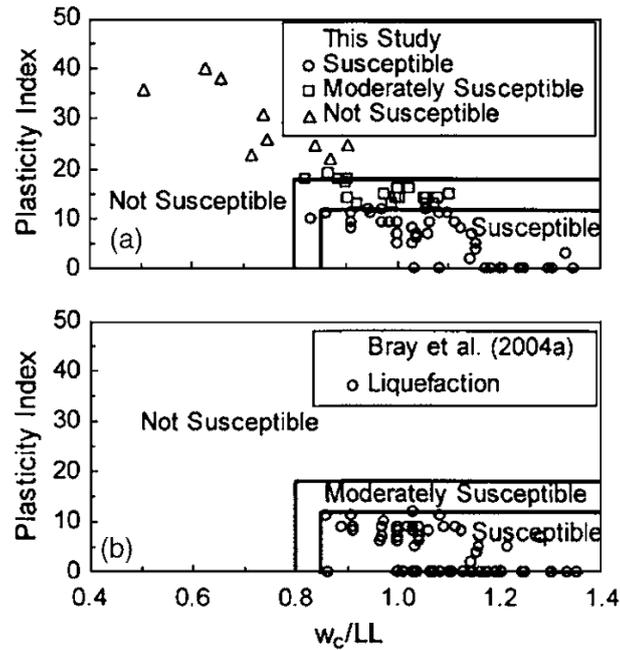


Figure 2.34. Représentation graphique du critère de susceptibilité à la liquéfaction proposé par (Bray, J. D., & Sancio, R. B., 2006)

2.6. Observation de la liquéfaction par essais en place

L'analyse quantitative du risque de liquéfaction par essais en place est basée sur le calcul d'un facteur de sécurité (cf. (Youd et Idriss 2001)). Cela consiste à apprécier, selon la magnitude, la possibilité de liquéfaction d'une couche à partir de résultats d'essais. Le facteur de sécurité F_s est le rapport prenant en compte la magnitude du séisme.

$$F_s = \frac{\text{Contrainte de cisaillement conduisant à la liquéfaction}}{\text{Contrainte de cisaillement équivalente générée par le séisme}} = \frac{RRC}{TCC}$$

avec

- $F_s < 1$ liquéfaction certaine,
- $1 < F_s < 1,2$ liquéfaction probable (augmentation Δu),
- $F_s > 1,2$ pas de liquéfaction.

et

- RRC le rapport de résistance cyclique (ou Cyclic Resistance Ratio avec l'acronyme CRR) qui estime la résistance du sol à la liquéfaction (évaluée d'après N-SPT, q_c -CPT et V_s voire p_1),
- TCC le taux de contrainte de cisaillement cyclique (ou Cyclic Stress Ratio en anglais avec l'acronyme CSR) qui exprime la demande sismique au niveau de la couche de sol.

L'évaluation de la sécurité à la liquéfaction est basée sur $RRC_{7,5}$, car la référence utilisée est un séisme de magnitude 7,5. En effet, le critère séparant les cas de liquéfaction des

cas de non-liquéfaction a été construit sur la base des observations du comportement d'une soixantaine de sites lors de six séismes de magnitude comprise entre 7 et 8.

$$F_s = \left(\frac{RRC_{7,5}}{TCC} \right) \cdot FCM$$

Avec un facteur de calage de la magnitude (FCM) ou magnitude scaling factor (MSF) pouvant être évalué par la relation (Idriss, 1999) :

$$FCM = \alpha \cdot M^\beta$$

	RRC	α	β
Idriss in (Youd et Idriss 2001)	CPT and SPT	137.78	-2.56
Andrus and Stokoe in (Youd et Idriss 2001)	Vs	772.15	-3.3

Le rapport de contrainte cyclique TCC s'exprime en fonction de la contrainte de cisaillement sismique :

$$TCC = \frac{\tau_e}{\sigma'_{v0}}$$

La contrainte de cisaillement sismique τ_e peut être évaluée par la relation proposée par (Seed et Idriss 1971) pour des profondeurs inférieures à 20 m :

$$\tau_e = 0,65 \cdot \sigma'_{v0} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d$$

avec

- a_{max} : la valeur de l'accélération maximale à la surface du sol,
- g : l'accélération de la pesanteur,
- r_d : le facteur de réduction de contrainte lié à la flexibilité de la colonne de sol. (Youd et Idriss 2001) ont proposé la relation suivante :

$$r_d = 1,000 - 0,00765 \cdot z \quad \text{for } z \leq 9,15 \text{ m}$$

$$r_d = 1,174 - 0,02670 \cdot z \quad \text{for } z > 9,15 \text{ m}$$

où z est la profondeur en mètres et inférieure à 23 m.

L'Eurocode 8 partie 1 propose la relation :

$$\tau_e = 0,65 \cdot \sigma'_{v0} \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$$

avec a_g accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A déduite des cartes de zonage de l'annexe nationale de l'Eurocode 8 partie 1 et S le paramètre caractéristique de la classe de sol obtenu à partir du type de sol et des plages de résultats des essais in situ (Tableau 2-1).

À noter que dans cette première génération de tableau tiré de l'Eurocode 8 partie 1, il n'est pas précisé si le nombre de coups de l'essai au carottier N_{SPT} est corrigé ou non.

Tableau 2-1. Classification des sols tirée de l'Eurocode 8 partie 1

Classe	Description	Paramètres			Coefficient S	
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)	Antilles	Métropole
A	Rocher – au plus 5 m d'alluvions	> 800	-	-	1,00	1,00
B	Sable très dense, gravier, argile raide ; h > 10 m	360 - 800	> 50	> 250	1,20	1,35
C	Sable dense, moyennement dense ; argile raide ; h = 10-100 m	180 - 360	15- 50	70 - 250	1,15	1,50
D	Sable lâche, moyennement dense ; argile ferme à molle	< 180	< 15	< 70	1,35	1,60
E	Alluvions C ou D, h = 5-20 m, surmontant du rocher (A)				1,40	1,80
S ₁	Couches contenant strates, h > 10 m Argile molle ($I_p > 40$ m), w élevée	< 100	-	10 - 20		
S ₂	Sites liquéfiables ; tout autre type de site non référéncé ci-dessus					

Pour déterminer RRC, plusieurs approches sont possibles : l'approche 1 de laboratoire où les conditions du séisme ont été reproduites dans les appareillages d'essais (objet du travail au laboratoire mettant en œuvre le triaxial et la DSS) ou l'approche 2 par corrélation avec des essais in situ généralement réalisées sur les lieux d'un séisme.

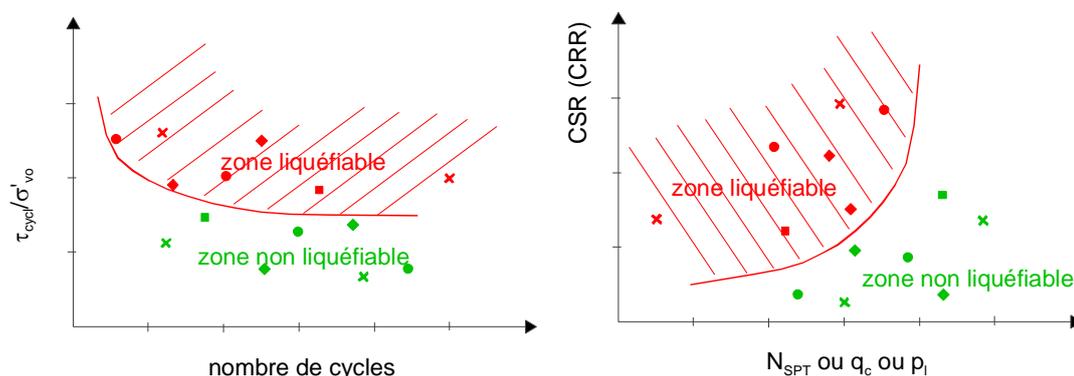


Figure 2.35. Courbe de résistance cyclique (d'après Youd et al., 2001 ; NCEER, 1997)

Ces méthodes étant majoritairement issues d'une pratique anglo-saxonne mal maîtrisée par la majorité des ingénieurs français, une adaptation à nos pratiques s'avère nécessaire. L'idée ici est de travailler sur ces approches de deux façons différentes :

- adapter l'approche 2 par corrélation à l'appareil le plus utilisé sur le territoire français, le pressiomètre ;
- appliquer l'approche 1 lors d'un essai pressiométrique.

L'approche par les essais *in situ* doit dans tous les cas être complétée par la détermination des courbes granulométrique en laboratoire et la connaissance de l'état de densité.

2.6.1. Étude par l'approche 2

La figure 2.36 présente les abaques proposés par le NCEER pour les essais de pénétration statique (CPT) et les essais de pénétration au carottier (SPT).

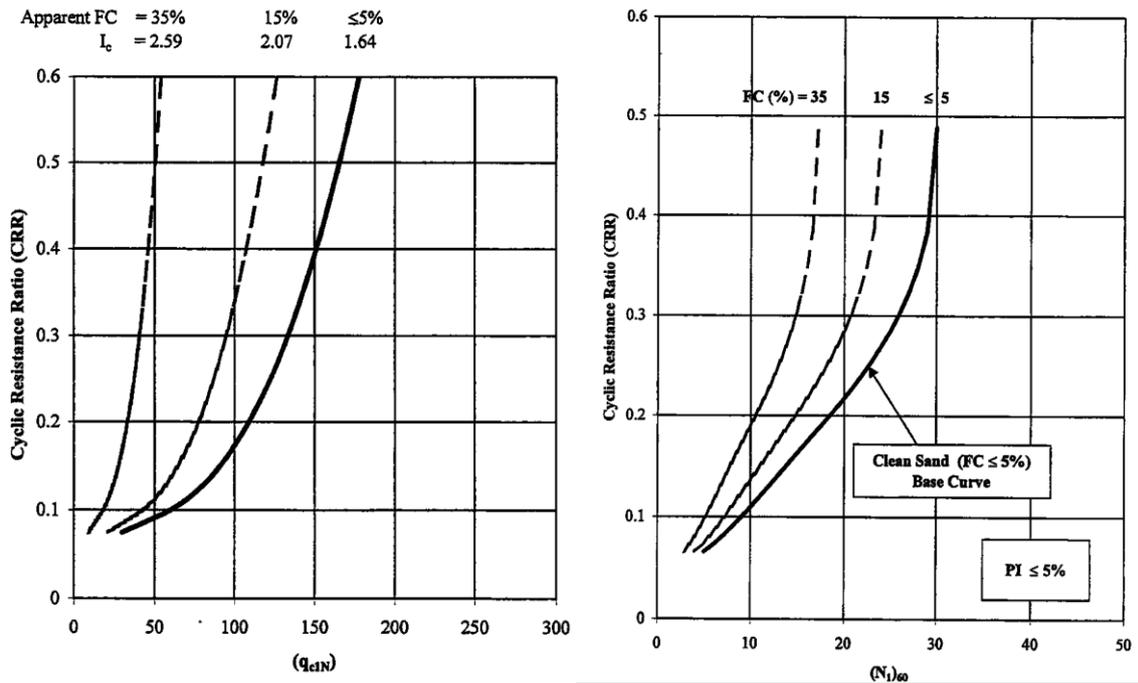


Figure 2.36. Courbe de résistance cyclique CPT et SPT(d'après NCEER)

De manière analogue à la méthode SPT et CPT du NCEER, la méthode pressiométrique consiste à élaborer un abaque corrélant le rapport de contrainte cyclique impliquant la liquéfaction déterminée à partir d'essais triaxiaux à une pression limite normalisée déterminée par des essais au mini pressiomètre en chambre d'étalonnage (Dupla, 1995 ; Bouguerra, 1997). Cette méthode ne bénéficie pas encore de suffisamment de données pour être considérée comme fiable.

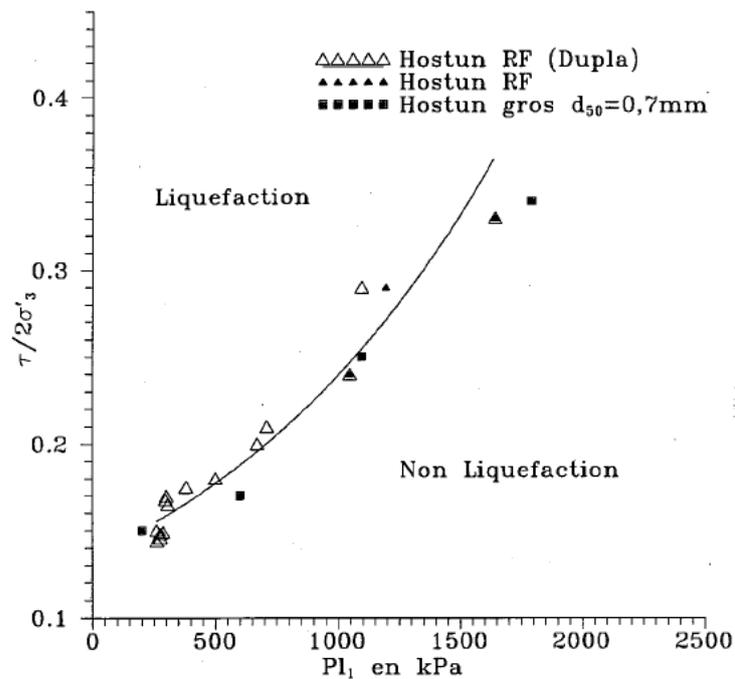


Figure 2.37. Courbe de résistance cyclique (d'après Bouguerra, 1997)

Dans le cadre d'un projet où le pressiomètre est l'outil utilisé pour la reconnaissance, cette méthode est intéressante mais les mesures pâtissent du fait qu'elles sont discontinues et moins rapides que le CPT.

A défaut de mesure, Briaud (2013) propose une approche qu'il a reprise chez Dupla (1995) et Bouguerra (1997). Des graphiques de liquéfaction ont été proposés au fil des ans pour prédire quand les sols à grains grossiers se liquéfieront. Dans ces diagrammes (Figure 2.36), l'axe vertical est le rapport de contrainte cyclique TCC (CSR en anglais) défini par τ_{av} / σ'_{vo} , où τ_{av} est la contrainte de cisaillement moyenne générée pendant le séisme de conception et σ'_{vo} est la contrainte effective verticale à la profondeur étudiée et au moment de l'essai in situ du sol. Sur l'axe horizontal des graphiques, le paramètre de test in situ est normalisé et corrigé en fonction du niveau de contrainte effectif dans le sol au moment du test. Il existe un graphique basé sur le nombre de coups normalisés SPT $(N_1)_{60}$ (Youd et Idriss, 1997) et l'autre sur la résistance à la pénétration du CPT normalisée q_{c1} (Robertson et Wride, 1998). En utilisant des corrélations, il transforme les axes SPT et CPT en un axe de pression limite PMT normalisé, comme indiqué sur la Figure 30. La pression limite normalisée $p_{\ell 1}$ est de 0,5.

$$p_{\ell 1} = p_{\ell} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

Où p_{ℓ} est la pression limite du PMT, p_a la pression atmosphérique et σ'_{vo} la contrainte effective verticale à la profondeur de l'essai du PMT.

(Kayabasi et Gokceoglu 2018) proposent d'évaluer la résistance cyclique pour un séisme de magnitude M_w de 7.5 en appliquant l'équation suivante inspirée du travail de (Youd et Idriss 2001) :

$$RRC_{7.5} = \frac{1}{34 - 0.02 \cdot p_{\ell 1}} + \frac{0.02 \cdot p_{\ell 1}}{135} + \frac{50}{(0,2 \cdot p_{\ell 1} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

où $p_{\ell 1}$ est en kPa.

Le facteur de sécurité F_s de liquéfaction est déterminé tel que décrit précédemment.

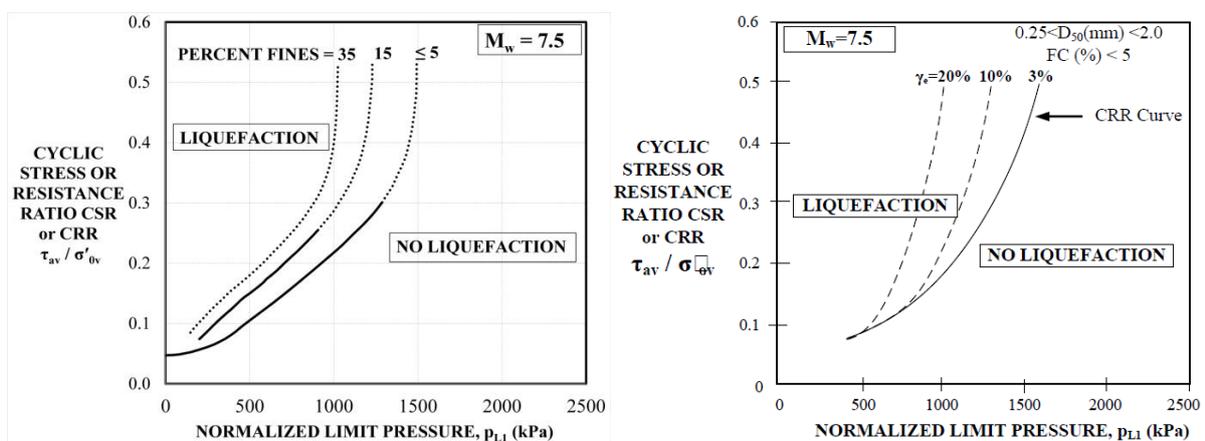


Figure 2.38. Courbe de résistance cyclique (d'après Briaud, 2013)

Notons que les points de données sur les figures originales SPT et CPT ne sont pas indiqués sur la figure PMT, afin de ne pas donner l'impression que des mesures ont été

faites pour prouver l'exactitude de la carte. Un certain degré de confiance peut être obtenu du fait que les deux graphiques donnent des lignes de démarcation raisonnablement proches (figure 2.39). Néanmoins, ces deux graphiques sont de nature très préliminaire et doivent être vérifiés par des données réelles.

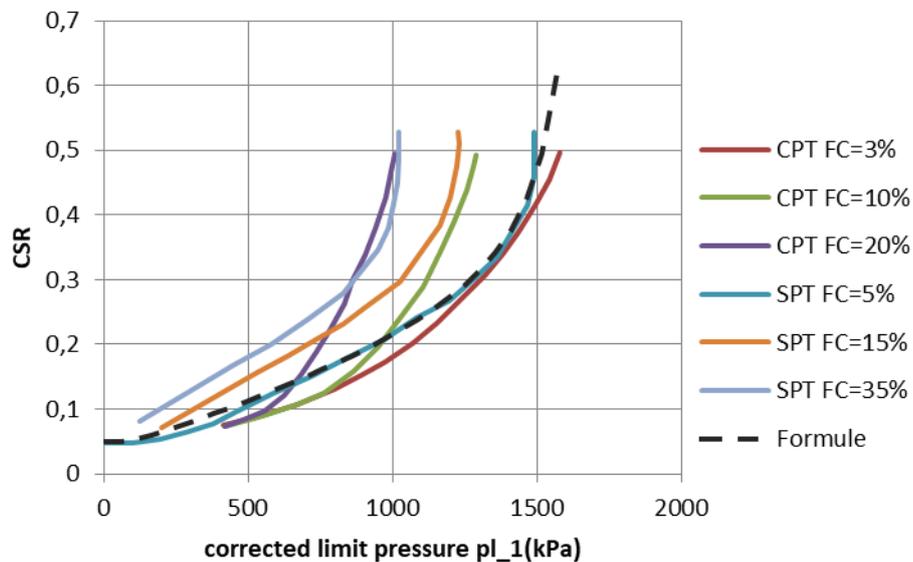


Figure 2.39. Comparaison des courbes proposées par Briaud (2013).

On voit donc que plutôt que de définir les courbes par l'obtention de données, Briaud récupère les courbes des autres méthodes ce qui à défaut d'être très scientifique se révèle efficace. Voyons maintenant si cela est pertinent.

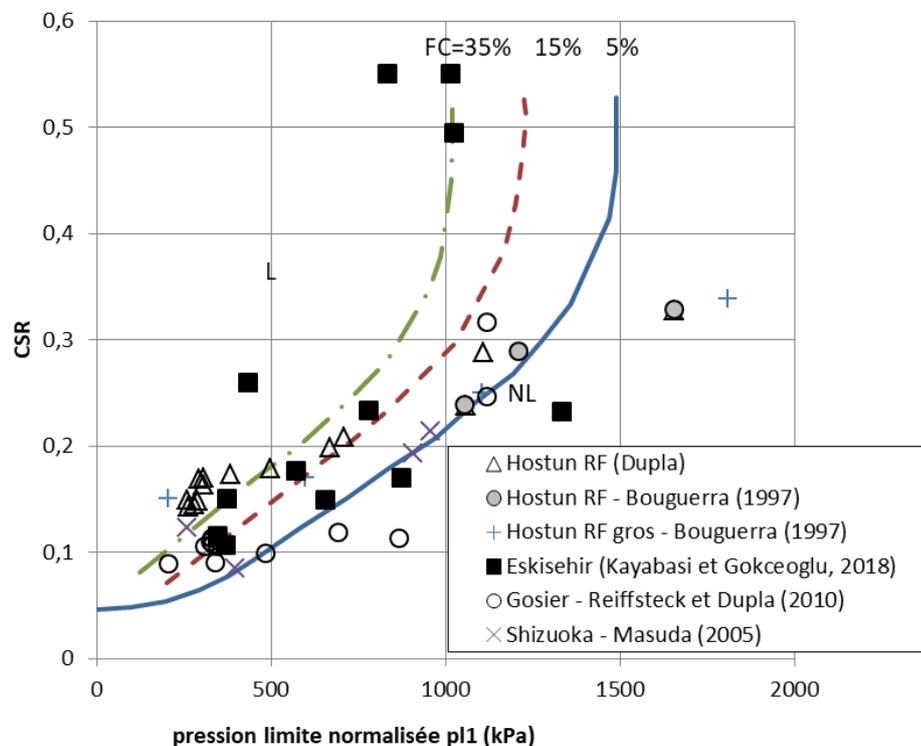


Figure 2.40. Comparaison de valeurs de la littérature avec les courbes proposée par Briaud (2013).

Les données collectées dans la bibliographie et sur les sites de Newington, Saint Benoît, Plancoët, etc. et synthétisées sur la figure 2.40 permettent de juger de la pertinence de ce graphique.

La définition précise des points sur ce graphique reste à détailler. Le travail entrepris dans cette thèse se focalise sur l'approche de type 1.

2.6.1. Étude par l'approche 1

Les essais cycliques avec le pressiomètre sont utilisés depuis l'introduction de cette technique d'essais dans les années soixantes. Ces essais comprenaient une ou plusieurs boucles de déchargement-rechargement permettant de déterminer un module de déformation cyclique. Les valeurs obtenues se situent quelque part entre les modules mesurés lors d'essais de laboratoire en petites déformations ou lors d'essais de propagation d'ondes sismiques in situ et le module de Ménard conventionnel évalué le long de la phase élastique de l'essai de dilatation (Ménard, 1960) (Borel & Reiffsteck, 2006). Ces tests cycliques sont principalement destinés à "effacer" la perturbation initiale de la paroi du trou de forage depuis le perçage préalable (AFNOR, 1999) (Hoopes & Hughes, 2014) (Combarieu & Canépa, 2001) et à fournir une réponse plus élastique du sol. Cependant, un seul cycle de rechargement / déchargement est clairement insuffisant pour identifier les modifications des caractéristiques du sol sous un chargement cyclique (Dupla & Canou, 2003).

Au cours des années 1970, l'Association de recherche en géotechnique marine (ARGEMA) en France a réuni plusieurs consultants et agences de recherche traitant de la géotechnique offshore et a mené un programme d'essais sur un pressiomètre cyclique multi-site. Les détails des expériences sont résumés dans plusieurs rapports et articles des actes du colloque sur le pressiomètre et ses applications marines (1982) à Paris (Jézéquel & Le Méhauté, 1982) (Puech, Brucy, & Ma, 1982) (Le Méhauté & Jézéquel, 1980) (Baguelin, Shield, & Jézéquel, 1978) (Briaud, 2013). Trois procédures pour effectuer la partie cyclique des essais au pressiomètre ont été effectuées comme défini visuellement à la figure 2.41:

- Charge cyclique entre deux limites de pression p_M et p_m
- Charge cyclique variable entre deux pressions p_{M1} et p_{M2} , supérieure ou égale à la contrainte effective horizontale in situ p'_o et estimée à partir de la pression limite (par exemple 40 et 60%)
- Charge cyclique entre deux ou plusieurs limites de pression variables, la moyenne étant toutefois constante, la limite inférieure restant supérieure à p'_o

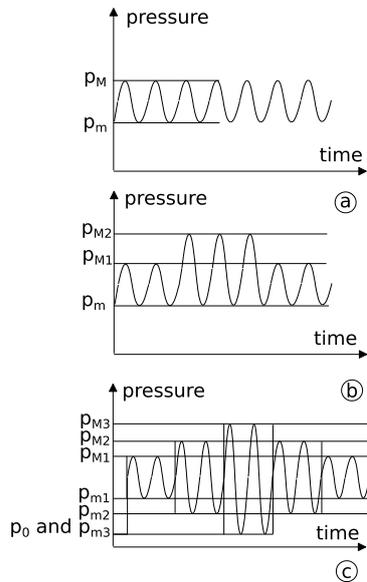


Figure 2.41. Procédures de test au pressiomètre cyclique utilisées dans les programmes d'essais ARGEMA

Des études concurrentes ont été menées aux États Unis d'Amérique par Briaud.

Comme indiqué dans ces références, les tests d'expansion cycliques ont été réalisés pour faciliter la conception des pieux de plates-formes offshore. Les tests ont été effectués de préférence à l'aide de sondes pressiométriques auto-foreuses. Plus récemment le projet national Solcyp s'est attaché à appliquer ces méthodes aux fondations d'éoliennes en mer (Projet national SOLCYP, collectif, 2017).

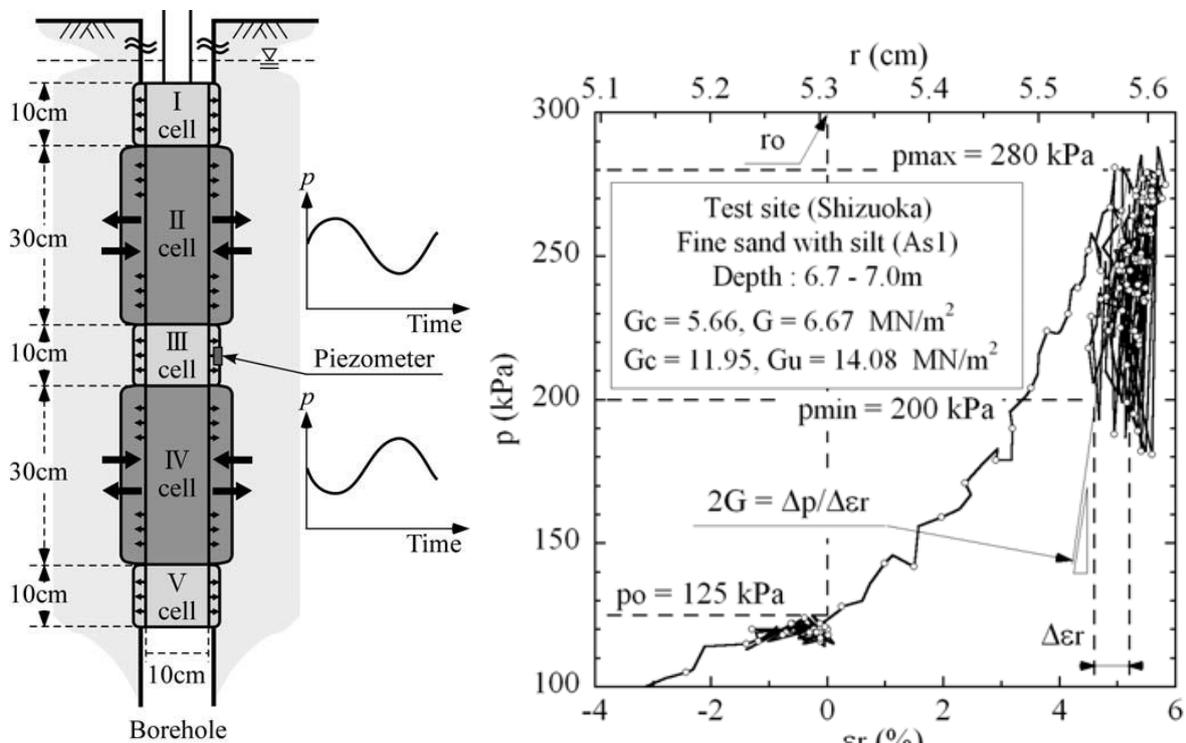


Figure 2.42. Pressiomètre cyclique à 5 cellules et résultat typique d'essais à Shizuoka (Masuda, Nagatoh, Tsukamoto, & Ishihara, 2005)

D'autres chercheurs tels que Masuda et al. (Masuda et al. 2005) ont également utilisé le pressiomètre cyclique pour liquéfier le sol. Ces tests nécessitent une sonde très

sophistiquée et unique. Celle-ci est composée de cinq cellules qui sont gonflées alternativement dans l'objectif de cisailer le sol au niveau du plan moyen. La mesure de la pression interstitielle est réalisée sur la partie centrale (figure 2.42). Peu d'essais ont été publiés mais ils montrent l'observation des cycles et de la montée de la pression interstitielle.

L'utilisation pour la liquéfaction de l'appareil pressiométrique classique a probablement été faite pour la première fois par (Dupla 1995) (Bouguerra 1997) (Dupla & Canou, 2003). Un travail théorique mené à la même époque a posé les bases de l'analyse de ces essais (Saïtta, 1994).

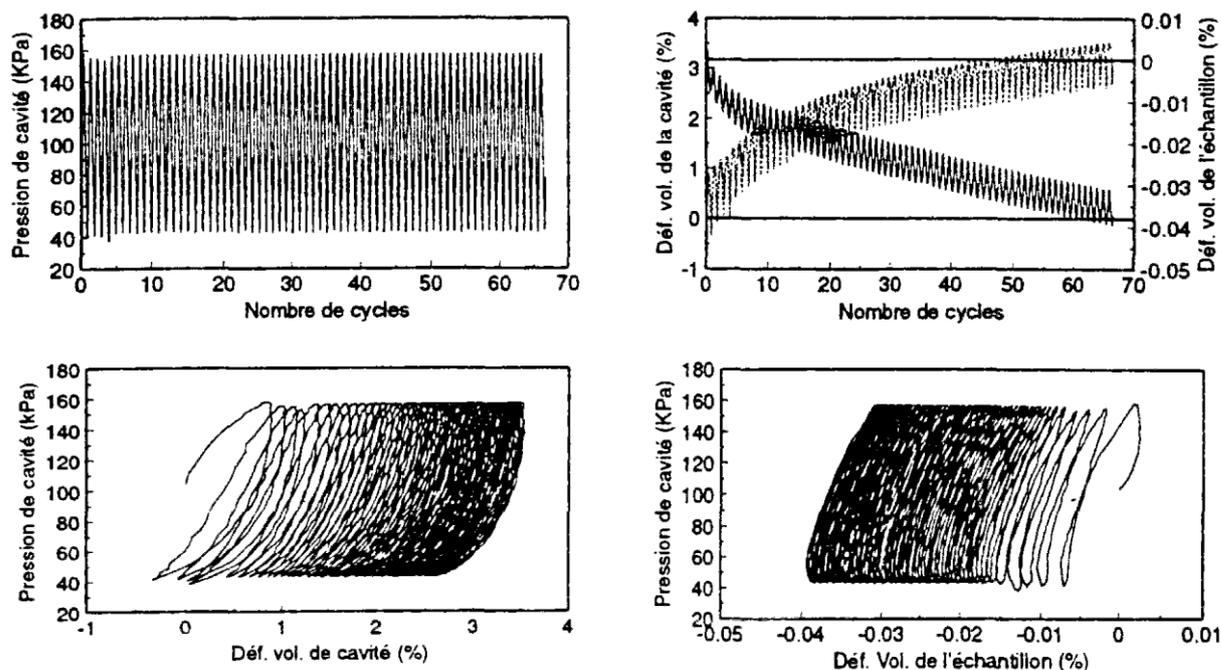


Figure 2.43. Tests performed in calibration chamber by (Dupla 1995)

Le principe de l'essai d'expansion est de mesurer les variations du volume injecté lors de l'application de cycles de pression (Figure 2.43). Les tests cycliques d'expansion de la cavité peuvent être effectués avec une sonde pressiométrique insérée dans le sol par autoforage ou dans un trou pré-foré. L'équipement de l'essai au pressiomètre Ménard utilisé dans ce projet permet aux opérateurs de réaliser des tests d'expansion monotones (EN ISO 22476-4 similaires à ASTM D4719) et des tests cycliques (NF P94-110-2) (ASTM, 2004 et AFNOR, 2000). Ces derniers tests comprennent un cycle de déchargement / rechargement effectué par paliers, dans les mêmes conditions que l'essai au pressiomètre Ménard décrit dans la norme EN ISO 22476-4.

Dans la présente recherche, les cycles sont appliqués selon un signal harmonique avec une vitesse de pression prédéfinie sans paliers (figure 2.44).

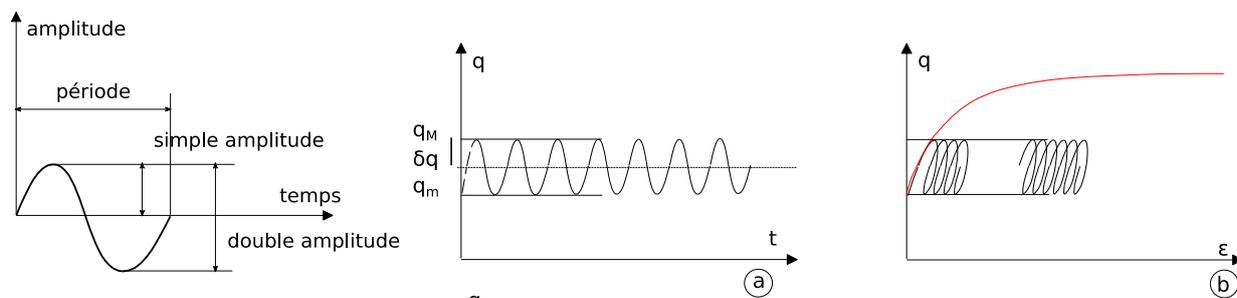


Figure 2.44. Définitions des paramètres des essais cycliques

L'objectif du travail présenté dans cette thèse est de montrer le potentiel d'un pressiomètre pré-foré spécialement modifié et d'un système de contrôle amélioré pour effectuer des tests cycliques de haute qualité afin d'étudier la liquéfaction in situ.

2.7. Amélioration de sol à risque liquéfaction par le ciment.

Les méthodes d'amélioration les plus communément utilisées pour prévenir le risque de liquéfaction d'un sol consistent à utiliser de colonnes ballastées c'est-à-dire des drains de gravier en raison de plusieurs arguments : densification du sol, l'amélioration du drainage (dissipation rapide des pressions interstitielles lors d'un séisme) etc. Toutefois, cette amélioration est dans des proportions variées et dépend de plusieurs facteurs. L'analyse du potentiel de liquéfaction montre que la prise en compte des mécanismes de densification et de renforcement engendre une réduction importante du risque de liquéfaction du sol renforcé. En considérant la capacité drainante des colonnes et l'effet de leur mise en place, Ben Salem a montré que la mise en place des colonnes affecte considérablement leur efficacité pour réduire le potentiel de liquéfaction (Bensalem, 2016). Notre objectif est plus tourné vers le traitement en masse par désaturation du sol ou traitement par un liant.

2.7.1. Désaturation des sols

La méthode pratique pour diminuer la saturation du sol en place n'a pas encore pu être mise en pratique simplement. (Nagao et al., 2010) ont résolu ce problème par une nouvelle méthode d'injection d'eau contenant des microbulles d'air dans le sol (Nagao, Suemasa, Akashi, & Futaki, 2010). La méthode présente l'avantage d'être non seulement simple et économique, mais également favorable à l'environnement. Les auteurs ont étudié deux cas, à savoir une injection de microbulles dans un sable et une dans une eau désaérée, pour comparer l'effet d'amélioration contre la liquéfaction à grande échelle. En conséquence, il a été observé que la liquéfaction ne se produisait pas, dans des conditions de saturation réduite à 80%. Les résultats suggèrent la possibilité d'une nouvelle méthode d'amélioration anti liquéfaction avec un sol injecté d'air autour des fondations des ouvrages ou habitations.

Vernay et al. ont réalisé une étude complète de l'influence du degré de saturation sur le comportement instable du sable de Fontainebleau sous sollicitations cycliques, et particulièrement vis-à-vis des risques de liquéfaction (Vernay, Morvan, & Breul, 2016). L'étude expérimentale a permis l'investigation de chaque zone de saturation (non saturée, quasi saturée, totalement saturée) du cadre théorique et a mis en lumière certains aspects de la réponse du sable de Fontainebleau.

2.7.2. Utilisation d'un liant

A défaut de pouvoir étudier un traitement présentant un impact environnemental réduit, nous nous sommes orientés vers le traitement par un liant hydraulique qui présente l'avantage d'exister dans le monde entier. L'amélioration des sols par ciment a été étudiée depuis longtemps par de nombreux auteurs, parmi lesquels on peut citer (Guimond-Barrett et al., 2011), (Guimond-Barrett et al., 2012), (Wang & Leung, 2008), (Suazo, Fourie, & Doherty, 2017), (Montoya & DeJong, 2015), (Xiao et al., 2018). Bien que ces études aient été réalisées pour des objectifs divers de portance ou de résistance, tous ces auteurs s'accordent que le fait qu'ajouter un liant tel que le ciment même en très faible quantité augmente la résistance d'un sol. Par exemple, (Xiao et al., 2018) a traité le sable par la solution de ciment. Les résultats sont présentés par la figure 2.45, on trouve que la courbe de résistance au cisaillement cyclique du sable mélangé avec du ciment (CS) est située bien au-dessus de celle du sable non traité. Le nombre de cycle du sable traité avec le dosage maximal étudié serait ainsi six fois supérieur à celui du sable propre.

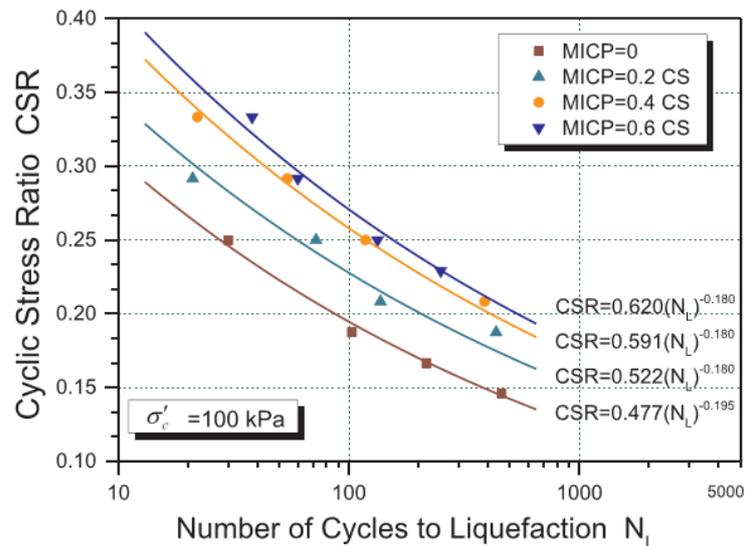


Figure 2.45. Courbes de résistance au cisaillement du sable calcaire traité avec différentes solutions de ciment sous une pression de confinement effective de 100 kPa (Xiao et al., 2018).

3. Dispositif expérimental et méthodologie

Des essais triaxiaux monotones et cycliques non-drainés ont été réalisés sur des éprouvettes reconstituées à partir de sable de Fontainebleau, d'Hostun, et l'illite Arvel et des sols provenant du site de la digue de la Duchesse Anne. Les sections suivantes décrivent en détail l'appareil d'essais triaxial utilisé, la préparation des échantillons, les procédures d'essais et les calculs utilisés pour l'interprétation des données.

3.1. Caractérisation des matériaux.

Dans cette partie, nous allons décrire les sols utilisés dans les essais. Une justification des choix réalisés est également donnée.

Tout d'abord, nous avons effectué nos essais sur les sables de Fontainebleau et d'Hostun qui sont les sables de référence dans de nombreux travaux de recherche menés en France et dont certaines caractéristiques principales ont déjà été présentées dans la partie bibliographique de ce mémoire. Une étude détaillée a été faite par (Benahmed N., 2001). Pour chaque matériau utilisé, nous avons réalisé les essais nécessaires pour déterminer les propriétés caractéristiques des matériaux. Ce sont les paramètres suivants :

- Le coefficient d'uniformité C_u de la courbe granulométrique :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

avec

D_{60} : Le diamètre des grains (en mm) correspondant à 60% passant le tamis ;

D_{10} : Le diamètre des grains (en mm) correspondant à 10% passant le tamis.

- Le coefficient de courbure C_c de la courbe granulométrique :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

- Les limites de consistance dites aussi d'Atterberg (w_L , w_P et $I_P=w_L-w_P$)
- Les indices de vides maximum et minimum
- L'indice de densité défini par

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

3.1.1. *Sable de Fontainebleau (NE34)*

Le sable de Fontainebleau (NE34) utilisé dans le cadre de cette étude est un sable siliceux fin, uniforme et aux grains arrondis. La taille moyenne des grains (d_{50}) et son coefficient d'uniformité (C_u) sont 0,21mm et 1,96 respectivement. Sa granulométrie est présentée dans la figure 3.1 et la table 3.1.

3.1.2. *Sable d'Hostun (HN31)*

L'autre sable choisi pour réaliser les essais est le sable d'Hostun. Ce sable est également un sable utilisé dans de nombreuses recherches en France et il est le sable de référence du projet ANR Isolate dans lequel ces travaux s'inscrivent. Ses caractéristiques physiques sont différentes de celles du sable de Fontainebleau avec des grains sub-

angulaires à angulaires. Par ailleurs, il est plus gros et moins uniforme que le sable de Fontainebleau. Ces différences influencent beaucoup son comportement à la liquéfaction. Le sable d'Hostun est de couleur beige plus foncé que le sable de Fontainebleau.

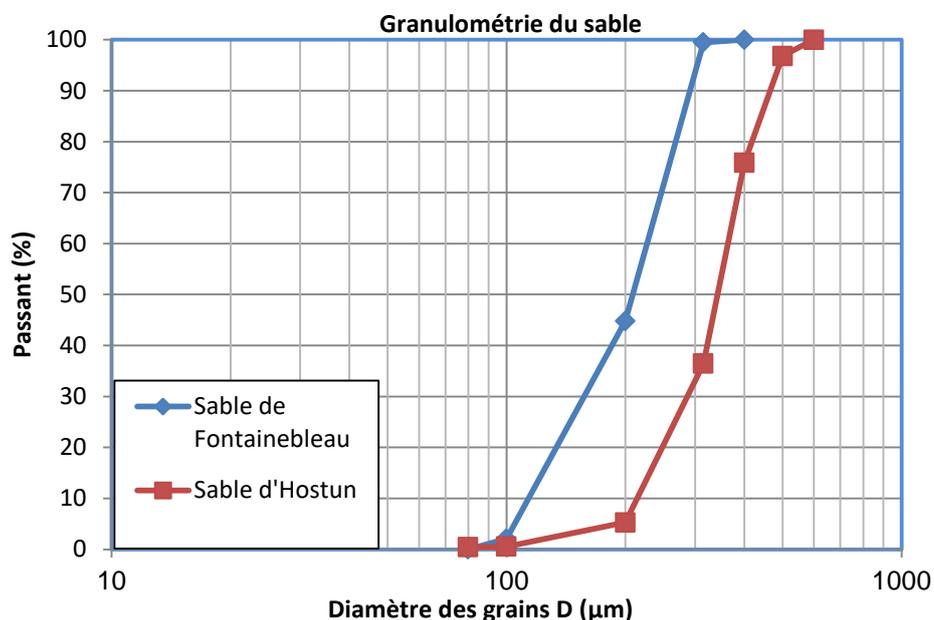


Figure 3.1. Courbes granulométriques du sable de Fontainebleau et sable d'Hostun RF

Tableau 3-1. Caractéristiques du sable de Fontainebleau et sable d'Hostun RF

	Fontainebleau	Hostun
d_{60} (µm)	232	366
d_{50} (µm)	211	344
d_{30} (µm)	165	291
d_{10} (µm)	119	164
d_{max} (µm)	400	600
d_{min} (µm)	80	80
C_c	0,99	1,42
C_u	1,96	2,23



Figure 3.2. Sable de Fontainebleau (à gauche) et sable d'Hostun RF (à droite)

3.1.3. Illite Arvel 20 μm (St Paulien)

Les fines plastiques utilisées sont constituées par l'illite Arvel. C'est une argile très fine et plastique, avec un passant à 5 μm de 60% et un d_{max} de 44 μm . Ses limites de liquidité (w_L) et indice de plasticité (I_P) sont 51 et 21,29% respectivement. La masse volumique des particules solides du sable ainsi que celle de l'illite Arvel sont prises égales à 2,65 g/cm^3

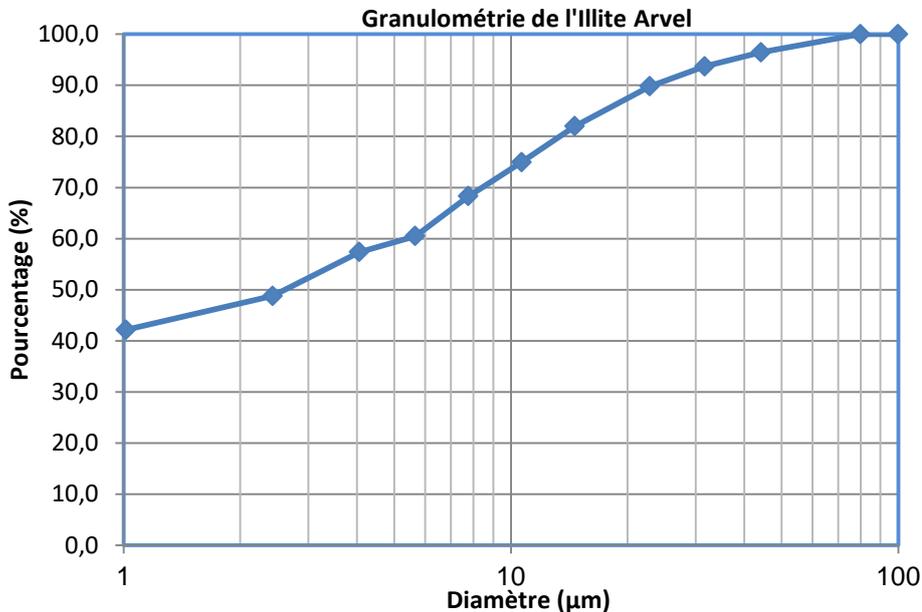


Figure 3.3. Courbe granulométrique de l'illite Arvel

3.1.4. Silts de la digue de la Duchesse Anne (sol naturel)

La digue de la Duchesse Anne est située dans le nord-est de la Bretagne. Ce site a été étudié en collaboration avec le CEREMA de Saint-Brieuc dans le cadre de l'étude de tenue de cette digue au séisme. Ce site fait l'objet des essais en place présentés dans ce mémoire. Une présentation plus détaillée du site lui-même sera donnée dans le chapitre 6.

À chaque intervention sur site, plusieurs forages aux différentes profondeurs au-delà de 4 m ont été réalisés. Les silts de la digue de la Duchesse Anne ont été récupérés à l'état remanié sur la tarière lors de la remontée à la surface de celle-ci. Ensuite, les échantillons ont été conservés dans des sacs étanches pour réaliser les essais dans laboratoire. La nappe au droit de la digue de la Duchesse Anne est à une profondeur 0,5 à 1m par rapport au terrain naturel, selon la marée. Les sols sont saturés.

Le silt de la digue de la Duchesse Anne est un sol très fin avec un passant à 2 μm de 60% et d_{max} est 30 μm . On trouve que sa granulométrie est proche de celle de l'illite Arvel. (voir la figure 3.4)

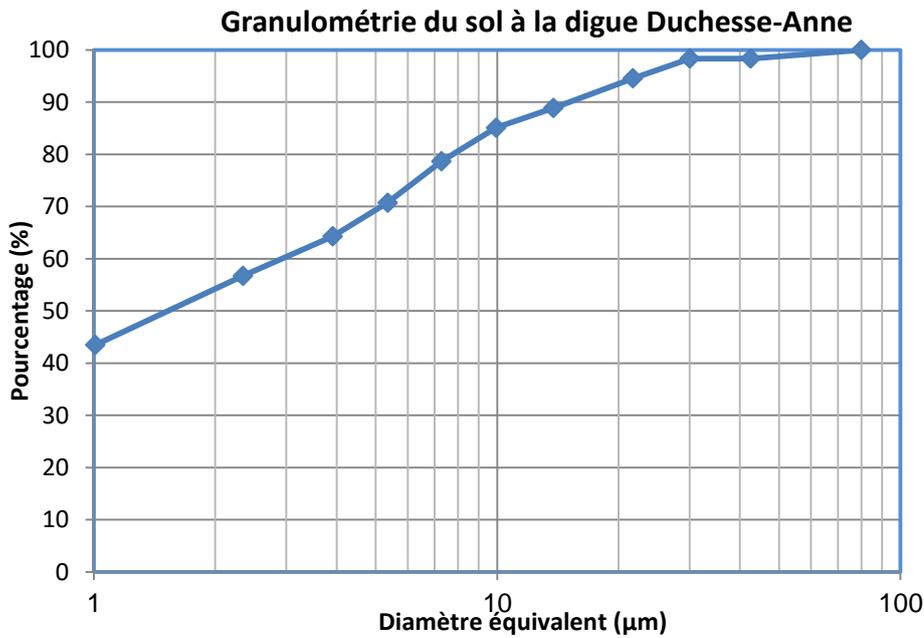


Figure 3.4. Courbe granulométrique du sol à la digue de la Duchesse Anne

Les limites d'Atterberg ont été effectuées sur plusieurs échantillons issus des différents forages et à différentes profondeurs. Les résultats sont donnés dans la table 3-2.

Tableau 3-2. Les limites d'Atterberg du sol de la digue de la Duchesse Anne.

Limite d'Atterberg	W_L	W_P	I_P
1er forage à 6m	64,75	48,10	16,64
3eme forage à 5m	58,05	42,75	15,30
5eme forage à 4m	58,17	39,88	18,29
moyenne	60,32	43,58	16,74



Figure 3.5. Prélèvement de sol sur le site de la digue de la Duchesse Anne

3.1.5. Mélanges sable de Fontainebleau et illite Arvel

Dans le cadre de nos études, le sable a été mélangé avec différents pourcentages d'illite pour obtenir les matériaux nécessaires à notre étude. Ces granulométries sont présentées dans la figure 3.6.

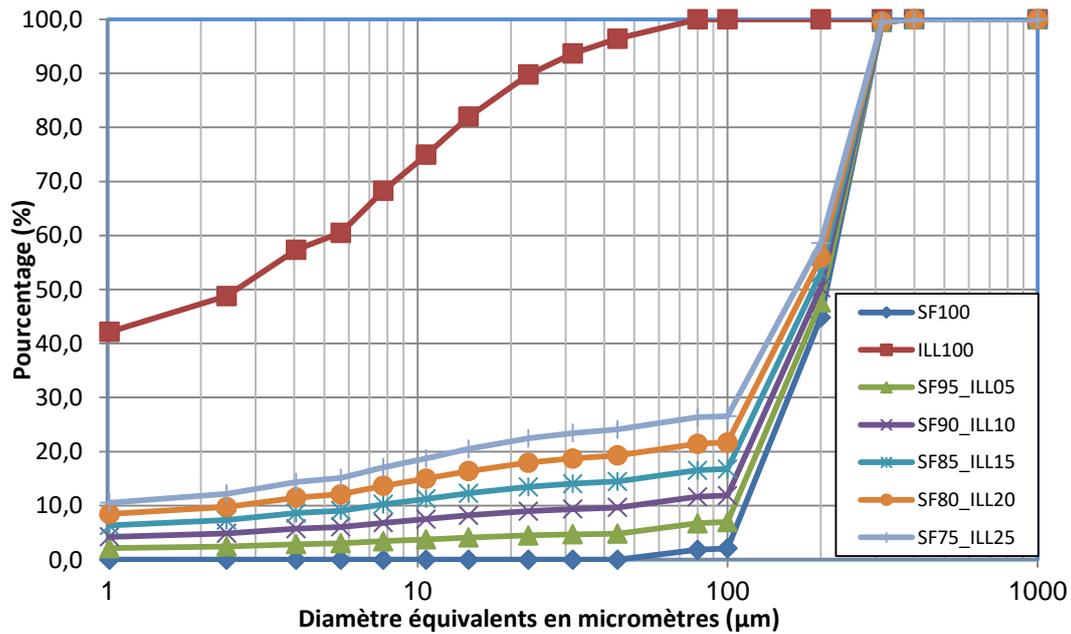


Figure 3.6. Courbes granulométriques des mélanges sable de Fontainebleau-Illite Arvel

Pour déterminer les limites d'Atterberg de chaque mélange, nous avons utilisé la norme français NF P94-051, toutefois il est difficile, même impossible d'obtenir un rouleau dans le cadre de la détermination de la limite de plasticité avec les sols trop sableux, ce qui le cas avec la majorité de nos mélanges. En conséquence, nous avons tenté d'appliquer diverses méthodes alternatives pour évaluer l'indice de plasticité (I_p) à partir de la limite de liquidité (Wood, 1978), (R. Belviso., 1985), (Kodikara, 1986). Le tableau 3-3 présente les résultats d'après la méthode de Kodikara. Ces résultats ne peuvent pas être considérés comme totalement fiable et un besoin de recherche approfondie persiste, mais cela s'est avéré la seule méthode nous donnant des résultats présentant une cohérence acceptable.

Tableau 3-3. Les limites d'Atterberg des mélanges sable de Fontainebleau-Illite Arvel

%SF	%ILL	w_L	I_p	w_p
100	0	29,83		
97,5	2,5	25,55	23,27	2,29
95,00	5	22,38	20,53	1,85
92,50	7,5	21,13	19,79	1,34
90,00	10	19,18	17,06	2,12
85,00	15	19,08	13,32	5,76
80,00	20	17,18	8,10	9,08
75,00	25	19,34	8,23	11,11
0,00	100	51	21,29	29,71

Les indices des vides maximum et minimum de chaque mélange sont déterminés également grâce à la norme NF P 94-059. Il faut noter qu'il n'existe pas de norme déterminant e_{max} , e_{min} pour les sols contient plus de 12% de fines donc par défaut nous avons utilisé la norme NF P 94-059 pour tous les mélanges. Les résultats sont présentés dans la figure 3.7. Sur la courbe e_{min} , on trouve que la valeur du seuil de teneur en fines est environ de 15%.

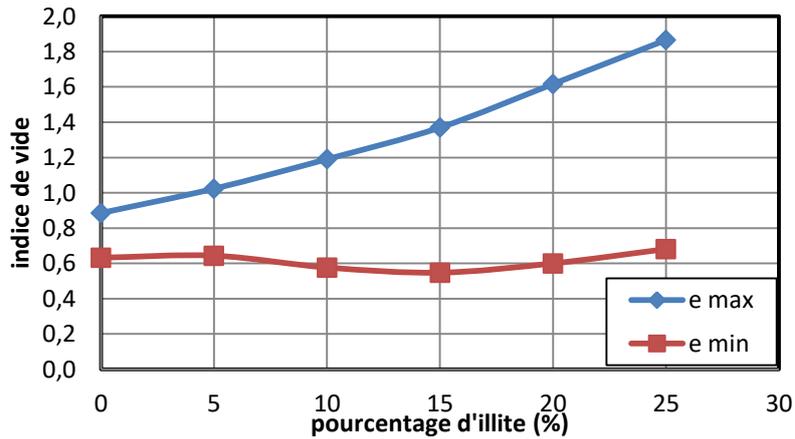


Figure 3.7. Indice des vides maximum et minimum des mélanges sable de Fontainebleau-Illite Arvel

3.1.6. Mélange sable d'Hostun et Illite Arvel

Une procédure similaire a été réalisée sur des mélanges de sable d'Hostun et d'Illite Arvel. Les résultats sont présentés sur les figures 3.8 et 3.9. Les indices de vides maximums restent constant jusqu'à 20% d'Illite tandis que les indice des vides minimum diminue.

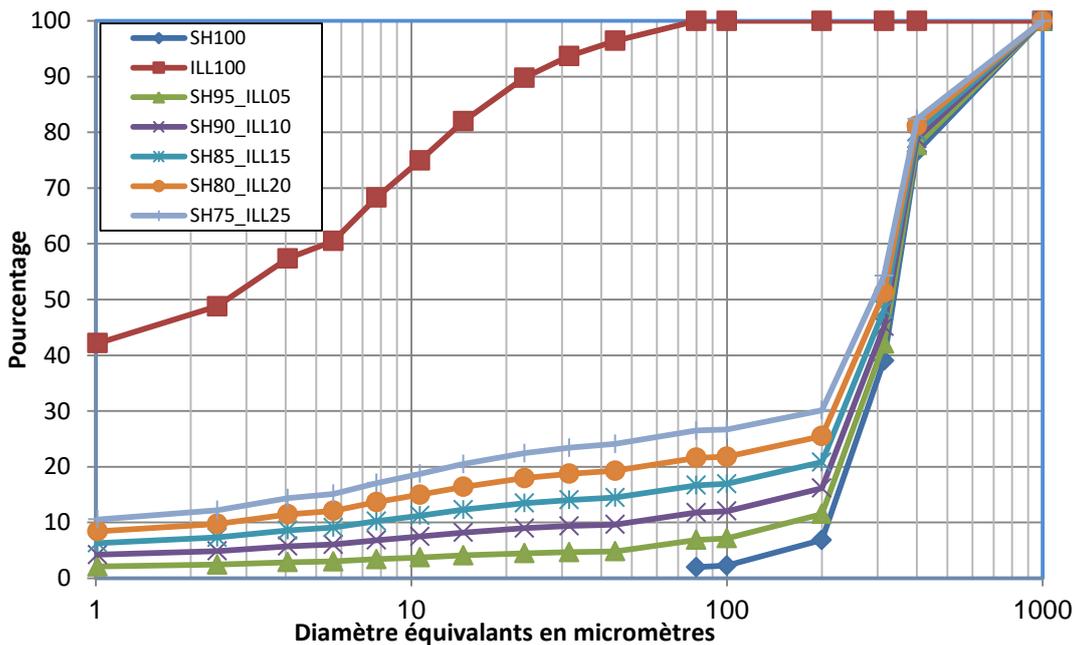


Figure 3.8. Courbes granulométriques des mélanges sable d'Hostun-Illite Arvel

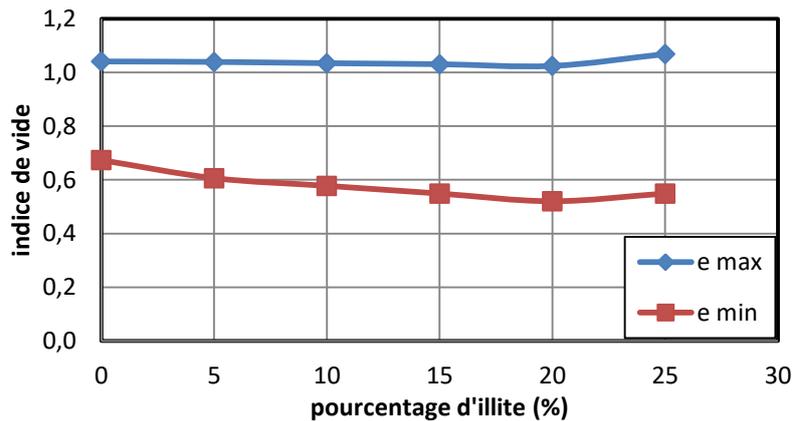


Figure 3.9. Indice des vides maximum et minimum des mélanges de sable d'Hostun-Illite Arvel

3.2. Dispositifs triaxiaux utilisés

Nous avons utilisé deux types de dispositifs dans ces études. Le premier est un dispositif triaxial classique de type Bishop et Wesley et le deuxième est une machine combinée qui permet de réaliser des essais de cisaillement de simple dynamique et des essais triaxiaux (le DSS).

3.2.1. Dispositif triaxial Bishop et Wesley.

La figure 3.10 représente un dispositif d'appareil triaxial de révolution Bishop et Wesley. Il est généralement composé d'une cellule triaxiale étanche, d'une centrale d'acquisition 8 voies et des trois contrôleurs de pression – volume le tout de marque GDS-Wyckeham Farrance. Un générateur de pression est destiné à appliquer la pression dans la cellule, un pour la pression interstitielle dans l'éprouvette et un pour le piston situé à la base de la cellule qui peut se déplacer verticalement dans un sens ou dans l'autre.

La cellule triaxiale étanche permet de faire des essais sur des éprouvettes d'un diamètre jusqu'à 50 mm à une pression de cellule maximale de 1700 kPa ou 2000 kPa et une charge axiale maximale de 8 kN. La force axiale a été appliquée aux éprouvettes par le piston situé à la base de la cellule. La force appliquée est mesurée par le capteur de force installé à l'intérieur de la cellule, en partie supérieure. Le déplacement axial est mesuré par un capteur potentiométrique externe. La pression interstitielle est mesurée par un capteur installé à la base à l'extérieur de la cellule.

Les contrôleurs pression – volume GDS sont utilisés pour appliquer des pressions d'eau dans les cellules et dans les pores aux échantillons, ainsi que pour enregistrer les changements de pression et de volume. Les contrôleurs stockent une quantité d'eau désaérée d'environ 200ml au maximum dans un cylindre sous pression qui est pressurisé par le déplacement grâce à une vis sans fin d'un piston. La pression a été enregistrée via un transducteur de pression à semi-conducteurs intégré, et le changement de volume a été mesuré par le codeur du moteur qui active le piston.

La centrale d'acquisition 8 voies est utilisée pour collecter les données du capteur de déplacement, du capteur de pression interstitielle, et capteur de force axiale ainsi que les autres capteurs si nécessaire. Les données sont transférées vers l'ordinateur via une communication série RS232/USB, connectées à un port de communication du PC.

Pendant la durée de thèse, nous avons utilisé 3 cellules de type Bishop et Wesley dans le même temps pour réaliser le plus d'essais possibles. Les capteurs sont étalonnés avant d'effectuer une série d'essais ou chaque fois qu'il est nécessaire de les changer. Dans certains essais, il n'a pas toujours été possible de disposer du ou des capteurs ayant la plage de mesure de la grandeur physique à mesurer la plus adaptée ce qui engendre de petites erreurs, mais cela n'influence pas la répétabilité des résultats.

Le dispositif triaxial de type Bishop et Wesley est normalement utilisé pour effectuer des essais monotones, mais il permet la réalisation des essais cycliques également, dans une gamme quasi-statique. Dans cette étude, on a effectué les essais cycliques avec 36 secondes par cycle à 5 minutes par cycle. On trouve que, à partir de la vitesse de 3 minutes par cycle, les résultats sont satisfaisants.

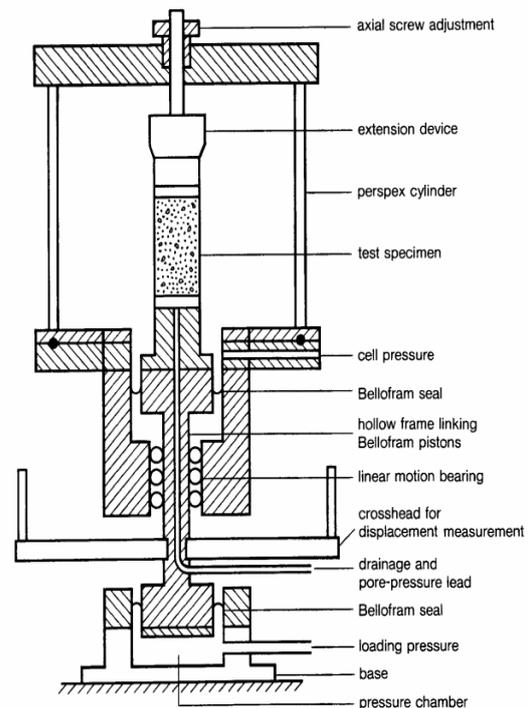
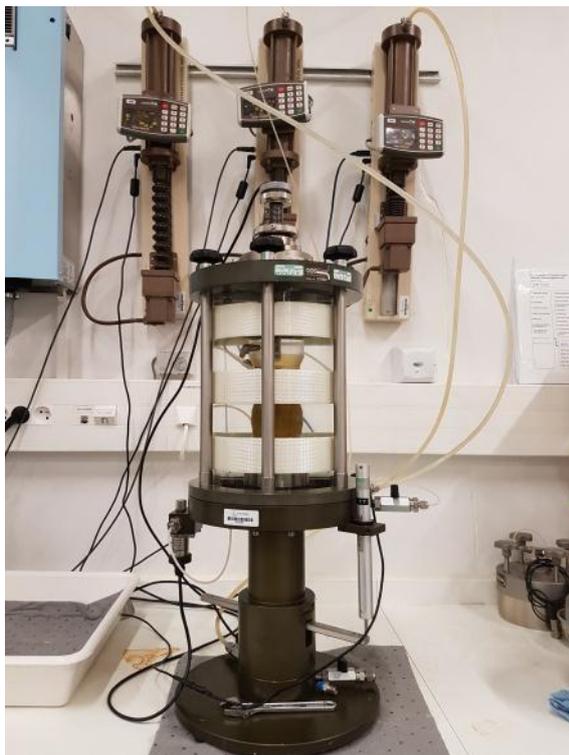


Figure 3.10. Le dispositif triaxial de type Bishop et Wesley

Au début, nous avons utilisé un piston à tête arrondie venant simplement au contact du chapeau supérieur. Cette tête est bien adaptée pour les échantillons les plus denses. Cependant, les résultats obtenus n'étaient pas corrects pour nos échantillons de sable lâche. Les embases planes et devenant solidaires du piston sont adoptées pour les remplacer, ce qui donne des meilleurs résultats (figure 3.12). En plus, grâce à cet embase avec l'ajout une membrane de solidarisation, on peut réaliser les essais cycliques alternés.

Le dispositif triaxial Bishop et Wesley permet la réalisation des essais monotones de tous les types (UU, CU, CD) et cycliques en force ou déplacement contrôlés en fréquence faible. La vitesse cyclique maximum que nous avons appliquée est 36 secondes par cycle (0,0278 Hz).



Figure 3.11. Tête de chargement – (a) à rotule, (b) à embase plane (Benahmed N., 2001)

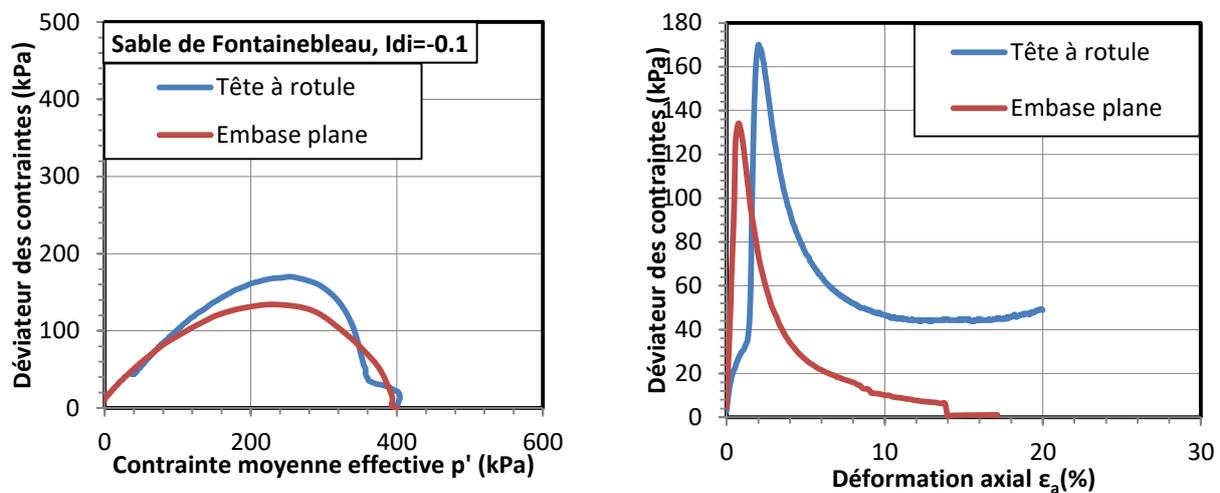


Figure 3.12. Influence des têtes de chargement sur le comportement monotone non-drainé du sable de Fontainebleau.

3.2.2. La machine DSS

La DSS pour Direct Simple Shear apparatus est une machine beaucoup plus sophistiquée qui permet de réaliser des essais de cisaillement simple dynamiques et des essais triaxiaux.

Elle comprend les sous-systèmes principaux suivants :

- Deux cellules de différentes hauteurs, la plus haute pour réaliser les essais triaxiaux et l'autre pour réaliser les essais cisaillement simple dynamiques. Chaque cellule est montée sur une position déterminée avec les accessoires correspondants ;
- Les moteurs axial et horizontal ;
- Système de contrôle numérique (DCS) ;
- Un contrôleur pression – volume pour appliquer la pression dans l'éprouvette ;
- Un contrôleur pneumatique pour appliquer la pression dans la cellule ;

- Les systèmes de mesures les différences paramètres des essais y compris le déplacement vertical, le déplacement horizontal, force verticale, la force de cisaillement, la pression cellulaire et interstitielle.

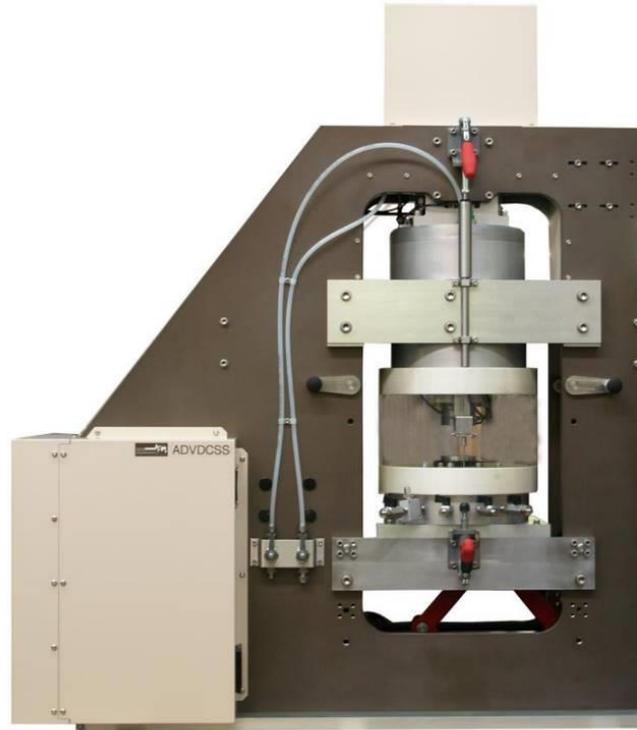


Figure 3.13. Le dispositif DSS

Le DSS permet la réalisation de tous types d'essais triaxiaux l'instar du dispositif Bishop et Wesley avec les mêmes dimensions d'éprouvettes mais à plus grande fréquence (5 Hz). En plus, elle est utilisée pour réaliser les essais de cisaillement simple dynamiques sur échantillon de 20 mm de hauteur avec un diamètre de 50 mm.

3.2.3. Le pressiomètre Ménard

Le matériel utilisé dans le cadre de cette thèse est composé d'une sonde pressiométrique Ménard tri-cellulaire de type G (5) soit avec gaine souple en 60 mm de diamètre ou en sonde de 44 mm dans un tube fendu, équipée lors de certains essais d'un capteur de pression interstitielle fixé à l'extérieur de la membrane de caoutchouc ou du tube fendu (figure 3.14).

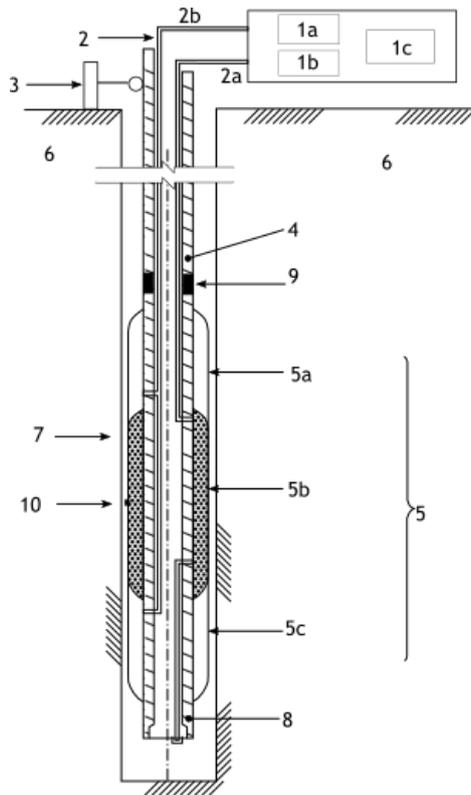


Figure 3.14. Schéma de la sonde photographie du matériel utilisé

Légende :

1 unité de contrôle (CU):

1a Dispositifs de pressurisation, de pressurisation différentielle et d'injection

1b Appareils de mesure de pression et de volume

1c Acquisition, stockage et impression des données

2 tubulures de connexion:

2a tubulure pour injection de liquide

2b tubulure d'injection de gaz

3 Système de mesure de profondeur

4 tiges

5 Sonde pressiométrique

5a Cellule de garde supérieure

5b Cellule de mesure centrale

5c Cellule de garde inférieure

6 sol

7 Cavité d'essais pressiométrique

8 Corps de sonde creux

9 Accouplement tige - sonde

10 capteur de pression Jean Lutz SA

Les pressions sont appliquées par un appareil développé par la société Jean Lutz SA, est un régulateur de pression volume (1) (modèle PREVO G), capable de contrôler les électrovannes par un ordinateur PC portable via un programme de pilotage spécifique

(Figure 3.15a). La mesure du changement de volume lors de l'expansion de la sonde est effectuée en mesurant le volume d'eau injectée.

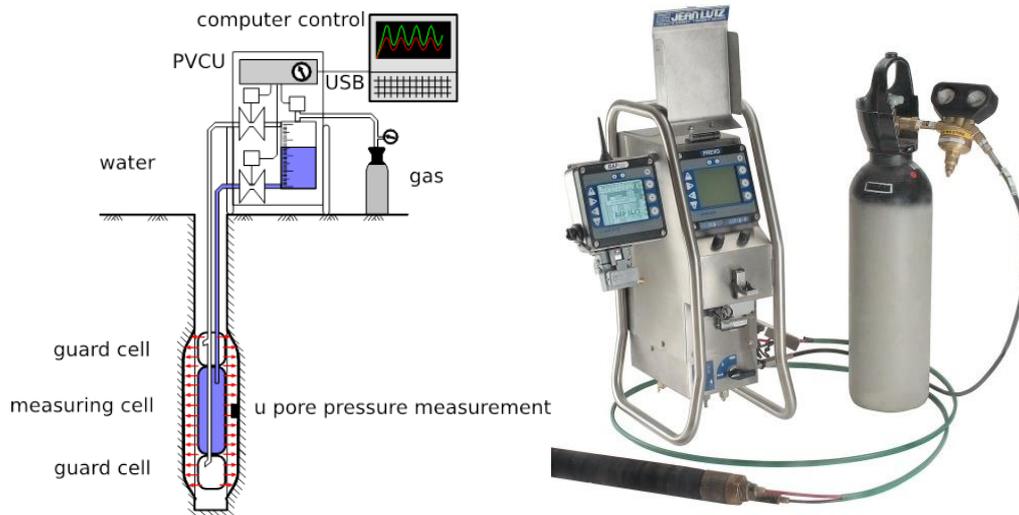


Figure 3.15. (a) Schéma de l'essai pressiométrique cyclique (b) photographie du matériel utilisé

Les différentes opérations manuelles sont effectuées directement sur le CPV ou par le logiciel installé sur un ordinateur ou un terminal spécifique de type BAP. Le contrôle cyclique est effectué sur la base d'un fichier de test acceptant tout type de signal, harmonique ou multi-fréquentiel. La surveillance se fait en temps réel sur un enregistreur de données.

L'alimentation du transducteur de pression interstitielle (10) se fait via un mince fil noyé dans une gorge de la membrane ou du tube.

3.3. Procédures expérimentales

3.3.1. Préparation de l'échantillon pour le dispositif triaxial Bishop et Wesley

Les méthodes de préparation influencent le comportement du sol. Comme nous l'avons vu lors de la revue bibliographique, il y a 3 méthodes souvent utilisées pour reconstituer les matériaux : damage humide, dépôt sec et sédimentation. F. Amini et al (2000) ont montré que la résistance à la liquéfaction du sol préparé par méthode damage humide et sédimentation ne sont pas différents.

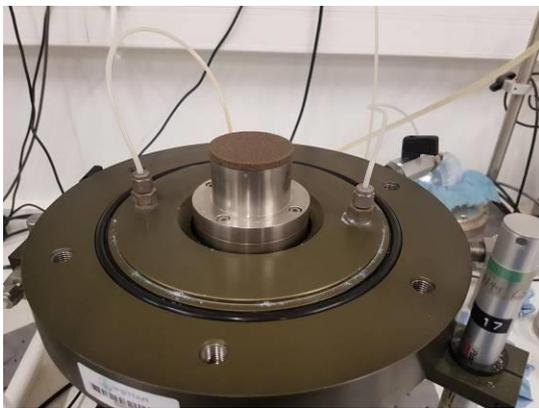
Lorsque les échantillons sont préparés par la méthode damage humide (Ladd R. , 1978), (Mullilis JP, Townsend FC, Horz RC, 1978), (Canou, 1989), il est possible de fabriquer des échantillons de densités extrêmement lâches, même avec des densités relatives négatives, mesurées par les normes NF P94-059, grâce à une cohésion capillaire entre les grains de sable. Elle évite également la ségrégation entre le sable et les particules fines et donne un contrôle efficace de la densité globale des échantillons. Lorsque les échantillons sont préparés par la méthode du dépôt sec (Ishihara K. , 1993), (Yamamuro, J. A., and Lade, P. V., 1997), l'indice des vides maximal pouvant être atteint est considérablement réduit et se situe entre les indices des vides minimal et maximal établis par les normes NF P94-059.

Étant donné que notre étude se focalise essentiellement sur le phénomène de liquéfaction, la méthode damage humide a été choisie pour préparer toutes les éprouvettes dans le cadre de ce travail.

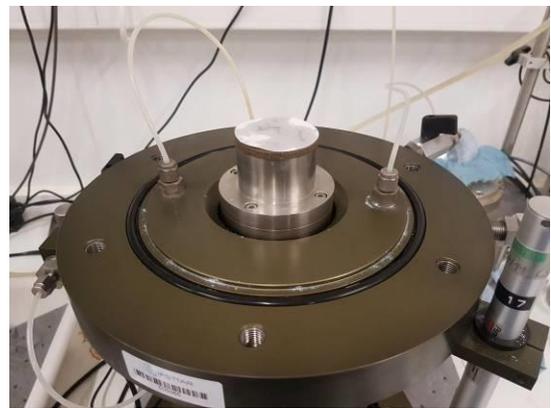
Les étapes de préparation des échantillons sont :

Étape 1 : Monter le moule

D'abord, une pierre poreuse et un papier filtre qui permet le drainage de l'eau mais empêche le mouvement des fines sont mis en place sur l'embase inférieure de la cellule triaxiale. Ensuite, on y fixe une membrane en latex grâce à deux joints toriques. Avant de positionner le moule cylindrique de diamètre 50mm et de hauteur 100 mm, on rabat la membrane sur les joints toriques pour assurer le bon contact entre le moule et la membrane et la stabilité du moule. L'autre côté de la membrane est replié sur le moule. Puis, on applique un vide entre la paroi du moule et la membrane par une pompe pour plaquer cette dernière contre le moule. Avant de mettre en place le matériau, on vérifie la dimension et l'équilibre du moule.



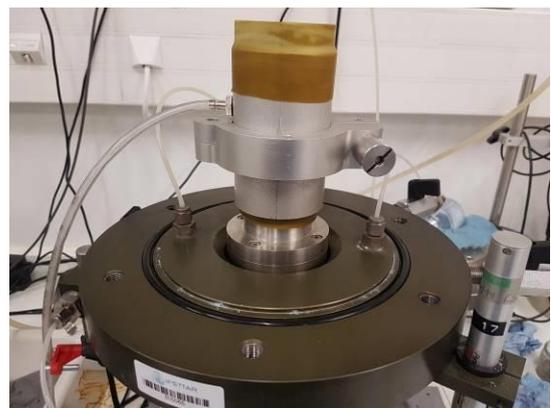
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3.16. Préparation des éprouvettes - monter le moule

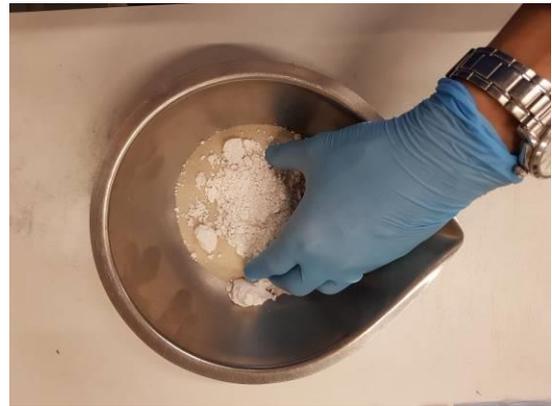
Étape 2 : Préparer les sols

Les matériaux secs sont bien malaxés à la température ambiante avant d'ajouter de l'eau. La quantité d'eau ajoutée pour le sable pur est 5% de la masse du sable, pour le mélange sable et fines on peut augmenter un peu l'eau en fonction du pourcentage de fines, sans toutefois dépasser 10%. Ensuite, ce mélange est malaxé soigneusement

jusqu'à une bonne homogénéité. Puis, nous le conservons dans un sac plastique bien fermé ou dans un bol avec couvercle pour s'assurer que la teneur en eau ne change pas pendant la procédure de montage.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3.17. Préparation des éprouvettes - préparation des sols

Étape 3 : Reconstituer le sol

Une cinquième du mélange, correspondant à une couche d'épaisseur 2 cm, est prélevé et déposé délicatement dans le moule à l'aide d'une petite cuillère. Chaque couche est compactée légèrement à l'aide d'une dame de 3,5 cm de diamètre jusqu'à ce que la profondeur requise soit atteinte. La dame est marquée chaque 2 cm pour contrôler la hauteur désirée et éviter un compactage trop fort. Cette procédure est répétée jusqu'à ce que le moule soit rempli totalement par le matériau. Puis on place le deuxième papier filtre, la deuxième pierre poreuse et l'embase supérieure tour à tour sur l'éprouvette. Ensuite, la membrane est rabattue sur l'embase et fixée avec deux joints toriques. Enfin, la membrane de solidarisation est posée sur l'embase supérieure.

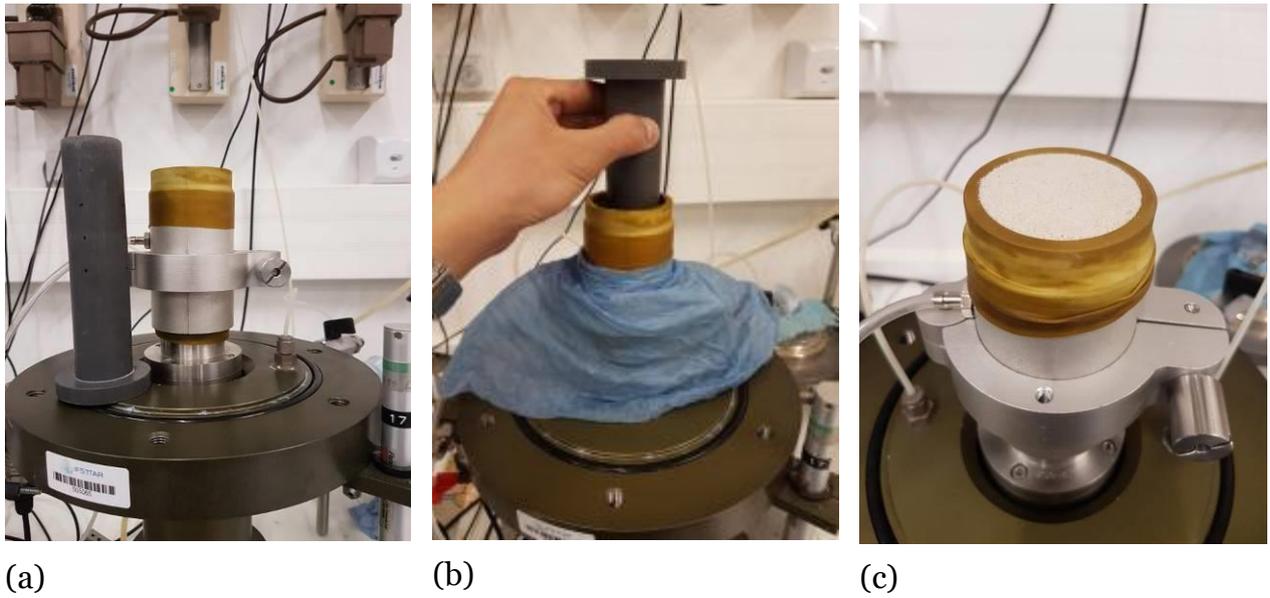


Figure 3.18. Préparation des éprouvettes - dépôt le sol dans le moule

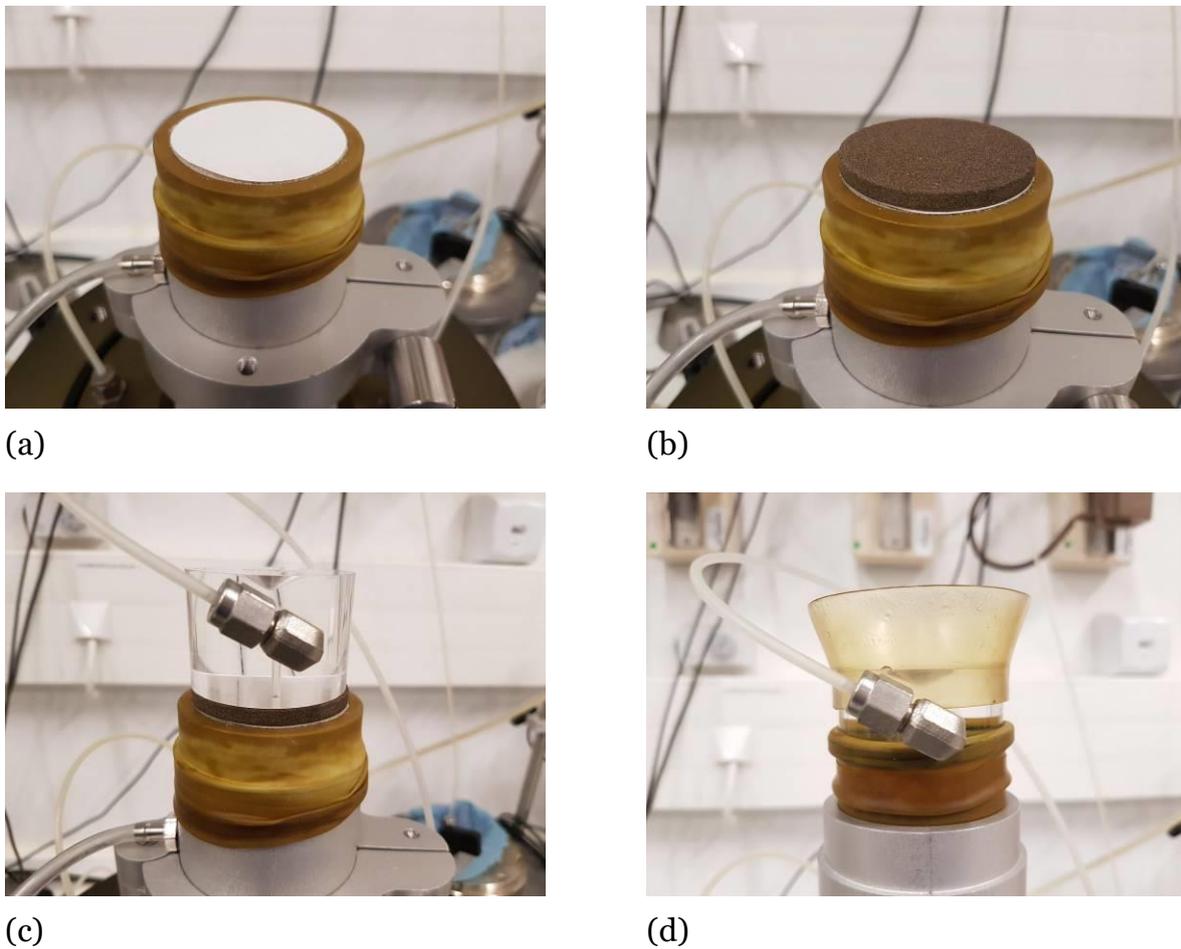


Figure 3.19. Préparation des éprouvettes - mise en place l'embase supérieure.

Avant de démonter le moule, un léger vide, inférieur à la contrainte de consolidation, est appliqué dans l'échantillon à l'aide d'une pompe. Ce vide est normalement entre -10 kPa et -20 kPa. Puis, on vérifie les dimensions de l'éprouvette en mesurant la hauteur en trois points diamétralement opposés et la circonférence en trois endroits. Pour la

méthode de préparation par damage humide, on trouve que la dimension après montage est toujours correspondante à 50mm de diamètre et 100mm de hauteur. Enfin, la cellule triaxiale a été assemblée et sécurisée, prête à être remplie avec de l'eau.

On ne réalise pas de test spécifique pour vérifier l'homogénéité de l'échantillon, mais grâce à un échantillon monté dans un moule plastique, on peut voir des traces entre les couches déposées. Elles sont plus visibles sur les échantillons plus denses. Cependant, la majeure partie des couches de sol semblait raisonnablement uniforme sur la base de l'inspection au cours du dépôt et de la saturation des éprouvettes. La ségrégation du sable et des particules fines a également été observée comme non significative.

En utilisant la méthode de préparation damage humide, une large gamme de densités relatives de spécimens a été obtenue. Pour le sable pur, la densité relative est entre 0,3 et 0,6 tandis que pour le mélange, elle est entre 0 à 0,6. Toutefois, il faut noter qu'après saturation et consolidation, cette densité relative va changer.

3.3.2. Préparation de l'échantillon pour la DSS

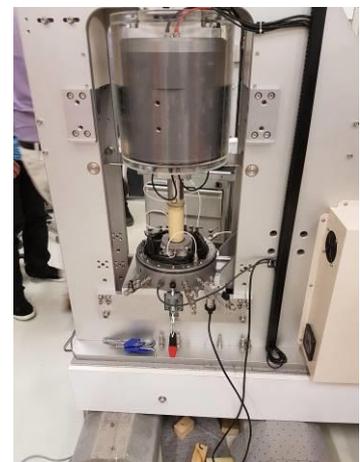
Le structure du dispositif DSS est différente celle du dispositif triaxial Bishop et Wesley. L'embase supérieure est fixée à la machine, ce qui entrave le dépôt du sol directement sur l'embase inférieure. Par conséquent, il faut enlever l'embase inférieure avant de monter l'échantillon. La procédure est réalisée de manière similaire. Il faut noter que la pierre poreuse est attachée sur l'embase, ainsi il n'y a pas besoin de poser une autre pierre poreuse. Après avoir reconstitué les matériaux, l'embase et le moule sont mis en place.



(a)



(b)



(c)

Figure 3.20. Préparation des éprouvettes pour le DSS

(a) l'embase inférieure et le moule, (b,c) mis en place l'échantillon.

3.3.3. Préparation le sol de la digue de la Duchesse Anne.

Le sol de la digue de la Duchesse Anne est malaxé afin d'obtenir une pâte homogène. Ensuite, il est versé dans le moule plastique de 50mm de diamètre et 100mm de hauteur au moyen d'une spatule, en prenant soin de ne pas emprisonner de bulles d'air. Les échantillons sont conservés dans une chambre froide jusqu'à la réalisation des essais.

Pour préparer l'essai, on enlève le moule plastique et on dépose l'éprouvette sur l'embase inférieure, puis la membrane est mise en place grâce à un moule en métal cylindrique. Ensuite, on pose le papier filtre, la pierre poreuse et l'embase supérieure. La procédure suivante est exécutée de manière similaire à celle indiquée ci-avant.

Cette technique de montage de l'éprouvette est utilisée également pour les autres types des sols qui sont préparés avec l'emploi d'un moule plastique.

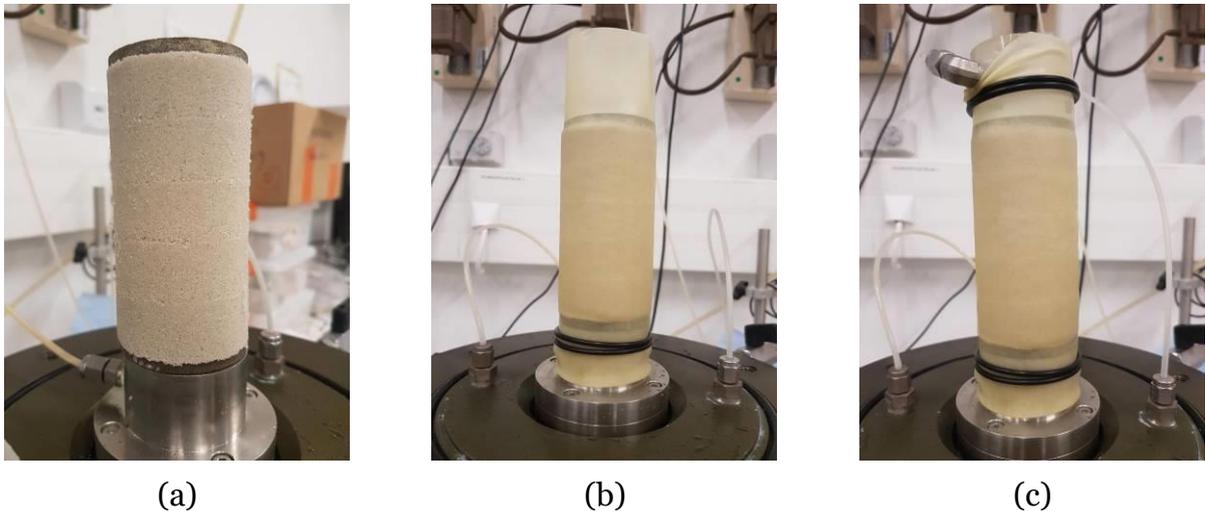


Figure 3.21. Montage l'échantillon préparé par le moule plastique.

3.3.4. Saturation

Étape 4 : Circulation du dioxyde de carbone et de l'eau désaérée

Après avoir rempli la cellule triaxiale avec de l'eau, on descend la tête de chargement jusqu'à ce qu'elle touche l'embase supérieure. À partir de ce moment, la déformation axiale est enregistrée. Ensuite une pression cellulaire de 20 kPa est appliquée pour confiner l'échantillon avant de supprimer le vide. Le dioxyde de carbone (CO_2) circule à travers l'échantillon pendant de 10 à 30 minutes sous une faible pression de 2 à 10 kPa selon la densité relative de l'éprouvette et le pourcentage de fines dans le mélange. Ce dernier assure un total remplacement des bulles d'air par le CO_2 qui est plus soluble dans l'eau, et ainsi cela contribue à favoriser la saturation totale de l'échantillon pendant la phase de saturation.

Ensuite, l'eau désaérée circule dans l'échantillon de bas en haut grâce à une pompe. On laisse l'eau s'écouler à travers l'échantillon jusqu'à ce qu'une quantité égale au volume des vides de l'échantillon ait été recueillie dans une bouteille par la conduite de drainage supérieure de l'échantillon.

La dernière étape consiste à connecter le générateur de pression aux conduites de drainage et ensuite à appliquer progressivement une contre pression à l'intérieur de l'éprouvette jusqu'à atteindre 400 kPa pour assurer la dissolution des dernières bulles de gaz dans le liquide interstitiel. La pression dans la cellule est également augmentée simultanément de la même valeur ou une valeur un peu plus élevée en assurant que $\sigma_{c-} u_{cp} < 2/3 \sigma'_{vo}$. Le temps pour cette phase est 2 heures au minimum. Enfin, on ferme le circuit de drainage et on applique une variation de pression cellulaire $\Delta\sigma_c$ de 50 kPa

pour déterminer la valeur du coefficient de Skempton B (Skempton, 1958). Pratiquement, dans tous nos essais, la valeur du coefficient de Skempton B est supérieure ou égale à 0,95 au premier palier.

3.3.5. Consolidation :

La phase de consolidation des éprouvettes a été réalisée après la phase de saturation par augmentation de la pression dans la cellule jusqu'à la valeur souhaitée. La consolidation a été considérée comme complète lorsqu'un changement de volume inférieur à 5 mm³ était observé sur une période de 20 minutes pour le sable et 15 minutes pour les mélanges ou le sol de la digue de la Duchesse Anne. Ces valeurs sont choisies d'après la norme NF P 94-074. Les pressions typiques appliquées pendant la phase de saturation et la consolidation sont illustrées à la figure 3.22

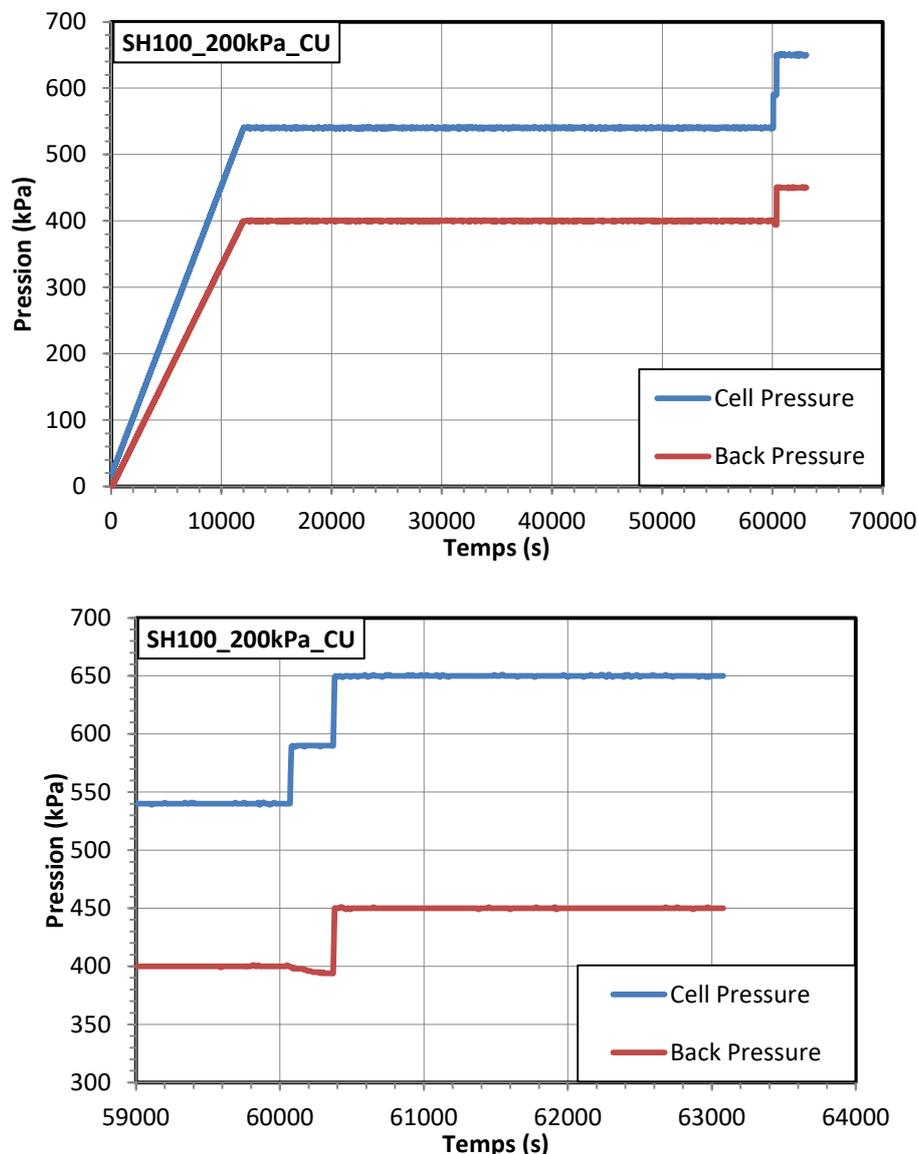


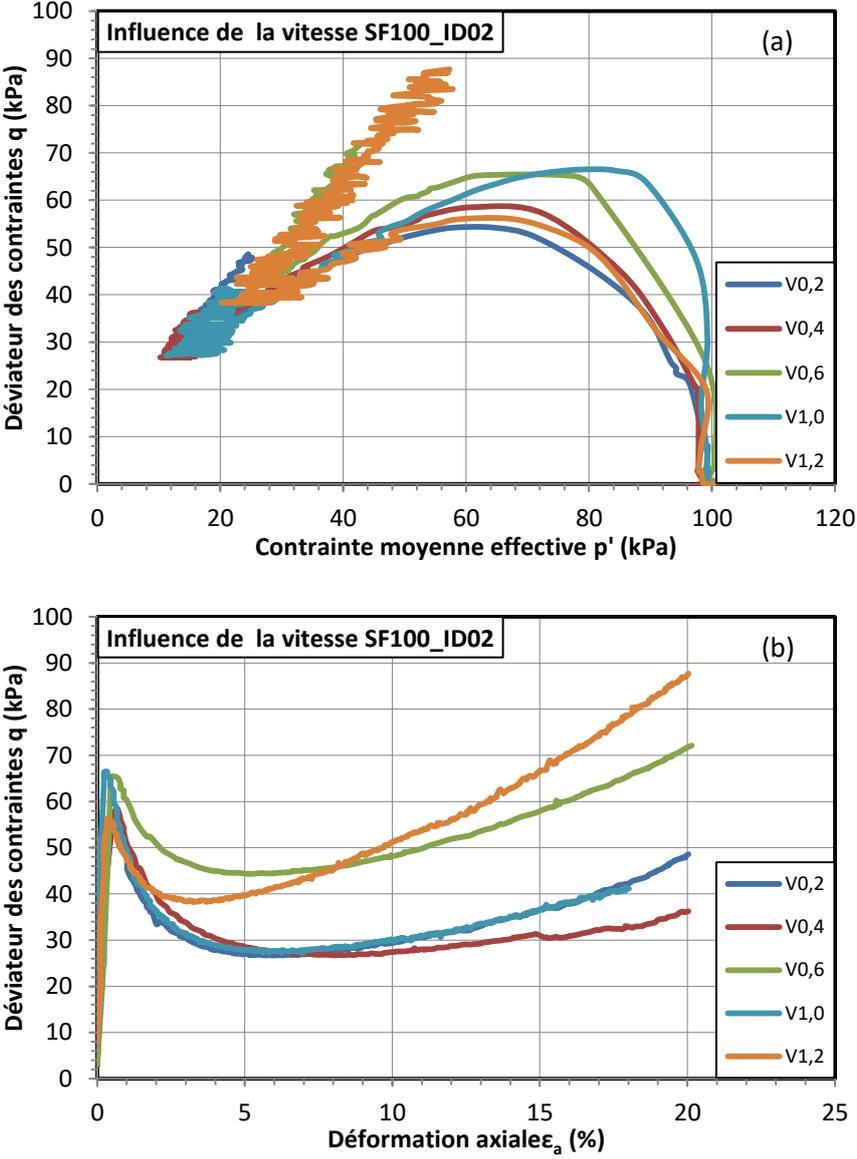
Figure 3.22. Les pressions typiques appliquées pendant la phase de saturation et consolidation

3.3.6. Cisaillement :

Le cisaillement de l'éprouvette est effectué après avoir réalisé le contact entre la tête de de chargement et la tête de l'échantillon. Cette opération peut être réalisée en manuel en

descendant la tête de chargement ou par intermédiaire du logiciel en montant le piston situé à la base avec une vitesse de 0,1mm par minute. Le contact se produit lorsque la force axiale varie de 0,005 kN (ce qui correspond à un déviateur de 2,5 kPa). Après le contact, les cisaillements ont été réalisés en déplacement contrôlé avec une vitesse de déformation axiale prise égale à 1mm par minute pour les essais non-drainés et 0,1 mm par minute pour les essais drainés.

La figure 3.23 montre l'influence de la vitesse d'essais sur les résultats de liquéfaction statique d'un sable de Fontainebleau avec un indice de densité de 0,2. Le comportement post-pic semble être celui qui est le plus influencé par cette variation de la vitesse.



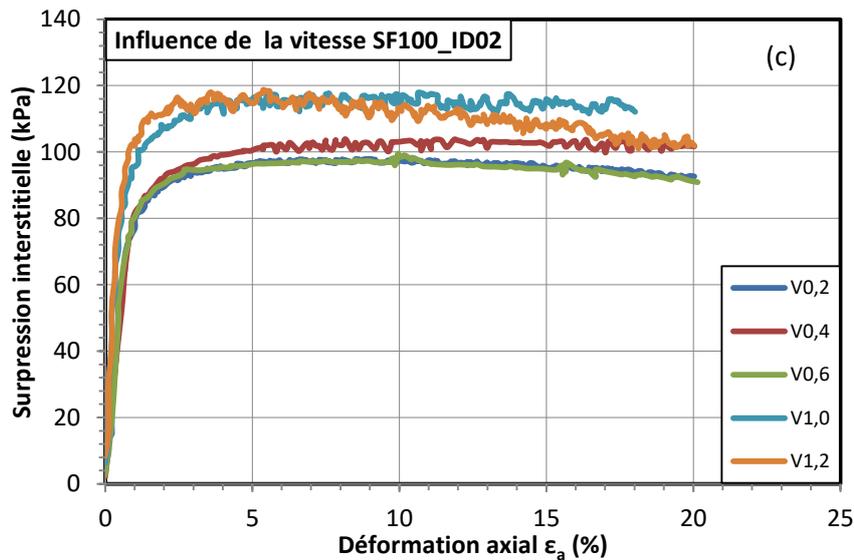


Figure 3.23. Influence de la vitesse sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau. La déformation axiale maximale (critère d'arrêt) pour tous les essais est de 20%.

3.3.7. Estimation de l'indice des vides après consolidation.

Pendant les essais, l'éprouvette subit des variations des volumes significatives qui modifient son indice des vides. Par conséquent, l'indice des vides, pendant la phase de cisaillement, peut être très différent de celui de la phase initiale. Or, si on ne le connaît pas, on ne peut pas déterminer correctement la résistance du sol à la liquéfaction. Ce problème a suscité une attention particulière des chercheurs.

Quelques chercheurs les estiment à partir de la mesure des dimensions des échantillons, (Castro, 1969), (Sladen et al., 1985), les autres les estiment à partir de la teneur en eau à la fin des essais (Sladen, J. et Handford, G., 1987). (Verdugo, R., and Ishihara, K., 1996) ont réalisé une étude pour comparer les deux méthodes, ils montrent que l'estimation de l'indice de vides après consolidation basée sur la mesure de la quantité d'eau présente dans l'échantillon à la fin d'essais donne les résultats les plus précis.

Dans nos études, nous avons identifié l'indice des vides après consolidation par deux méthodes. La première est la méthode proposée par (Verdugo, R., and Ishihara, K., 1996). Pour la deuxième méthode, les changements de volume au cours de la phase de saturation et de consolidation sont déterminés en mesurant directement le volume d'eau expulsé ou absorbé par l'échantillon. Les résultats obtenus pour les deux méthodes ne sont pas très différents, toutefois, les indices des vides déterminés par la première méthode sont toujours inférieurs à ceux déterminés par la deuxième méthode. La source d'erreur peut provenir d'air existant dans les contrôleurs pression – volume GDS. En conséquence, les indices des vides obtenus par la première méthode seront utilisés dans le cadre de cette étude.

Nous notons également que la densification des éprouvettes durant la saturation et la consolidation est très significative et augmente avec le pourcentage de fines (figure 3.25).

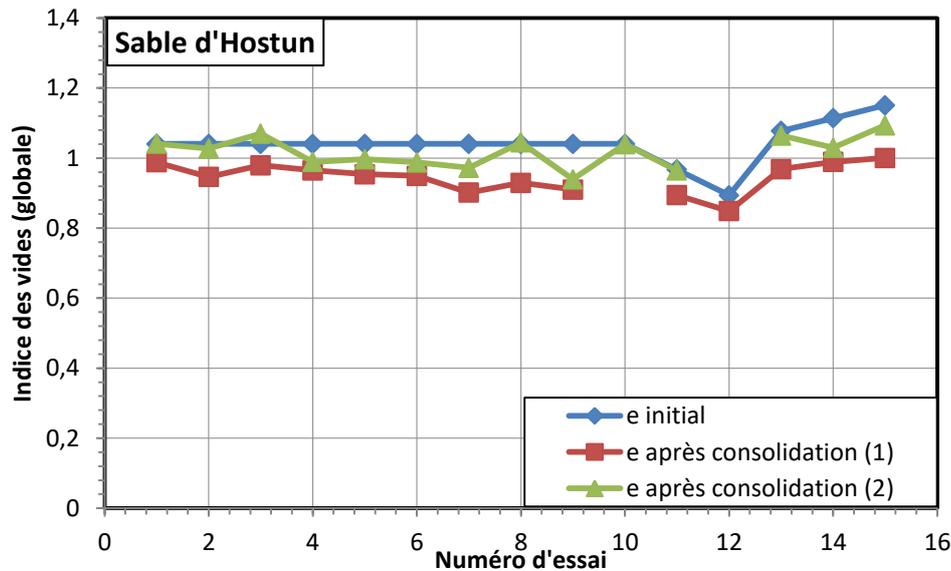


Figure 3.24. Estimation l'indice des vides après consolidation du sable d'Hostun pur selon deux méthodes.

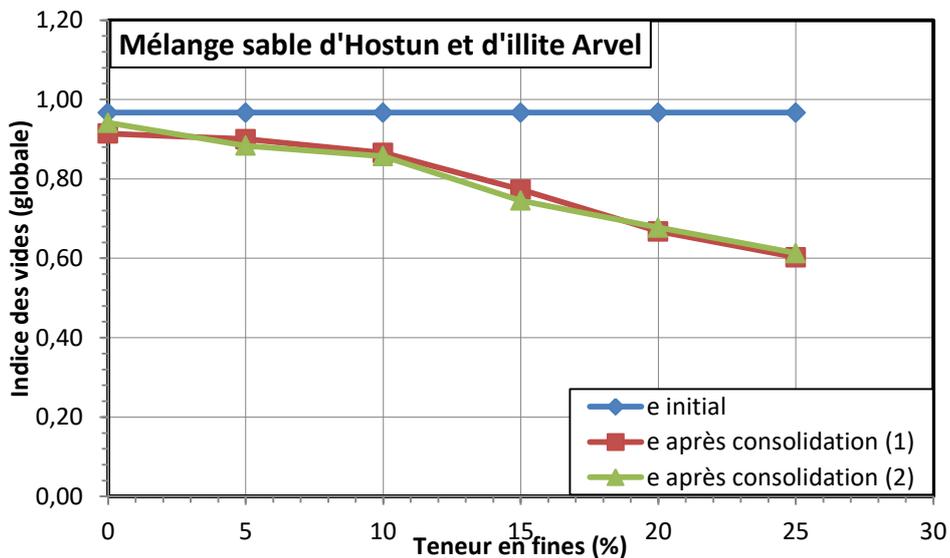


Figure 3.25. Estimation l'indice des vides après consolidation du mélange sable d'Hostun-Illite Arvel selon deux méthodes.

3.3.8. Procédure d'essais employée lors des essais pressiométriques

La procédure d'essais de mise en place de la sonde employée lors de ces essais est conforme à la pratique des laboratoires des Ponts et Chaussées (LCPC, 1971). Elle diffère de la pratique actuelle des entreprises françaises par son objectif de qualité.

3.3.8.1. Réalisation des forages

Les trous de forages ont tous été réalisés à la tarière à main dans un forage tubé réalisé au préalable sur les trois premiers mètres. Les parois du forage sont maintenues à la boue bentonitique.

Lorsqu'une sonde avec tube fendu est utilisée, elle est placée dans un forage préalable réalisé à la tarière hélicoïdale continue de même diamètre.

Les passes de forage sont toutes de 1 mètre sauf pour le tube fendu pour lequel elle ne dépasse pas 3 mètres.

3.3.8.2. Programme de chargement

Dans le cadre de ce travail de thèse, un seul type spécifique d'essais a été réalisé, l'essai de chargement cyclique entre deux limites de pression p_M et p_m . La limite inférieure p_m est généralement maintenue supérieure à la pression des terres au repos p'_0 (Figure 3.26).

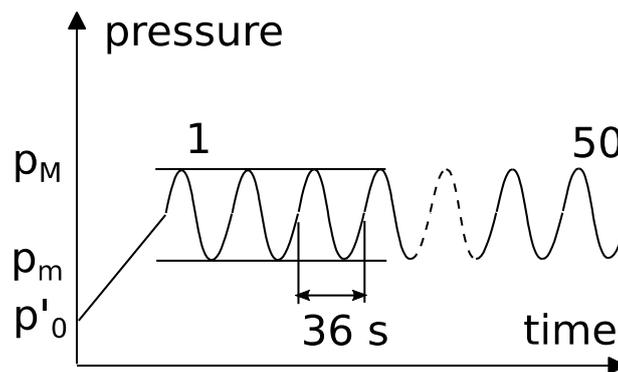


Figure 3.26. Programme de chargement cyclique appliqué avec l'appareil pressiométrique

Les essais ont été réalisés en mode pression contrôlée avec une fréquence cyclique basée sur le type de sol afin de rester drainé en utilisant un niveau de contrainte prédéfini. Les cycles avaient une fréquence variant de 0,01 à 0,05 Hz et un nombre de cycles égal à 50.

La pression initiale p_m utilisée pour démarrer la phase cyclique du test est maintenue supérieure à la contrainte effective horizontale p'_0 , tandis que la pression maximale p_M est sélectionnée pour obtenir un rapport de contrainte spécifique tel que défini par (Dupla & Canou, 2003). La pression p'_0 a été estimée à partir de résultats d'essais d'expansion de type Ménard antérieurs à l'aide de la méthode proposée par Briaud en utilisant le point de courbure minimal lorsque la sonde recontacte la paroi du trou de forage (Hawkins, et al. 1990); (Benoît et Lutenegeger 1992); (Briaud 1992); (Cransac, et al. 2005).

3.3.8.3. Analyse des données

Lors de l'analyse des résultats des essais cycliques, nous avons utilisé le coefficient de contrainte cyclique (TCC), défini conventionnellement pour l'essai triaxial, comme le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique maximale sur deux fois la contrainte de consolidation, σ'_c rappelé dans l'équation :

$$TCC_{TX} = \frac{\delta q}{2 \cdot \sigma'_c}$$

Pour l'essai au pressiomètre, le rapport de contrainte cyclique est défini de la même manière qu'au laboratoire. C'est le rapport de l'amplitude simple δp sur deux fois la contrainte au repos de la pression terrestre réelle, p'_0 , comme indiqué dans l'équation suivante :

$$TCC_{PMT} = \frac{\delta p}{2 \cdot p'_0} = \frac{p_M - p_m}{4 \cdot p'_0}$$

Dans l'essai triaxial, la rupture est généralement définie comme détaillé précédemment soit lorsque l'éprouvette atteint la liquéfaction ($\Delta u = \sigma'_3 c$), soit à une déformation axiale en double amplitude de 5% atteinte en 20 cycles (Ishihara K. , 1993). Ce dernier critère est utilisé ici.

Les résultats sont analysés comme décrit dans (Dupla & Canou, 2003). Une courbe enveloppe est calée sur la courbe pression-volume (appelée courbe d'accumulation) et un nombre de cycles pour atteindre la déformation volumique conventionnelle est déterminé.

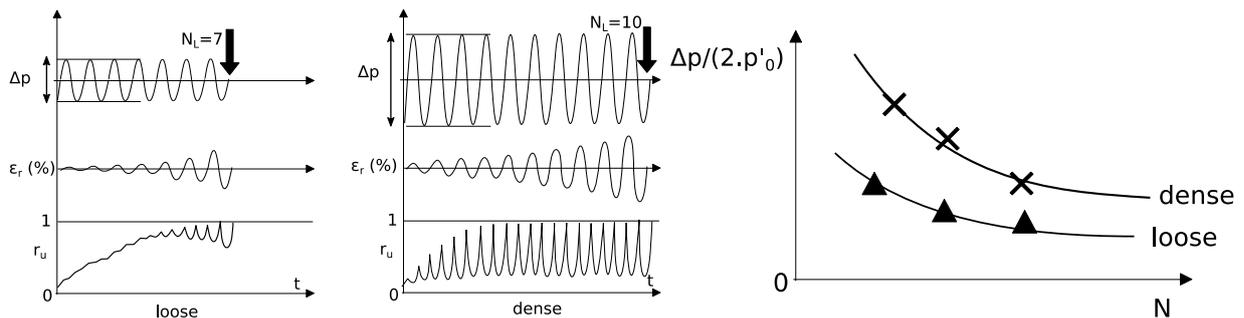


Figure 3.27. Comportement cyclique et concept TCC

Les couples TCC appliqué - nombre de cycles pour atteindre la rupture conventionnelle, sont reportés dans un plan semi-logarithmique (figure 3.27).

Ainsi (Dupla, 1995) a réalisé un certain nombre d'essais d'expansion dans un cylindre épais et en chambre d'étalonnage avec des mini pressiomètres. Les caractéristiques de quelques essais choisis sont rappelés dans le tableau 3.4.

Tableau 3-4. Tableau des essais (Dupla, 1995)

Numéro d'essais selon (Dupla, 1995)	cellule	ID	pression de confinement	RCC selon Dupla	TCC	Nombre de cycles
CCDPN8	CE	0,29	200	0,6	0,15	85
MCDPN6	CC	0,4	200	0,8	0,2	18
CCDPN6	CE	0,6	200	0,8	0,2	470
CCDPN10	CE	0,9	200	0,8	0,2	221000
CCDPN7	CE	0,29	200	0,8	0,2	1,6

Sur la figure 3.28 nous avons ajusté des lois puissances sur les courbes expérimentales d'accumulation. On observe un calage de très bonne qualité.

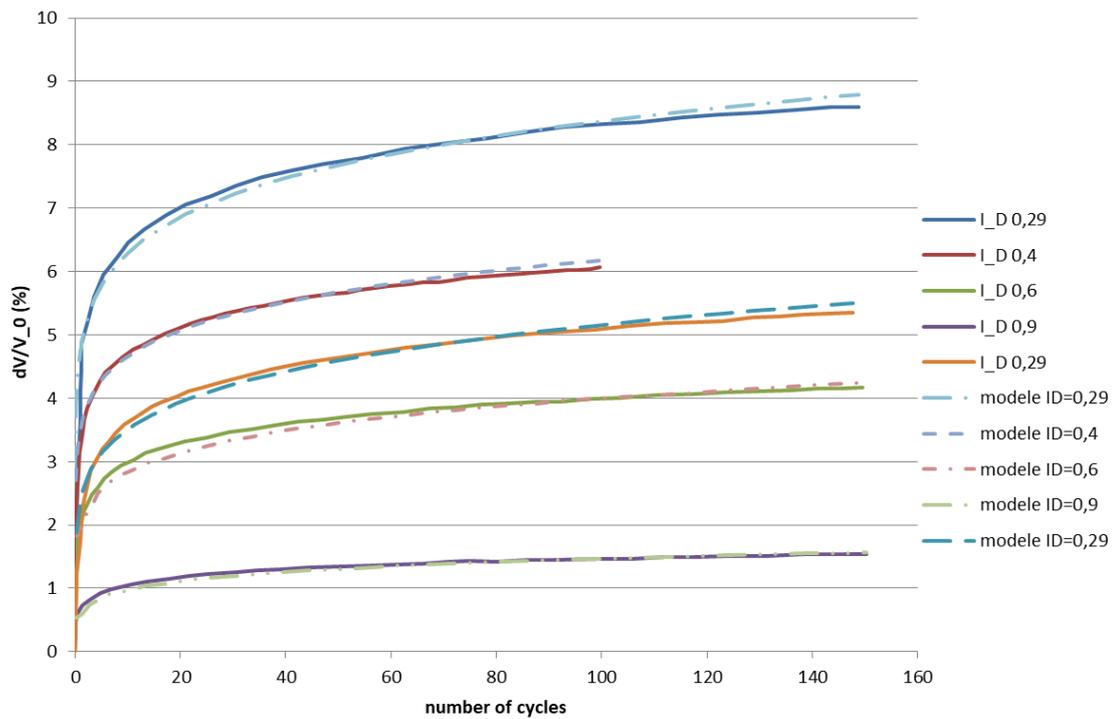


Figure 3.28. Calage de courbe de type loi puissance sur les résultats de (Dupla, 1995).

La figure 3.29 compare les résultats obtenus par (Dupla, 1995) avec la définition du CSR prise ici avec les couples TCC nombre de cycles à différents indices de densité issus des résultats des essais triaxiaux menés par Gobbi et ceux tirés de la thèse de Dupla (Dupla, 1995) (Gobbi et al., 2019).

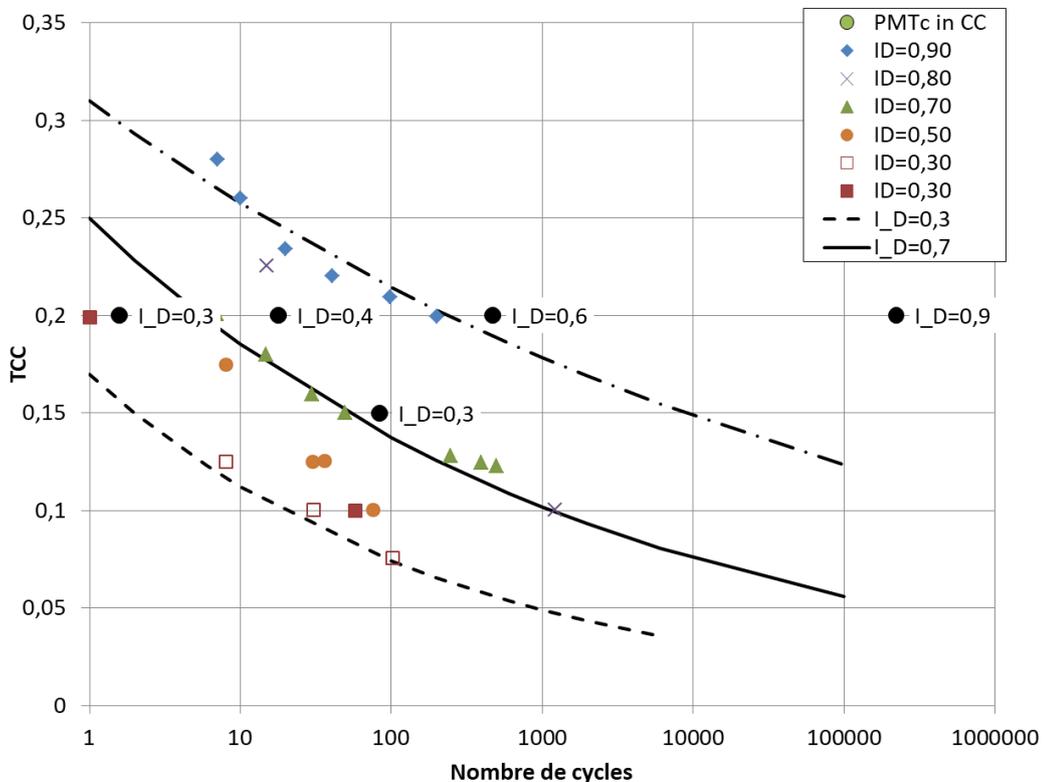


Figure 3.29. Synthèse des essais de laboratoire et en chambre d'étalonnage sur le sable Hostun

La comparaison pour une sonde de 32 mm moulée dans le massif de sable montre donc que pour 5% de déformation volumique, les points expérimentaux obtenus en chambre d'étalonnage sont proches de la courbe déterminée par les essais de laboratoire.

Comme présenté à la Figure 3.29, les tests sont effectués à différentes amplitudes de pression Δp , et les courbes d'évolution du TCC sont tracées en fonction du logarithme du nombre N de cycles.

Pour obtenir la déformation radiale ε_r , il est nécessaire de transformer le changement de volume mesuré lors de la détente du pressiomètre en une déformation volumétrique.

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V - V_0}{V_0}$$

où :

V = volume de la cavité mesuré pendant l'essai

V₀ = volume initial de la cavité

La déformation volumétrique ε_V est convertie en déformation radiale ε_r à l'aide de la théorie de l'élasticité illustrée selon :

$$\varepsilon_V = (1 + \varepsilon_r)^2 - 1$$

Toutefois, on doit prêter attention au fait qu'une correspondance imparfaite apparaisse à certaines pressions pour le type de sonde que nous allons utiliser. Lorsque la pression différentielle reste constante et inférieure à la résistance propre de la membrane, la forme déformée de la membrane reste homothétique aux différents paliers de pression. La déformée correspondant au cas 1 de la Figure 3.30 évoquée par certains détracteurs de la sonde tri-cellulaire ne peut apparaître que par une faiblesse localisée de la membrane ou un défaut de régulation. Elle est cependant possible pour les hautes pressions.

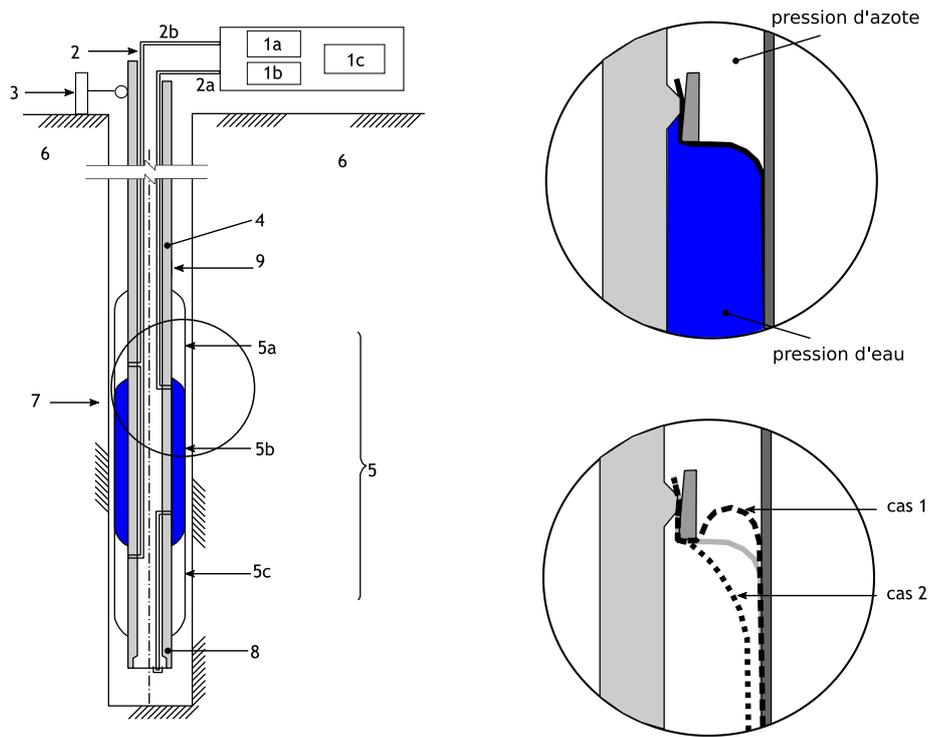


Figure 3.30: Déformation locale de la membrane

Le cas 2 résulte d'un défaut de réglage de la pression différentielle.

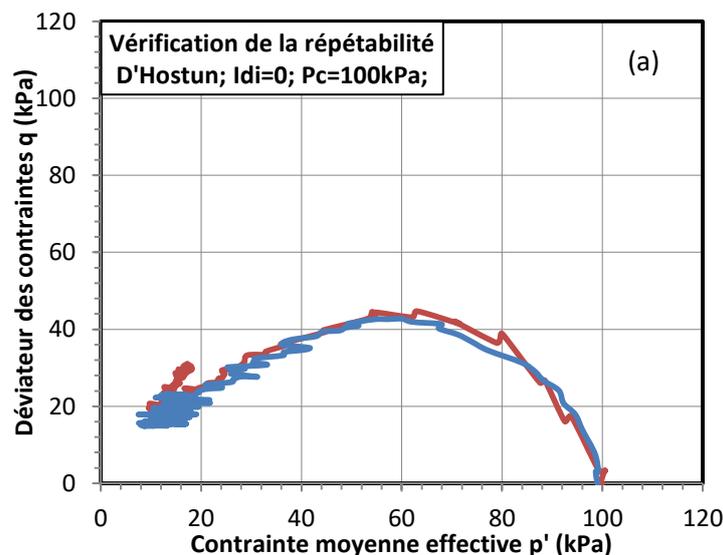
4. Comportement des matériaux sous chargement monotone.

Ce chapitre est consacré à l'étude du comporte des différents matériaux objets de notre étude soumis au chargement monotone en conditions non-drainées et drainées.

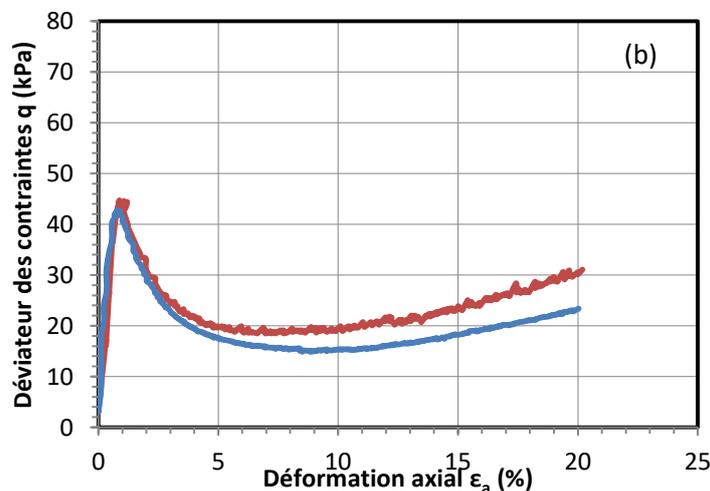
4.1. Essais de répétabilité

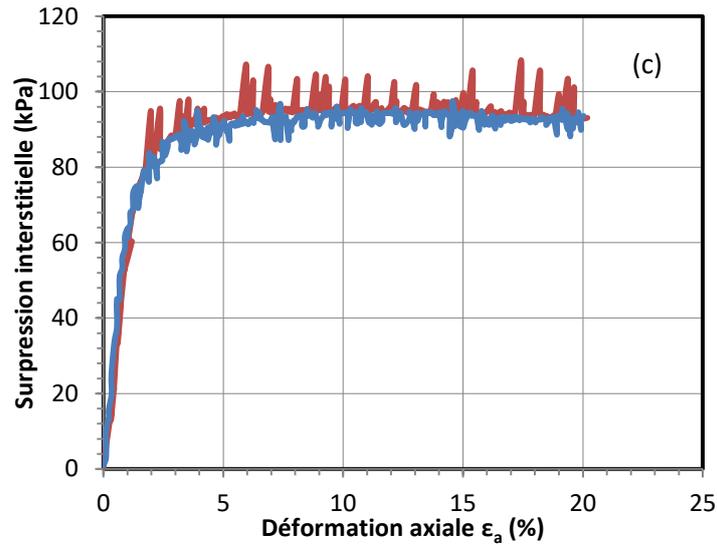
Pour s'assurer que les résultats obtenus lors de notre étude expérimentale sont fiables, il est nécessaire de vérifier au préalable la répétabilité de la procédure expérimentale et du dispositif utilisé avant chaque série d'essais. La figure 4.1 présente les résultats de deux essais monotones non-drainés sur le sable d'Hostun à des conditions initiales identiques : l'indice de densité $I_{di}=0$, la pression de confinement $P_c=100\text{kPa}$.

Comme nous pouvons le voir, une bonne répétabilité est assurée avec un écart du déviateur des contraintes au pic de 2kPa , qui correspond à une différence relative de 4% . Dans le plan $(q-\varepsilon_a)$, les valeurs des déviateurs à l'état stable présentent des écarts relatifs plus élevés mais restent tout de même assez proches entre elles. Dans le plan $(q-\Delta u)$, les deux courbes coïncident presque.



(a) courbe $p'-q$



(b) courbe $q-\varepsilon_a$ (c) courbe $q-\Delta u$ Figure 4.1. Essai de répétabilité, sable d'Hostun, $I_{Di}=0$, $P_c=100$ kPa

4.2. Comportement monotone drainé

4.2.1. Programme expérimentale

Nous avons réalisé trois séries d'essais monotones drainés correspondant aux trois matériaux sableux : sable de Fontainebleau, sable d'Hostun et sol de la digue de la Duchesse Anne. Pour chaque série, les essais ont été exécutés à différentes contraintes de consolidation isotrope et à différentes densités relatives pour mettre en évidence l'influence de ces paramètres sur le comportement drainé du matériau. L'ensemble des essais réalisés avec leurs paramètres sont présentés dans les tableaux.

Tableau 4-1. Récapitulatif des essais triaxiaux drainés sur le sable de Fontainebleau.

No essai	P_c (kPa)	I_{Di}	e_i	q critique	e critique	φ' critique
SF_CD_1	100	0	0,89	267,63	0,85	34,41
SF_CD_2	300	0	0,89	742,81	0,80	33,40
SF_CD_3	500	0	0,89	1165,32	0,85	32,15
SF_CD_4	300	0,5	0,76	775,35	0,61	34,19

Tableau 4-2. Récapitulatif des essais triaxiaux drainés sur le sable d'Hostun.

No essai	P_c (kPa)	I_{Di}	e_i	q critique	e critique	φ' critique
SH_CD_1	125	0	1,04	357,17	0,95	35,47
SH_CD_2	200	0	1,04	541,53	0,91	35,07
SH_CD_3	300	0	1,04	811,82	0,89	35,11
SH_CD_4	300	0,4	0,89	888,11	0,90	36,59
SH_CD_5	500	0	1,04	-	-	-

Tableau 4-3. Récapitulatif des essais triaxiaux drainés sur les sols de la digue Duchesse Anne.

No essai	Pc (kPa)	I _{Di}	e _i	q critique	e critique	φ' critique
DuAn_CD_1	20	-	1,52	25,54	1,23	21,35
DuAn_CD_2	60	-	1,53	71,28	1,08	21,92
DuAn_CD_3	150	-	1,51	124,20	0,95	17,08
DuAn_CD_4	200	-	1,74	304,69	1,02	25,57
DuAn_CD_5	300	-	1,59	405,56	0,95	23,77

4.2.2. Comportement drainé du sable de Fontainebleau

4.2.2.1. Influence de la pression de confinement

La figure 4.2 présente les résultats de trois essais correspondant au même indice des vides initial mais consolidés sous trois pressions de confinement différentes, 100, 300 et 500 kPa. Les résultats obtenus montrent que, en accord avec les observations classiques, l'accroissement de la pression de confinement a pour effet d'augmenter les résistances au cisaillement du matériau. Les courbes de cisaillement sont presque proportionnelles à la contrainte de consolidation appliquée. Il est intéressant de noter que le déviateur des contraintes continue de croître pour tous les trois essais même à la déformation axiale de 22%. Ce dernier est un peu différent aux résultats rapportés par (Benahmed N., 2001) (Nguyen, 2014) dans lequel le déviateur des contraintes atteint un palier ou s'en approche pour des contraintes de consolidation de 100 et 200 kPa et il continue d'augmenter pour des pressions de confinement plus élevées. La raison à cela peut-être à cause de la taille différente des éprouvettes limitant une localisation trop marquée.

En ce qui concerne les variations volumiques, les trois essais présentent un comportement exclusivement contractant. Nous constatons que la pression de confinement appliquée a un effet considérable sur les propriétés de contractance du matériau. Elle est beaucoup plus forte pour la pression de confinement la plus élevée.

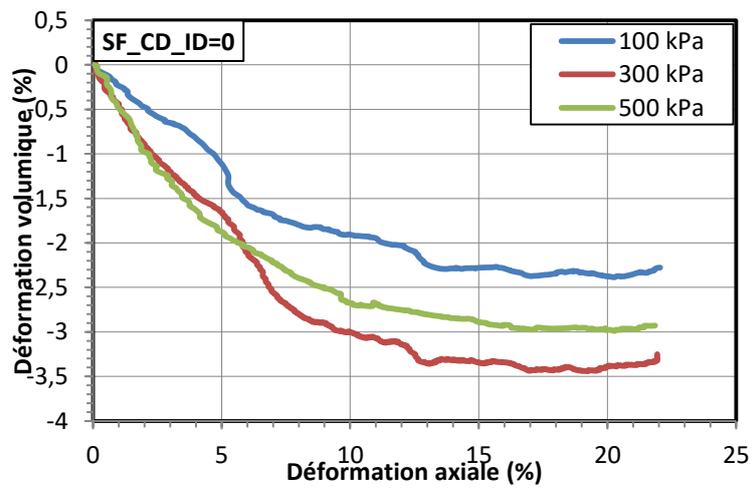
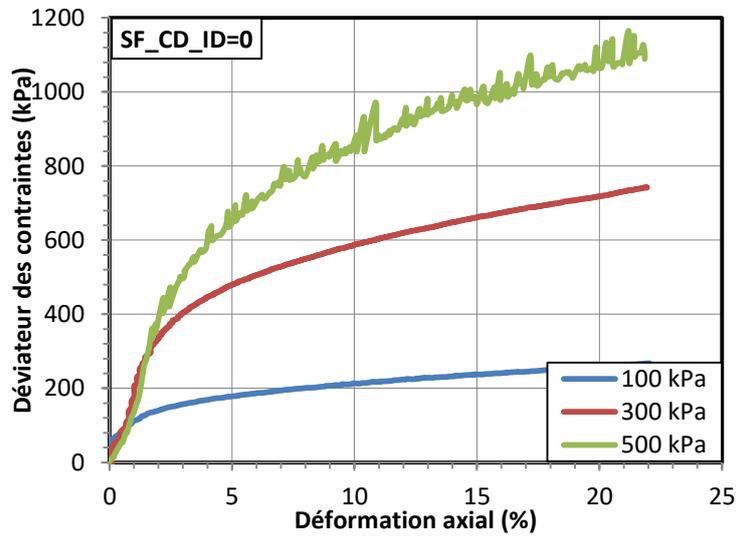
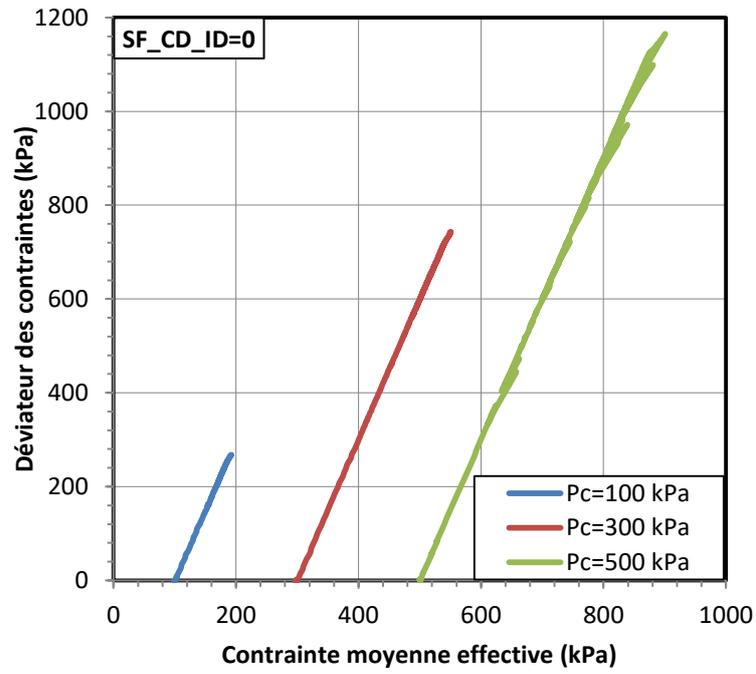


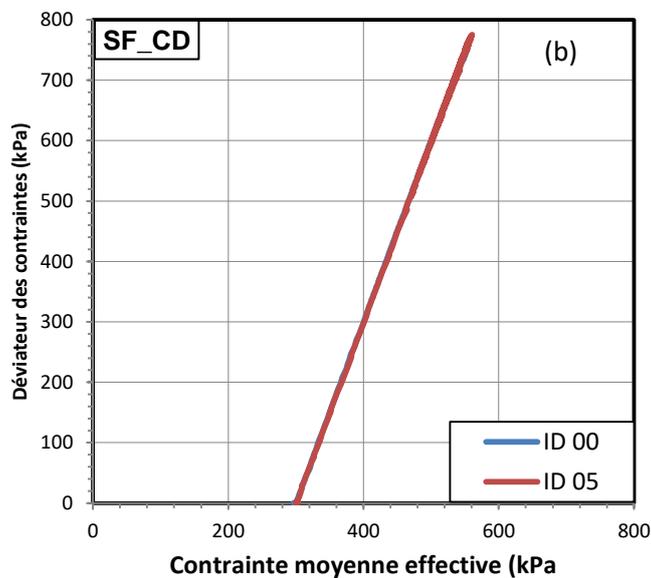
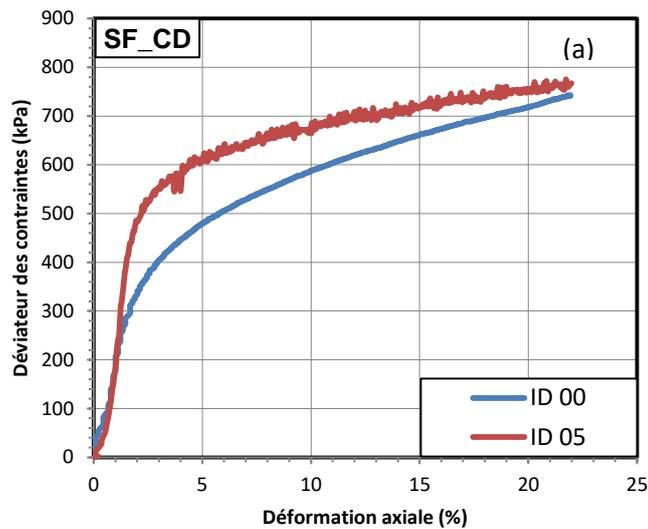
Figure 4.2. Influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du sable de Fontainebleau :

(a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\varepsilon_a$; (c) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$

4.2.2.2. Influence de l'indice de densité

Comme les pressions de confinement, l'indice de densité est un paramètre fondamental qui a une influence significative sur le comportement des sables. Afin de mettre en évidence son influence, nous avons réalisé deux essais, un essai à l'état très lâche ($I_{di}=0$), et l'autre à l'état moyennement dense ($I_{di}=0,5$). Les résultats montrent que la résistance au cisaillement du sable augmente globalement avec l'indice de densité. Toutefois, il est intéressant de noter que les deux courbes tendent pratiquement vers une même valeur ultime en grandes déformations, ce qui correspond à l'état critique.

L'évolution des déformations volumiques présente un comportement contractant pour l'échantillon lâche et un comportement contractant-dilatant pour l'échantillon moyen dense.



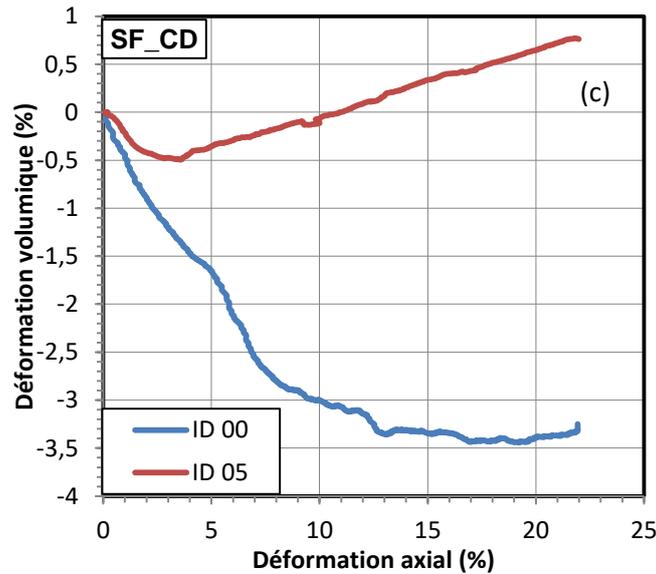


Figure 4.3. Influence de l'indice de densité sur le comportement drainé du sable de Fontainebleau :

(a) courbe $q-\varepsilon_a$; (b) courbe $p'-q$; (c) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$

4.2.2.3. Analyse de l'état critique

Comme nous l'avons présenté dans l'étude bibliographique, l'état critique correspond un état où "le sol continue à se déformer à contrainte et indice des vides constant". Tous les essais triaxiaux drainés ont été effectués jusqu'à 22% de déformation axiale. Les résultats présentent un état ultime très stable en termes de variations volumiques (indice de vides constant) pour la majorité de ces essais. En termes de déviateurs des contraintes, ils continuent de croître mais le taux de variations reste assez faible. Par conséquent, on peut considérer que cet état ultime est l'état critique.

4.2.2.3.1. Déviateur des contraintes à l'état critique

La figure 4.4 présente l'évolution des déviateurs à l'état critique pour tous les essais. On peut constater que la pression de confinement l'influence significativement. Plus la pression de confinement est grande, plus le déviateur des contraintes à l'état critique est important.

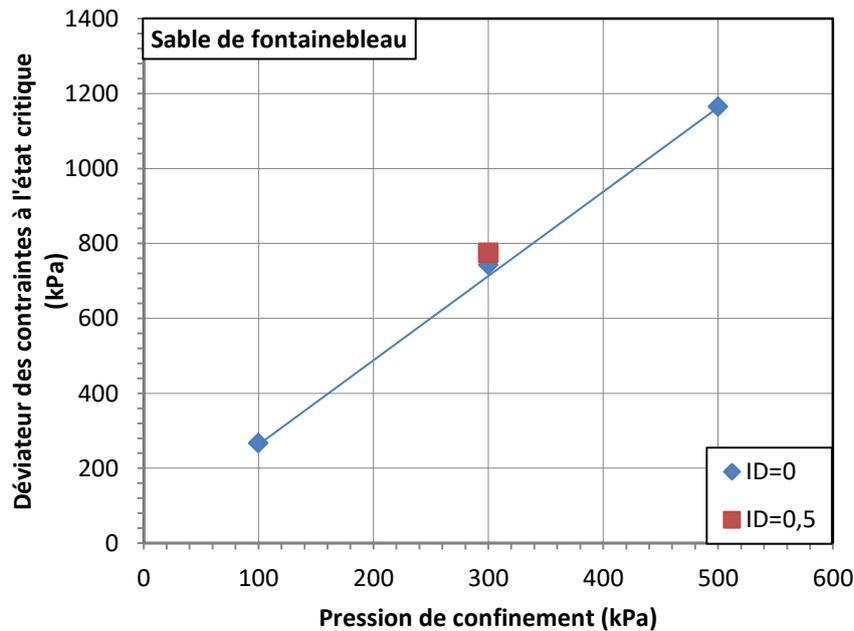


Figure 4.4. Déviateur des contraintes à l'état critique du sable de Fontainebleau.

4.2.2.3.2. Angle de frottement à l'état critique

L'angle de frottement mobilisé est reflété par l'inclinaison des contraintes, notée η et définie par la relation :

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$$

D'où :

$$\varphi' = \arcsin\left(\frac{3\eta}{6 + \eta}\right)$$

Nous avons présenté sur la figure 4.5 l'évolution des angles de frottement à l'état critique en fonction de la pression de confinement appliquée. On peut constater effectivement que le frottement mobilisé à l'état critique décroît avec l'augmentation de la pression de confinement. Ceci est en accord avec les résultats présentés sur le sable de Toyoura par (Tatsuoka et al., 1986), sur le sable Karlsruhe (Chu, 1995), et sur le sable d'Hostun (Benahmed N., 2001). En ce qui concerne l'indice de densité, on trouve une influence inverse, l'angle de frottement mobilisé à l'état critique croît lorsque l'indice de densité augmente.

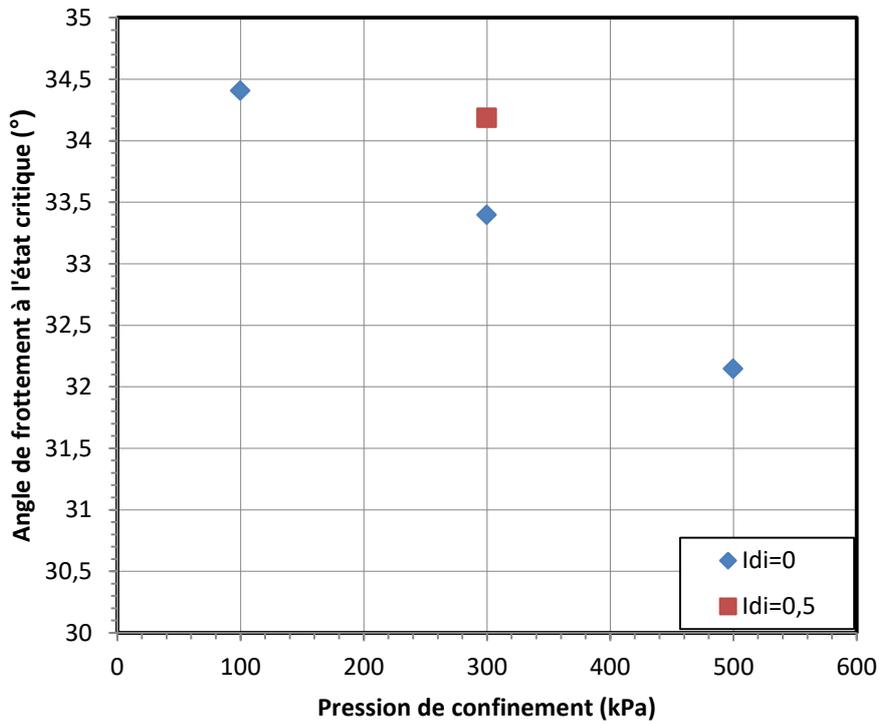


Figure 4.5. Angle de frottement à l'état critique du sable de Fontainebleau.

4.2.2.3.3. Ligne d'état critique

L'évolution de la ligne d'état critique a été présentée dans le plan p' - q (figure 4.6). On peut constater que tous les points se trouvent bien alignés sur une droite qui passe par l'origine des axes. Cette ligne nous donne un angle de frottement mobilisé à l'état critique de $33,53^\circ$ qui est proche des valeurs généralement rapportées dans la littérature pour les sables siliceux.

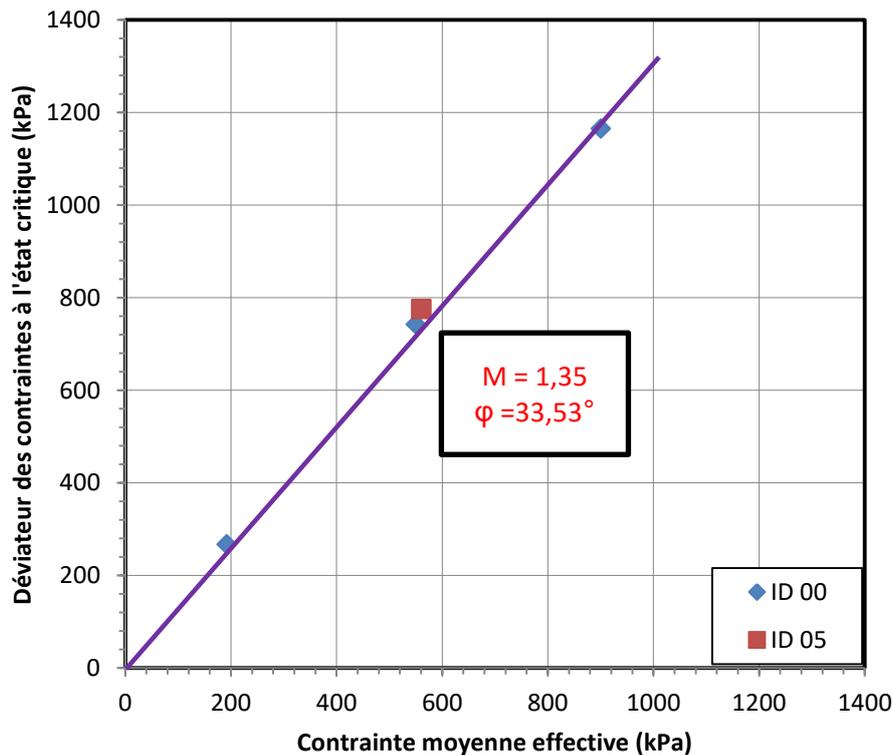


Figure 4.6. Ligne d'état critique du sable de Fontainebleau dans le plan p' - q

4.2.3. Comportement drainé du sable d'Hostun

Nous avons réalisé une évaluation du comportement drainé similaire sur le sable d'Hostun, les résultats obtenus présentent un comportement drainé conformément aux observations classiques comme sur le sable de Fontainebleau.

4.2.3.1. Influence de la pression de confinement

La figure 4.7 présente l'influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du sable d'Hostun. On observe que l'augmentation de la pression de confinement a pour effet de faire croître le déviateur des contraintes à l'état critique. En comparaison avec le sable de Fontainebleau, il semble que la résistance mécanique du sable d'Hostun soit plus élevée. En effet, à la pression de confinement de 300 kPa, la résistance à l'état critique du sable d'Hostun est plus de 800 kPa, tandis que celle du sable de Fontainebleau est environ de 740 kPa. Pour la pression de confinement de 500 kPa, l'essai a été arrêté à la déformation axiale de 10% du fait de l'atteinte de la limite du capteur de déplacement.

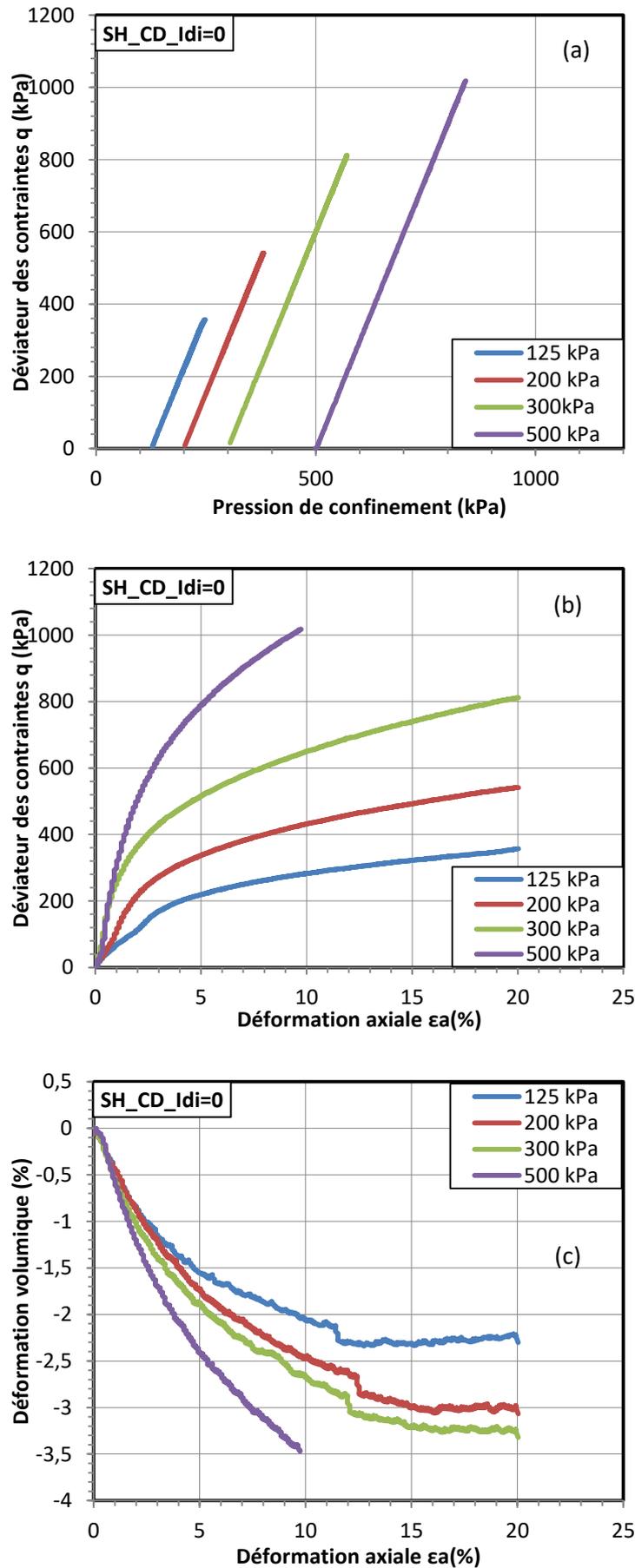
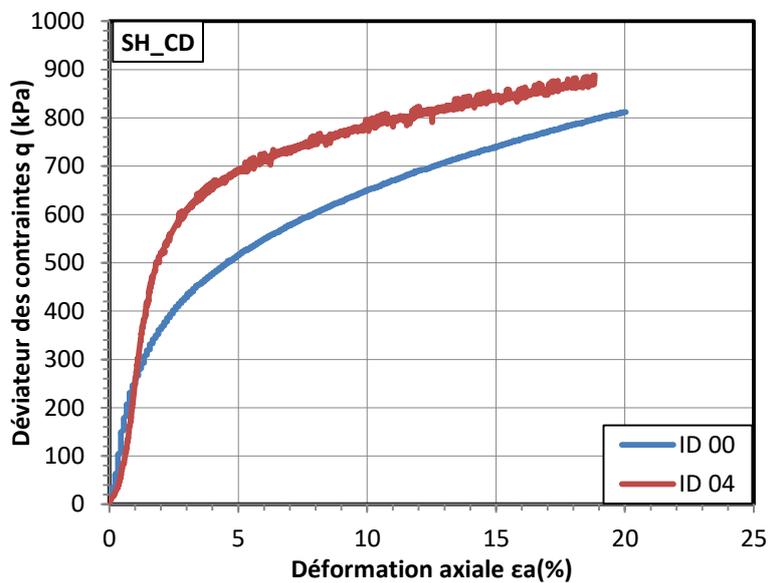
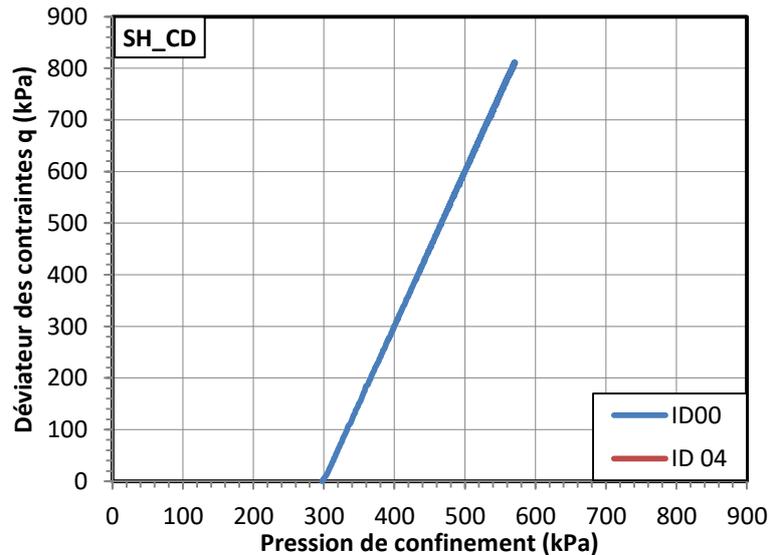


Figure 4.7. Influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du sable d'Hostun: (a) courbe p '- q ; (b) courbe q - ϵ_a ; (c) courbe ϵ_v - ϵ_a

4.2.3.2. Influence de l'indice de densité

La figure 4.8 présente l'influence de l'indice de densité sur le comportement drainé du sable d'Hostun. Nous pouvons constater un écart important du déviateur à l'état ultime entre la courbe de $I_{di}=0$ et la courbe de $I_{di}=0,4$ (plan $q-\varepsilon_a$). Cet écart peut s'expliquer par le fait que l'état critique n'a pas été complètement atteint. Concernant l'évolution de la déformation volumique, nous constatons que la réponse pour l'échantillon lâche soit un comportement contractant, lorsque pour l'échantillon dense, c'est un comportement contractant-dilatant. À l'état ultime, la déformation volumique du sable dense continue à développer.



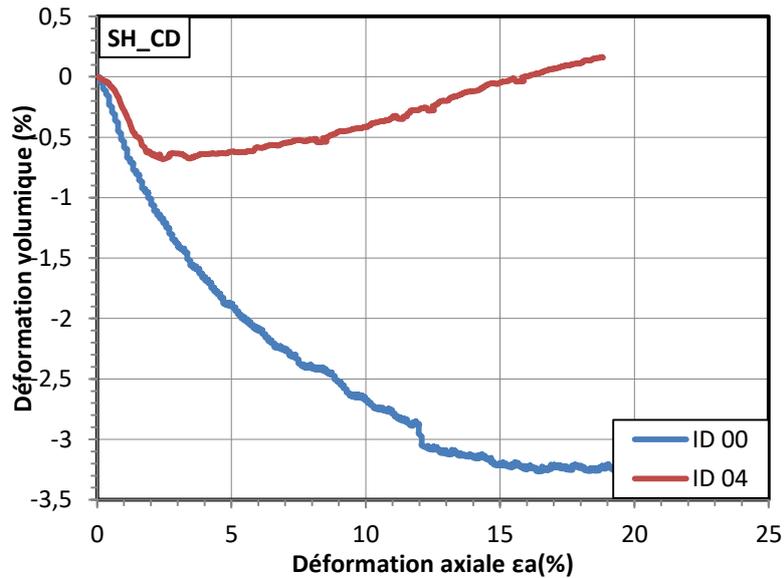


Figure 4.8. Influence de l'indice de densité sur le comportement drainé du sable d'Hostun:

(a) courbe p' - q ; (b) courbe q - ϵ_a ; (c) courbe ϵ_v - ϵ_a

4.2.3.3. Analyse de l'état critique

L'évolution de différents paramètres à l'état critique du sable d'Hostun a été mesurée comme sur le sable de Fontainebleau. Les résultats sont présentés sur les figures. On peut constater une évolution très similaire entre les deux sables. Toutefois, le sable d'Hostun a une résistance au cisaillement drainé plus élevée que celle du sable de Fontainebleau, ce qui est illustré par le déviateur des contraintes pour chaque pression de confinement est plus élevé et l'angle de frottement à l'état critique est égal à $35,56^\circ$ (figure 4.11).

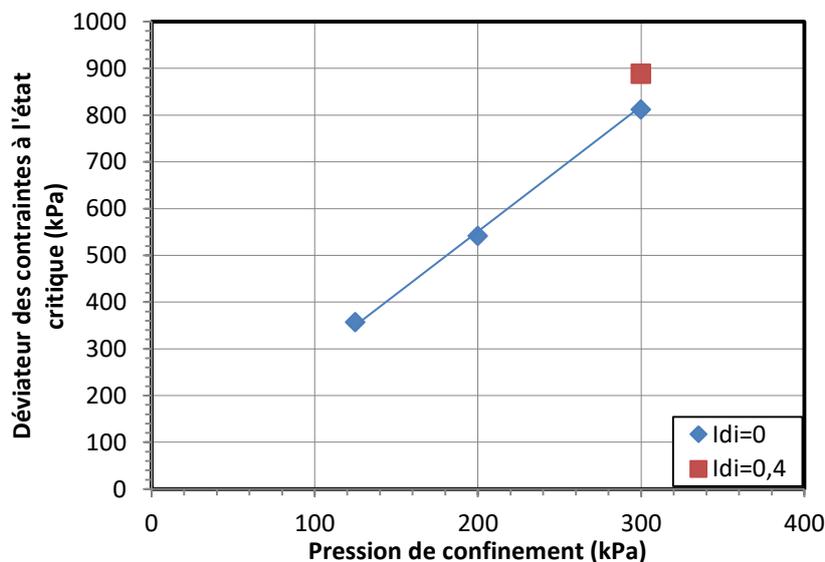


Figure 4.9. Déviateur des contraintes à l'état critique du sable d'Hostun.

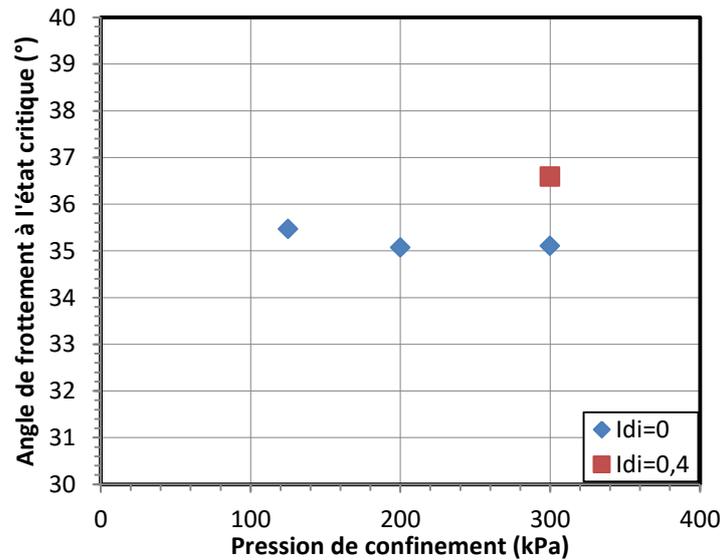


Figure 4.10. Angle de frottement à l'état critique du sable d'Hostun.

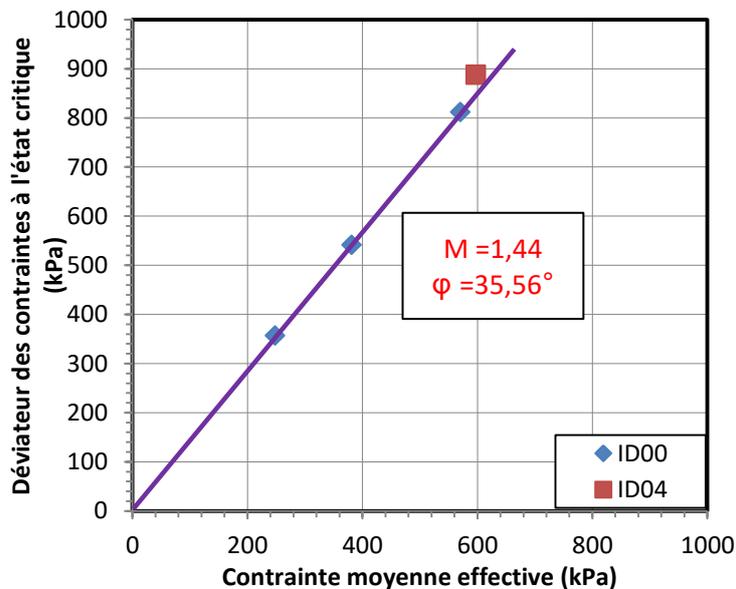


Figure 4.11. Ligne d'état critique du sable d'Hostun dans le plan p' - q

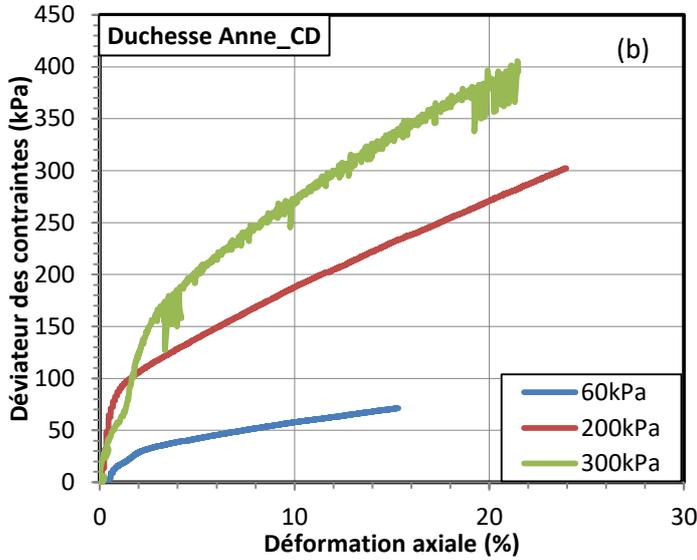
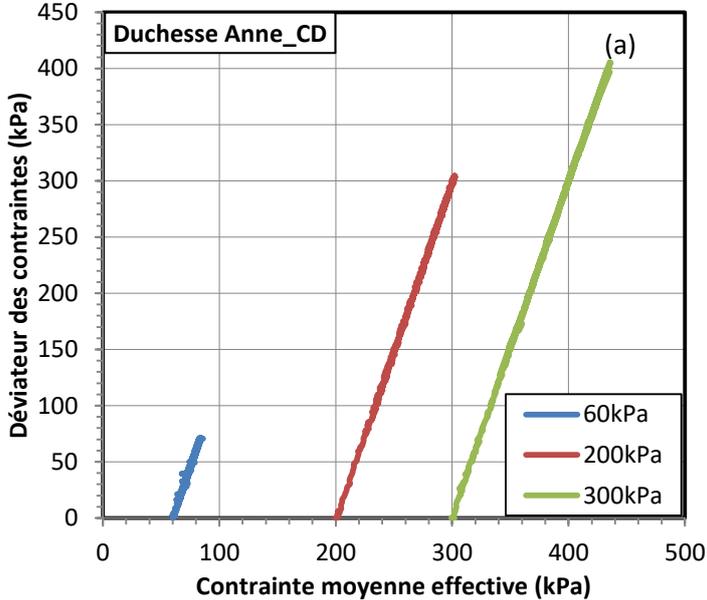
4.2.4. Comportement drainé du silt de la digue de la Duchesse Anne

Pour le sol de la digue de la Duchesse Anne, il n'est pas possible de reconstituer les éprouvettes aux différentes densités relatives du fait de la nature du matériau. Par conséquent, l'évaluation du comportement drainé a été réalisée seulement sur la variation de la pression de confinement.

La figure 4.12 montre que la résistance au cisaillement du silt augmente lorsque la pression de confinement augmente. En outre, à l'état ultime ($\varepsilon_a = 20\%$), les déviateurs des contraintes continuent à croître pour tous les essais. La déformation volumique présente une progression similaire, elle n'atteint pas un état stable même si la

déformation axiale est égale à 20%. Cela suggère que l'état critique n'a pas été complètement atteint.

À l'état ultime, malgré quelques écarts, du fait que l'état critique n'a pas été complètement atteint, on peut constater que la plupart des points se trouvent alignés sur une droite qui correspond à une valeur d'angle de frottement de 21,94°.



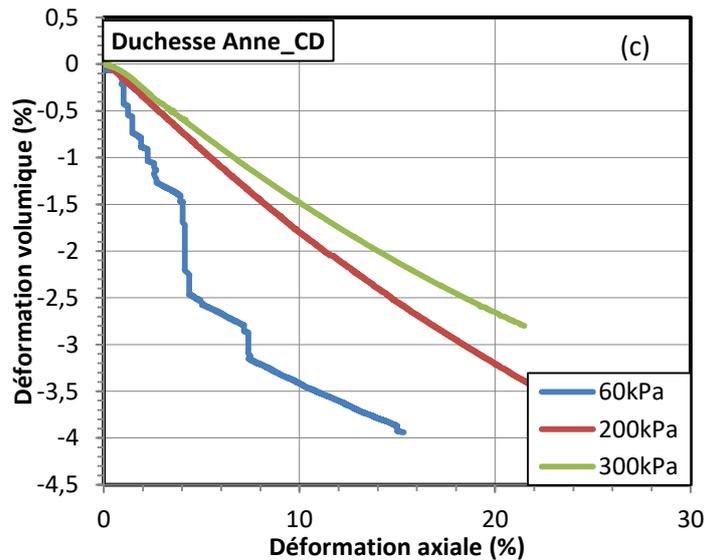


Figure 4.12. Influence de la pression de confinement sur le comportement drainé du silt de la digue de la Duchesse Anne: (a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\varepsilon_a$; (c) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$

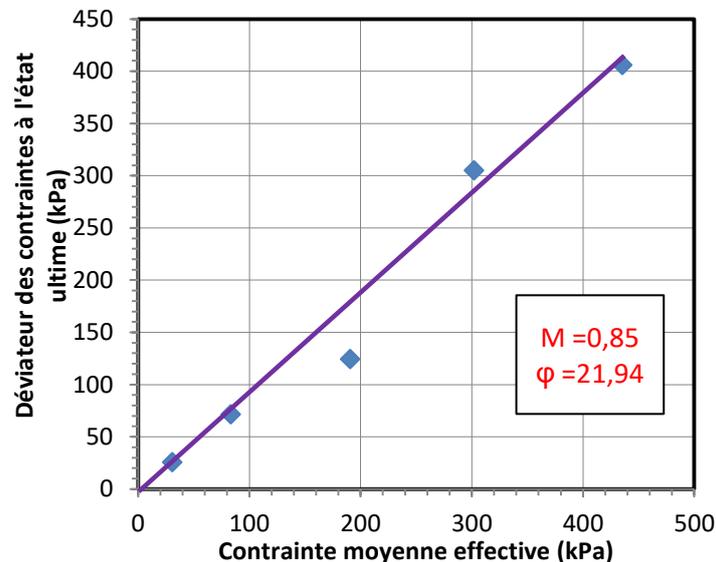


Figure 4.13. Déviateur des contraintes à l'état ultime du silt de la digue de la Duchesse Anne

4.3. Comportement monotone non-drainé

4.3.1. Programme expérimental

Comme pour la partie consacrée à l'étude du comportement drainé, nous avons défini un programme expérimental sur nos trois groupes des matériaux : le sable de Fontainebleau, d'Hostun et le sol de la digue de la Duchesse Anne. Chaque groupe est constitué de nombreuses séries d'expériences différentes permettant de mettre en évidence l'influence de différents paramètres tels que l'indice des vides, l'indice de densité, la pression de confinement, la teneur en fines, le type de fines et le rapport de surconsolidation.

4.3.1.1. Programme des essais sur le sable de Fontainebleau et fines.

Le sable de Fontainebleau, comme nous l'avons déjà souligné, est un sable qui a fait l'objet d'un intérêt constant par les chercheurs français et qui est très sensible à la liquéfaction (Benahmed N., 2001), toutefois, il restait encore certains aspects sur le comportement à la liquéfaction sur ce sable à approfondir. Par conséquent, l'étude du comportement non-drainé de ce sable a composé une partie importante de ce travail.

Le programme expérimental sur le sable de Fontainebleau comprend six séries d'essais de cisaillement non-drainés. La première a été réalisée sur le sable propre à différentes pressions de confinement et d'indice des vides initial. Les trois séries suivantes ont été réalisées sur des mélanges des sables Fontainebleau et une fine plastique (illite Arvel) pour étudier l'influence des fines plastiques sur le comportement à la liquéfaction du sable. La cinquième a été réalisée sur les mélanges sable - fine non plastique (C500). La dernière série est consacrée à l'étude de l'influence du rapport de surconsolidation sur la liquéfaction du sol.

Il est intéressant de noter que la plupart des essais a été réalisée à la pression de confinement de 100 kPa. Cette valeur a été choisie pragmatiquement car tous les cas de liquéfactions recensés se sont produits à une profondeur inférieure à 15 m.

Tableau 4-4. Récapitulatif des essais non-drainés sur le sable de Fontainebleau propre.

N° essai	Pc (kPa)	Idi	ei	ec	Idc	q au pic	ε_a au pic	p' au pic
1	50	-0,2	0,94	0,82	0,25	13,75	0,31	31,77
2	50	-0,2	0,94	0,81	0,28	12,22	0,31	29,21
3	50	0,1	0,86	0,87	0,05	13,24	0,65	34,18
4	200	-0,2	0,94	0,85	0,16	56,02	0,69	132,97
5	400	-0,2	0,94	0,84	0,19	117,14	1,08	236,29
6	100	-0,2	0,94	0,85	0,13	46,45	0,90	54,99
7	200	-0,2	0,94	0,87	0,05	66,56	0,77	133,30
8	400	-0,2	0,94	0,85	0,15	134,10	0,74	233,24
9	600	-0,2	0,94	0,83	0,23	187,01	0,93	377,33
10	100	0,1	0,86	0,85	0,15	36,92	0,62	52,43
11	400	0,1	0,86	0,81	0,29	178,81	0,75	244,48
12	50	0,4	0,78	0,80	0,33			
13	100	0,4	0,78	0,78	0,41			
14	400	0,4	0,78	0,77	0,45	268,86	0,96	280,26
15	100	0,0	0,89	-	-	35,93	0,48	60,08
16	100	0,0	0,89	0,85	0,13	44,03	0,45	62,89
17	100	0,2	0,83	0,81	0,31	57,35	0,78	58,13
18	100	0,2	0,83	0,81	0,28	64,75	0,34	65,64
19	100	0,4	0,78	0,79	0,36			

Tableau 4-5. Récapitulatif des essais sur des mélanges sable de Fontainebleau et illite Arvel aux différences indices de densité des mélanges

No essai	Fc (%ILL)	Pc (kPa)	I _{Di}	e _i	m sable (g)	m ILL (g)	ec	q au pic (kPa)
1	5	100	0	1,02	244,34	12,86	0,71	33,77
2	10	100	0	1,19	213,79	23,75	0,75	27,05
3	15	100	0	1,37	186,65	32,94	0,65	
4	15	100	0	1,37	186,65	32,94	0,68	27,19
5	20	100	0,2	1,41	172,50	43,13	0,63	36,92
6	25	100	0,2	1,63	148,46	49,49	0,56	41,34
7	15	100	0,2	1,21	200,56	35,39	0,69	27,43
8	15	100	0,4	1,04	216,71	38,24	0,72	25,61
9	15	100	0,4	1,04	216,71	38,24	0,68	37,77
10	15	100	0,6	0,88	235,69	41,59	0,68	31,83
11	15	400	0,4	1,04	216,71	38,24	0,63	126,54
12	15	200	0,4	1,04	216,71	38,24	0,66	51,79
13	15	50	0,4	1,04	216,71	38,24	0,73	20,78

Tableau 4-6. Récapitulatif des essais sur des mélanges sable de Fontainebleau et illite Arvel au même indice des vides squelettes initial (indice des vides inter-granulaire)

No essai	Fc (%ILL)	Pc (kPa)	I _{Di}	e*	m sable	m ILL	e _i	ec
1	0	100	0	0,89	275,96	0,00	0,89	0,85
2	1	100	0	0,89	275,96	2,76	0,87	0,81
3	2	100	0	0,89	275,96	5,52	0,85	0,80
4	3	100	0	0,89	275,96	8,28	0,83	0,78
5	4	100	0	0,89	275,96	11,04	0,81	0,77
6	5	100	0	0,89	275,96	13,80	0,80	0,76
7	6	100	0	0,89	275,96	16,56	0,78	0,74
8	8	100	0	0,89	275,96	22,08	0,75	0,73
9	10	100	0	0,89	275,96	27,60	0,71	0,70
10	12	100	0	0,89	275,96	33,11	0,68	0,67
11	15	100	0	0,89	275,96	41,39	0,64	0,65
12	15	100	0	0,89	275,96	41,39	0,64	0,64

Tableau 4-7. Récapitulatif des essais sur mélange sable de Fontainebleau et illite Arvel au même indice des vides global initial

No essai	Fc (%ILL)	Pc (kPa)	I _{Di} (sable)	e _i	m sable	m ILL	e*	ec
1	0	100	0	0,89	275,30	0,00	0,89	0,85
2	5	100	0	0,89	261,54	13,77	0,99	0,79
3	10	100	0	0,89	247,77	27,53	1,10	0,77
4	15	100	0	0,89	234,01	41,30	1,22	0,66
5	20	100	0	0,89	220,24	55,06	1,36	0,62
6	25	100	0	0,89	206,48	68,83	1,52	0,61

7	0	100	0,2	0,83	284,33	0,00	0,83	0,81
8	0	100	0,2	0,83	284,33	0,00	0,83	0,81
9	5	100	0,2	0,83	270,11	14,22	0,93	0,77
10	10	100	0,2	0,83	255,90	28,43	1,03	0,74
11	15	100	0,2	0,83	241,68	42,65	1,15	0,66
12	20	100	0,2	0,83	227,47	56,87	1,29	0,60
13	25	100	0,2	0,83	213,25	71,08	1,44	0,58
14	0	100	0,4	0,78	292,32	0,00	0,78	0,79
15	5	100	0,4	0,78	277,70	14,62	0,87	0,76
16	10	100	0,4	0,78	263,09	29,23	0,98	0,73
17	15	100	0,4	0,78	248,47	43,85	1,09	0,68
18	20	100	0,4	0,78	233,85	58,46	1,23	0,63
19	25	100	0,4	0,78	219,24	73,08	1,37	0,62

Tableau 4-8. Récapitulatif des essais sur des mélanges de sable de Fontainebleau et fine C500 au même indice des vides squelettes initial (indice des vides inter-granulaire)

No essai	Fc (C500)	Pc (kPa)	I _D (skeleton)	e*	m sable	m C500	ei	ec
1	0	100	0	0,89	275,96	0,00	0,89	0,86
2	2	100	0	0,89	275,96	5,52	0,85	0,82
3	3	100	0	0,89	275,96	8,28	0,83	0,81
4	4	100	0	0,89	275,96	11,04	0,81	0,78
5	6	100	0	0,89	275,96	16,56	0,78	0,76
6	8	100	0	0,89	275,96	22,08	0,75	0,75
7	10	100	0	0,89	275,96	27,60	0,71	0,74

Tableau 4-9. Récapitulatif des essais sur des mélanges de sable de Fontainebleau et illite Arvel sur consolidé.

No essai	Fc (%ILL)	Pc (kPa)	e	m sable	m ILL	e*	OCR	ec
1	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	1	0,82
2	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	2	0,82
3	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	4	0,85
4	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	6	0,81
5	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	8	0,83
6	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	10	0,79
7	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	10	0,81
8	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	12	0,81
9	0	50	0,83	284,33	0,00	0,83	16	0,80
10	15	100	0,83	241,68	42,65	1,15	1	0,66
11	15	100	0,83	241,68	42,65	1,15	2	0,63
12	15	100	0,83	241,68	42,65	1,15	4	0,62
13	15	100	0,83	241,68	42,65	1,15	6	0,59
14	15	100	0,83	241,68	42,65	1,15	8	0,59
15	15	100	0,83	241,68	42,65	1,15	10	0,59
16	0	100	0,83	284,33	0,00	0,83	1	0,86
17	0	100	0,83	284,33	0,00	0,83	2	0,83

18	0	100	0,83	284,33	0,00	0,83	5	0,81
19	0	100	0,83	284,33	0,00	0,83	8	0,80

4.3.1.2. Programme des essais sur le sable d'Hostun et fines.

Une démarche identique a été suivie lors de l'élaboration du programme d'essais sur le sable d'Hostun.

Tableau 4-10. Récapitulatif des essais non-drainés sur le sable d'Hostun propre.

No essai	I _{Di}	Pc (kPa)	e _i	e _c	q au pic	ε _a au pic	p' au pic
1	0	50	1,04	0,99	20,07	1,06	22,12
2	0	100	1,04	0,95	50,06	0,90	61,87
3	0	100	1,04	0,98	44,72	0,87	63,03
4	0	100	1,04	0,96	42,73	0,78	60,04
5	0	200	1,04	0,95	97,22	1,81	121,04
6	0	400	1,04	0,95	198,07	1,84	245,35
7	0	300	1,04	0,90	122,59	1,01	166,36
8	0	400	1,04	0,93	183,96	1,58	233,21
9	0	500	1,04	0,91	220,32	1,12	306,80
10	0	500	1,04		251,24	2,33	336,72
11	0,2	100	0,97	0,89			
12	0,4	100	0,89	0,85			
13	-0,1	100	1,08	0,97	44,61	1,34	51,01
14	-0,2	100	1,11	0,99	40,69	1,01	58,93
15	-0,3	100	1,15	1,00	29,34	0,78	58,06

Tableau 4-11. Récapitulatif des essais sur mélange sable d'Hostun et illite Arvel au même indice des vides squelettes initial

No essai	Fc (%ILL)	Pc (kPa)	I _{Di}	e*	m sable	m ILL	e _i	e _c
1	0	100	0	1,04	254,98	0,00	1,04	0,95
2	2	100	0	1,04	254,98	5,10	1,00	0,91
3	4	100	0	1,04	254,98	10,20	0,96	0,91
4	6	100	0	1,04	254,98	15,30	0,93	0,87
5	8	100	0	1,04	254,98	20,40	0,89	0,84
6	10	100	0	1,04	254,98	25,50	0,86	0,83
7	12	100	0	1,04	254,98	30,60	0,82	0,80
8	15	100	0	1,04	254,98	38,25	0,77	0,74

Tableau 4-12. Récapitulatif des essais sur mélange sable d'Hostun et illite Arvel au même indice des vides global initial

No essai	Fc (%ILL)	Pc (kPa)	I _{Di}	e _i	m sable	m ILL	e*	e _c
1	0	100	0	1,04	254,98	0,00	1,04	0,94
2	5	100	0	1,04	242,23	12,75	1,15	0,94
3	10	100	0	1,04	229,48	25,50	1,27	0,91
4	15	100	0	1,04	216,73	38,25	1,40	0,78

5	20	100	0	1,04	203,99	51,00	1,55	0,65
6	25	100	0	1,04	191,24	63,75	1,72	0,63
7	0	100	0,2	0,97	264,51	0,00	0,97	0,91
8	5	100	0,2	0,97	251,28	13,23	1,07	0,90
9	10	100	0,2	0,97	238,06	26,45	1,19	0,87
10	15	100	0,2	0,97	224,83	39,68	1,31	0,77
11	20	100	0,2	0,97	211,61	52,90	1,46	0,67
12	25	100	0,2	0,97	198,38	66,13	1,62	0,60

4.3.2. Comportement non-drainé du sable de Fontainebleau propre.

4.3.2.1. Influence de l'indice de densité

Afin de mettre en évidence l'influence de l'indice de densité sur le comportement à la liquéfaction du sable, nous avons représenté sur la figure 4.14 les résultats obtenus pour des essais de compression non-drainé sur des échantillons préparés à différents indices de densité initiaux. Les essais sont regroupés par les pressions de confinement 50, 100 et 400 kPa.

Pour les deux groupes d'essais aux pressions de confinement de 50 et 100kPa, on peut constater un comportement très similaire. À l'état initial très lâche ($I_{di}=-0,2$) et lâche ($I_{di}=0,1$), le sable de Fontainebleau présente un comportement de liquéfaction vraie qui est caractérisé sur la courbe du déviateur des contraintes par un pic de résistance marqué à une déformation axiale faible (moins de 1%), suivi d'une réduction rapide et brutale de la résistance jusqu'à atteindre un état résiduel nul. À la pression de confinement la plus faible ($P_c=50kPa$), les courbes des déviateurs pour les deux indices de densité les plus lâches coïncident, ils présentent un effondrement total (déviateur nul) à 3% de déformation axiale. Lorsque la pression de confinement augmente, ces courbes sont plus éloignées et le déviateur est nul aux déformations axiales les plus grandes (7% et plus). À un état plus dense ($I_{di}=0,4$), le résultat montre un comportement dilatant typique, le pic n'existe plus, le déviateur de contraintes augmente continûment.

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, pour les échantillons lâches, elles atteignent une valeur égale à 100% de la valeur de pression de confinement et ensuite, elles restent constantes. À l'indice de densité 0,4, la surpression n'atteint que 50% de la pression de confinement (pour le cas $P_c=50kPa$), ensuite, elle diminue.

Pour le dernier groupe d'essais à la pression de confinement de 400 kPa, nous pouvons constater plus clairement l'influence de l'indice de densité à la liquéfaction du sable de Fontainebleau. Plus l'échantillon est dense, plus la valeur du déviateur de contrainte est importante. Cela signifie que le sable est plus résistant à la liquéfaction avec l'augmentation de l'indice de densité. Il faut noter que, l'éprouvette à l'état lâche ($I_{di}=0,1$) a encore une résistance résiduelle faible à la fin de l'essai et l'échantillon plus dense présente un comportement de liquéfaction limitée, et non un comportement dilatant. Ces résultats ceux déjà trouvés par (Castro, 1969), (Canou, 1989), (Ishihara K. , 1993), (Benahmed N., 2001) et (Nguyen, 2014).

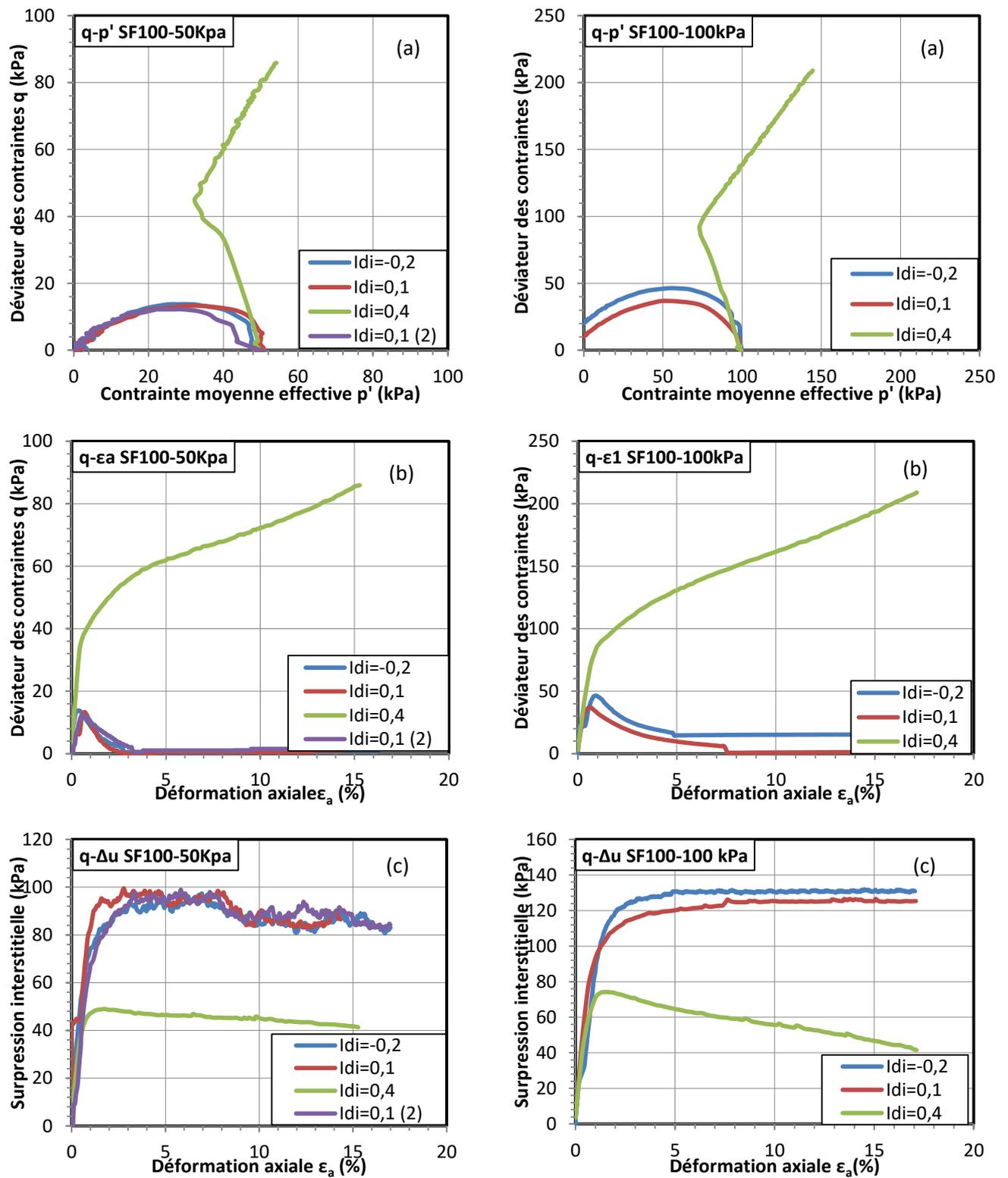


Figure 4.14. Influence de l'indice de densité sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau :

(a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\epsilon_a$; (c) courbe $\Delta u - \epsilon_a$

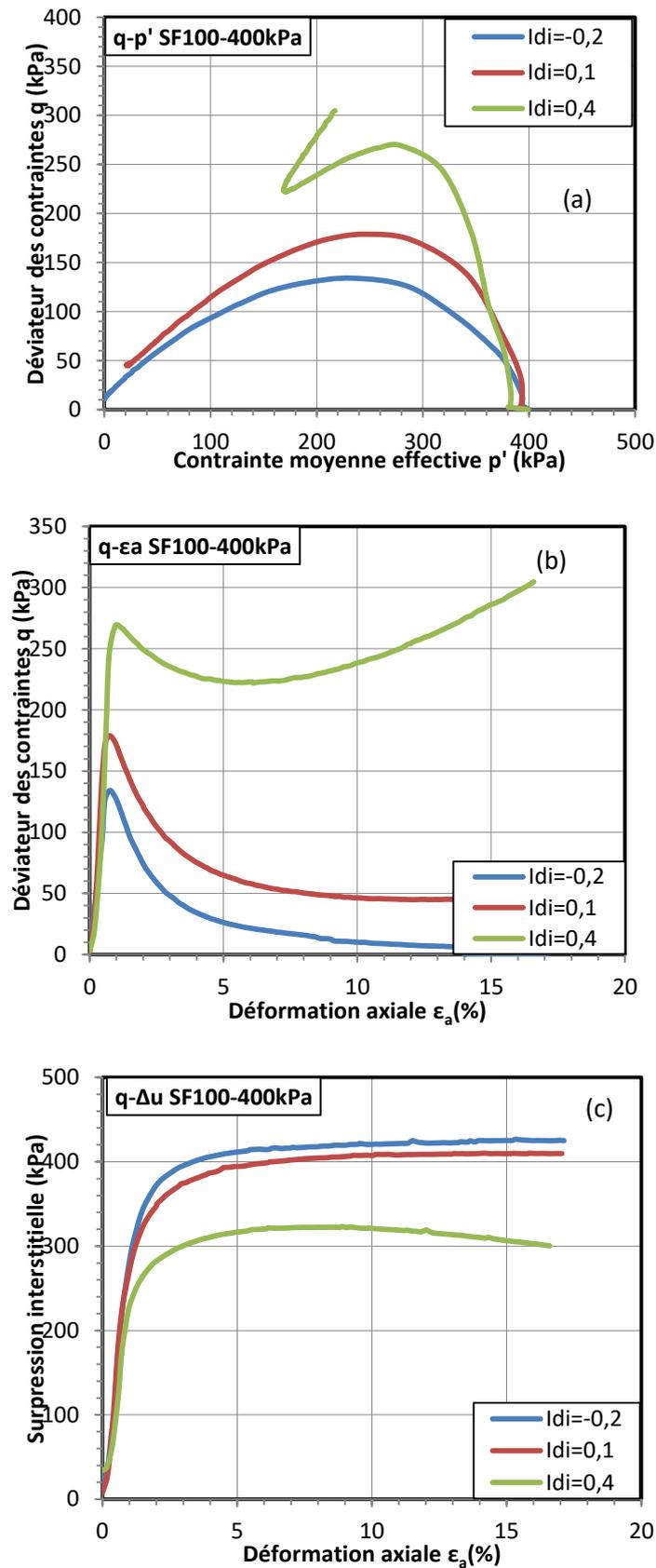


Figure 4.14. Influence de l'indice de densité sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau :

(a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\epsilon_a$; (c) courbe $\Delta u - \epsilon_a$

4.3.2.2. Influence de la pression de confinement.

L'influence de la pression de confinement a été étudiée en reconstituant des éprouvettes aux mêmes indices des vides initiaux, et consolidées sous différentes valeurs de pression de confinement P_c . Trois séries ont été réalisées correspondant aux trois indices de densité $I_{di} = -0,2, 0,1$ et $0,4$. Les résultats sont présentés sur la figure 4.15.

Les résultats montrent une influence claire de la pression de confinement sur la liquéfaction du sable.

Dans la série sur les échantillons plus lâches, tous les échantillons ont liquéfié. Les chemins de contraintes dans le plan (q, p') sont pratiquement homothétique et migrent vers l'origine des axes. Dans le plan $(q-\varepsilon_a)$, on peut clairement constater que la valeur du pic de déviateur où est initiée la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la pression de confinement et sa valeur est pratiquement proportionnelle à cette dernière. En plus, la déformation axiale pour laquelle l'échantillon perd totalement sa résistance ($q=0$) augmente également avec l'augmentation de la pression de confinement, par exemple, les déviateurs de contraintes sont nulles à 3, 6 et 14% pour les essais à $P_c=50, 200$ et 400kPa respectivement. Les surpressions interstitielles croissent jusqu'à la pression de confinement et restent constantes.

La deuxième série sur les échantillons moyennement lâches ($I_{di}=0,1$) montre un résultat similaire au résultat à la première. Il n'y a qu'une légère différence à la résistance résiduelle de l'essai à la pression $P_c=400\text{ kPa}$, elle n'est pas nulle mais se stabilise à une valeur de déviateur de 45 kPa .

La dernière série montre l'influence de la pression de confinement sur le comportement dilatant du sable. Il est intéressant de noter que l'échantillon passe de comportement dilatant typique pour les pressions de confinement faibles (50 et 100 kPa) à un comportement liquéfaction limitée pour la pression de confinement plus grande (400 kPa). Ce dernier est en accord avec les résultats présentés par (Benahmed N., 2001).

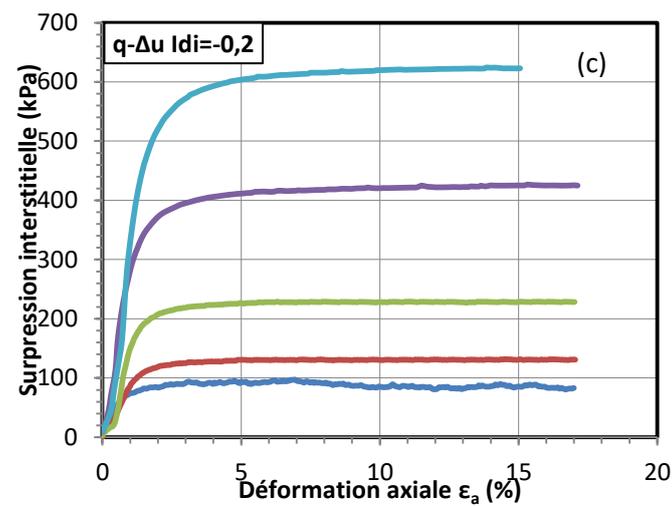
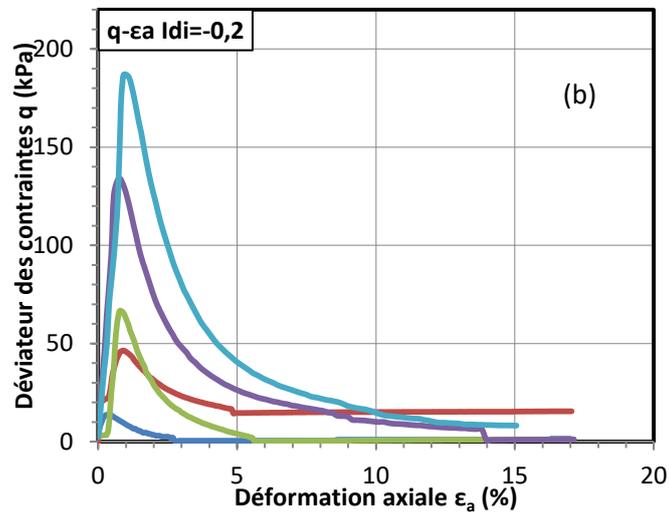
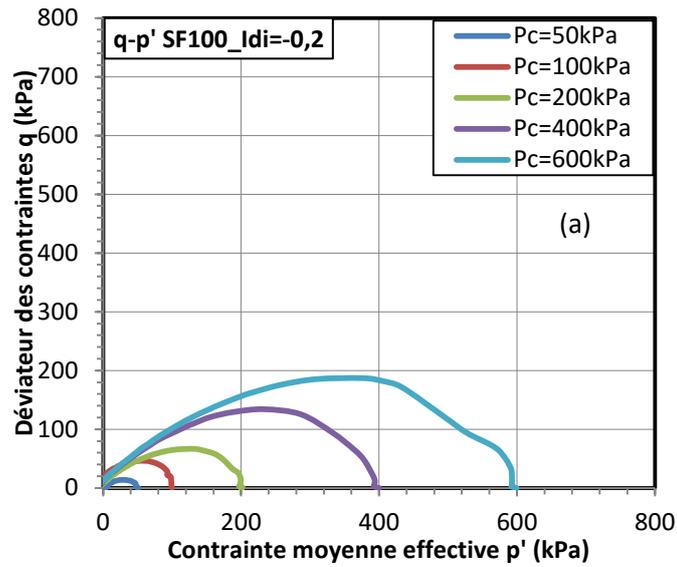


Figure 4.15. Influence de la pression de confinement sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau :

(a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\epsilon_a$; (c) courbe $\Delta u - \epsilon_a$

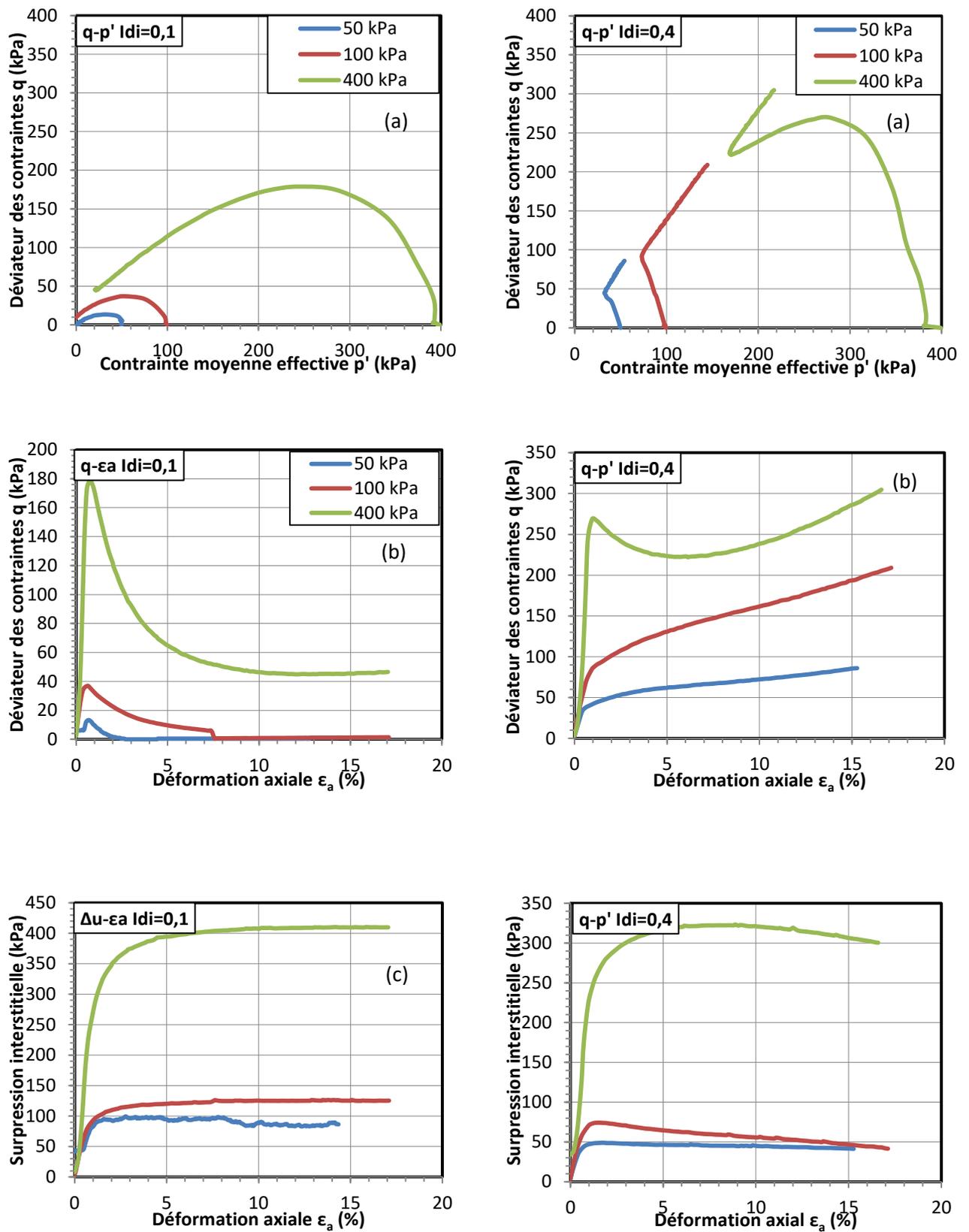


Figure 4.15. Influence de la pression de confinement sur le comportement non-drainé du sable de Fontainebleau :

(a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\epsilon_a$; (c) courbe $\Delta u - \epsilon_a$

4.3.2.3. État permanent de déformation (état critique)

On analyse dans ce paragraphe l'évolution des caractéristiques du sable correspondant aux états permanent atteints en grandes déformations.

Comme nous l'avons vu dans les sections précédentes, le sable de Fontainebleau est très sensible à la liquéfaction, et la plupart des essais réalisés se terminent par un effondrement total de l'échantillon avec annulation de la résistance au cisaillement. En conséquence, les données disponibles pour analyser l'état permanent de déformation sont limitées et on ne s'intéressera qu'à l'analyse de la ligne d'état permanent de déformation dans ce paragraphe.

4.3.2.3.1. Ligne d'état permanent

La figure 4.16 présente les points d'état permanent dans le plan de contraintes (q, p') pour les échantillons à $I_{di}=0,42$. On constate que les points représentatifs de l'état permanent sont bien alignés suivant une droite passant par l'origine indépendamment des pressions de confinement. Cette droite permet de déterminer l'angle de frottement interne du sable de Fontainebleau à l'état permanent de déformation qui est d'environ $36,16^\circ$. Cette valeur est proche de la valeur de l'angle de frottement interne à l'état critique en condition drainé $33,53^\circ$. Ce dernier confirme que les concepts d'état permanent et d'état critique sont très proches l'un de l'autre.

Les points d'état permanent de déformation sont ensuite présentés dans plan e - $\log p'$, y compris ceux des essais qui ont présenté un effondrement total, sans résistance résiduelle de l'échantillon (figure 4.17). Il semble que les points sont alignés, cependant avec un nombre limité de points disponibles, il nous apparaît difficile de donner une conclusion claire sur ce groupe d'essais s . On constate également que les échantillons à l'état initiaux très lâches ($I_{di}=-0,2$) et lâches ($I_{di}=0,1$) atteignent des valeurs des indices des vides très proches à la fin des essais.

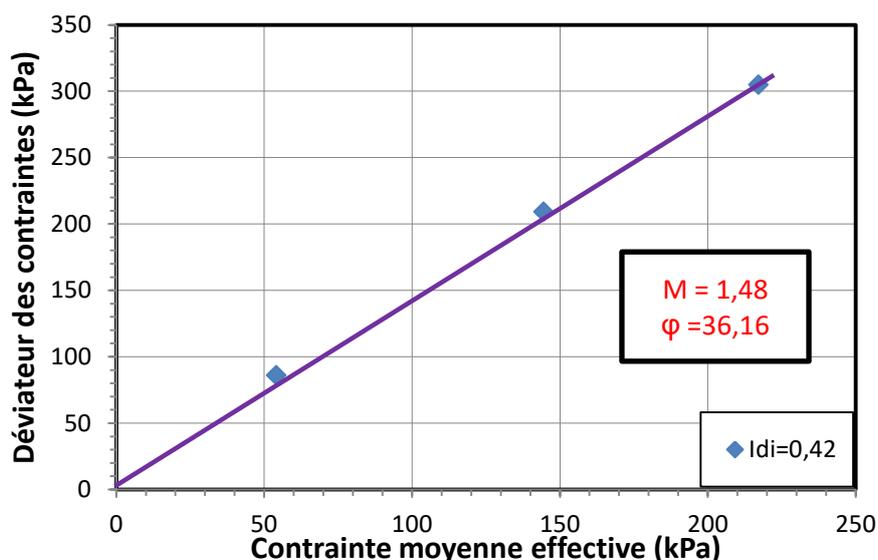


Figure 4.16. Ligne d'état permanent dans le plan p' - q pour le sable de Fontainebleau

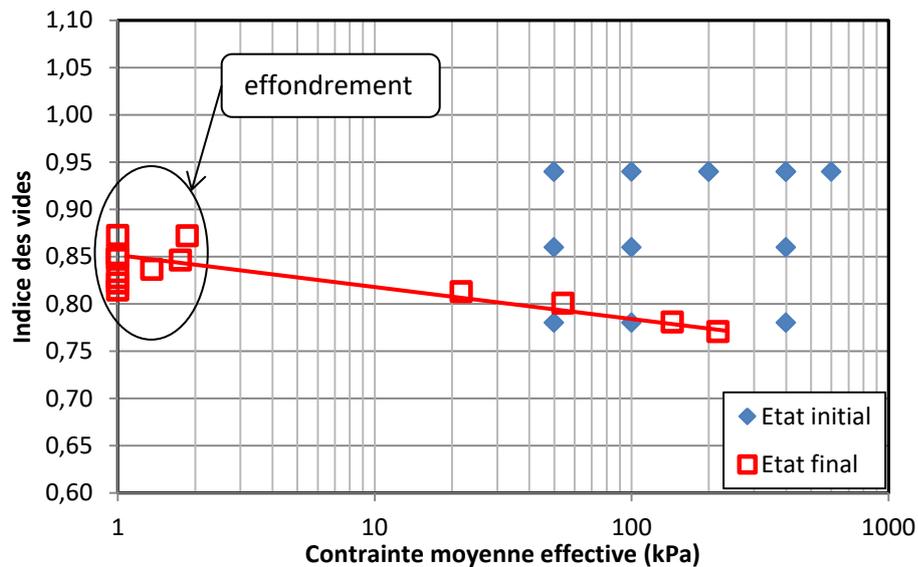


Figure 4.17. Ligne d'état permanent de déformation dans le plan e - $\log p'$ pour le sable de Fontainebleau

4.3.2.3.2. État critique-état permanent de déformation

Dans la littérature, le terme «état critique» est généralement associé aux comportements drainés lorsque le terme «état permanent de déformation» est associé aux comportements non-drainés. La comparaison des résultats obtenus dans le cadre de cette thèse montre qu'il existe un léger écart de $2,6^\circ$ entre l'angle de frottement à l'état critique et celui à l'état permanent de déformation, à savoir à $33,5^\circ$ par rapport $36,1^\circ$. Toutefois, il faut noter que les valeurs des contraintes à l'état ultime dans notre étude sont très importantes dans l'essai drainé en comparaison avec celui dans l'essai non-drainé. Une variation de quelques kPa de la pression interstitielle a un effet négligeable sur l'angle de frottement à l'état critique mais elle a un effet significatif sur celui à l'état permanent, en particulier sur les essais à la pression de confinement faible. En conséquence, la valeur de l'angle de frottement à l'état critique est plus fiable que celle à l'état de permanent. L'écart observé entre les deux valeurs ($33,5$ et $36,1^\circ$) est alors attribué à l'erreur de mesure pendant les essais. Par conséquent, nous ne pouvons considérer que ces deux états sont les mêmes avec la valeur de l'angle de frottement prise en compte est celle déterminée à partir des essais drainés (figure 4.18). Cette conclusion va dans le même sens que les investigations de (Verdugo, R., and Ishihara, K., 1996), (Riemer, M. et Seed, R., 1997), (Nguyen, 2014).

Par la suite, nous présentons tous les points d'état ultime des essais non-drainés et drainés dans le plan e - $\log p'$ (figure 4.19). Après avoir tracé une courbe moyenne pour les points des essais non-drainés, on trouve que les valeurs ultimes obtenues pour les essais drainés se situeraient légèrement au-dessus de cette courbe. Cette observation est en accord avec les résultats de (Benahmed N., 2001). D'après cet auteur, il paraît difficile de conclure si les deux états sont identiques à partir des quelques résultats disponibles et il faudrait réaliser des études plus approfondies pour avoir une conclusion plus définitive.

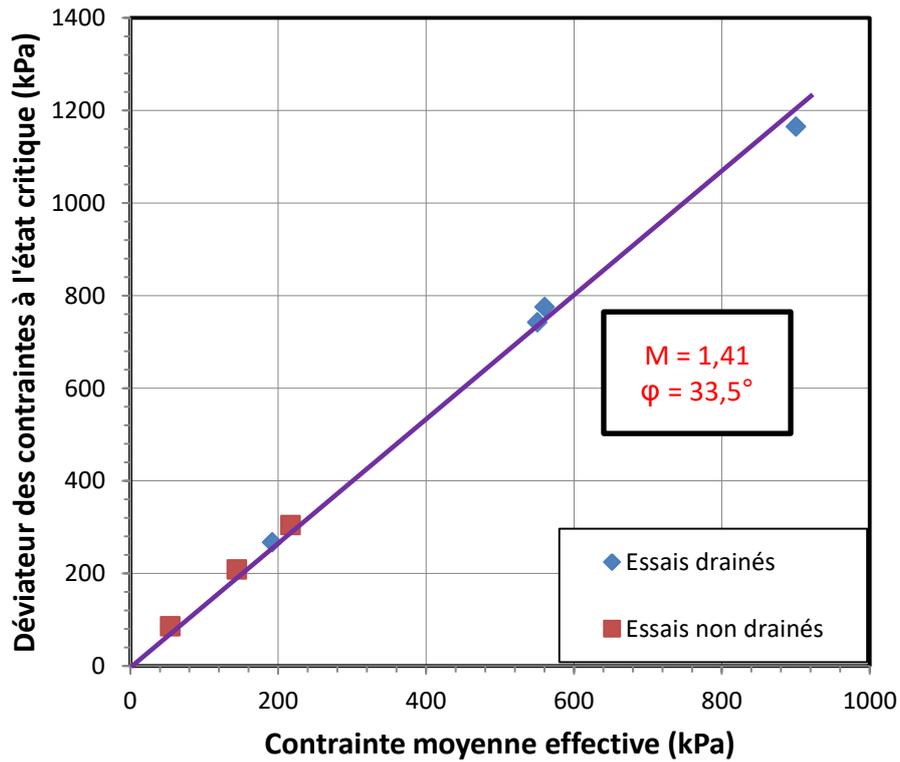


Figure 4.18. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable de Fontainebleau dans le plan $q-p'$

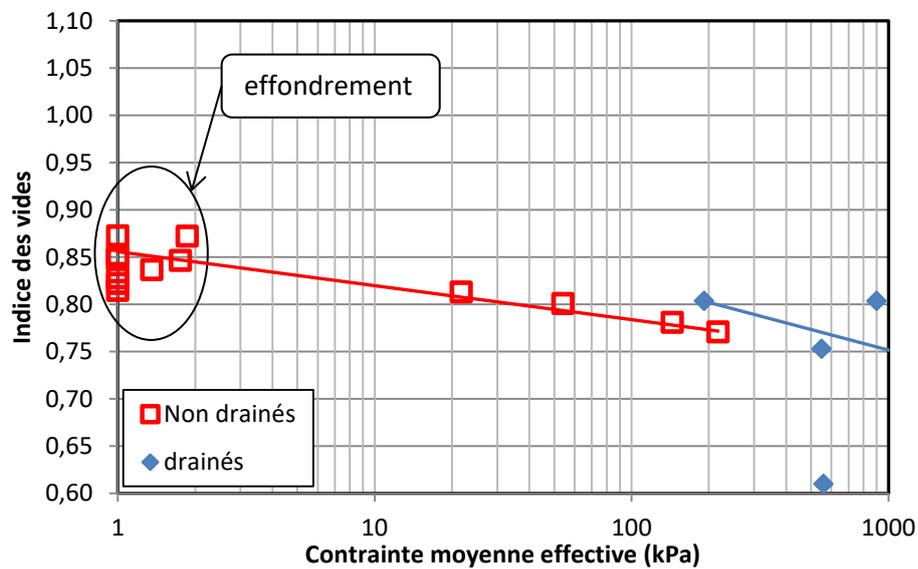


Figure 4.19. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable de Fontainebleau dans le plan $e-\log p'$

4.3.2.4. Analyse de l'initiation de l'instabilité (steady state)

L'instabilité de liquéfaction des sables lâches sous chargement monotone s'initie au pic du déviateur des contraintes. Au-delà de ce point, les contraintes effectives diminuent drastiquement et le matériau subit des déformations plastiques importantes.

L'initiation de l'instabilité est caractérisée par deux paramètres : le déviateur des contraintes à l'initiation de l'instabilité q_{inst} et l'angle de frottement mobilisé à l'initiation de l'instabilité φ'_{inst} . Ce dernier est reflété par l'inclinaison des contraintes mobilisées au pic de résistance et se traduit par la formule suivante :

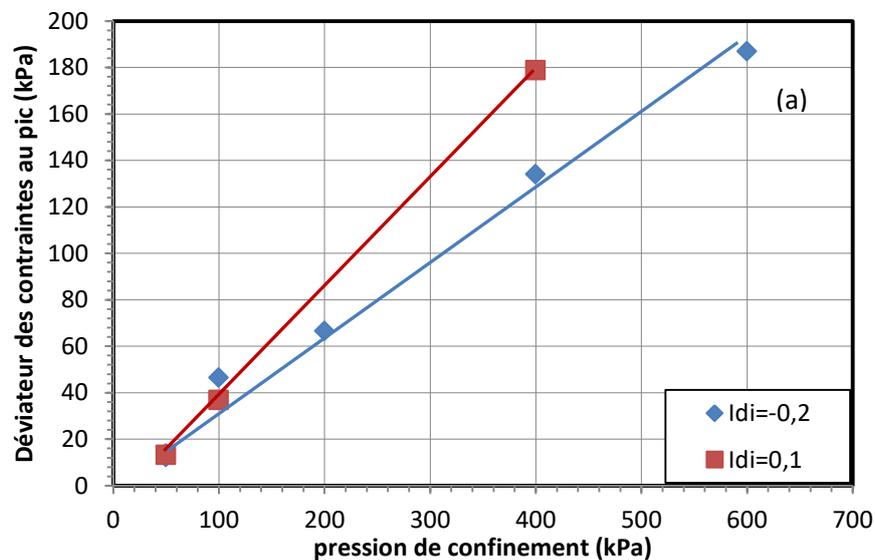
$$\eta_{inst} = \frac{q_{inst}}{p'_{inst}} = \frac{6 \sin \varphi'_{inst}}{3 - \sin \varphi'_{inst}}$$

On en déduit l'angle de frottement mobilisé au pic :

$$\varphi'_{inst} = \arcsin\left(\frac{3\eta_{inst}}{6 + \eta_{inst}}\right)$$

4.3.2.4.1. Déviateur des contraintes au pic

La figure 4.20 (a) présente l'évolution du déviateur des contraintes au pic en fonction de la pression de confinement et l'indice de densité initial. On peut constater que pour une même densité relative initiale, la résistance au cisaillement au pic augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. De plus, il est intéressant de voir que la résistance au pic évolue de façon linéaire avec la pression de confinement. Par ailleurs, à la même pression de confinement, on trouve que la valeur au pic de déviateur augmente également avec la croissance de l'indice de densité. Toutefois, il faut noter qu'on a réalisé les essais sur des échantillons très lâches ($I_{di} = -0,2$ et $0,1$), donc, cette augmentation n'est visible que pour des pressions de confinement assez grandes. Pour le cas $P_c = 50 \text{ kPa}$, le pic de déviateur est presque constant (figure 4.20 b).



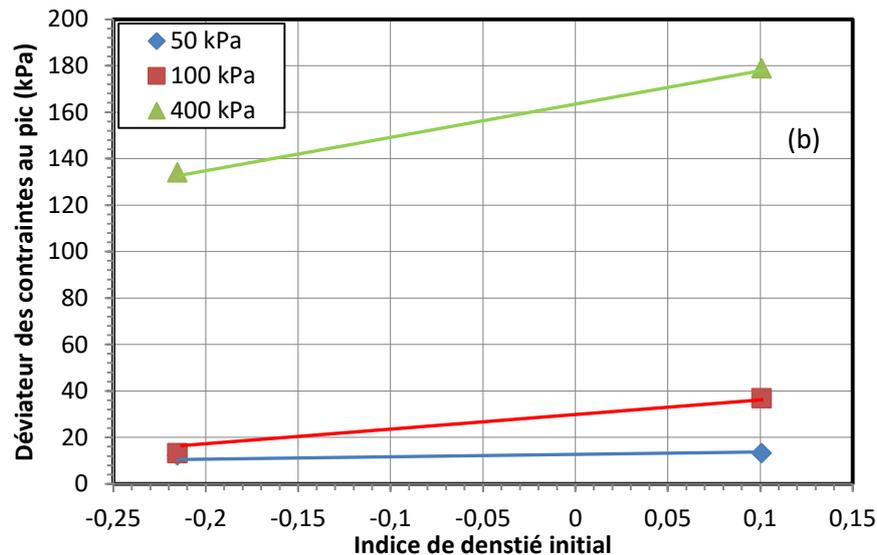


Figure 4.20. Influence de la pression de confinement et de l'indice des vides sur le déviateur des contraintes à l'initiation de l'instabilité q_{inst} du sable de Fontainebleau

4.3.2.4.2. Angle de frottement mobilisé au pic

La figure 4.21 (a) présente l'évolution de l'angle de frottement mobilisé au pic en fonction de l'indice de densité. Les résultats montrent que l'angle de frottement mobilisé diminue légèrement avec l'augmentation de l'indice de densité pour les essais à la pression de confinement de 50 et 100kPa. Cependant, pour les essais à $P_c=400$ kPa, il croît avec l'augmentation de l'indice de densité, autrement dit, retarde l'initiation de l'instabilité. Les résultats contradictoires sont attribués à la structure très lâche du sable. En effet, les échantillons lâches ($Id_i=-0,2$; $Id_i=0,1$) ont des indices de vides initiaux très différents, toutefois, après les procédures de saturation et consolidation, l'échantillon à $Id_i=-0,2$ devient beaucoup plus dense et son indice des vides est proche de celui à $Id_i=0,1$. Combiné avec les erreurs de mesures, ils nous donnent les résultats différents à la littérature où l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de l'indice de densité.

La figure 4.21 (b) présente l'évolution de l'angle de frottement mobilisé au pic en fonction de la pression de confinement. On observe qu'à la même densité, l'angle de frottement est presque constant, indépendamment des pressions de confinement. Cette observation est en accord avec les résultats présentés par (Vaid, Y.P., & Chern, J.C., 1983), (Mohamad, R., & Dobry, R., 1983), (Benahmed N., 2001). De plus, on trouve que les points rouges correspondant l'échantillon $Id_i=0,1$ sont au-dessus des points bleus correspondant l'échantillon $Id_i=-0,2$. Ce dernier point confirme que l'angle de frottement mobilisé est plus grand pour les échantillons plus denses comme montré dans les recherches de (Ishihara K. , 1993) et (Nguyen, 2014).

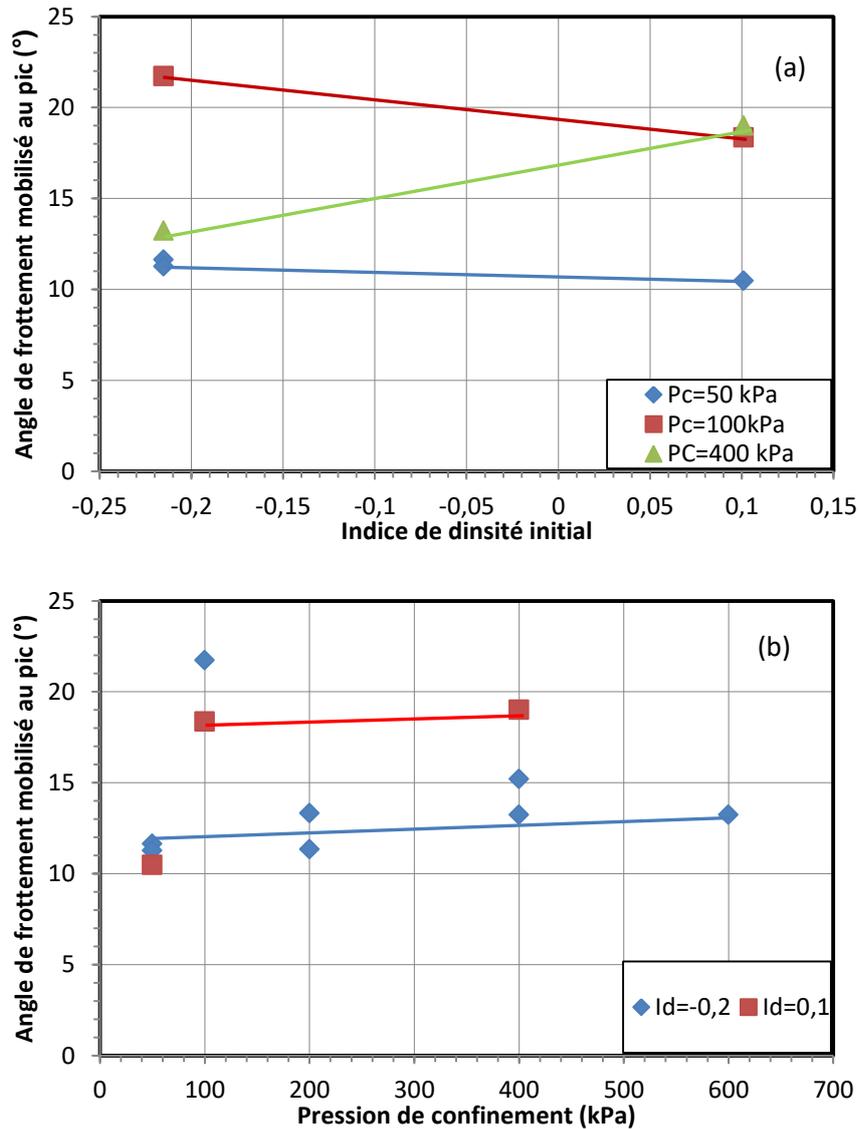


Figure 4.21. Influence de l'indice des vides (a) et la pression de confinement (b) sur l'angle de frottement mobilisé à l'initiation de l'instabilité ϕ'_{inst} du sable de Fontainebleau

4.3.2.4.3. Lignes d'instabilité du sable de Fontainebleau.

On présente sur la figure 4.22 les chemins de contraintes correspondant aux trois essais réalisés sur du sable de Fontainebleau à différents indices de densité initiale. Pour chaque point au pic de déviateur, on peut tracer une droite qui passe par l'origine des axes. Dans la section précédente, nous avons montré que les pics des déviateurs sont alignés pour les échantillons au même indice de densité, par conséquent, cette ligne est unique pour chaque indice de densité. Il est nommé la ligne d'instabilité par (Lade, P.V., Nelson, B., & Ito, M., 1987). En effet, on peut clairement observer que plus l'indice de densité est grand, plus la ligne d'instabilité se rapproche de la ligne de rupture, et plus l'angle de frottement mobilisé au pic ϕ'_{inst} est important. Autrement dit, plus l'échantillon est dense plus le comportement devient stable vis-à-vis de l'initiation de l'instabilité en condition non-drainée. Une observation similaire a été présentée par (Benahmed N., 2001), (Chu, J., Leroueil, S. et Leong, W., 2003).

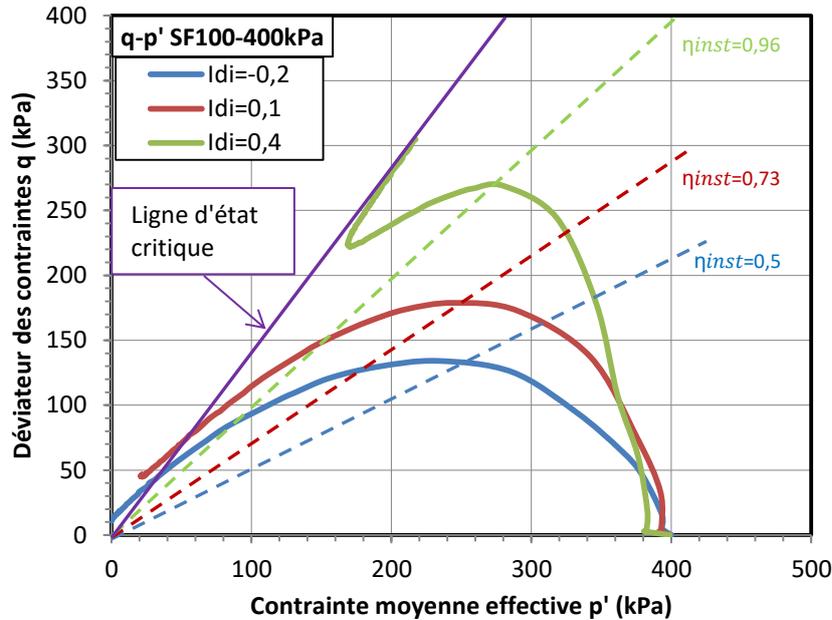


Figure 4.22. Lignes d'instabilité du sable de Fontainebleau pour différents états initiaux

4.3.3. Comportement non-drainé du sable d'Hostun propre.

4.3.3.1. Influence de l'indice de densité

La figure 4.23 présente l'influence de l'indice de densité sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun propre. Les résultats montrent que l'on passe d'un comportement liquéfaction pour la structure le plus lâche ($I_{di}=-0,3$) à un comportement dilatant parfaitement pour la structure le plus dense ($I_{di}=0,4$). À l'état le plus lâche ($I_{di}=-0,3$), le sable présente un pic de déviateur très marqué suivi ensuite d'un fort radoucissement jusqu'à une valeur quasi-stable avant de remonter légèrement. Lorsque l'indice de densité augmente, la valeur de déviateur au pic, la valeur de déviateur à l'état quasi-stable et à l'état ultime augmentent également. Toutefois, on peut observer que les valeurs des déviateurs des contraintes sur les trois échantillons $I_{di}=-0,2$, $-0,1$ et 0 sont proches. À l'état plus dense ($I_{di}=0,2$ et $0,4$), le résultat montre un comportement dilatant typique, le pic n'existe plus, le déviateur de contraintes augmente continûment. Il est intéressant de noter que pour tous les indices de densité, même si l'échantillon est très lâche ($I_{di}=-0,3$), la résistance à l'état ultime n'est pas nulle.

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, pour les échantillons lâches, elles atteignent une valeur égale à 100% de la valeur de pression de confinement et ensuite, elles restent constantes. À l'indice de densité de $0,2$, la surpression n'atteint que 50% de la pression de confinement (cas $P_c=50\text{kPa}$), ensuite, elle diminue. À l'état le plus dense ($I_{di}=0,4$), après une légère augmentation en début d'essais, la surpression interstitielle décroît fortement pour devenir négative et atteindre une valeur d'environ -150 kPa à la fin de l'essai.

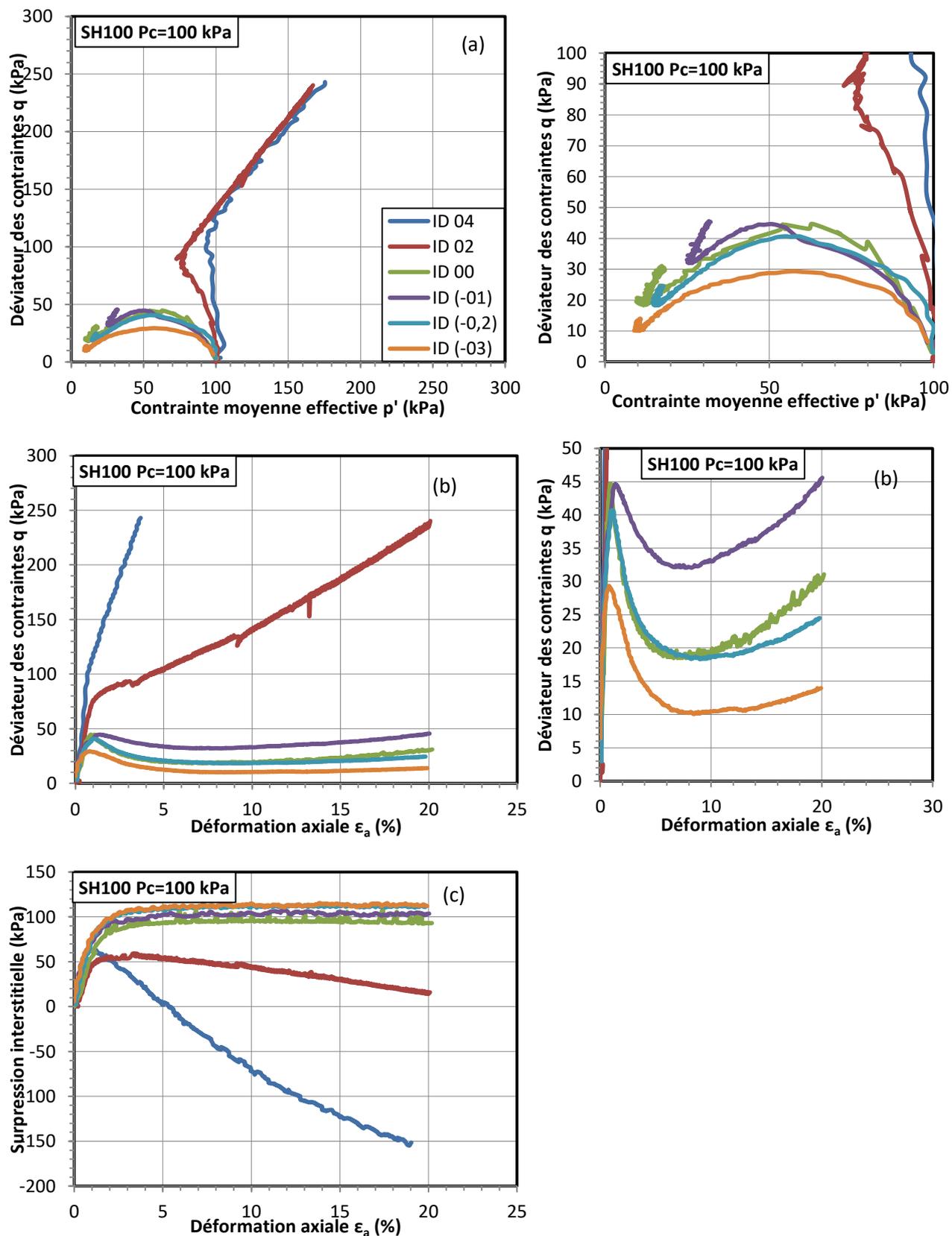
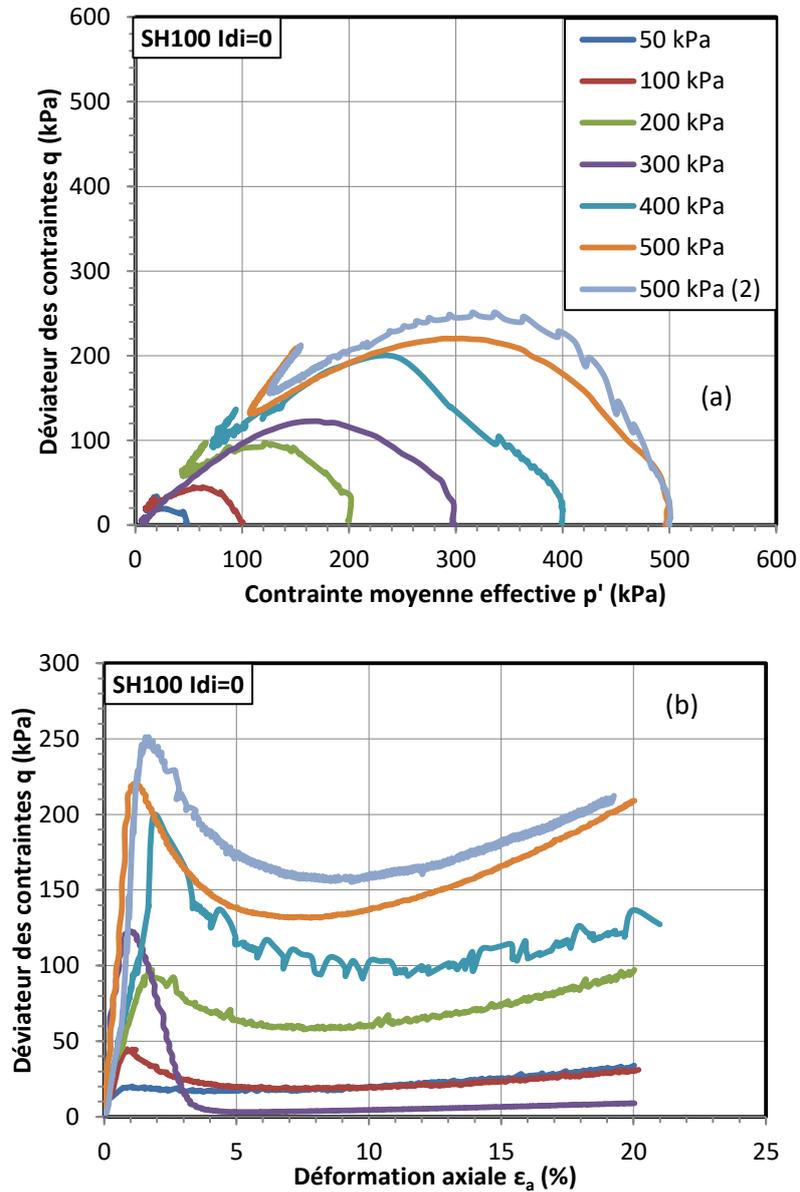


Figure 4.23. Influence de l'indice de densité sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun:

(a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\epsilon_a$; (c) courbe $\Delta u - \epsilon_a$

4.3.3.2. Influence de la pression de confinement.

La figure 4.24 présente l'influence de la pression de confinement sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun. Comme sur le sable de Fontainebleau, nous observons que, le niveau de la pression de confinement influence significativement la valeur au pic de la résistance au cisaillement ainsi que la résistance au cisaillement résiduelle. Cette dernière croît avec l'augmentation de la pression de confinement. Ces résultats sont similaires aux résultats donnés par (Benahmed N., 2001) sur le sable d'Hostun.



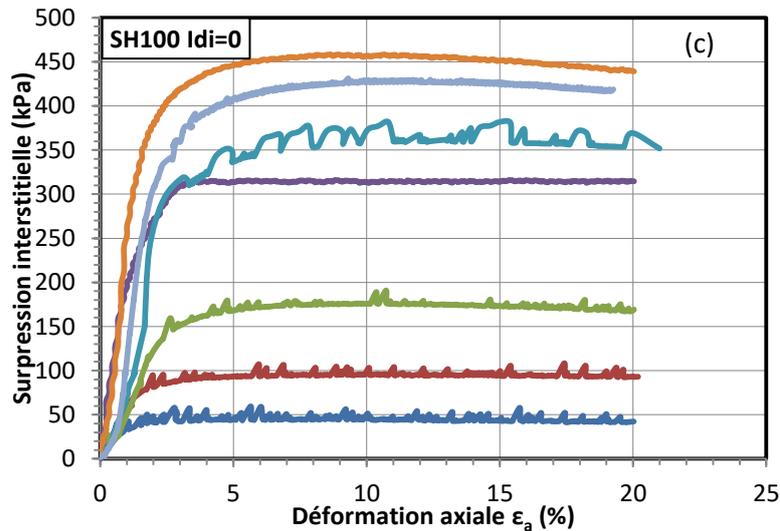


Figure 4.24. Influence de la pression de confinement sur le comportement non-drainé du sable d'Hostun:

(a) courbe $p'-q$; (b) courbe $q-\varepsilon_a$; (c) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$

4.3.3.3. État permanent de déformation (état critique)

4.3.3.3.1. Ligne d'état permanent

La figure 4.25 présente les points d'état permanent dans le plan de contraintes (q, p') pour l'ensemble des essais réalisés. On remarque que, indépendamment de l'indice de densité et de la pression de confinement, tous les points sont bien alignés dans cet espace et forment une droite passant par l'origine (ligne d'état permanent). Ce dernier est conforme à l'observation classique et similaire au sable de Fontainebleau. Grâce à la pente de la ligne d'état permanent, on peut calculer l'angle de frottement interne du sable d'Hostun propre à l'état permanent qui est d'environ $36,11^\circ$, très proche de la valeur de l'angle de frottement à l'état critique dans les essais drainés ($35,56^\circ$).

Les points d'état permanent de déformation sont ensuite reportés dans l'espace $e-\log p'$. On trouve que tous les échantillons ont une résistance résiduelle, même pour les échantillons à l'état initial très lâche ($I_{di} < 0$). De plus, les indices des vides à l'état ultime pour les échantillons lâches sont proches bien que ses indices de vides initiaux soient très différents. Comme pour le sable de Fontainebleau, il semble que les points à l'état permanent soient alignés.

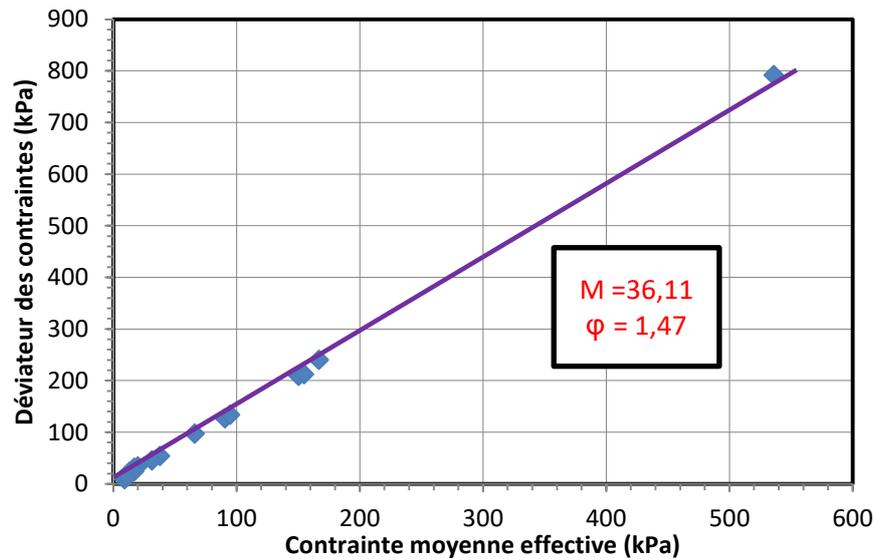


Figure 4.25. Ligne d'état permanent dans le plan $p'-q$ pour le sable d'Hostun

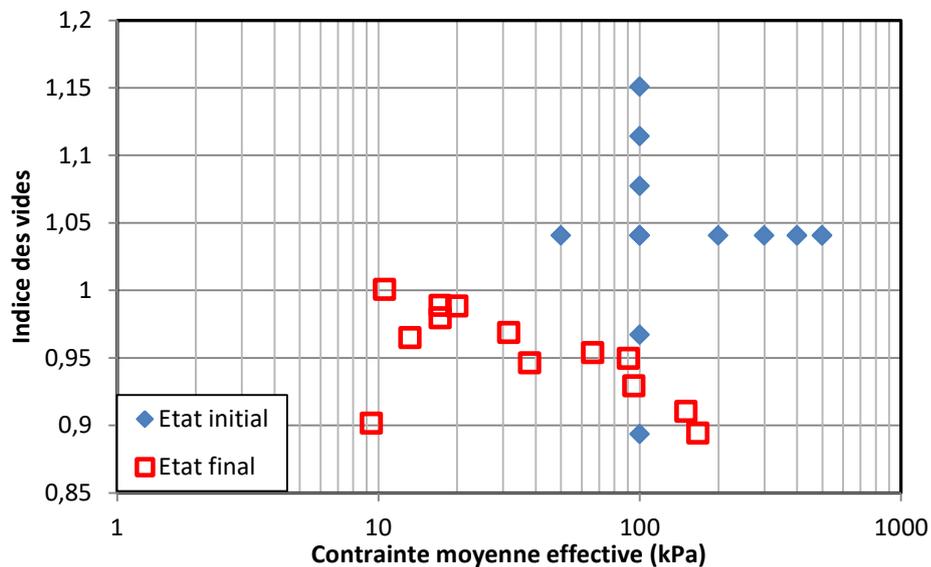


Figure 4.26. Ligne d'état permanent de déformation dans le plan $e-\log p'$ pour le sable d'Hostun

4.3.3.3.2. État critique-état permanent de déformation

La figure 4.27 présente les points à l'état critique (pour les essais drainés) et à l'état permanent de déformation (pour les essais non-drainés) du sable d'Hostun dans le plan $q-p'$. On constate que les points sont tous alignés suivant une droite passant par l'origine des axes indépendamment des conditions initiales (densité relative et pression de confinement). En comparant les angles de frottement, on trouve qu'il existe un léger écart de $0,55^\circ$. Cet écart est plus faible que celui obtenu pour sable de Fontainebleau. Ce dernier point confirme que les deux, état critique et état permanent de déformation, sont les mêmes.

Dans le plan $e-\log p'$, on observe un comportement similaire à celui sur sable de Fontainebleau avec les valeurs ultimes obtenues pour les essais drainés se situeraient légèrement au-dessus de la courbe d'état permanent.

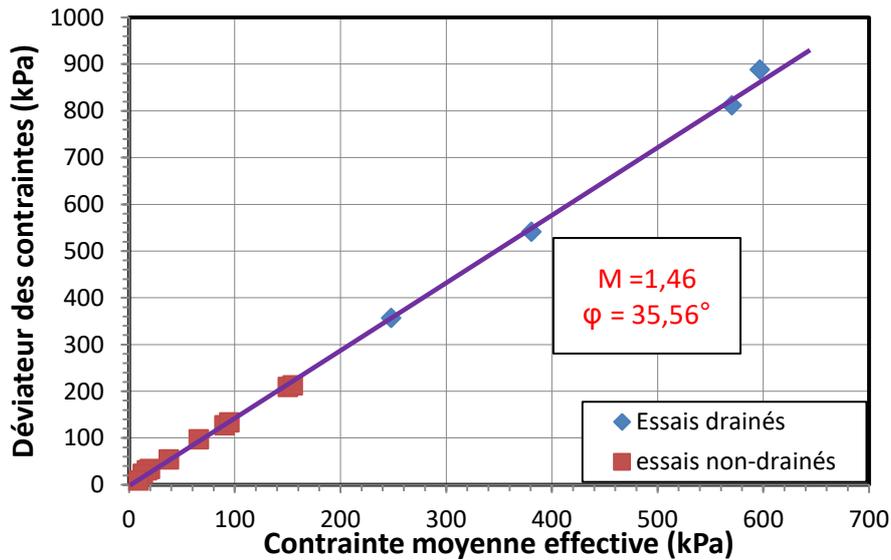


Figure 4.27. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable d'Hostun dans le plan $q-p'$

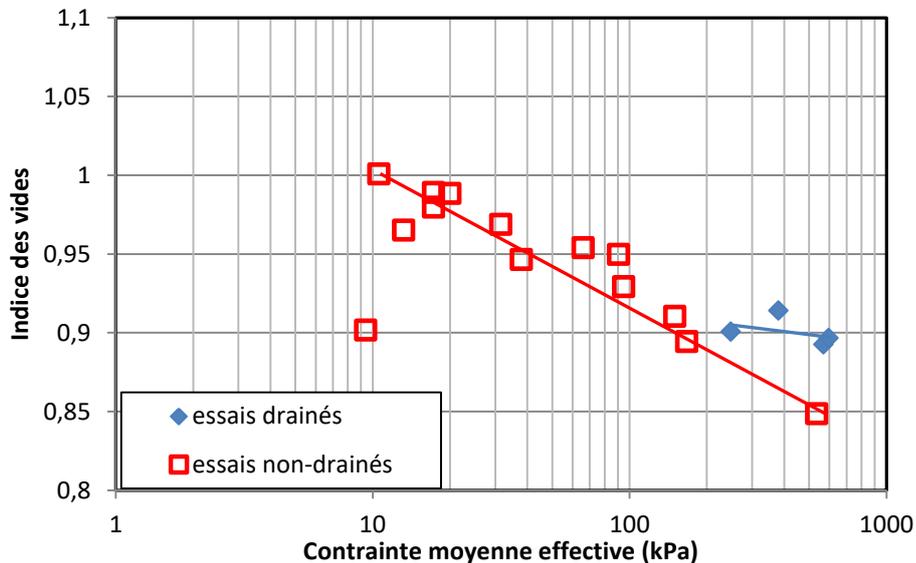


Figure 4.28. Comparaison de l'état critique et de l'état permanent de déformation du sable d'Hostun dans le plan $e-\log p'$

4.3.3.4. Analyse de l'initiation de l'instabilité (steady state)

Pour analyser l'initiation de l'instabilité du sable d'Hostun, nous avons réalisé la même procédure que celle réalisée pour le sable de Fontainebleau. Toutefois, du fait de la limitation des données, nous ne présentons que les évolutions de déviateur des contraintes au pic et l'angle de frottement mobilisé au pic pour les échantillons à $I_{di}=0$.

Les résultats montrent que la résistance au cisaillement au pic augmente avec l'augmentation de pression de confinement lorsque la valeur de l'angle de frottement mobilisé au pic semble constante, indépendamment de la pression de confinement (figure 4.29). En effet, l'angle de frottement à pression de confinement faible est un peu plus grand que celui à la pression de confinement la plus élevée, cependant, l'écart est faible.

4.3.3.4.1. Déviateur des contraintes et angle de frottement au pic

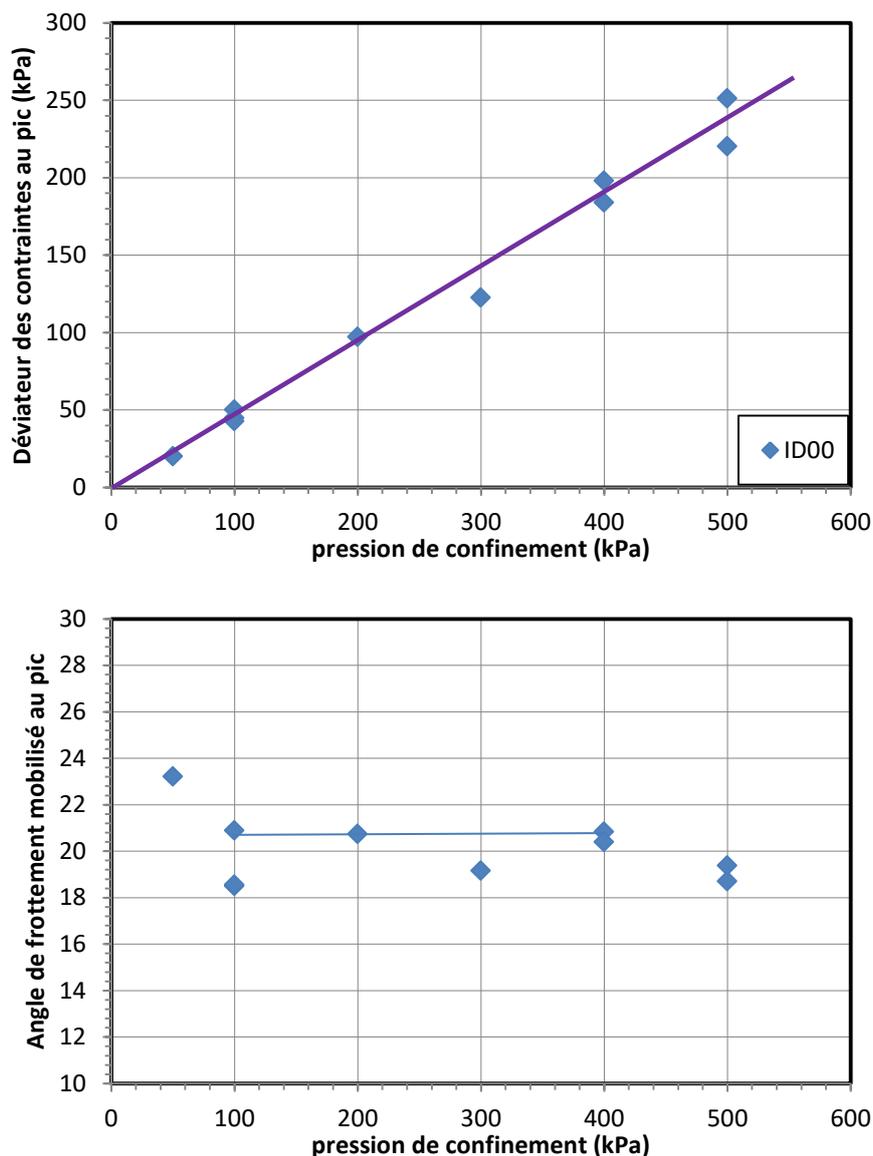


Figure 4.29. Évolution de déviateur des contraintes et angle de frottement au pic en fonction de pression de confinement

4.3.3.4.2. Lignes d'instabilité du sable d'Hostun et sable de Fontainebleau

Afin de pouvoir établir des comparaisons entre les deux sables, nous avons choisi les essais réalisés avec les conditions initiales similaires. Nous présentons dans la figure 4.30 les résultats de trois séries d'essais, la première et la deuxième sur le sable de Fontainebleau à $I_{di}=0,1$ et $-0,2$ et la troisième sur le sable d'Hostun à $I_{di}=0$. On remarque une différence importante de résistance au cisaillement non-drainée entre les deux sables. En effet, tous les points du sable de Fontainebleau se situent bien au-dessous de ceux du sable d'Hostun, malgré un indice de densité du sable de Fontainebleau plus grand ($I_{di}=0,1$) dans quelques essais. Par ailleurs, il faut noter que les indices des vides maximum et minimum des deux sables sont très différents. L'indice des vides du sable de Fontainebleau à $I_{di}=0,1$ est égal 0,86 lorsque celui du sable

d'Hostun à $I_{di}=0$ est égal à 1,04. C'est-à-dire que le sable de Fontainebleau est beaucoup plus dense que le sable d'Hostun. Par conséquent, ces résultats montrent la forte susceptibilité à la liquéfaction du sable de Fontainebleau. Cela s'explique par les caractéristiques granulométriques de sable dont la forme arrondie des grains semble favoriser l'apparition de la liquéfaction.

Dans la figure 4.30, nous présentons également les lignes d'instabilité pour chaque série. On peut observer clairement que les points sont bien alignés sur une droite qui passe par l'origine des axes pour chaque indice de densité. De plus, la ligne d'instabilité du sable d'Hostun se situe bien au-dessus de celle du sable de Fontainebleau confirmant ainsi le caractère plus liquéfiable de ce sable. Cette observation est en accord avec les résultats présentés par (Benahmed N., 2001).

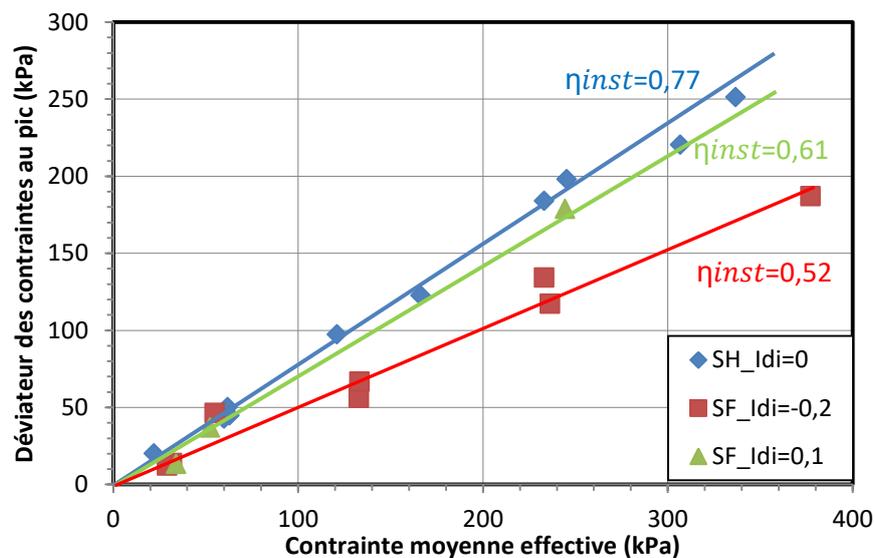


Figure 4.30. Lignes d'instabilité du sable d'Hostun et sable de Fontainebleau

4.3.4. Comportement mécanique des mélanges du sable de Fontainebleau avec des fines plastiques.

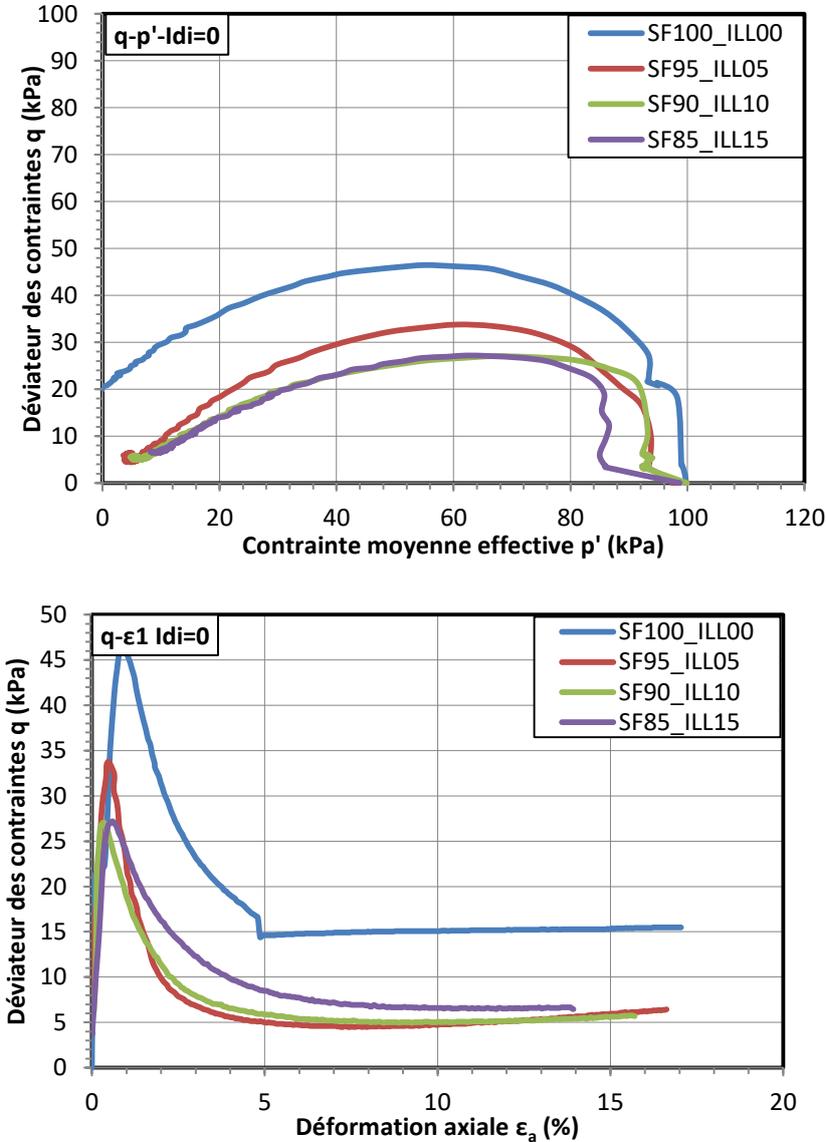
Comme indiqué dans la bibliographie, plusieurs études ont montré que les sols contenant des pourcentages de fines au-dessus de 15% ne liquéfient pas. Par conséquent, dans notre étude, nous étudions les mélanges avec une teneur en fines jusqu'à 25% pour couvrir ce changement de comportement suggéré. Deux types de fines sont utilisés mais les fines plastiques sont utilisées pour la plupart des essais du fait du manque plus prégnant de recherches sur leur influence sur la liquéfaction de ces "sables".

4.3.4.1. Comportement mécanique des mélanges à l'état plus lâche ($I_{di}=0$).

Sur la base des résultats précédemment obtenus de liquéfaction du sable, nous savons que le sable lâche est plus liquéfiable. Par conséquent, nous avons réalisé tout d'abord les essais sur les échantillons à des états plus lâches pour chaque valeur de teneur en fine. Pour les mélanges avec une teneur en fines inférieure à 15%, nous pouvons préparer les échantillons à $I_{di}=0$, toutefois, pour les mélanges avec une teneur en fines au-dessus de 20%, l'état le plus lâche qu'il est possible de reconstituer est égal à $I_{di}=0,2$.

La figure 4.31 présente les résultats réalisés sur les échantillons jusqu'à 15% de fines. On remarque toutes les éprouvettes se sont liquéfiées, ce qui est caractérisé par un pic de déviateur très marqué suivi par une chute brutale et très rapide jusqu'à un état ultime stable. La teneur en fines montre une influence significative sur la résistance à la liquéfaction. En effet, la valeur du pic de déviateur diminue lorsque le pourcentage de fines augmente. De plus, la différence est plus importante entre le sable propre et le mélange avec 5% de fines. À partir de cette valeur de teneur en fines, on constate un léger changement au niveau de la résistance au cisaillement. Les chemins de contraintes des deux échantillons de 10 et 15% de fines coïncident.

La figure 4.32 présente les résultats obtenus sur les mélanges les plus lâches ($I_{di}=0,2$) à partir de 15% de fines. On peut constater une influence inverse de la teneur en fines. En ajoutant les fines dans le sable, l'éprouvette devient plus résistante à la liquéfaction. La résistance à l'état ultime augmente également lorsque le teneur en fines augmente.



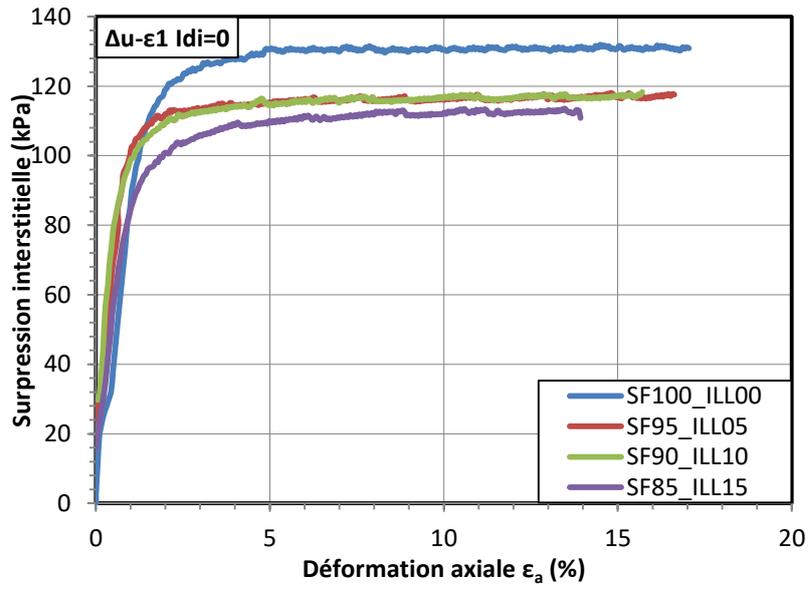
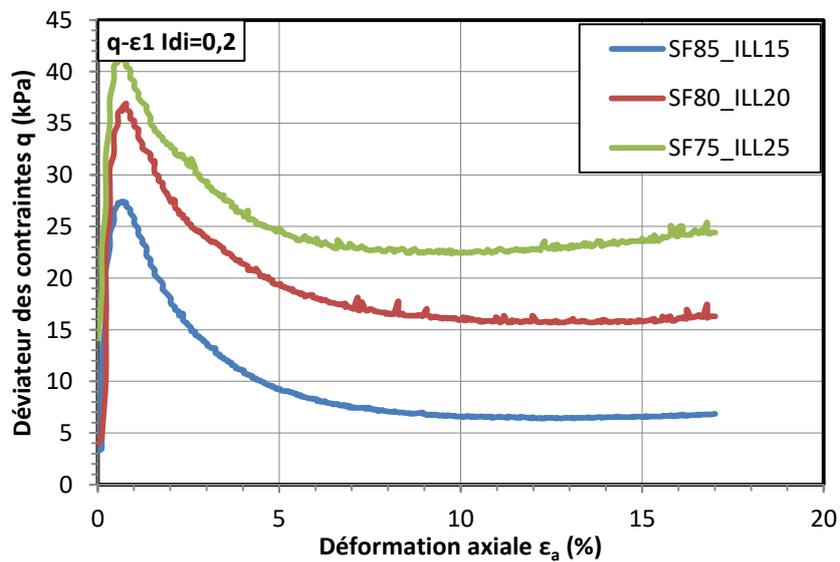
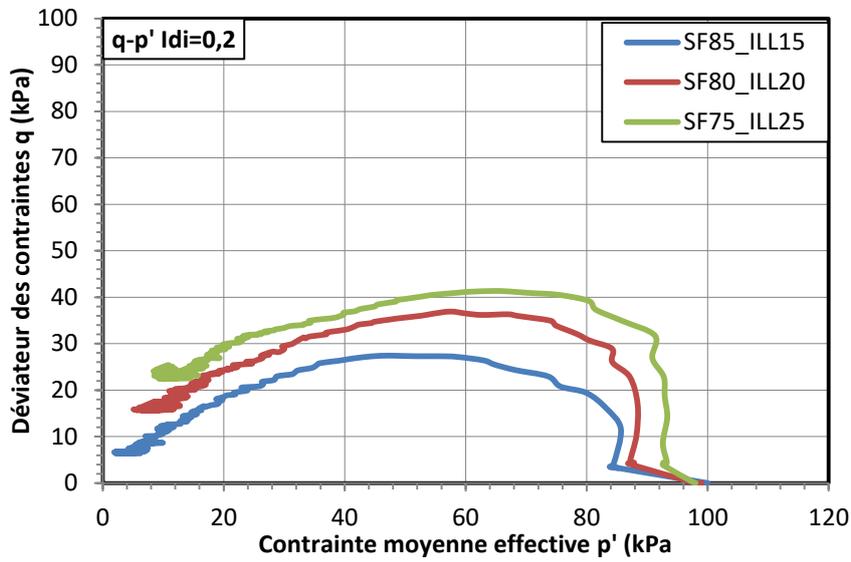


Figure 4.31. Comportement mécanique des mélanges à l'état plus lâche ($I_{di}=0$).



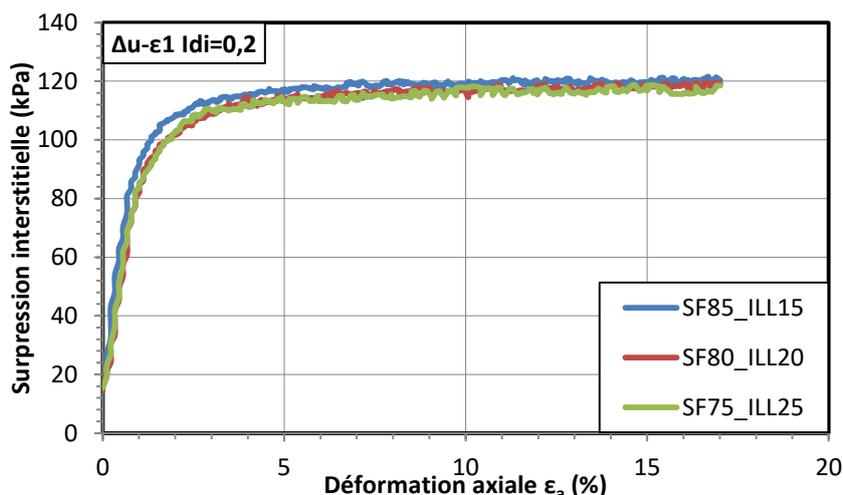


Figure 4.32. Comportement mécanique des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite Arvel à l'état plus lâche ($I_{di}=0,2$).

4.3.4.2. Influence de l'indice de densité sur le comportement du mélange.

La figure 4-33 présente les résultats des essais sur le mélange de sable de Fontainebleau avec 15% de l'Illite Arvel à différents indices de densité. On peut constater que les chemins de contraintes dans le plan (q,p') sont pratiquement homothétiques. De plus, ces courbes sont très proches les unes des autres. Dans le plan ($q-\epsilon_a$), elles sont presque coïncidentes. Toutefois, une légère différence au niveau du pic de déviateur est observée. À l'état plus lâche ($I_{di}=0$ et $0,2$), la valeur de pic de déviateur ne change pas. Lorsque l'indice de densité augmente, la résistance du mélange diminue jusqu'à l'indice de densité $I_{di}=0,4$ avant de remonter. Ce comportement du mélange est totalement différent du comportement du sable où la résistance au cisaillement du matériau est proportionnelle à la densité. Nous soulignons que les variations des valeurs du pic de déviateurs sont négligeables.

Ces comportements sont similaires au comportement des échantillons sur sable propre à l'état très lâche où l'augmentation de l'indice de densité jusqu'à $I_{di}=0,1$ ne change pas sa résistance au cisaillement. De plus, il faut noter que tous les échantillons présentent un comportement à la liquéfaction statique, même à l'indice de densité assez grand ($I_{di}=0,6$).

La surpression interstitielle croît fortement jusqu'à atteindre la valeur de la pression de confinement à la déformation de 5%. À partir de 5% de déformation axiale, la surpression interstitielle est presque stabilisée.

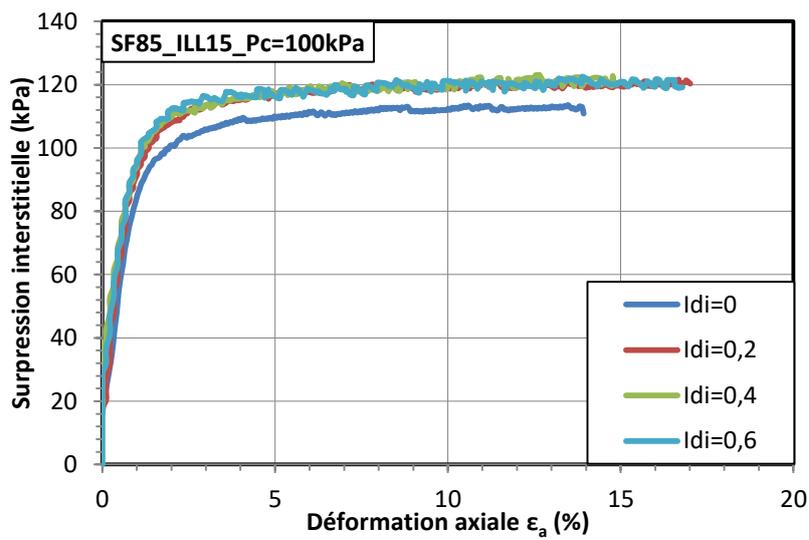
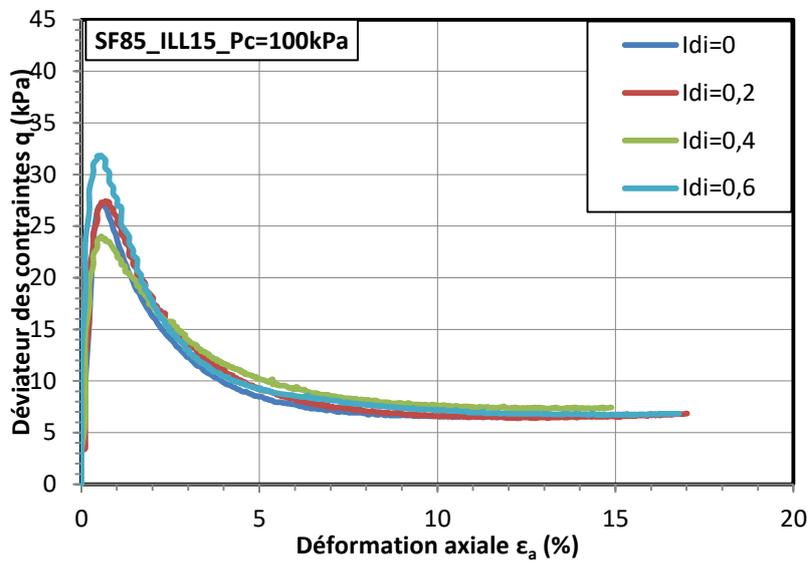
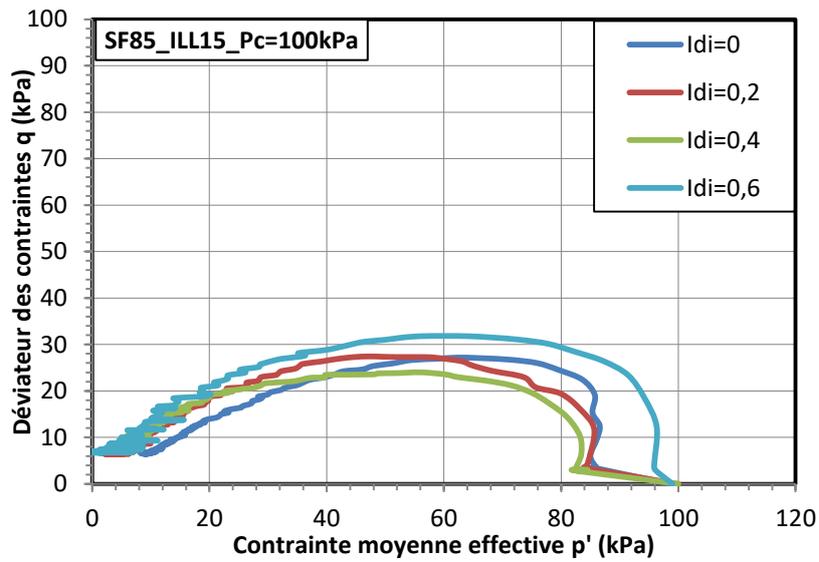


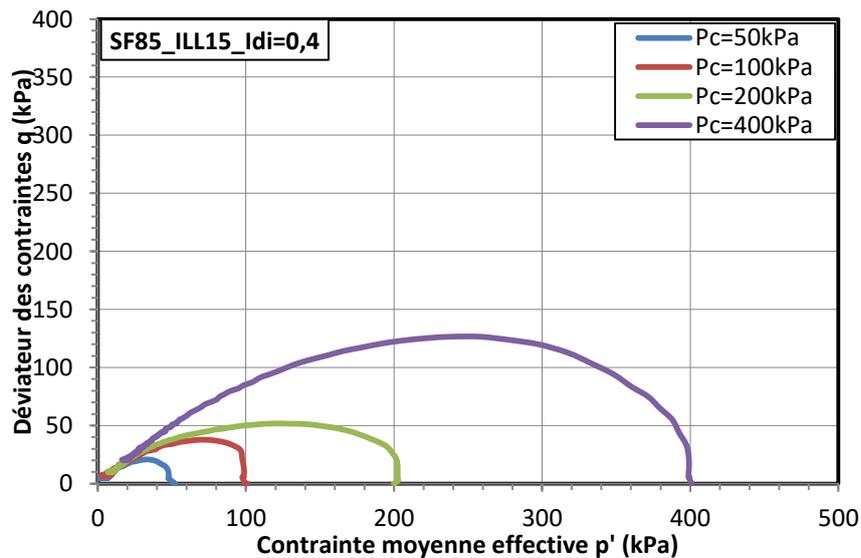
Figure 4.33. Influence de l'indice de densité sur le comportement du mélange du sable de Fontainebleau et 15% l'Illite

4.3.4.3. Influence de la pression de confinement sur le comportement du mélange

La figure 4.34 présente les résultats des essais, cette fois-ci réalisés à différentes pressions de confinement, sur le mélange de sable de Fontainebleau avec 15% de l'illite Arvel à l'indice de densité de $I_{di}=0,4$. Nous pouvons constater un comportement classique de liquéfaction statique et l'atteinte d'un état de liquéfaction totale pour tous les essais.

Comme précédemment, dans le plan $(p'-q)$, on trouve que le déviateur des contraintes monte rapidement pour une contrainte moyenne effective et reste presque constant à la valeur de la pression de confinement. Ensuite, il augmente jusqu'à une valeur maximale que l'on qualifie comme initiation de l'instabilité. La figure 4.34 montre bien que la valeur du pic de déviateur est proportionnelle à la pression de confinement. Une fois le pic de déviateur atteint, le déviateur de contrainte commence à diminuer. Les courbes des contraintes s'orientent vers l'origine du repère jusqu'à atteindre un état de contraintes nulles ou très faibles.

Par le plan $(q-\varepsilon_a)$, on observe également l'influence de la pression de confinement sur la résistance résiduelle du mélange à la fin de l'essai. Plus la pression de confinement est grande, plus la résistance résiduelle est importante.



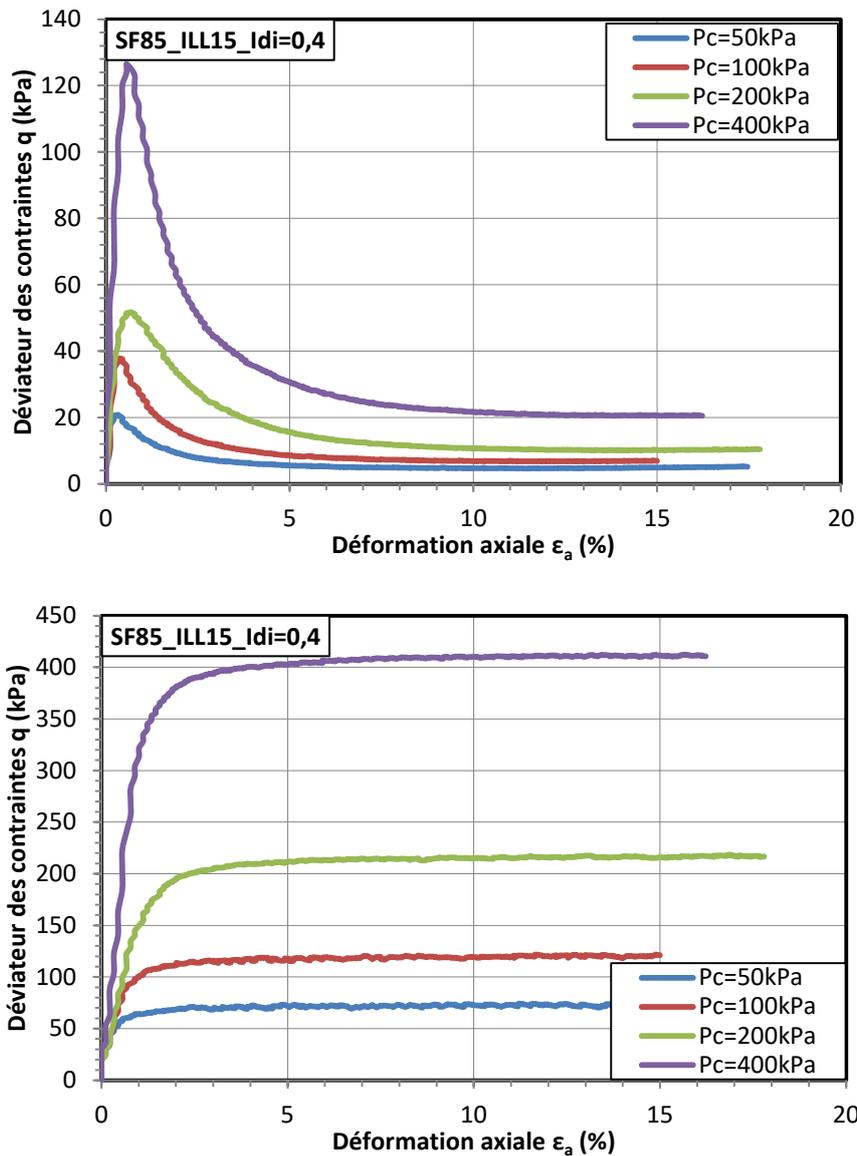


Figure 4.34. Influence de la pression de confinement sur le comportement du mélange du sable de Fontainebleau et 15% l'illite

4.3.4.4. Comportement des mélanges préparé au même indice des vides global initial.

Pour mieux comprendre l'influence de la fine plastique sur le comportement à la liquéfaction du sable de Fontainebleau, nous avons réalisé deux séries d'essais sur les mélanges aux mêmes indices des vides globaux et aux mêmes indices des vides intergranulaires. La différence entre ces deux définitions des indices, illustrée sur la figure 4.35, est basée sur le volume des fines dans le mélange. Pour l'indice des vides intergranulaire, le volume des fines est considéré comme du volume de vide.

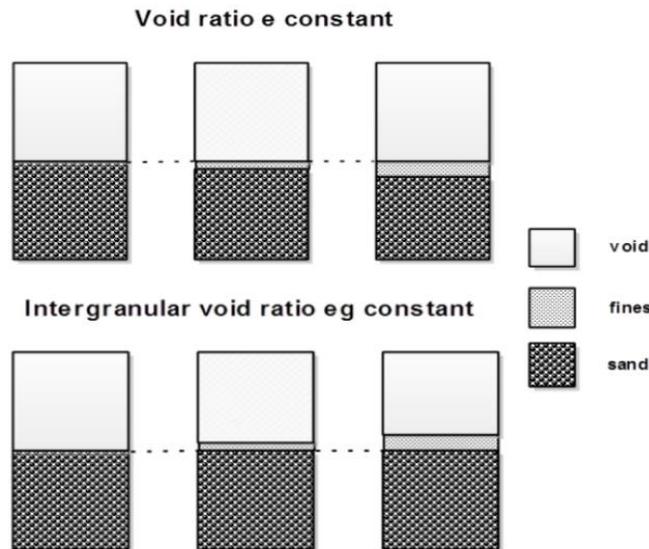


Figure 4.35. Indice des vides global constant et indice des vides inter-granulaire constant (Nguyen, 2014)

La figure 4.36 présente le comportement non-drainé des différents mélanges au même indice de vides initial de 0,89 qui correspond à l'état le plus lâche du sable propre. On trouve que, la résistance au cisaillement du matériau diminue lorsque la teneur en fines augmente jusqu'à 15%. À partir de cette valeur de teneur en fines, la résistance du sol augmente avec l'augmentation de teneur en fines. En effet, les résistances des mélanges de 20 et 25% de fines sont plus grandes que la résistance du sable. De plus, on peut constater que les différences de la valeur du pic de déviateur pour les mélanges de 5, 10 et 15% de fines sont négligeables. En ce qui concerne la résistance résiduelle à la fin d'essais, les courbes dans le plan ($q-\varepsilon_a$) montrent qu'une augmentation de teneur en fines conduit à un développement de la résistance résiduelle. Ces observations sont similaires aux comportements des mélanges à l'état plus lâches que nous avons présenté précédemment.

La figure 4.37 et la figure 4.38 présentent le comportement non-drainé des différents mélanges aux mêmes indices des vides global initial de 0,83 et 0,78 respectivement. Sur ces deux séries d'essais, on trouve clairement que la résistance au cisaillement non-drainé du sable diminue significativement lorsqu'on ajoute les fines. En effet, sur la série de l'indice des vides global de 0,83, la résistance du sable pur est environ 60kPa, les résistances du mélange à 5, 10 et 15% de fines sont équivalents et sont égales à 35kPa. Au pourcentage de fines le plus grand, la résistance du mélange commence à remonter, mais ces résistances sont toujours inférieures à celle du sable pur. On observe la même évolution des résistances au cisaillement pour les mélanges à l'indice des vides global de 0,78. Il est intéressant de noter que la résistance des mélanges est plus faible à une teneur en fines de 5% et ensuite qu'elle remonte lorsque la teneur en fines augmente.

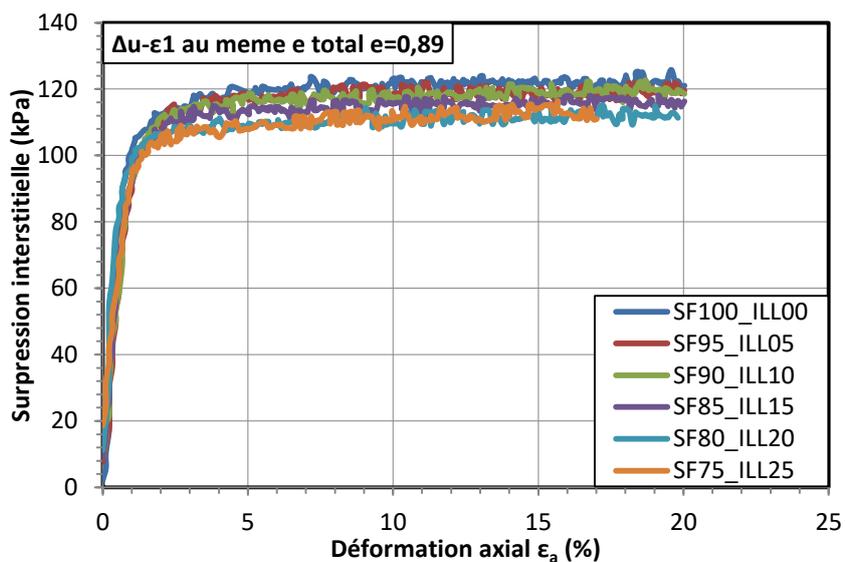
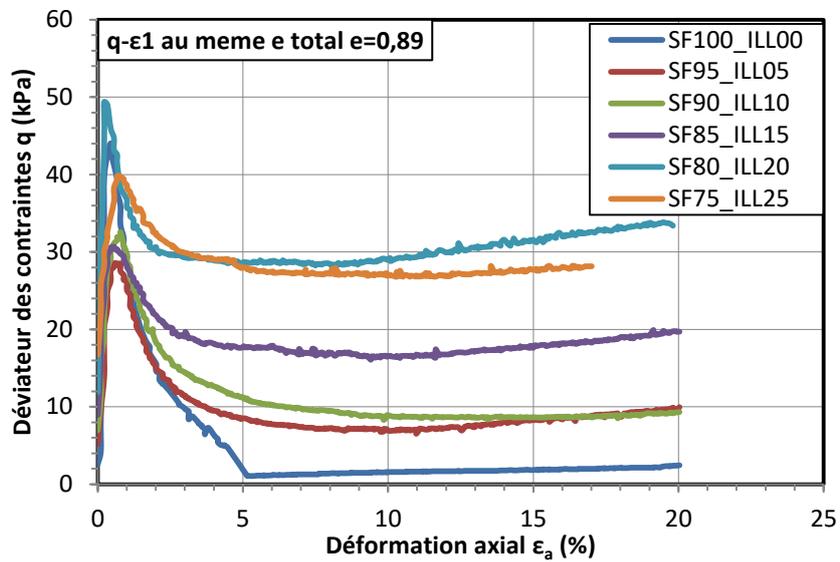
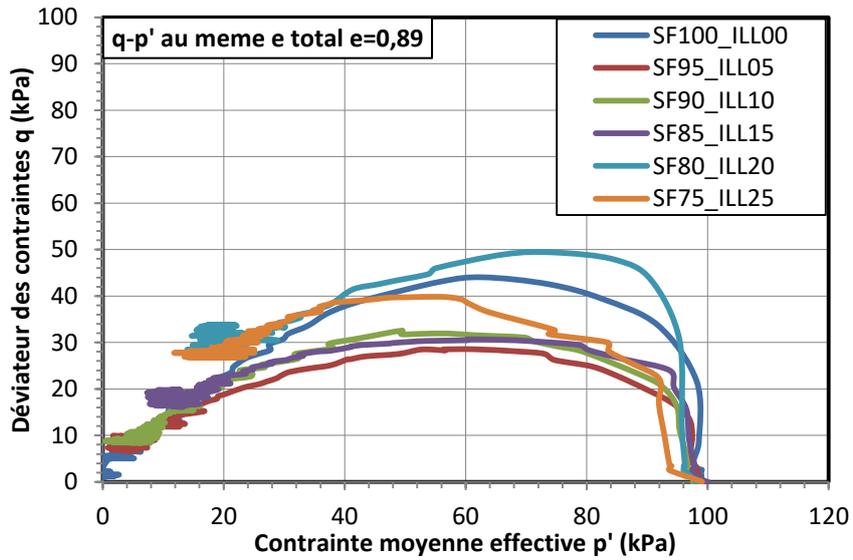


Figure 4.36. Comportement des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite préparé au même indice des vides global initial $e=0,89$

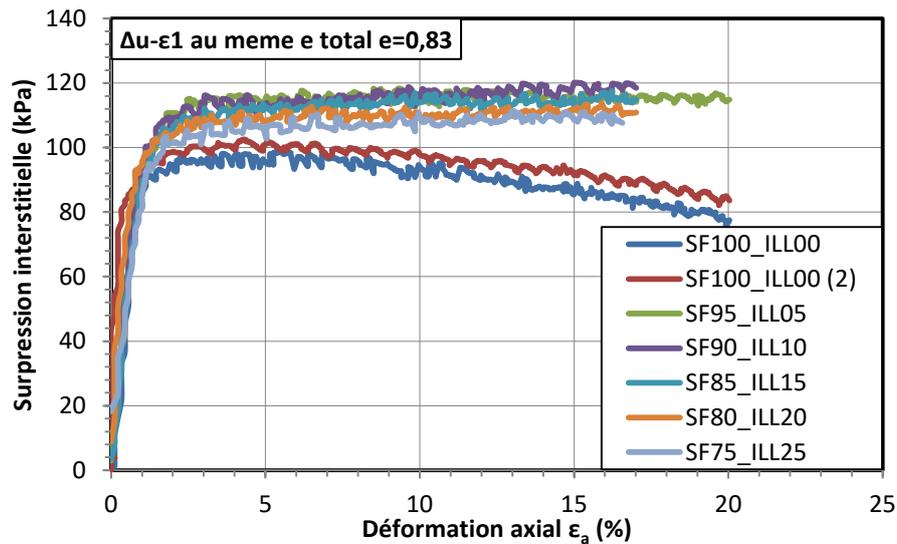
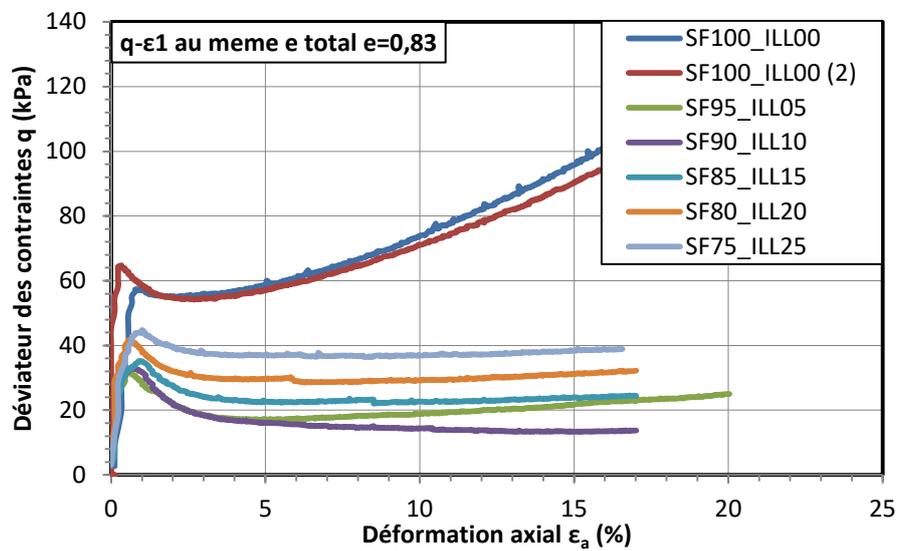
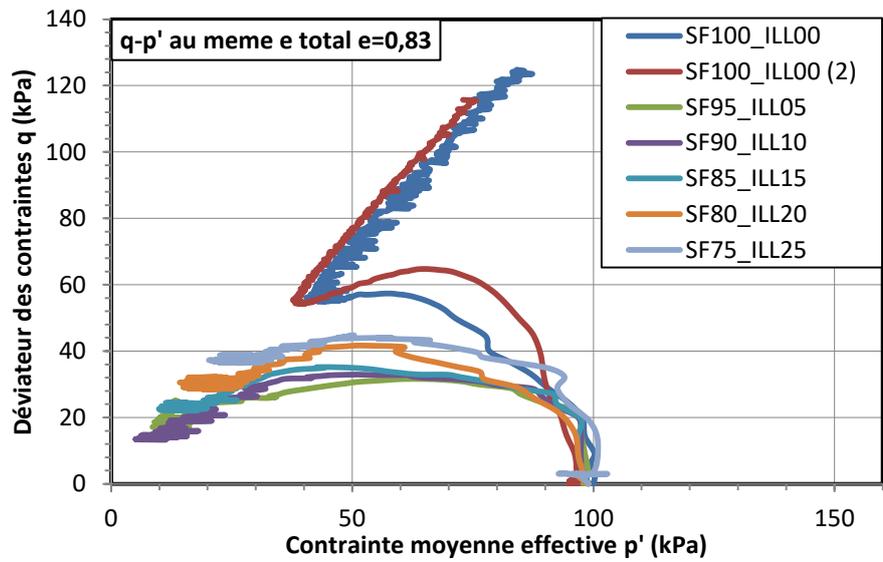


Figure 4.37. Comportement des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite préparés au même indice des vides global initial $e=0,83$

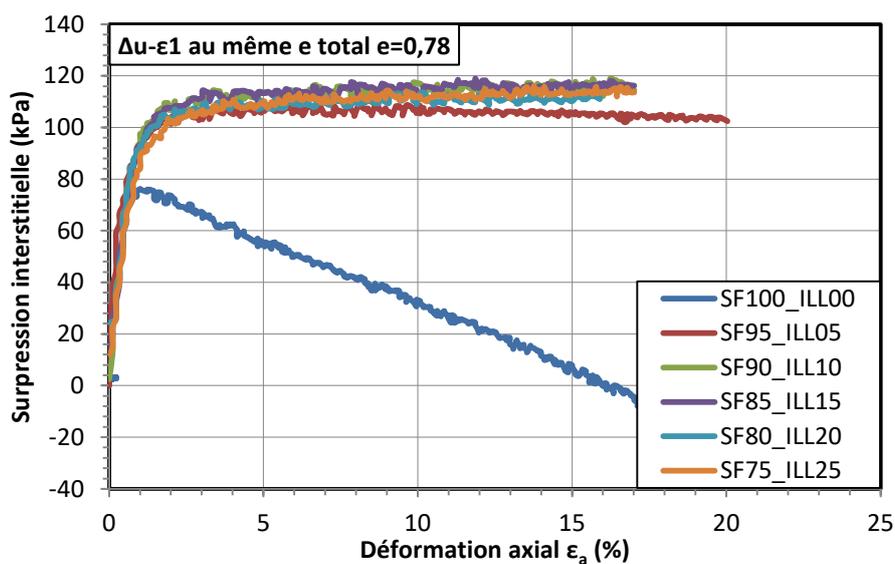
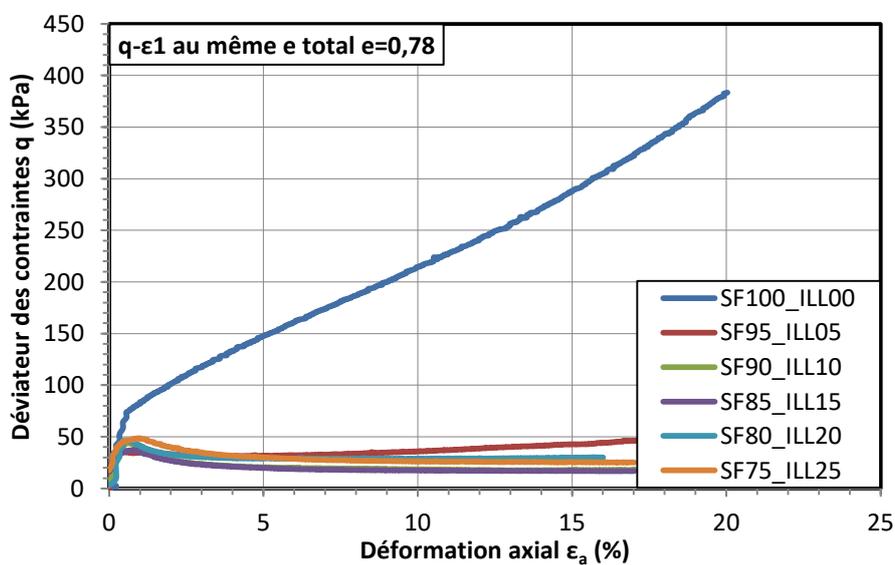
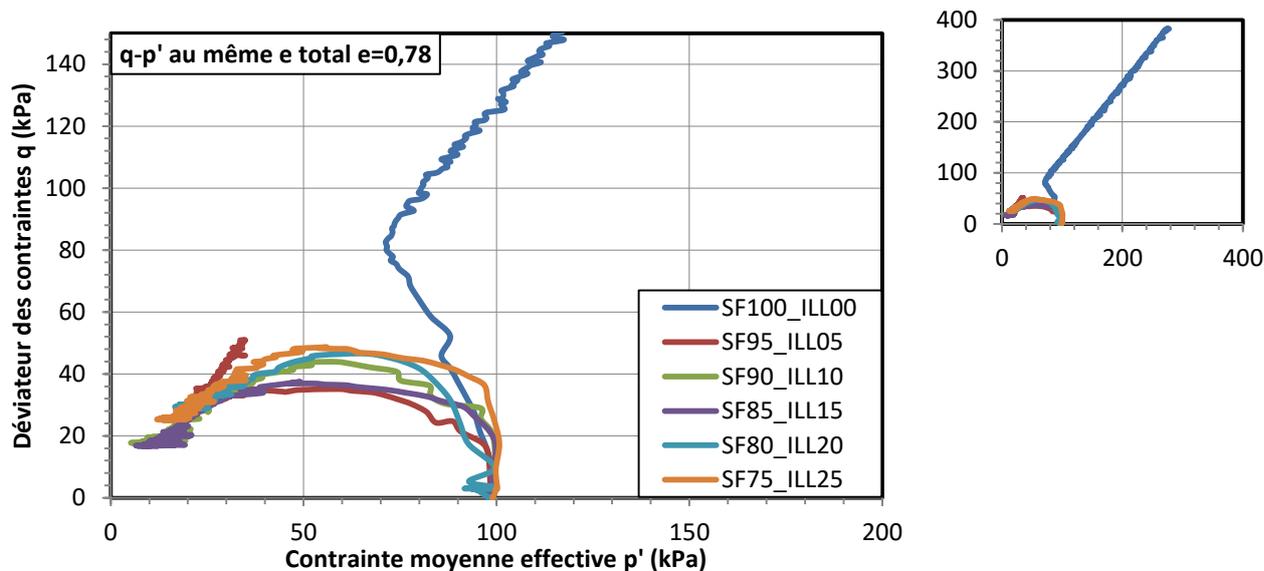


Figure 4.38. Comportement des mélanges du sable de Fontainebleau et Illite préparés au même indice des vides global initial $e=0,78$

Pour mieux suivre l'évolution de l'initiation de l'instabilité, nous avons reporté sur la figure 4.39 les valeurs du déviateur de contraintes et de l'angle de frottement mobilisé au pic en fonction de la teneur en fines. Malgré quelques points se détachant de la tendance générale, on peut observer clairement l'évolution de ces deux paramètres avec l'augmentation du pourcentage des fines. Le déviateur du mélange diminue jusqu'à une valeur minimale pour le mélange de 5% de fines, et après, il augmente. La différence du déviateur au pic entre le sable propre et les mélanges sont plus significatives que ceux entre les mélanges, en particulier pour les mélanges de 5, 10 et 15% de fines.

L'évolution de l'angle de frottement mobilisé au pic est similaire à l'évolution du déviateur au pic pour les essais à indice des vides de 0,89 et 0,83. À l'état le plus dense ($e=0,78$), il existe un écart. L'angle de frottement baisse jusqu'à une valeur de teneur en fines de 10% au lieu de 5%.

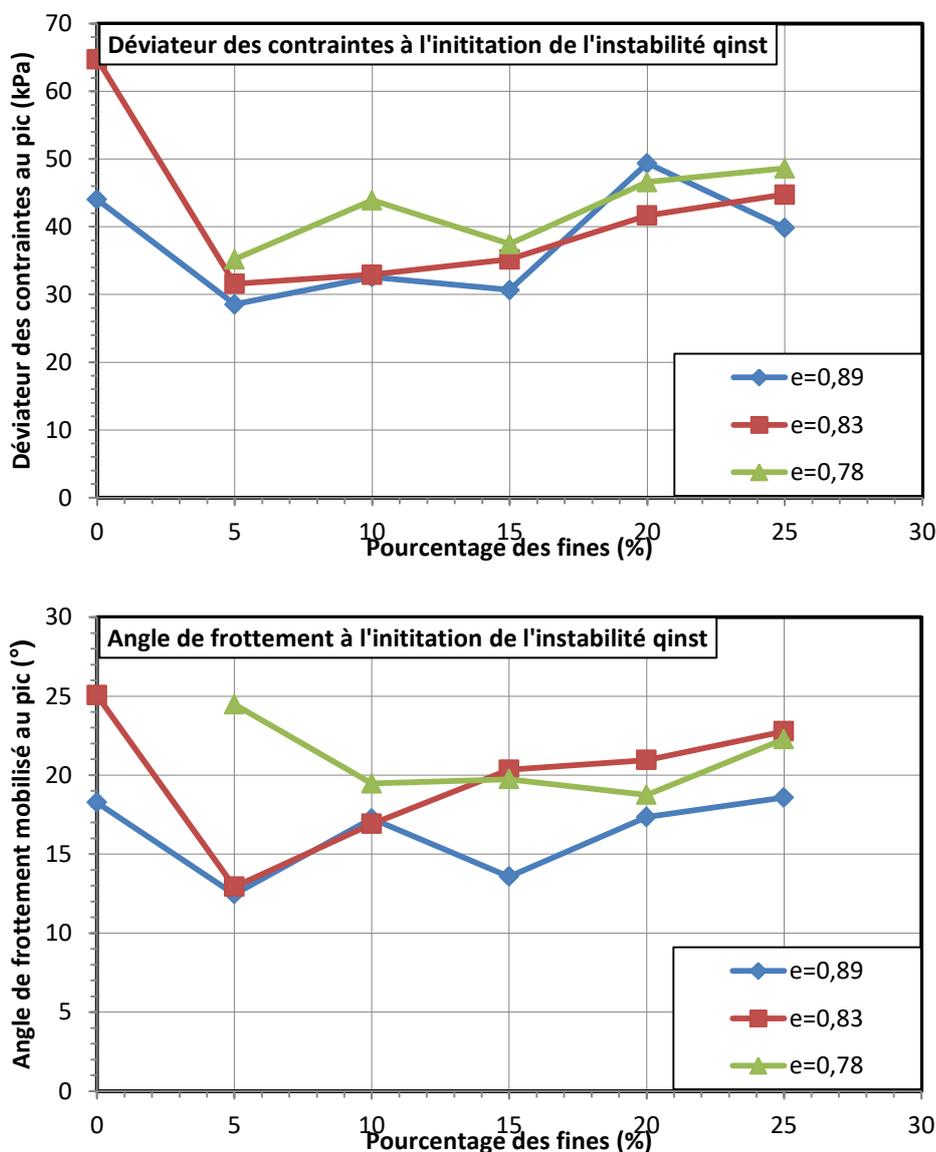


Figure 4.39. Évolution de l'initiation de l'instabilité de sable de Fontainebleau et Illite Arvel en fonction de teneur en fines.

En ce qui concerne la résistance au cisaillement résiduelle, d'après (Ishihara K. , 1993) il existe deux résistances résiduelles. La première correspond à l'état quasi-stable (ou

« quasi steady state » en anglais) et la deuxième correspond à l'état stable (ou « steady state » en anglais). Laquelle de ces deux résistances doit être prise comme résistance résiduelle dépend des cas, toutefois la plupart des recherches basées sur la définition d'état stable utilise la résistance à l'état quasi-stable.

La figure 4.40 (a) présente l'évolution des déviateurs des contraintes à ces deux états en fonction de pourcentage des fines. On peut observer que les déviateurs des contraintes à l'état stable diminuent significativement lorsque le pourcentage de fines augmente de 0 à 5%. Ensuite, ils continuent à diminuer légèrement jusqu'à un pourcentage de fines autour de 10%. Enfin, ils remontent légèrement.

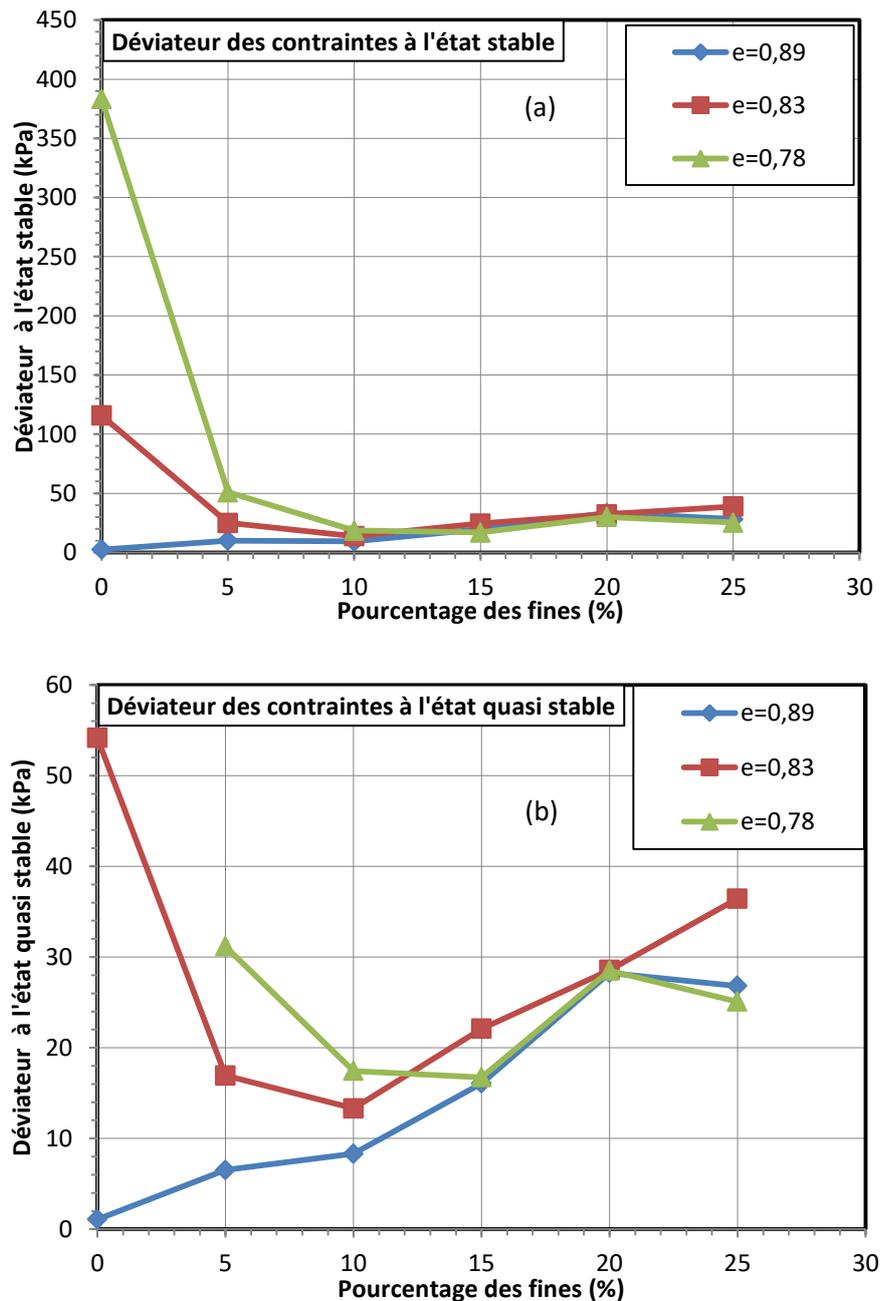


Figure 4.40. La résistance au cisaillement résiduelle du mélange de sable de Fontainebleau et Illite Arvel

La figure 4.40 (b) montre que le déviateur des contraintes à l'état quasi-stable diminue lorsque la teneur en fines augmente jusqu'à 10% pour les échantillons aux indices des vides initiaux de 0,83 et 0,89. Sur les échantillons à l'état les plus lâches, la résistance au cisaillement croît toujours avec l'augmentation de la teneur en fines.

À partir de ces résultats, nous pouvons considérer que l'ajout de fines, à partir d'un certain pourcentage, a un effet favorable sur la résistance résiduelle ou l'initiation de l'instabilité du sable.

4.3.4.5. Comportement des mélanges préparé au même indice des vides squelettes (inter-granulaire) initial.

Pour préparer des échantillons au même indice des vides inter-granulaire, on prépare la même quantité de sable pur pour tous les échantillons. Puis, la quantité de fines correspondante est ajoutée. L'indice des vides inter-granulaire sélectionné qui est égal à 0,89 correspond à l'état $I_{di}=0$ du sable pur. Le pourcentage de fines est de 1 à 15%.

La figure 4.41 présente les courbes des chemins de contraintes effectives, les courbes du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale et les courbes de la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale de l'ensemble des essais. Nous avons constaté que la résistance au cisaillement du sable augmente avec l'augmentation de la teneur en fines. En effet, la valeur du déviateur des contraintes au pic est plus faible sur le sable propre et plus grande sur le mélange de 15% de fines. De plus, lorsque la teneur en fines est faible (1 et 2%), les échantillons présentent un effondrement total avec une résistance résiduelle presque nulle, ce qui correspond à la liquéfaction vraie. À partir de 3% de teneur en fines, elles présentent un comportement de la liquéfaction limitée. Il existe toujours une résistance non nulle à la fin d'essais. Il semble cette résistance augmente également avec l'augmentation de la teneur en fines.

Afin d'étudier l'évolution de l'initiation d'instabilité, nous avons présenté dans la figure 4.42 la résistance au cisaillement au pic et l'angle de frottement mobilisé au pic en fonction de la teneur en fines. On trouve que ces deux paramètres augmentent légèrement avec l'augmentation de l'addition des particules d'illite et ce jusqu'à 12%. Sur le mélange avec 15% d'illite, la résistance au pic augmente significativement.

Concernant l'état résiduel, nous avons présenté la résistance à l'état quasi-stable et l'état stable sur la figure 4.43. On peut observer que la résistance résiduelle à ces deux états est presque identique pour les échantillons pour une teneur en fines inférieure à 2%. À partir de 3% de fines, il existe un écart entre le déviateur des contraintes à l'état stable et l'état quasi-stable. De plus, tous ces deux déviateurs des contraintes augmentent avec l'augmentation de la teneur en fines.

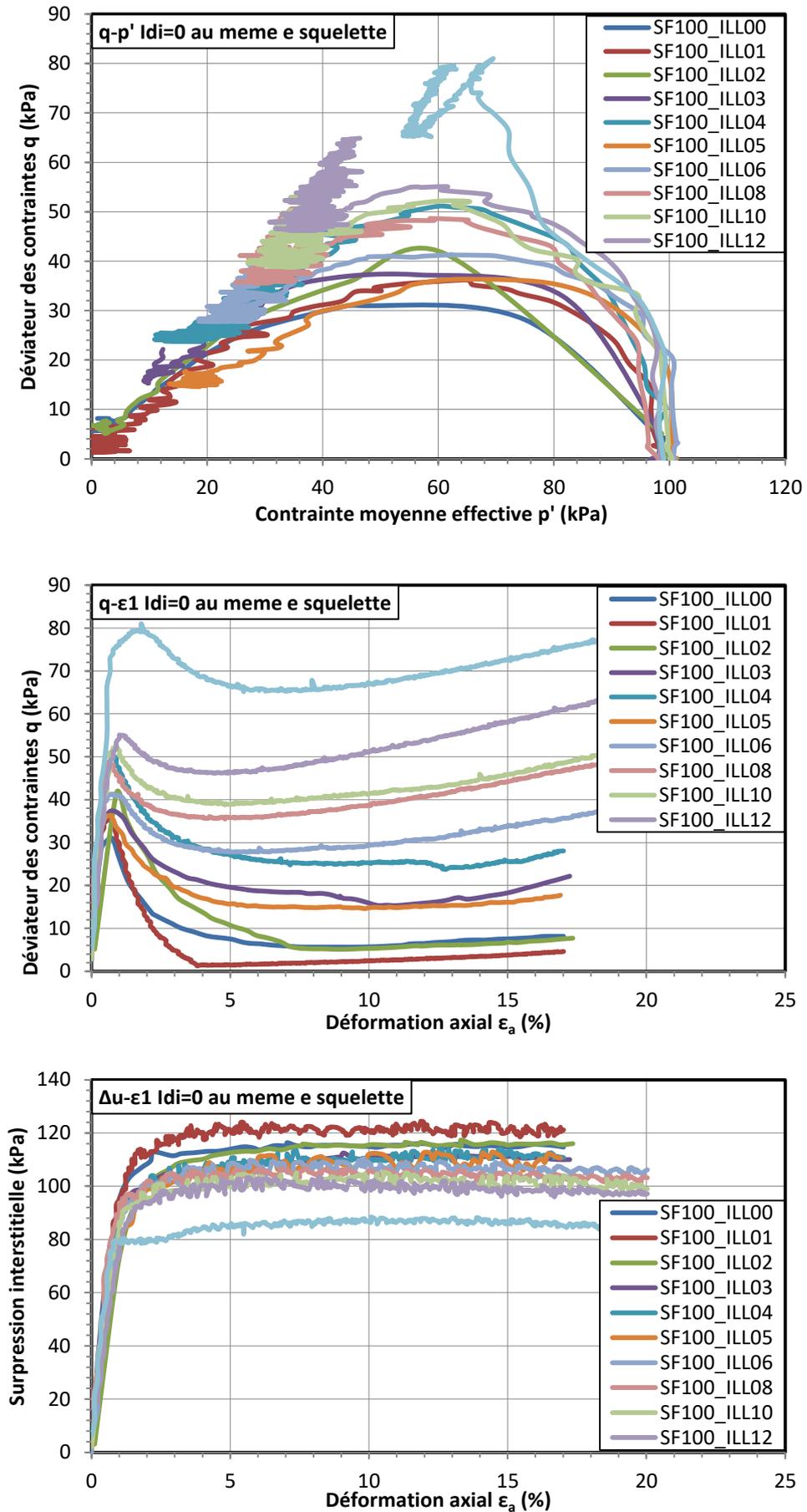


Figure 4.41. Comportement des mélanges de sable de Fontainebleau avec Illite préparés au même indice des vides inter-granulaire initial.

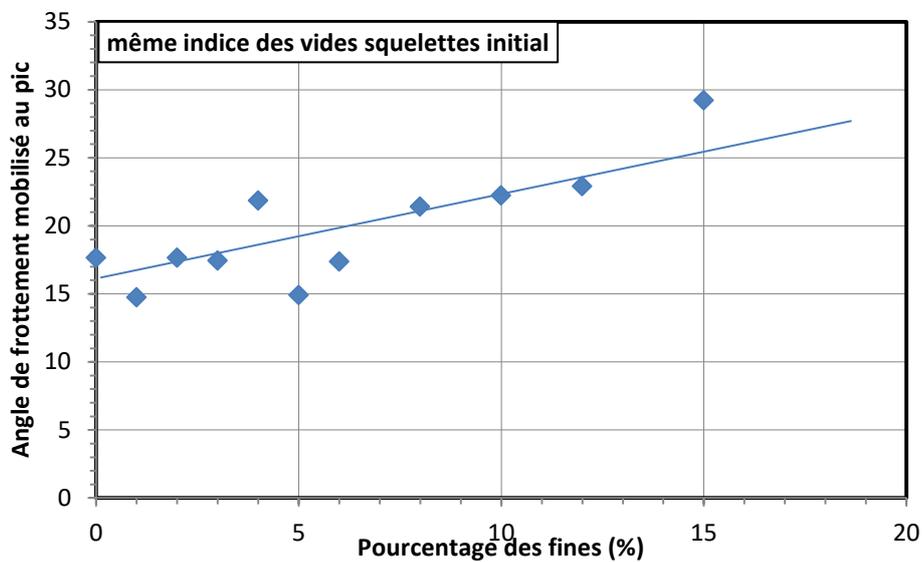
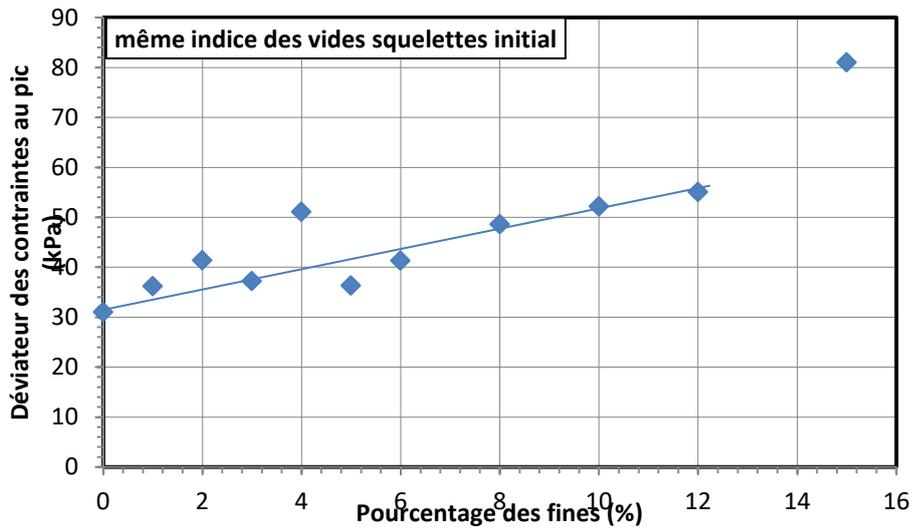


Figure 4.42. Influence de la teneur en fines à l'instabilité du mélange sable de Fontainebleau et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial

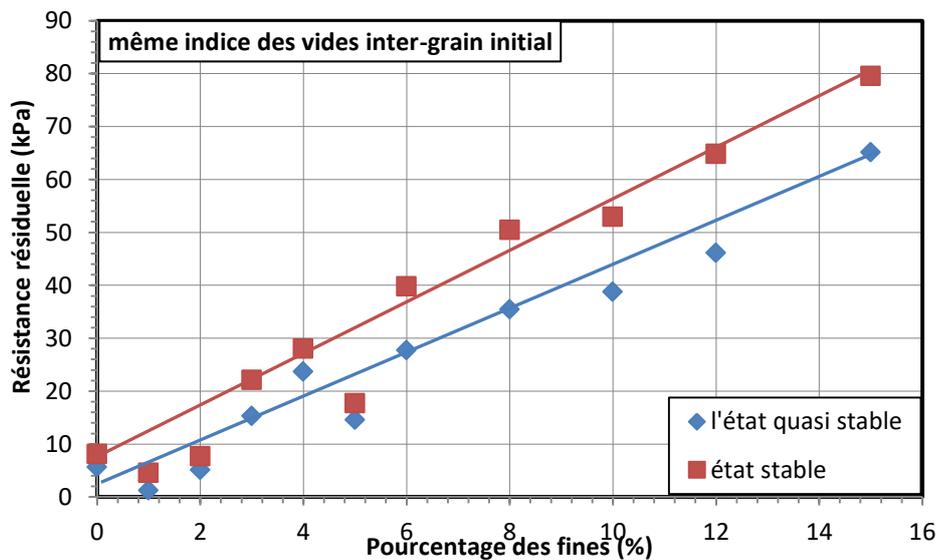


Figure 4.43. Influence de la teneur en fines sur la résistance résiduelle du mélange sable de Fontainebleau et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial

4.3.5. Comportement mécanique des mélanges du sable d'Hostun fines plastiques.

L'influence de la fraction fine plastique sur le comportement à la liquéfaction a été étudiée également sur le sable d'Hostun, un sable qui présente une granulométrie différent légèrement de celle du sable de Fontainebleau et qui est plus résistant comme nous l'avons constaté à la liquéfaction que le sable de Fontainebleau. Pour cela, nous avons réalisé deux séries d'essais, la première a été réalisée sur des échantillons au même indice des vides global initial et la deuxième a été réalisée sur les échantillons au même indice des vides inter-granulaire.

4.3.5.1. Comportement des mélanges sable d'Hostun et Illite Arvel préparés au même indice des vides global initial.

La figure 4.44 présente les résultats sur les échantillons au même l'indice des vides global initial $e=1,04$ qui correspond à l'état le plus lâche du sable d'Hostun. On observe que tous les échantillons présentent un comportement à la liquéfaction limité avec une résistance résiduelle à la fin des essais. Par ailleurs, la teneur en fines a une influence significative sur la résistance au cisaillement du sable d'Hostun. En ajoutant les fines plastiques, la résistance du matériau préparé au même indice des vides global diminue. On observe sur la figure 4.44 (b) que le pic du déviateur du sable d'Hostun propre est bien au-dessus de ceux des mélanges. Toutefois, la diminution est plus importante lorsque le pourcentage de fines est égal à 5%. À partir de cette valeur de teneur en fines, la résistance au cisaillement augmente légèrement.

Concernant la résistance résiduelle, on trouve que les résistances résiduelles pour les mélanges de 5, 10 et 15% de fines sont plus faibles que la résistance du sable propre. Quant aux pourcentages des fines les plus grandes, les résistances résiduelles des mélanges sont plus grandes que celle-ci du sable d'Hostun propre.

La figure 4.45 présente les résultats sur les échantillons au même l'indice des vides global initial de $e=0,97$ qui correspond à $I_{di}=0,2$ pour le sable d'Hostun propre. Dans ce groupe, le comportement du sable propre est très différent du comportement du mélange. En effet, on peut observer un comportement du type dilatant du sable d'Hostun propre à $I_{di}=0,2$, et un comportement du type de la liquéfaction limitée pour tous les mélanges. Le déviateur des contraintes au pic atteint la valeur maximale pour le mélange avec 5% d'illite. Ensuite, il diminue significativement lorsque la teneur en fines augmente. Sur les mélanges de 10 à 25% de fines, la variation de la valeur du déviateur au pic n'est pas claire. Concernant la résistance résiduelle, on trouve qu'elle diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 10% puis ensuite, elle recommence à augmenter.

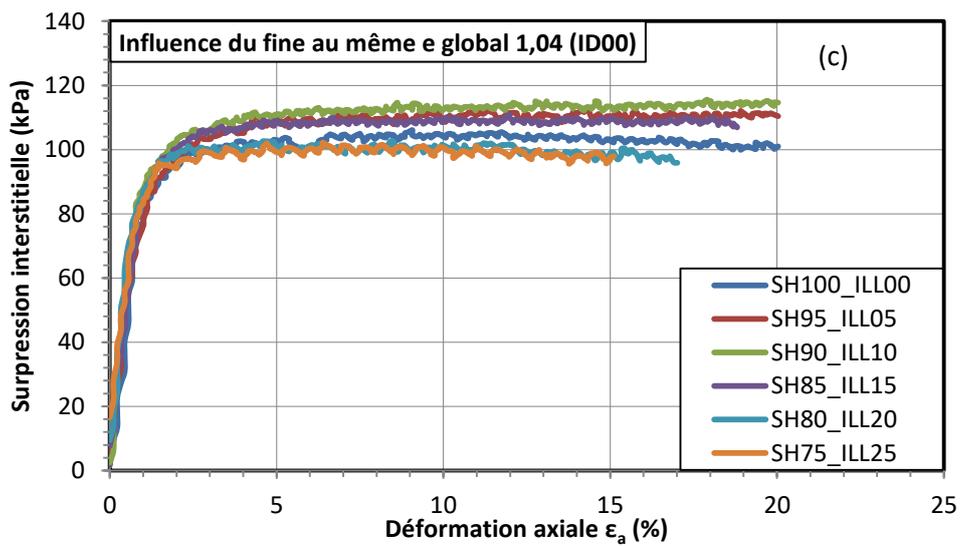
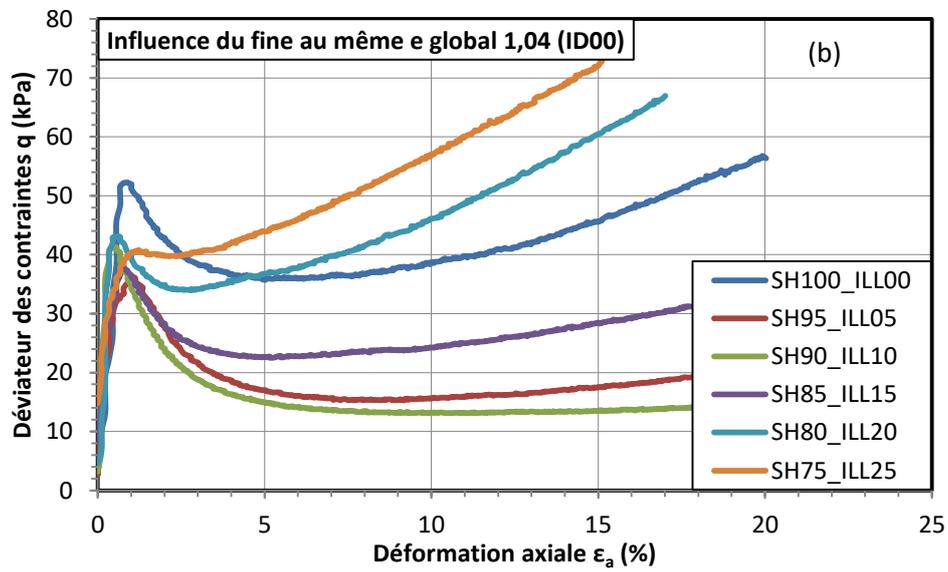
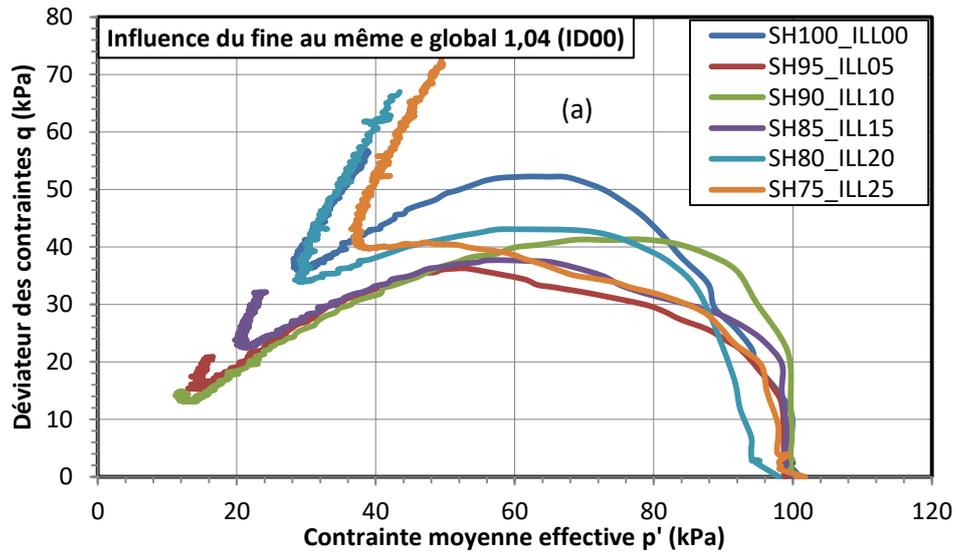


Figure 4.44. Comportement des mélanges sable d'Hostun et illite Arvel préparés au même indice des vides global initial $e=1,04$

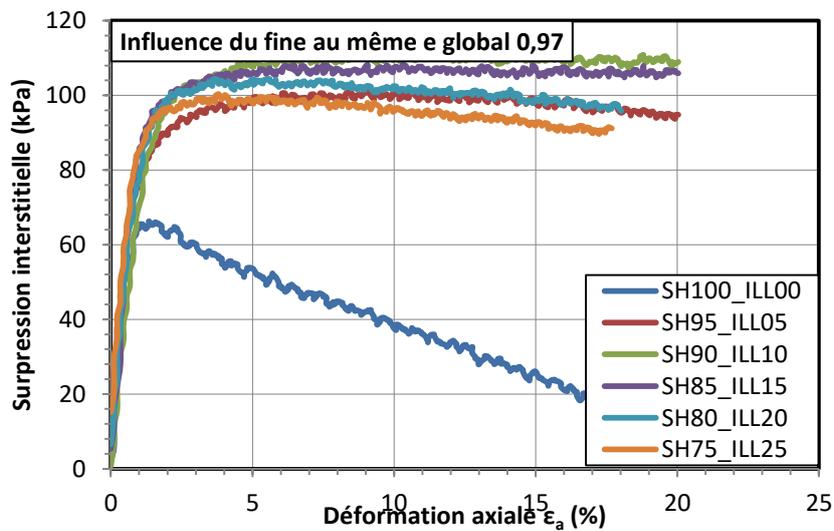
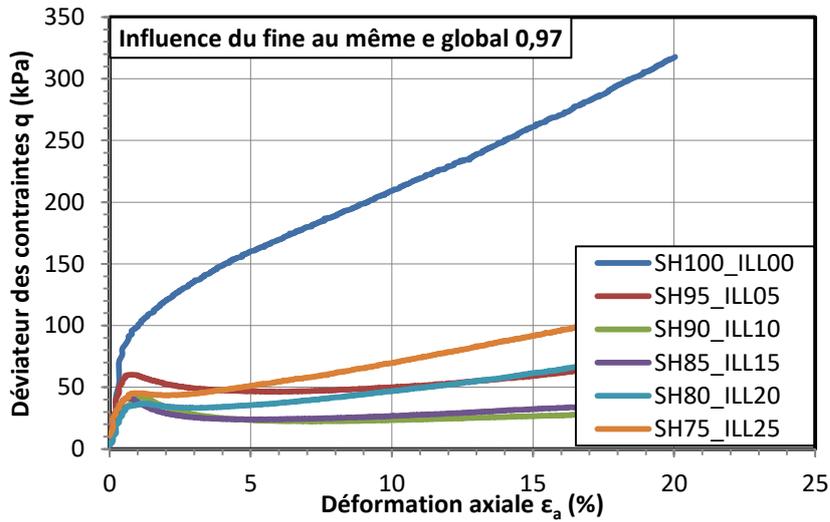
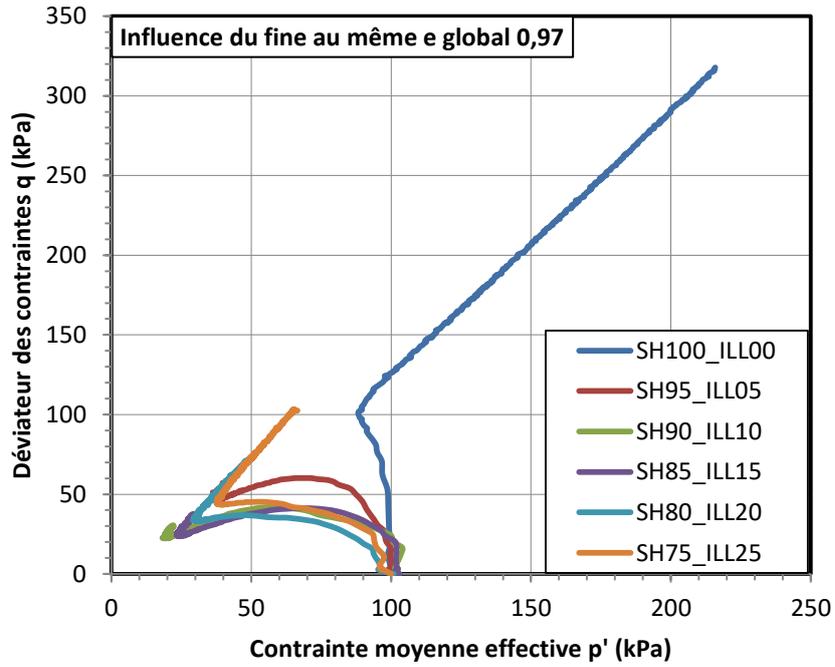


Figure 4.45. Comportement des mélanges sable d'Hostun et illite Arvel préparés au même indice des vides global initial $e=0,97$

Pour analyser l'évolution de l'initiation de l'instabilité des mélanges du sable d'Hostun et Illite Arvel, nous avons reporté sur la figure 4.46 les valeurs du déviateur de contraintes et de l'angle de frottement mobilisé au pic en fonction de la teneur en fines. On peut considérer que le déviateur des contraintes au pic diminue lorsqu'on ajoute les fines jusqu'à un certain pourcentage. Ce pourcentage est égal à 5 et 10% pour les mélanges au même indice de vides global initial de 1,04 et 0,97 respectivement. À partir de cette valeur de teneur en fines, le déviateur des contraintes au pic sont presque constants. L'angle de frottement mobilisé au pic présente une évolution similaire à l'évolution du déviateur des contraintes au pic. Elle diminue jusqu'à une valeur minimale et remonte.

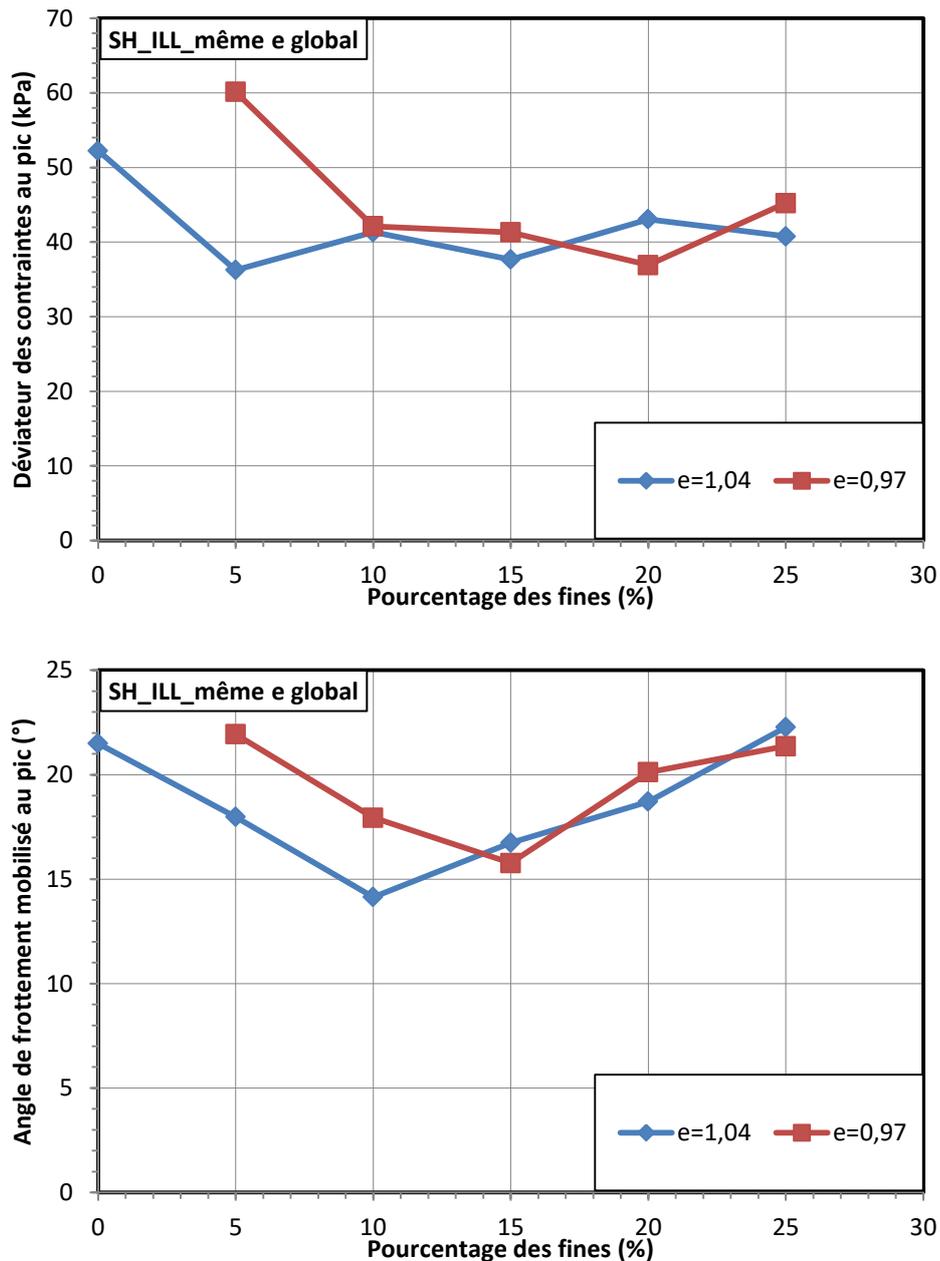


Figure 4.46. Évolution de l'initiation de l'instabilité des mélanges de sable d'Hostun et Illite Arvel en fonction de la teneur en fines.

En ce qui concerne la résistance résiduelle, nous présentons dans la figure 4.47 l'évolution du déviateur des contraintes à l'état stable et à l'état quasi-stable en fonction

de la teneur en fines. On trouve que la résistance résiduelle diminue significativement avec l'augmentation de la teneur en fines et atteint une valeur plancher lorsque la teneur en fines est égale à 10%. Puis, elle remonte avec l'augmentation de la teneur en fines. On peut voir également que les résistances résiduelles pour les deux séries d'essais sont presque égales malgré des indices des vides initiaux différents. Cela peut être expliqué par leurs états après consolidation (la figure 4.48).

Sur la figure, on peut voir une variation très significative de l'indice des vides global des mélanges avec la teneur en fines à partir de 15%. Plus la teneur en fines est grande, plus la valeur de l'indice des vides après consolidation diminue. Par ailleurs, malgré des indices des vides initiaux différents, les indices des vides après consolidation sont presque identiques. Par exemple, à la teneur en fines de 20%, les indices des vides initiaux sont égaux à 1,04 et 0,97 mais les indices des vides finales sont similaires et égaux à environ 0,65.

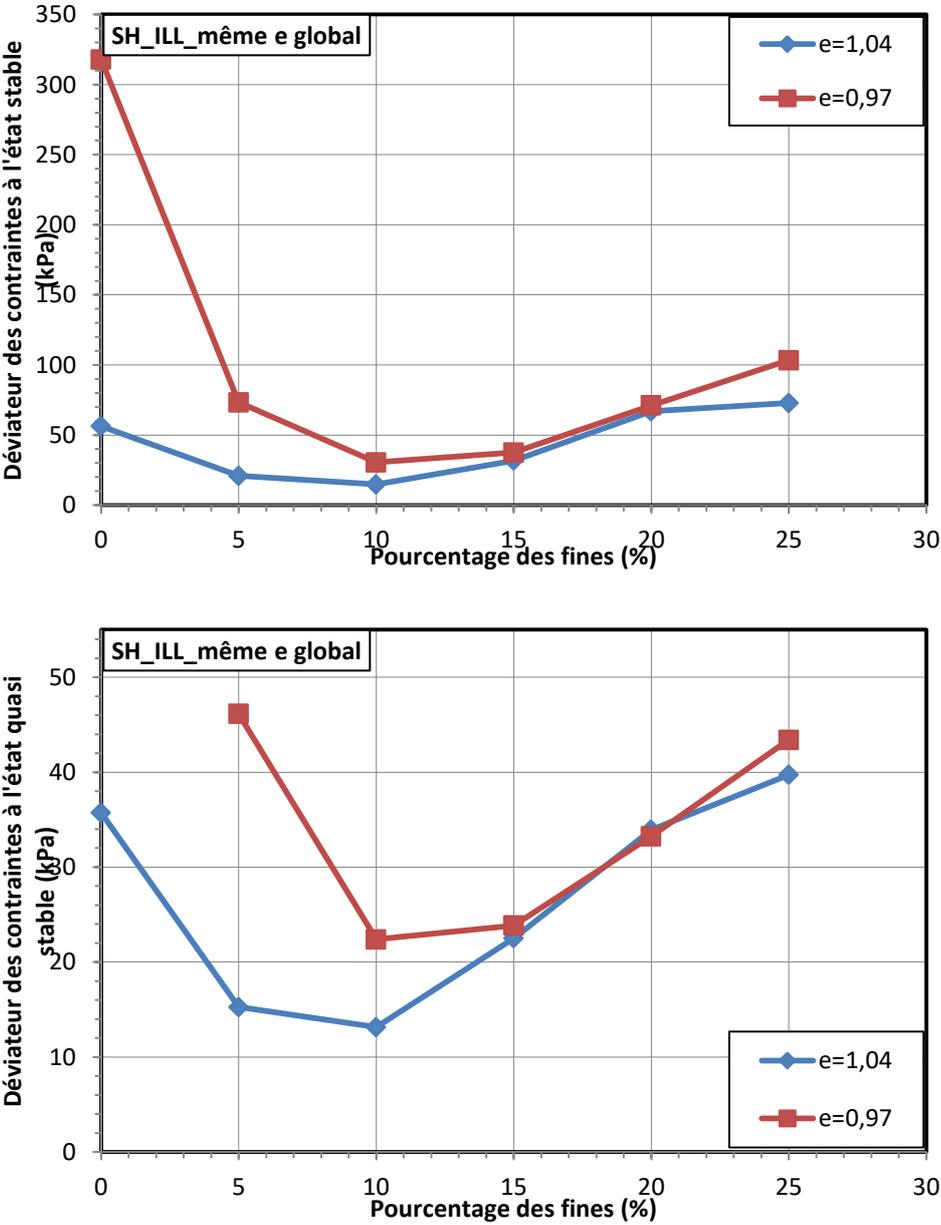


Figure 4.47. Influence de la teneur en fines sur la résistance résiduelle du mélange sable d'Hostun et Illite aux mêmes indices des vides global initial

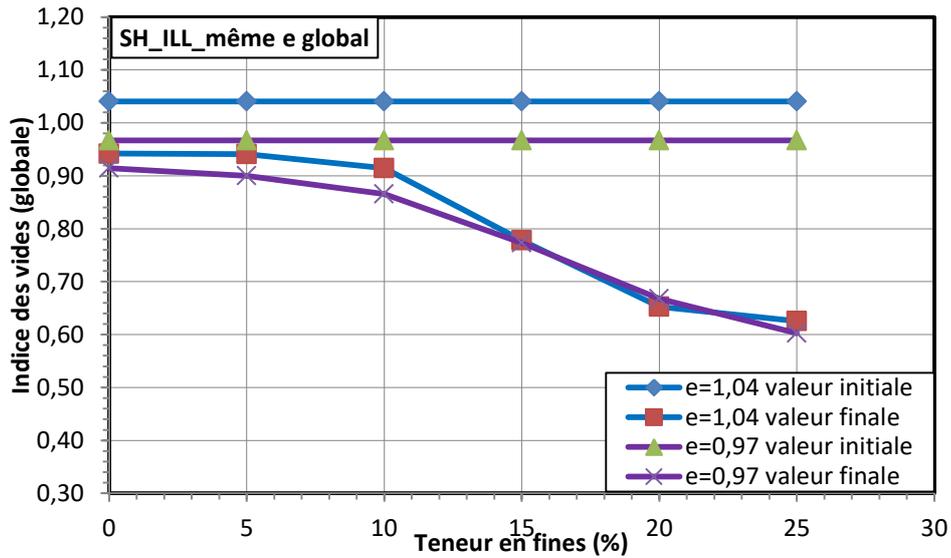


Figure 4.48. Indices des vides des mélanges du sable d'Hostun et Illite après consolidation.

4.3.5.2. Comportement des mélanges sable d'Hostun et Illite Arvel préparés au même indice des vides squelettes initial

La figure 4.49 rassemble les résultats des essais sur les mélanges de sable d'Hostun avec l'illite préparés au même indice des vides inter-granulaire initial. Tous les essais présentent un comportement de liquéfaction limitée. Nous avons constaté que la résistance à la liquéfaction du sable augmente légèrement avec l'augmentation de la teneur en fines. En effet, la résistance à la liquéfaction du sable augmente plus significativement lorsqu'on ajoute 4 et 12% de fines. Ce dernier mélange présente un comportement différent qui peut être dû à des erreurs expérimentales. Toutefois, il est intéressant de noter que pour le comportement de ces mélanges à même indice des vides inter-granulaire initial, le déviateur des contraintes au pic atteint une valeur maximale pour le mélange à 4% de fines aussi. En raison du faible nombre d'essais, nous n'avons pas de conclusion définitive sur ce problème.

La figure 4.49 (b) présente l'évolution de la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale. Comme nous pouvons le voir, les allures des courbes sont similaires avec une génération de surpression initiale très importante coïncidant avec l'augmentation du déviateur de contrainte. La surpression interstitielle augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale puis se stabilise ou diminue légèrement. On observe que, plus le pourcentage de fines est élevé, plus la diminution de la surpression interstitielle est importante.

Afin d'étudier l'évolution de l'initiation de l'instabilité, nous avons présenté dans la figure 4.50 la résistance au cisaillement au pic et l'angle de frottement mobilisé au pic en fonction de la teneur en fines. La figure montre que le déviateur des contraintes au pic et l'angle de frottement augmentent légèrement avec l'augmentation de fines.

Concernant l'état résiduel, nous avons présenté la résistance à l'état quasi-stable et l'état stable sur la figure 4.51. On peut observer que la résistance résiduelle du mélange augmente légèrement jusqu'à un pourcentage de fines ajouté de 4%. Au-delà, la

résistance résiduelle des mélanges est presque constante malgré l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 15%.

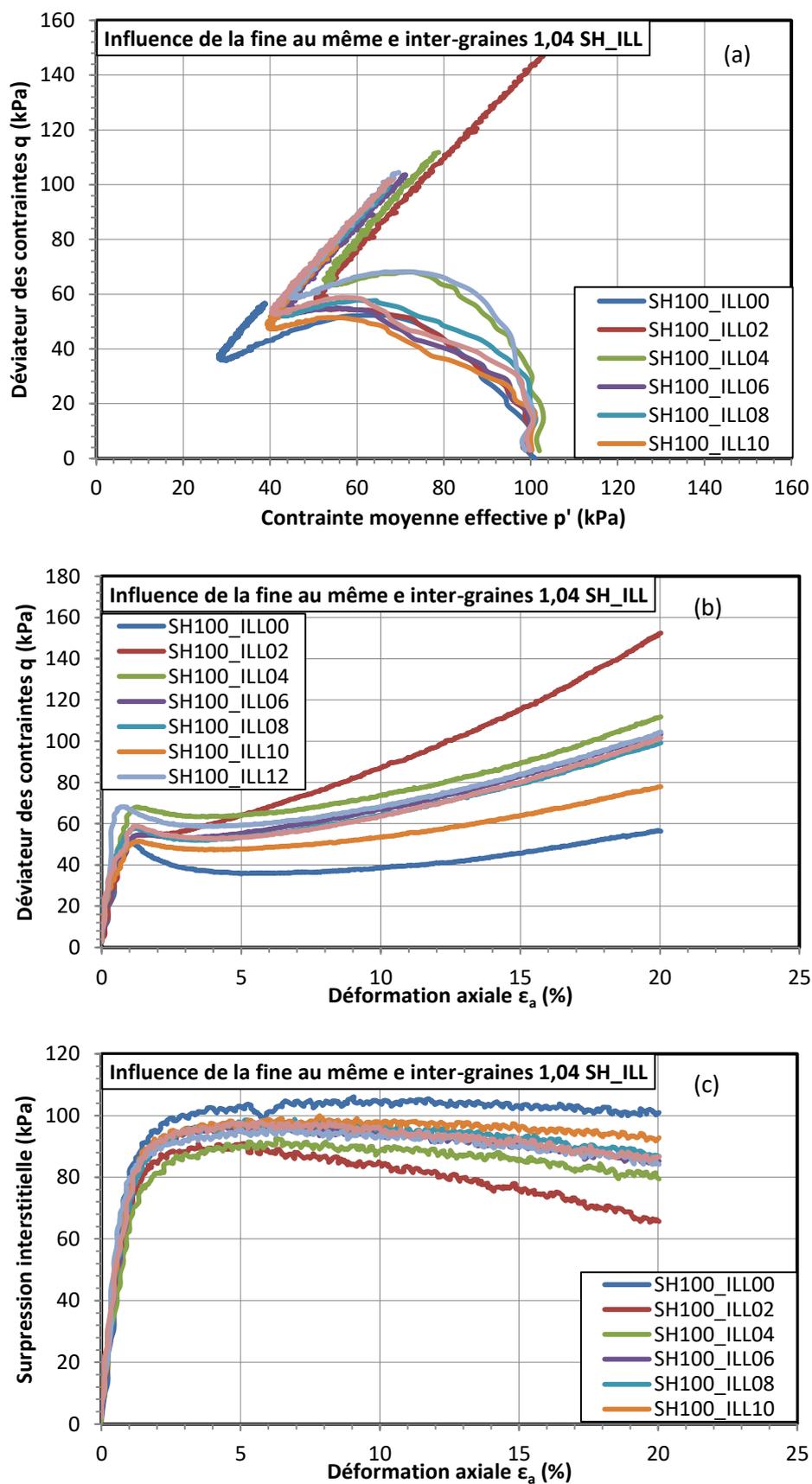


Figure 4.49. Comportement des mélanges de sable d'Hostun avec Illite préparés au même indice des vides inter-granulaire initial.

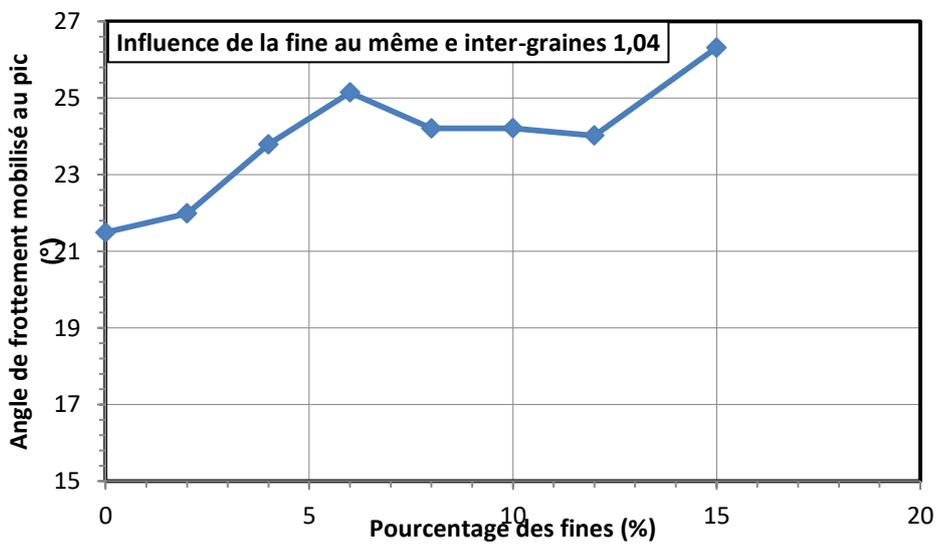
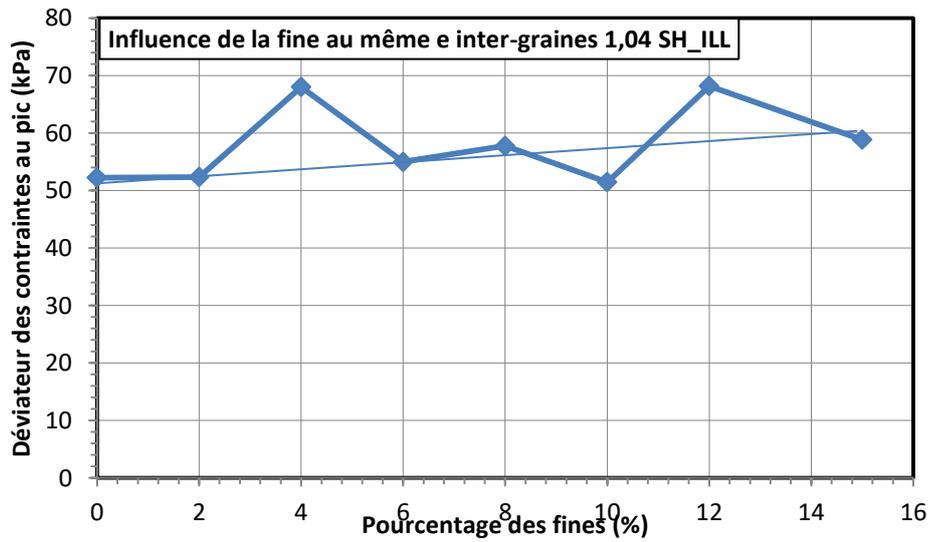


Figure 4.50. Influence de la teneur en fines à l'instabilité du mélange sable d'Hostun et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial

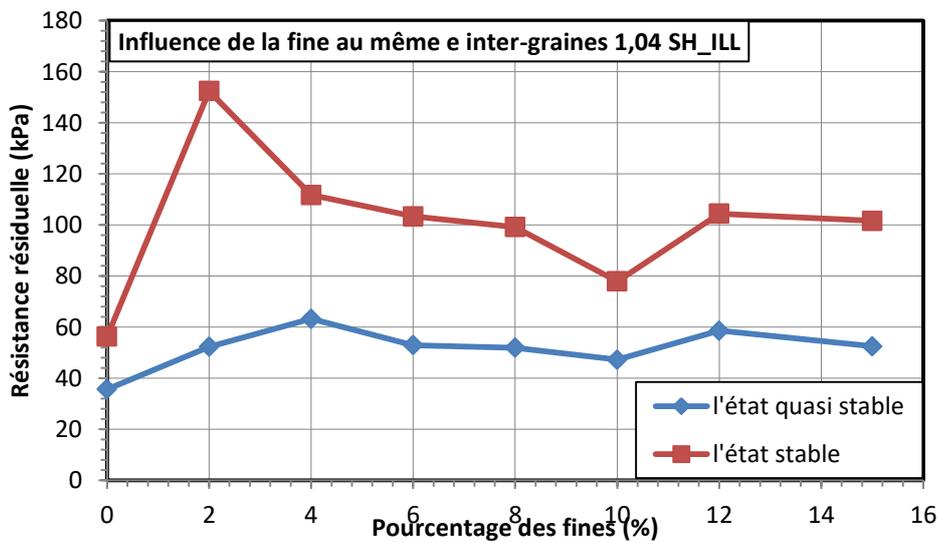


Figure 4.51. Influence de la teneur en fines à la résistance résiduelle du mélange sable d'Hostun et Illite au même indice des vides inter-granulaire initial

4.3.6. Comportement mécanique des mélanges de sable de Fontainebleau avec des fines non plastiques au même indice des vides inter-granulaire initial (C500)

Sur la figure 4.52 nous présentons le comportement mécanique des mélanges du sable de Fontainebleau avec les fines non plastiques (C500) au même indice des vides inter-granulaire initial de 0,89 qui est correspondant à l'état $I_{di}=0$ du sable propre. Tous les échantillons présentent un comportement à la liquéfaction totale ou limitée. De plus, nous pouvons voir que la résistance à la liquéfaction augmente de manière notable avec l'augmentation de la teneur en fines. En effet, le déviateur des contraintes au pic du matériau augmente de 35 kPa pour le sable propre à 97 kPa pour le mélange sable avec 8% de fines C500. Ce taux d'augmentation est plus important comparé à celui des mélanges sable de Fontainebleau et fines plastiques. Par ailleurs, il faut noter que la résistance du sable augmente de manière très importante lorsqu'on ajoute une quantité de fines de 2%, ensuite, elle diminue aux teneurs en fines de 3 et 4% avant de remonter avec l'augmentation de teneur en fines.

La figure 4.52 (b) montre que les éprouvettes de sable propre et les mélanges avec 3 et 4% de fines présentent un comportement à la liquéfaction avec effondrement total. Par ailleurs, il existe une résistance résiduelle pour les autres éprouvettes et cette résistance est plus importante lorsque la teneur en fines non plastiques augmente.

La figure 4.52 (c) présente l'évolution de la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale. On trouve que la surpression interstitielle atteint une valeur maximale égale à la pression de confinement pour les échantillons de sable propre et les mélanges de 3 et 4% de fines. La valeur maximum de la pression interstitielle diminue lorsque la teneur en fines augmente. Pour le mélange de 10% de fines, la pression interstitielle est égale à 80kPa à la fin de l'essai.

L'évolution de l'instabilité du sable est analysée par l'observation de l'évolution du déviateur au pic et de l'angle de frottement mobilisé au pic dans la figure 4.53. On peut observer que ces deux paramètres augmentent avec l'augmentation de la teneur en fines. L'angle de frottement passe de 15 à 30° et le déviateur des contraintes au pic augmente de 35 à 97 kPa. On conclue ici également que le sable est plus résistant à la liquéfaction lorsqu'on ajoute des fines non plastiques.

La figure 4.54 présente la résistance résiduelle à l'état stable et quasi-stable. La figure montre que l'écart du déviateur des contraintes entre ces deux états n'est pas visible. Nous constatons que pour les mélanges de moins de 4% de fines, la résistance résiduelle est faible. À partir de 6% de fines, la résistance résiduelle des mélanges est plus importante, et elle est presque constante entre les mélanges de 6, 8 et 10% de fines.

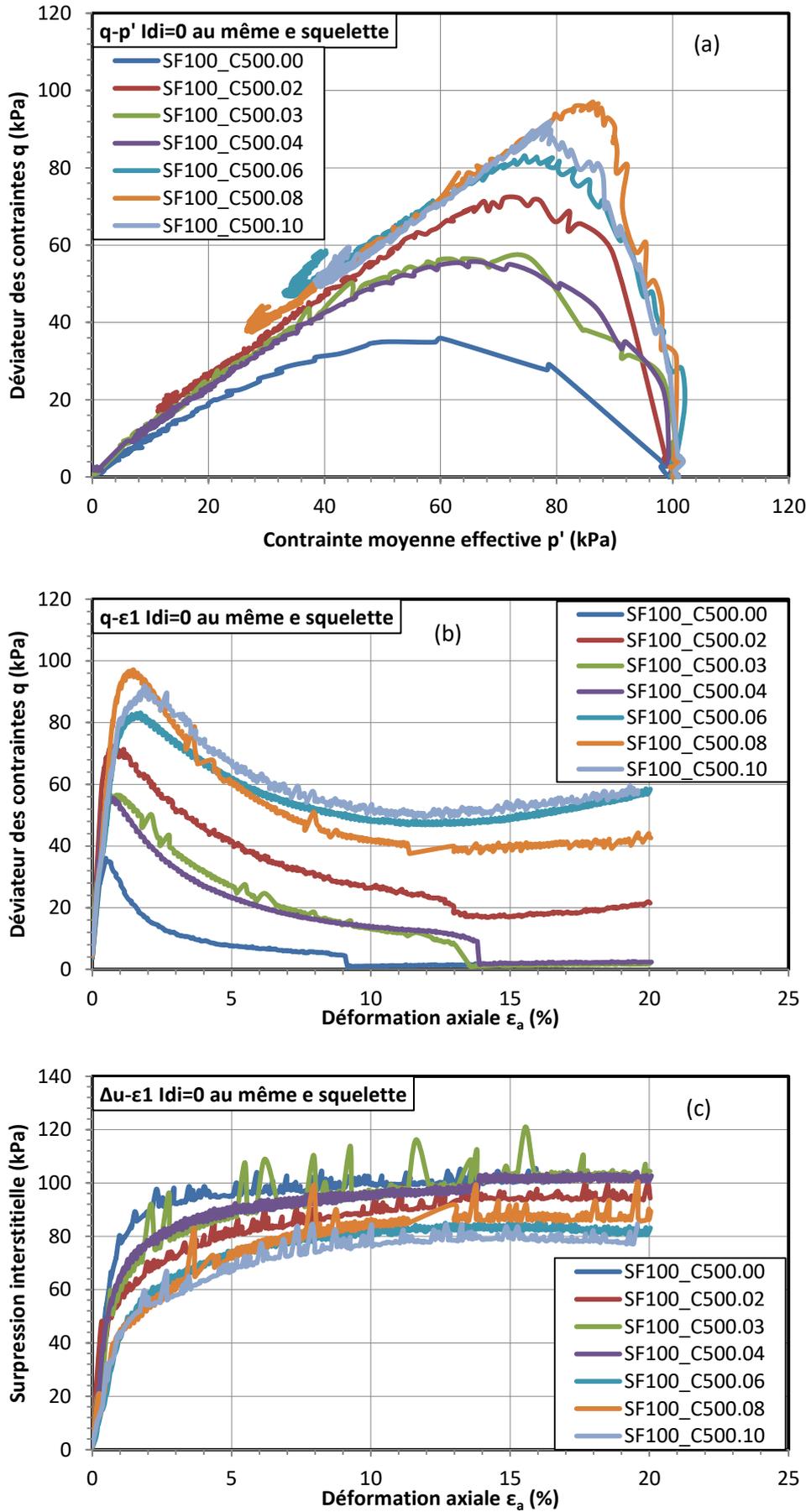


Figure 4.52. Comportement des mélanges de sable de Fontainebleau avec fines C500 préparé au même indice des vides inter-granulaire initial.

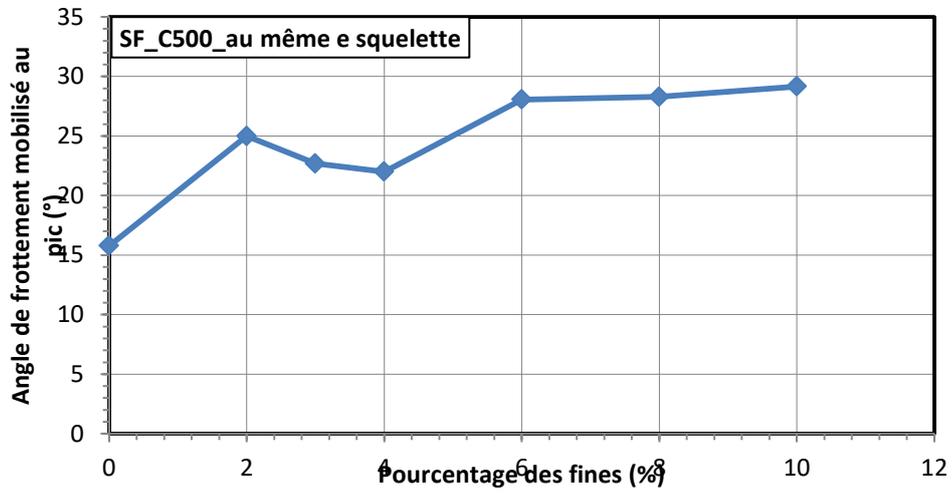
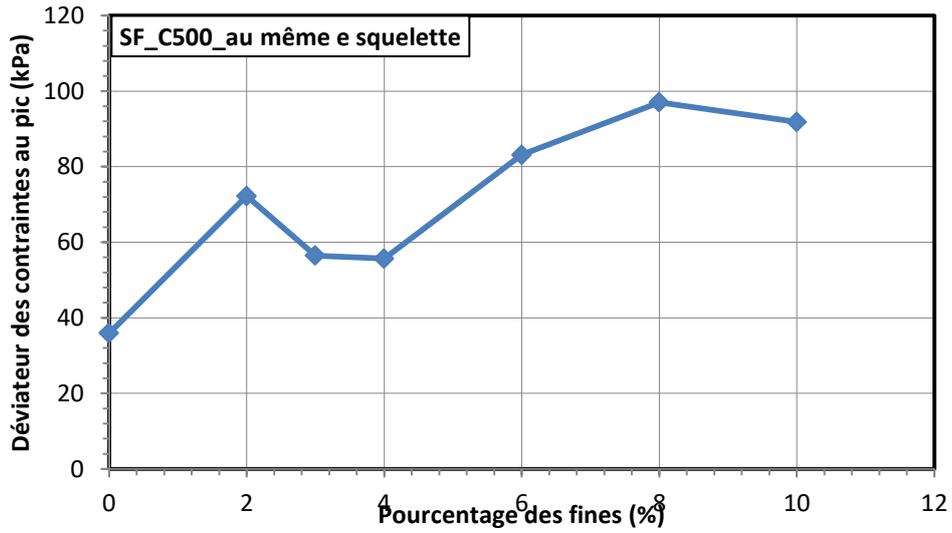


Figure 4.53. Influence de la teneur en fines à l'instabilité du mélange sable de Fontainebleau et fines C500 au même indice des vides inter-granulaire initial

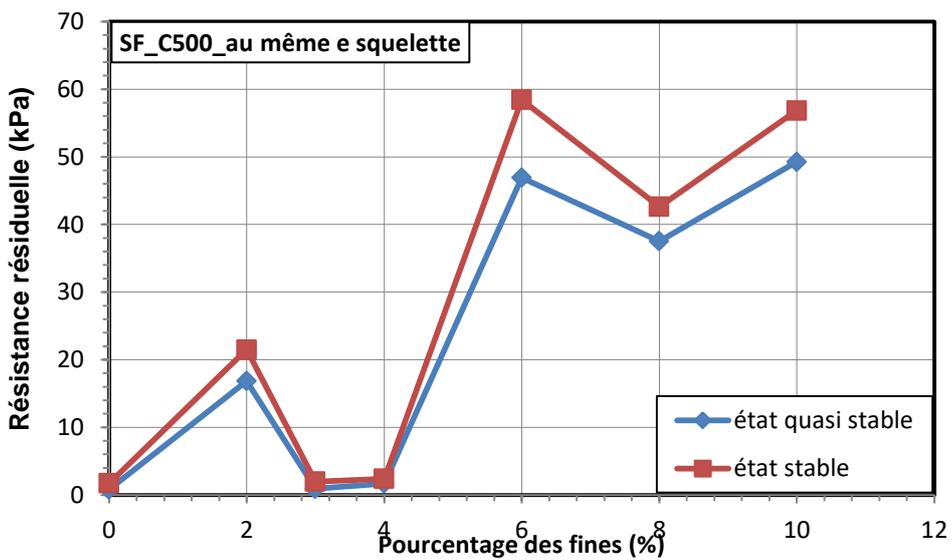


Figure 4.54. Influence de la teneur en fines à la résistance résiduelle du mélange de sable de Fontainebleau et fines C500 au même indice des vides inter-granulaire initial

4.4. Influence du rapport de surconsolidation isotrope (OCR) sur la liquéfaction

Afin d'étudier l'influence du rapport de surconsolidation isotrope sur la liquéfaction, les éprouvettes ont été consolidées d'abord à la pression de confinement correspondant à l'OCR requis. Ensuite les éprouvettes sont déchargées et reconsolidées à la pression effective finale de 100 ou 50 kPa avant le cisaillement.

4.4.1. Influence de l'OCR sur la liquéfaction du sable propre.

La figure 4.55 présente les chemins des contraintes effectives et l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de Fontainebleau propre à la pression de confinement de 50kPa avec un rapport de surconsolidation allant de 1 à 16. Les résultats montrent un comportement à la liquéfaction limité pour toutes les éprouvettes. Il semble que les éprouvettes avec les OCR les plus élevés sont plus résistantes à la liquéfaction que les éprouvettes avec un OCR plus faible. Cependant, l'augmentation du déviateur des contraintes au pic n'est pas significative. En effet, le déviateur au pic augmente de 32,95 kPa entre l'éprouvette normalement consolidée à 46,10 kPa (43%) et l'éprouvette la plus surconsolidée (OCR=16). Le changement le plus important peut se produire à l'état stable où les déviateurs augmentent considérablement. On constate que la résistance à l'état stable pour l'échantillon à l'OCR de 12 est six fois plus grande que celui pour l'échantillon à l'OCR de 4 (fig. 4.55 b).

L'influence du rapport de surconsolidation est plus évidente sur le comportement du sable de Fontainebleau à une pression de confinement de $P_c = 100$ kPa (figure 4.56). Les résultats montrent une augmentation marquée du pic déviateur avec les valeurs croissantes de l'OCR. L'influence est plus prononcée jusqu'à une valeur de rapport de surconsolidation égal à 5 et moins visible pour des rapports de surconsolidation plus élevée. À OCR=1, le phénomène de liquéfaction statique complète se produit, mais aux rapports de surconsolidation plus élevés, la liquéfaction statique complète devient un comportement à la liquéfaction limitée. De plus, aux rapports de surconsolidation les plus élevés (OCR = 5, 8), les valeurs de déviateurs au pic sont pratiquement inchangées.

4.4.2. Influence de l'OCR sur la liquéfaction des mélanges de sable de Fontainebleau et fines plastiques.

La figure 4.57 illustre l'influence du préchargement isotrope sur le comportement non-drainé des mélanges du sable de Fontainebleau et 15% d'Illite Arvel à une pression de confinement de $P_c=100$ kPa. De manière similaire à l'influence de l'OCR sur le comportement à la liquéfaction du sable propre, l'augmentation de l'OCR sur les mélanges entraîne une augmentation de la résistance de ces derniers à la liquéfaction. Le déviateur des contraintes au pic se développe régulièrement jusqu'à une valeur d'OCR égale à 6, puis il s'arrête à ce point, même à un niveau supérieur de rapport de surconsolidation. Aucune liquéfaction statique complète n'a été observée dans cette série d'essais. Toutefois, à l'état normalement consolidé, le déviateur des contraintes décroît pour atteindre à l'état quasi-stable et s'arrête là au lieu de remonter. À l'état surconsolidé, plus le rapport de surconsolidation est élevé, plus le déviateur des contraintes à l'état ultime augmente rapidement.

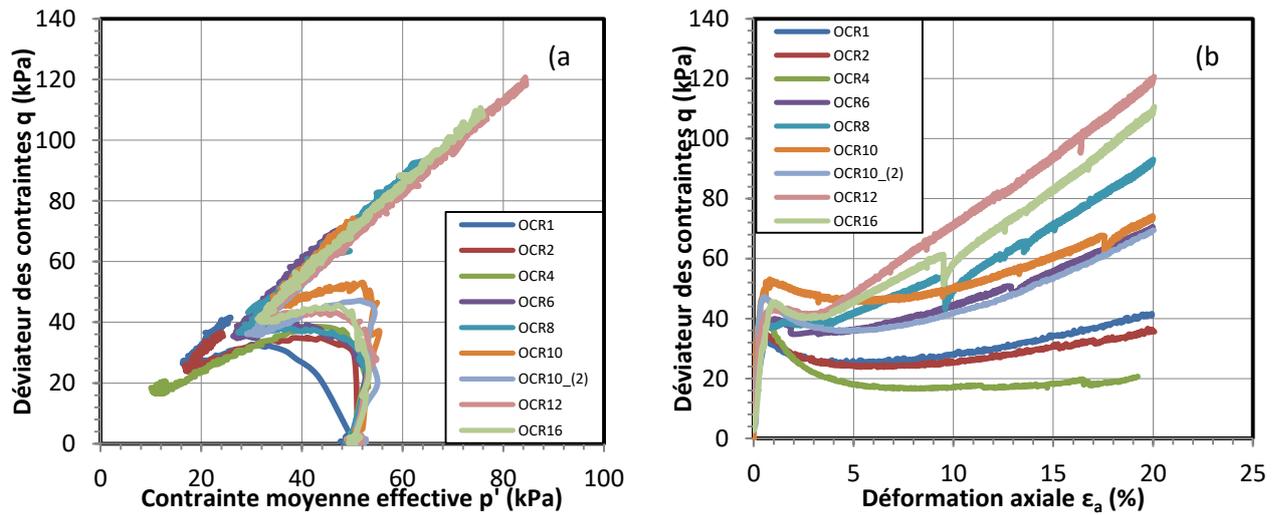


Figure 4.55. Influence de l'OCR sur la liquéfaction du sable de Fontainebleau lâche à $P_c = 50 \text{ kPa}$

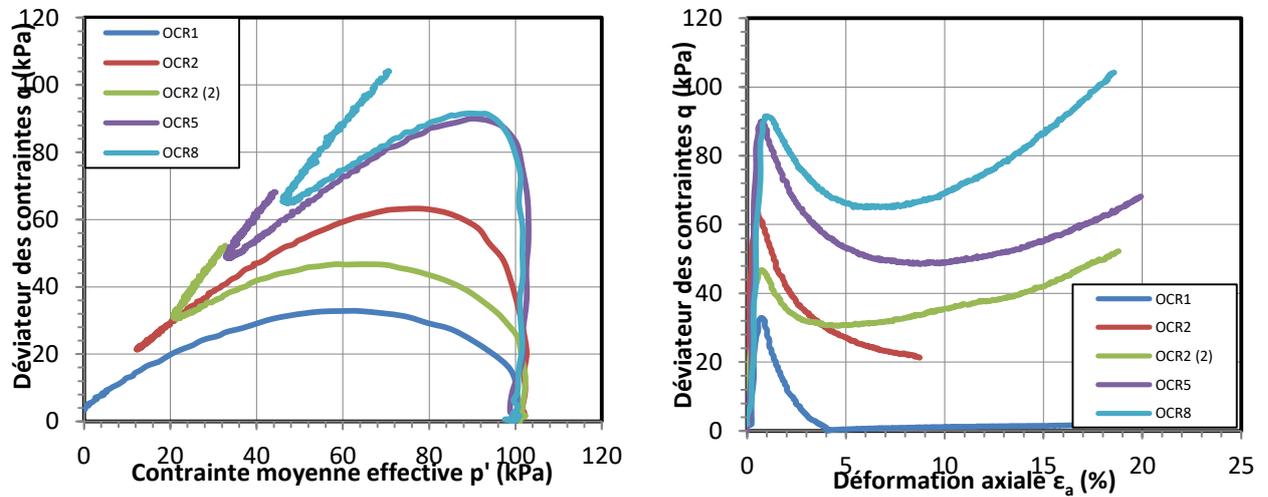


Figure 4.56. Influence de l'OCR sur la liquéfaction du sable de Fontainebleau lâche à $P_c = 100 \text{ kPa}$

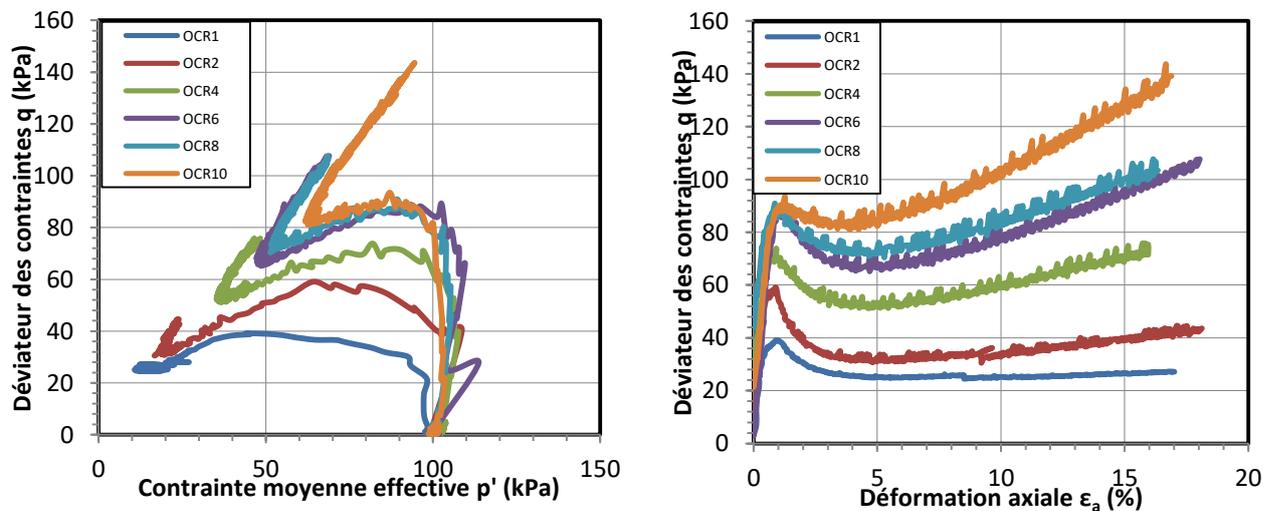


Figure 4.57. Influence de l'OCR sur la liquéfaction des mélanges de sable de Fontainebleau et d'illite Arvel

4.4.3. Influence de l'OCR sur l'initiation de l'instabilité.

La figure 4.58 (a) récapitule l'évolution du déviateur des contraintes au pic en fonction de rapport de surconsolidation. On peut observer que la valeur du déviateur augmente avec l'OCR. Sur cette série d'essais à la pression de confinement de 100 kPa, cette augmentation est très significative jusqu'à une valeur d'OCR égale à 6, puis le déviateur au pic tend à se stabiliser. À la pression de confinement de 50 kPa, le développement du déviateur au pic est moins important que celui à la pression de confinement supérieure. Il est intéressant de noter que le déviateur pic atteint la valeur maximale lorsque le rapport de surconsolidation est égal à 10 au lieu de 16. Nous remarquons que le préchargement isotrope pour atteindre le rapport de surconsolidation de 10 dans cette série est 500kPa, ce qui est égal au préchargement isotrope pour atteindre le rapport de surconsolidation de 5 dans les deux autres séries. Peut-être qu'à cette pression de confinement, la structure du sable de Fontainebleau atteint son état de plus grande résistance à la liquéfaction.

L'angle de frottement mobilisé au pic tend à augmenter lorsque l'OCR augmente (figure 4.58 b). Toutefois, cette augmentation n'est significative que pour la série de sable de Fontainebleau propre à la pression de confinement de 100 kPa. Pour les deux autres séries, l'angle de frottement augmente plus légèrement et irrégulièrement.

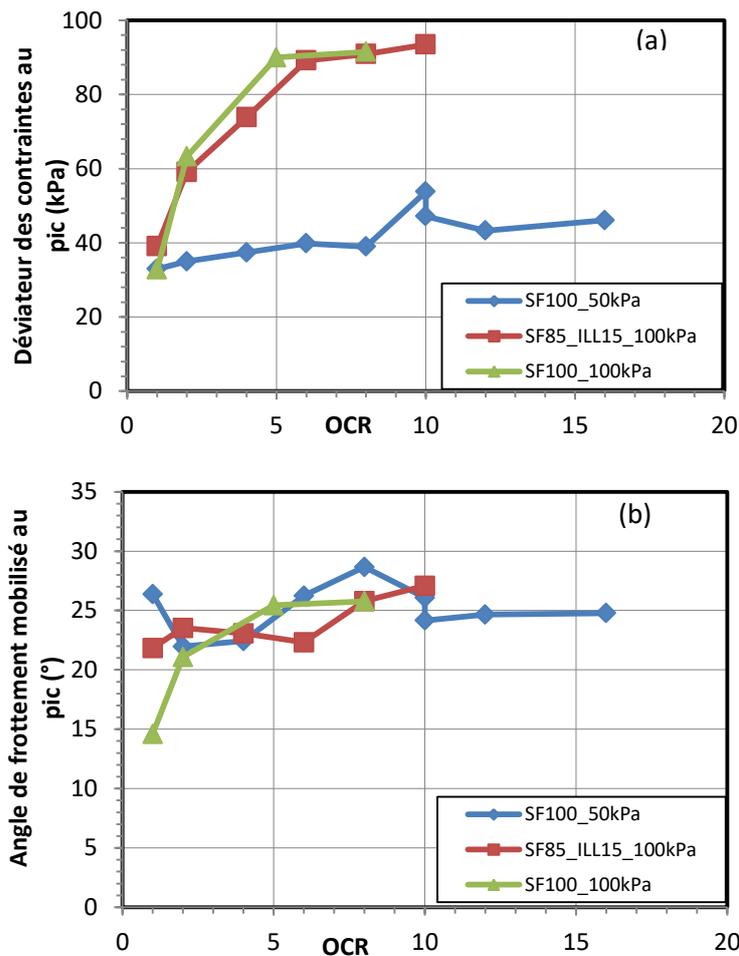


Figure 4.58. Influence de l'OCR à l'initiation de l'instabilité.

4.5. Conclusions

Ce chapitre a présenté une étude détaillée du comportement mécanique des différents matériaux objets de notre étude sous chargement monotone. Nous avons pu observer l'influence de facteurs tels que la pression de confinement, la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable de Fontainebleau. Par ailleurs, l'influence de la teneur en fines a été étudiée selon deux approches qui sont celle de l'indice des vides global et celle de l'indice des vides inter-granulaires. Aux mêmes indices des vides globaux initiaux, la résistance des mélanges diminue très fortement jusqu'à une valeur minimale avant de remonter légèrement lorsque la teneur en fines augmente. Alors qu'aux mêmes indices des vides inter-granulaires initiaux, la résistance du mélange augmente avec l'augmentation de la teneur en fines plastiques.

La série d'essais réalisée sur le sable d'Hostun a montré l'influence déterminante des caractéristiques granulométriques sur la « liquéfiabilité » du matériau.

Le préchargement isotrope quant à lui a une influence importante sur la résistance du sable propre ainsi que sur celle des mélanges de sable avec les fines plastiques, en particulier lorsque la valeur d'OCR est faible.

5. Comportement des matériaux sous chargement cyclique

Nous présentons dans ce chapitre les études sur la liquéfaction cyclique des différents types de sols. La démarche ici est similaire à celle utilisée dans le chapitre précédent. On réalise la première série des essais sur le sable de Fontainebleau propre pour mettre en évidence l'influence de différents paramètres initiaux du matériau tels que le taux de cisaillement cyclique, la pression de confinement, l'indice des vides initial et la fréquence. Deux autres séries ont été réalisées sur des mélanges de sable de Fontainebleau et d'illite Arvel et de fines C500 pour étudier l'influence des fines sur la liquéfaction cyclique. Enfin, deux séries complémentaires sont réalisées sur le sol de la digue de la Duchesse Anne, objet des essais en place.

5.1. Programme expérimental

Le programme expérimental a été défini en vue de mettre en évidence l'influence des différents paramètres déjà détaillés précédemment sur la liquéfaction cyclique du matériau.

Le tableau 5-1 présente la liste des essais réalisés sur le sable de Fontainebleau propre. Tous les échantillons ont été préparés par la méthode du damage humide comme dans la série des essais monotones, détaillée précédemment. Ces essais ont été réalisés avec la machine DSS.

Les tableaux 5-2 et 5-3 présentent la liste des essais réalisés sur les mélanges de sable de Fontainebleau avec les fines plastiques (Illite Arvel) et non plastiques (C500). Tous les échantillons sont été préparés au même indice de vides inter-granulaire initial. La teneur en fines ajoutées varie de 0 à 12% en masse. Les essais ont été réalisés également avec la machine DSS. Tous les essais pour ces deux séries ont été réalisés à une fréquence de 0,0167 (1 minute par cycle).

Tableau 5-1. Récapitulatif des essais cycliques sur le sable de Fontainebleau propre.

No essai	Pc (kPa)	e_i	fréquence (Hz)	Δq_{cyc} (kPa)	TCC-CSR	ec	N liq
1	100	0,89	0,0167	15,00	0,075	0,87	4
2	200	0,83	0,0167	30,00	0,075	0,83	42
3	400	0,83	0,0167	60,00	0,075	0,82	22
4	100	0,83	0,0167	15,00	0,075	0,84	73
5	100	0,83	0,0167	15,00	0,075	0,86	40
6	100	0,78	0,0167	15,00	0,075		46
7	100	0,78	0,0167	15,00	0,075	0,81	65
8	100	0,83	0,1000	15,00	0,075	0,82	24
9	100	0,83	0,0083	15,00	0,075	0,84	35
10	100	0,83	0,0167	10,00	0,050		130
11	100	0,83	0,0167	20,00	0,100	0,84	3
12	100	0,83	0,0167	40,00	0,200	0,81	1
13	100	0,76	0,0167	15,00	0,075	0,78	136

Tableau 5-2. Récapitulatif des essais cycliques sur des mélanges du sable de Fontainebleau et fines non plastiques (C500)

No essai	Fc (%C500)	Pc (kPa)	e*	ei	Δq_{cyc} (kPa)	TCC-CSR	ec	N liq
1	0	100	0,89	0,89	15,00	0,075	0,87	4
2	2	100	0,89	0,85	15,00	0,075	0,83	90
3	4	100	0,89	0,81	15,00	0,075	0,78	156
4	6	100	0,89	0,78	15,00	0,075	0,76	140
5	8	100	0,89	0,75	15,00	0,075	0,75	107
6	10	100	0,89	0,71	15,00	0,075		115
7	12	100	0,89	0,68	15,00	0,075	0,69	167

Tableau 5-3. Récapitulatif des essais cycliques sur des mélanges du sable de Fontainebleau et fines plastiques (Illite Arvel)

No essai	Fc (%ILL)	Pc (kPa)	e*	ei	Δq_{cyc} (kPa)	TCC-CSR	e (c1)	N liq
1	0	100	0,89	0,89	15,00	0,075	0,87	4
2	2	100	0,89	0,85	15,00	0,075	0,81	38
3	4	100	0,89	0,81	15,00	0,075	0,78	87
4	6	100	0,89	0,78	15,00	0,075	0,75	130
5	8	100	0,89	0,75	15,00	0,075	0,75	175
6	10	100	0,89	0,71	15,00	0,075	0,70	303

Le tableau 5-4 présente la liste des essais réalisés par dispositif triaxial classique sur le sol de la digue de la Duchesse-Anne. Les essais ont été réalisés à des pressions de confinement de 50, 80 et 100kPa qui est correspondent aux profondeurs d'essais en place de 4 à 9m. On note que la nappe sur place est environ à 1 mètre. La fréquence pour cette série d'essais est de 0,0278 (36 seconds par cycle) qui est égale à la fréquence des essais pressiométriques réalisé en place. Une autre série d'essais a été réalisé avec la machine DSS sur ce matériau à la pression de confinement de 80 kPa pour confirmer les résultats. Les caractéristiques de ces essais sont présentées dans le tableau 5-5.

Tableau 5-4. Récapitulatif des essais cycliques sur le sol de la digue Duchesse-Anne réalisés sur dispositif triaxial classique.

No d'essais	p_c' (kPa)	fréquence (Hz)	Δq_{cyc} (kPa)	TCC-CSR	ei	ec	N liq
1	50	0,0083	5	0,05	1,65	1,21	-
2	50	0,0278	5	0,05	1,65	1,21	-
3	50	0,0278	10	0,1	1,72	1,28	-
4	50	0,0278	25	0,25	1,68	1,12	20
5	80	0,0278	10	0,0625	1,73	1,22	-
6	80	0,0278	20	0,125	1,63	1,14	-
7	80	0,0278	40	0,25	1,50	1,04	20
8	100	0,0278	50	0,25	1,53	1,04	40

Tableau 5-5. Récapitulatif des essais cycliques sur le sol de la digue Duchesse Anne réalisés sur le dispositif DSS.

No d'essais	p_c' (kPa)	fréquence (Hz)	Δq_{cyc} (kPa)	TCC-CSR	e_i	e_c	N liq
1	80	0,0278	10	0,0625	1,54	1,10	-
2	80	0,0278	20	0,125	1,56	1,13	-
3	80	0,0278	40	0,25	1,49	1,11	19

5.2. Répétabilité

La figure 5.1 montre le résultat de deux essais de répétabilité. Le premier essai a été réalisé avec le dispositif classique (la courbe rouge) et le deuxième a été réalisé avec la machine DSS (la courbe noire). Ces deux essais ont été réalisés sur des échantillons moyennement lâches au même état initial soit un indice de densité initiale de 0,2, une pression de confinement de 100kPa et un taux de cisaillement TCC de 0,075 ($\Delta q_{cyc}=15\text{kPa}$). Les résultats montrent que l'évolution de la surpression interstitielle est presque coïncidente au début. À partir du cycle 35, le taux de génération de la surpression interstitielle plus important pour l'essai réalisé par la machine DSS. En effet, on constate que l'initiation de la liquéfaction se fait au cycle 73 pour l'un et au cycle 80 pour l'autre pour des valeurs de surpressions interstitielles quasiment identiques ($\Delta u=82\text{kPa}$). L'écart observé entre les nombres de cycles critiques est raisonnable, par conséquent, on peut considérer que la répétabilité est correcte.

En effet, la différence de cycle peut être parfois très importante, en particulier sur les échantillons lâches et des taux de cisaillement faibles. Ainsi, nous avons réalisé un troisième essai sur la DSS sur le sable de Fontainebleau au même état initial mais sans le papier filtre, le sable a été liquéfié au cycle 40. Ceci illustre qu'une petite différence à l'état initial conduit à un résultat très différent sur la liquéfaction cyclique du sable lâche.

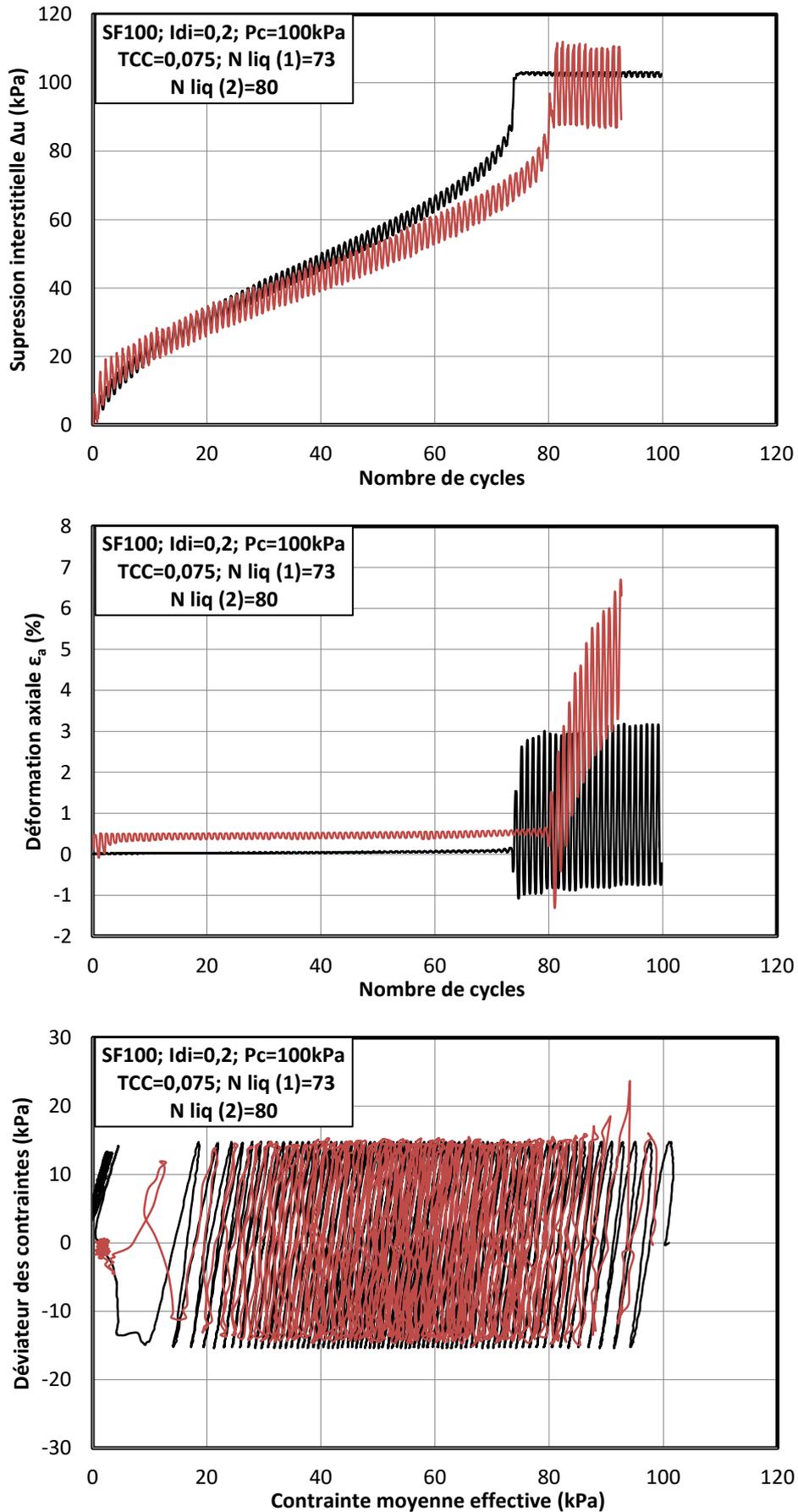


Figure 5.1. Essais de répétabilité de liquéfaction cyclique sur le sable de Fontainebleau

5.3. Résultat typique d'un essai cyclique

Tous les essais ont été réalisés sur des échantillons lâches, par conséquent, tous les résultats présentent un comportement de liquéfaction vraie.

La figure 5.2 présente le résultat typique de liquéfaction vraie obtenue sur une éprouvette du sable de Fontainebleau lâche, caractérisée par un indice de densité initial de 0,2 correspondant à un indice des vides de 0,83, une pression de confinement 200kPa, et soumis à un chargement cyclique d'amplitude Δq_{cyc} égale à 30kPa. Le taux de cisaillement est alors égal à 0,075.

La figure 5.2 (a) donne l'évolution de déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles, on trouve que l'évolution de déviateur des contraintes se répète par cycle jusqu'à la fin de l'essai lorsque l'échantillon se liquéfie. À ce moment-là, le déviateur des contraintes n'atteint pas le chargement cyclique d'amplitude de 30kPa mais diminue considérablement. En ce qui concerne l'évolution de la surpression interstitielle en fonction du nombre de cycles, la figure 5.2 (b) montre que celle-ci augmente régulièrement et de manière continue au début d'essais (jusqu'au 10^{ème} cycle). Ensuite, elle passe par une phase d'accumulation relativement linéaire en milieu d'essais (des cycles 10 à 40) et enfin une dernière phase où la surpression interstitielle augmente brutalement jusqu'à atteindre la pression de confinement. En fait, le mécanisme de génération correspond à un accroissement de la pression interstitielle à la charge et une décroissance à la décharge avec une accumulation à chaque cycle d'un incrément de surpression d'origine plastique irréversible. Le moment où la pression interstitielle atteint la pression de confinement correspond à un cycle particulier appelé « cycle critique » ou « cycle de liquéfaction ». Dans cet essai, le cycle critique est égal à 43 ($N_{liq}=43$).

La figure 5.2 (c) présente l'évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles. On trouve que la déformation est presque constante à une valeur très faible (0,2%) jusqu'à le cycle critique où elle passe rapidement en grandes déformations. Pour ce cas, la déformation au cycle critique est égale à -18%. Toutefois, lorsqu'on réalise les essais par le dispositif de triaxial classique, peut-être que la déformation au cycle critique est moins importante du fait de la limitation de cette machine.

La concomitance de l'augmentation de la surpression interstitielle par le développement de grandes déformations est nettement illustrée sur la figure 5.2 (d). De même, la figure montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. On peut observer qu'après une oscillation quasi-stable à déformation axiale presque nulle, la résistance au cisaillement présente une brusque chute qui atteint une valeur minimum bien marquée pour une déformation axiale de l'ordre de -18%.

L'allure du chemin des contraintes effectives dans le plan (p' , q) montre une migration progressive des cycles vers la gauche jusqu'à atteindre une valeur de contrainte effective de 50kPa. C'est ce moment qui correspond au cycle critique pour lequel l'instabilité de liquéfaction est initiée sur une phase d'extension (figure 5.2 f). La migration du chemin des contraintes vers l'origine des axes rend compte du caractère contractant de l'échantillon qui est en accord avec son état de densité (lâche) comme on l'a vu sur le comportement monotone non-drainé.

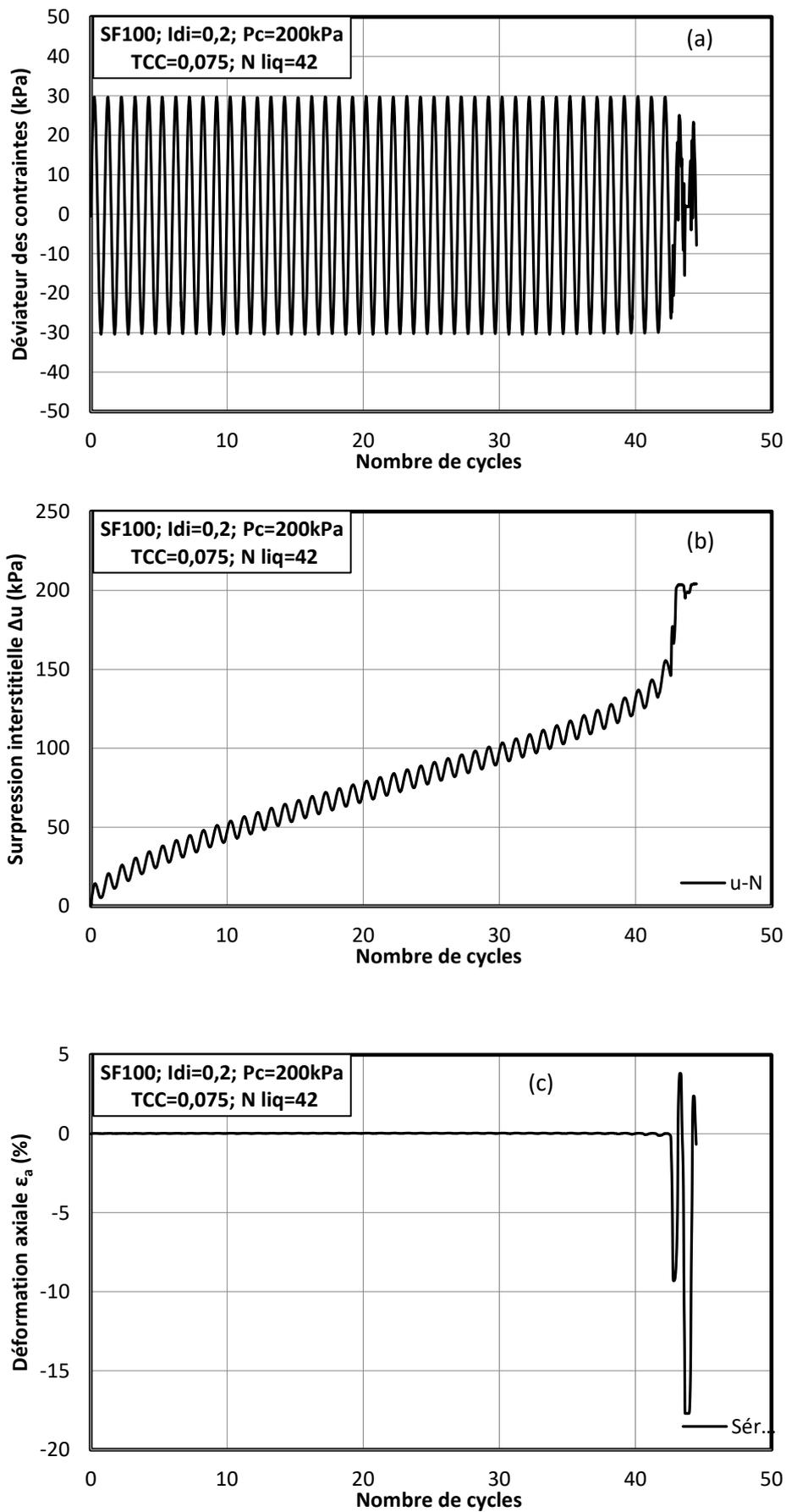


Figure 5.2. Phénomène de liquéfaction cyclique vraie du sable de Fontainebleau.

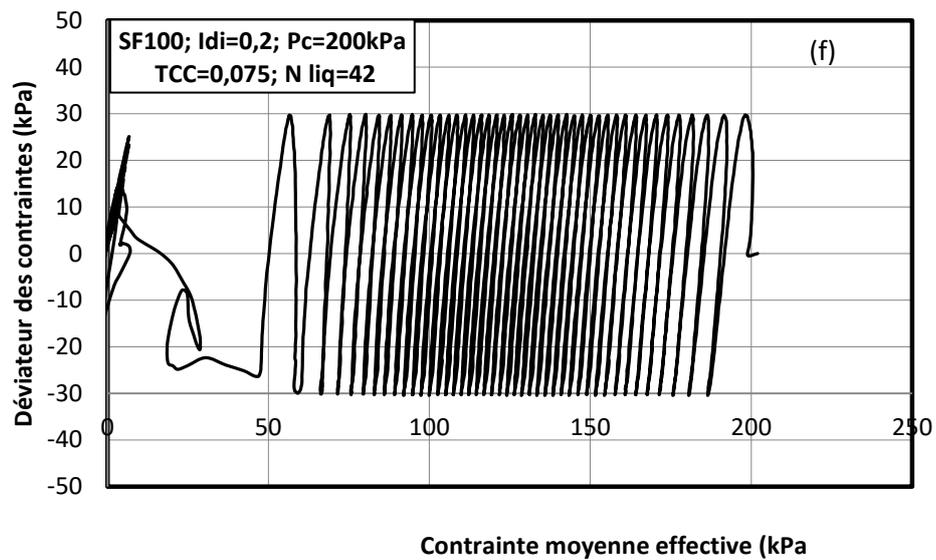
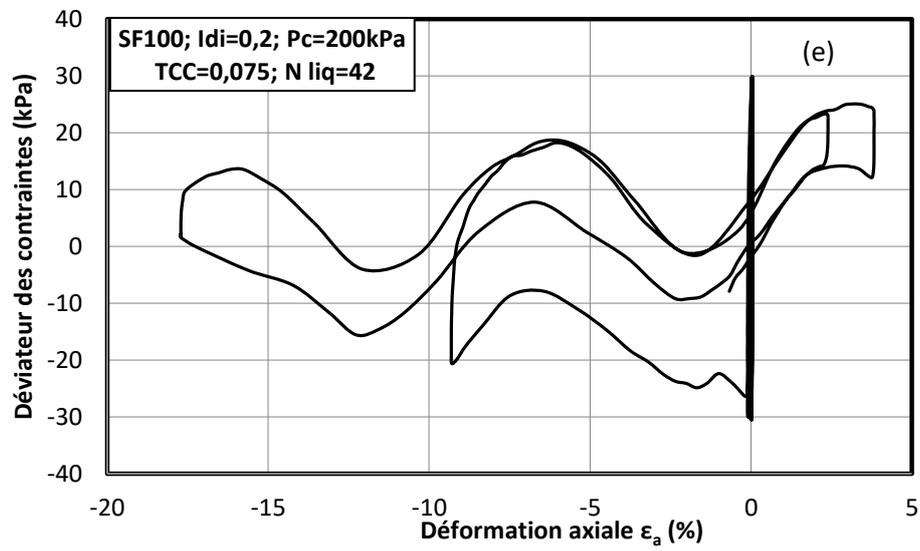
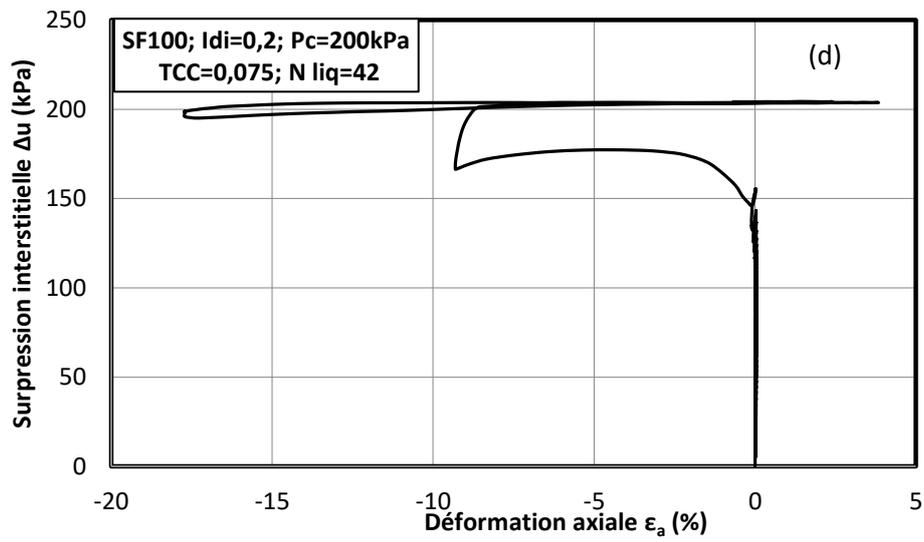


Figure 5.2. Phénomène de liquéfaction cyclique vraie du sable de Fontainebleau.

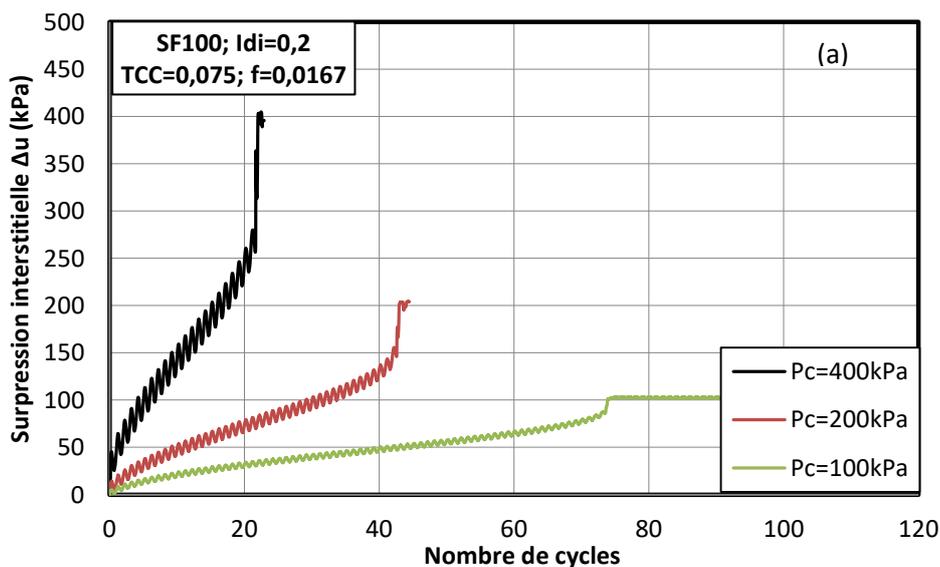
5.4. Comportement cyclique du sable de Fontainebleau propre.

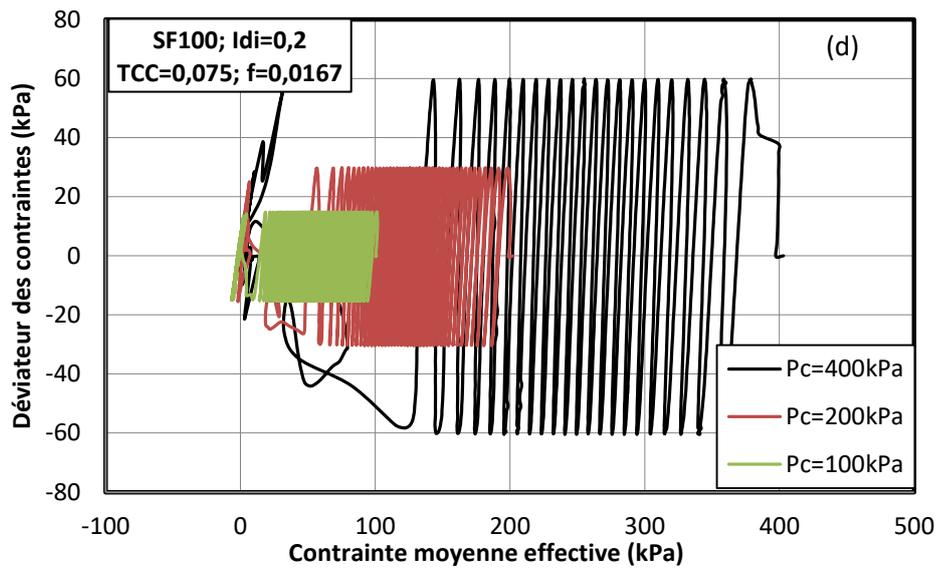
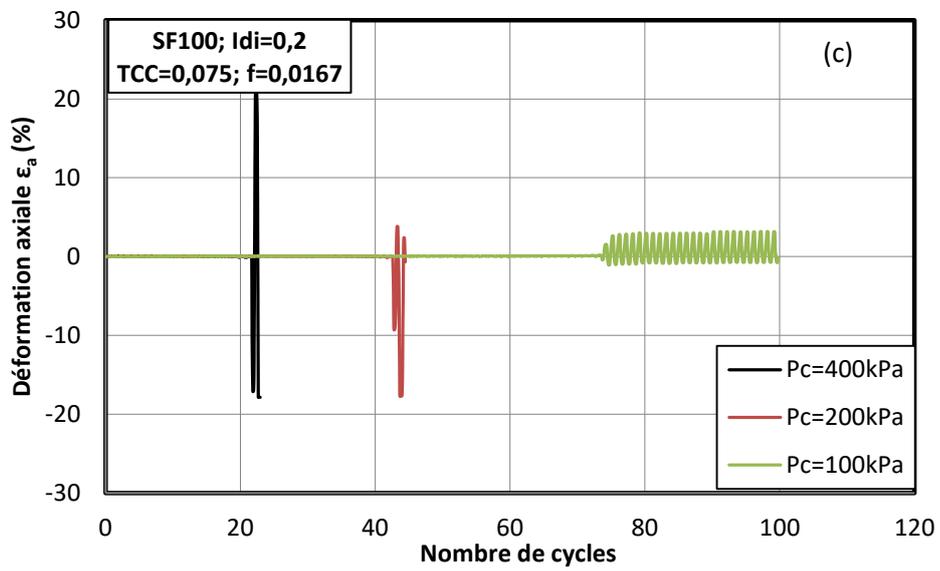
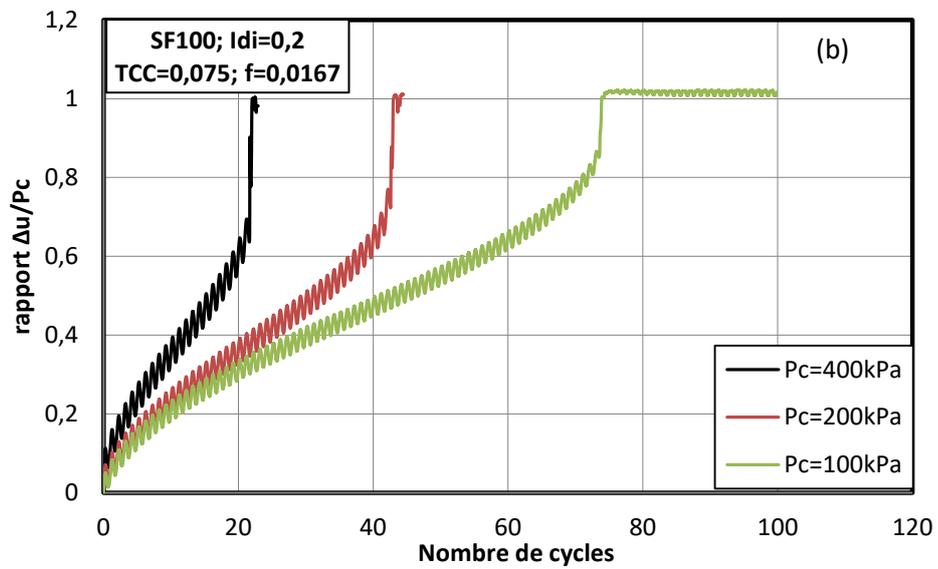
5.4.1. Influence de la pression de confinement sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

Afin d'étudier l'influence de la pression de confinement à la liquéfaction cyclique du sable de Fontainebleau, nous avons réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des échantillons ayant le même indice de vides initial ($e=0,83$) et le même taux de cisaillement cyclique ($TCC=0,075$) mais confinés sous des pressions de confinement de 200 et 400kPa.

Les résultats obtenus (figure 5.3) montrent nettement l'influence de la pression de confinement sur la liquéfaction cyclique du sable. Lorsque la pression de confinement augmente, le nombre de cycles nécessaire pour liquéfier le sol diminue. En effet, on trouve qu'un échantillon consolidé à la pression de confinement de 100kPa liquéfiera au cycle 73. Pour les échantillons à la pression de confinement de 200kPa et 400kPa, les nombres de cycles nécessaires sont égaux à 42 et 22 respectivement. Bien que l'évolution des surpressions interstitielles et des chemins des contraintes aient la même forme, il faut noter que le taux de génération des surpressions interstitielles est moins important à chaque cycle pour l'essai à la pression de confinement plus faible. En fait, au bout de 20 cycles, ce dernier présente un rapport de $\Delta u/P_c$ est égal à 60, 35 et 30% respectivement aux pressions de confinement 400, 200 et 100kPa (figure 5.3 b). On observe également que la liquéfaction cyclique se produit à un rapport de p'/P_c plus faible lorsque la pression de confinement est plus faible (figure 5.3 e).

Ces résultats qui montrent que la pression de confinement a pour effet de diminuer la résistance du sable sous chargement cyclique corroborent également ceux de (Castro, G., & Poulos, S., 1977), (Vaid, Y.P, Chern, J.C, & Tumi, H., 1985) et (Rangaswamy, K. , Boominathan, A. & Rajagopal, K., 2010).





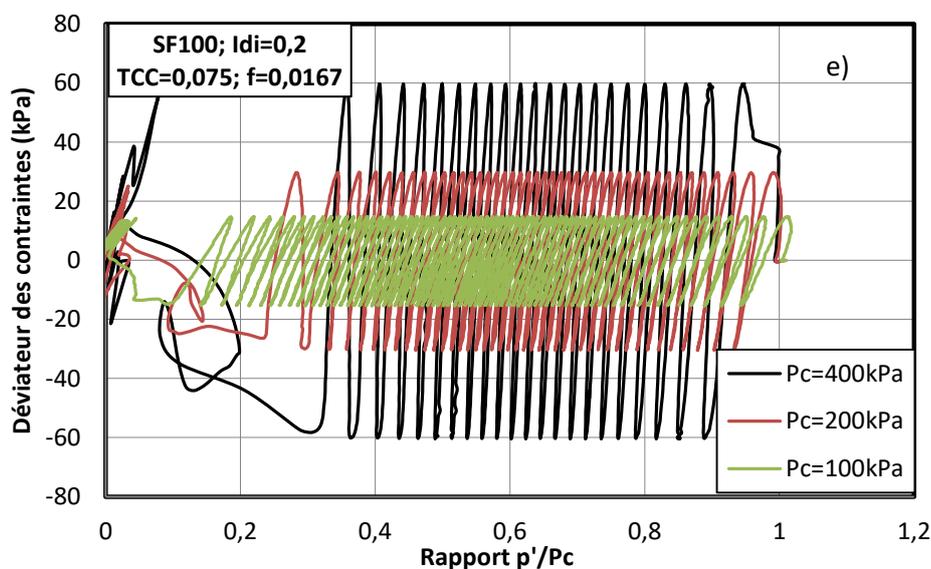


Figure 5.3. Influence de la pression de confinement sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

5.4.2. Influence de l'indice de densité

Pour l'effet de l'indice de densité sur la liquéfaction cyclique du sable de Fontainebleau, nous avons réalisé trois essais en faisant varier l'indice de densité initial et en maintenant les autres paramètres fixes (pression de confinement égale à 100kPa, rapport de cisaillement cyclique égal à 0,075 et fréquence égale à 0,0167Hz). Les résultats sont présentés sur la figure 5.4.

Comme pour le comportement monotone, nous constatons que l'indice de densité a une influence significative sur la liquéfaction du sable de Fontainebleau. En effet, à l'état le plus lâche ($I_{di}=0$ correspondant à $e=0,89$), seul 3 cycles sont nécessaires pour aboutir à la liquéfaction alors que l'échantillon le plus dense à $I_{di}=0,2$ ($e=0,83$) il faut 73 cycles et à l'échantillon le plus dense à $I_{di}=0,5$ ($e=0,76$), le nombre de cycles nécessaires à l'initiation de la liquéfaction est égal à 136 cycles. Ainsi, plus l'indice de densité de l'échantillon est élevé, plus le nombre de cycles pour conduire à la rupture est important. En d'autres termes, la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de l'indice de densité.

Par ailleurs, nous constatons également que l'indice de densité influence non seulement le nombre de cycles critique mais aussi au type de comportement cyclique. En effet, l'échantillon à $I_{di}=0,5$ manifeste un comportement de mobilité cyclique au lieu de liquéfaction vraie comme pour les deux autres échantillons plus lâches. Une observation similaire a été présentée par (Benahmed N., 2001) sur le sable d'Hostun et par (Jradi, 2018) sur le sable de Fontainebleau.

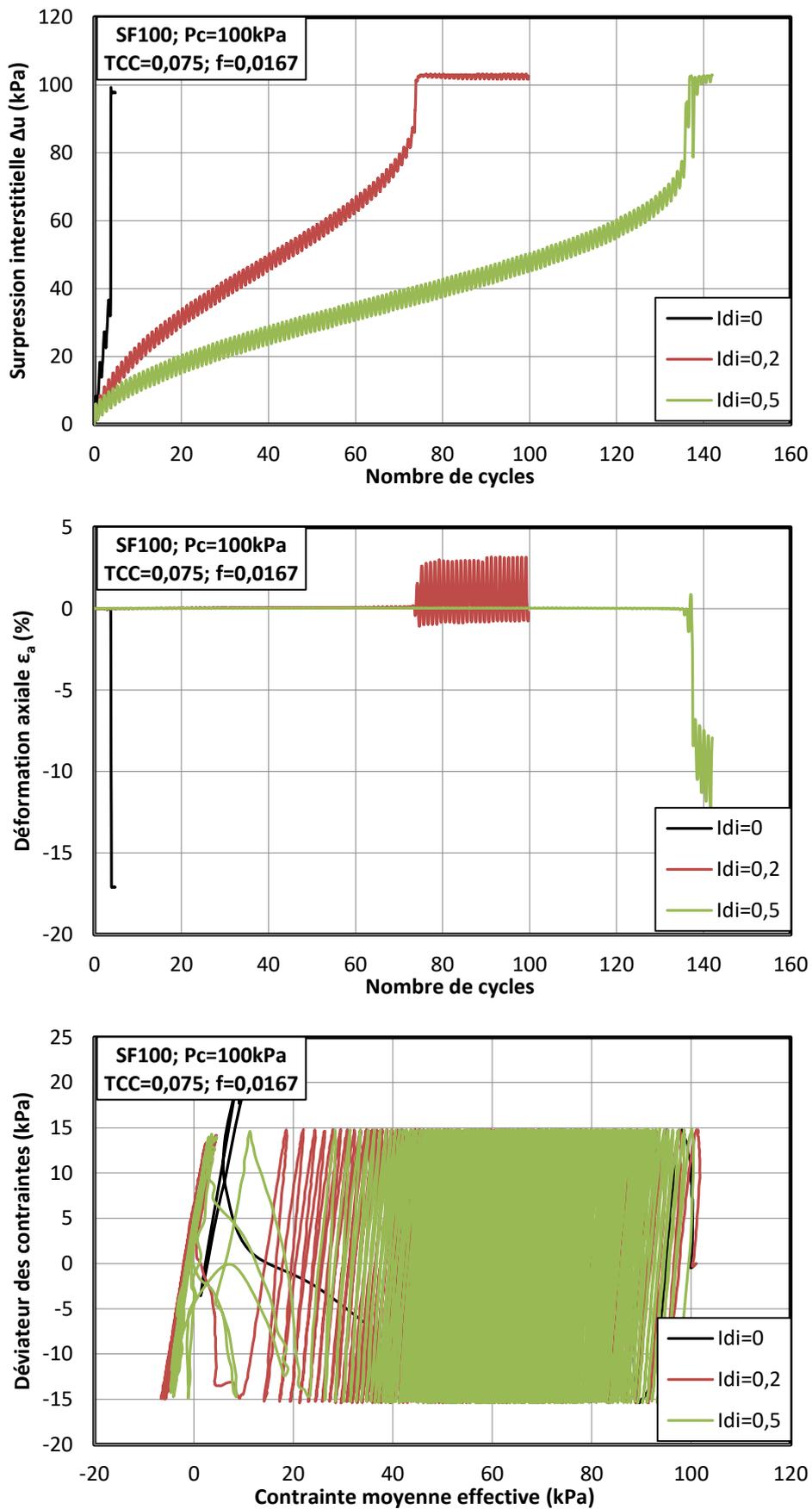


Figure 5.4. Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

5.4.3. Influence de l'amplitude de chargement

Il est communément admis que le taux de cisaillement cyclique, combiné à l'indice de densité, a une forte influence sur la liquéfaction cyclique des sables. En effet, il joue un rôle clé dans le risque de rupture par liquéfaction ou suite à l'accumulation de grandes déformations de sols sableux.

La figure 5.5 présente les résultats des essais réalisés sur les échantillons du sable de Fontainebleau préparés au même indice de densité initial $I_{di}=0,2$ et consolidé à la même contrainte de 100kPa, puis cisailés à différents niveaux de cisaillement cyclique TCC de 0,05 à 0,2.

Des courbes d'évolution des surpressions interstitielles en fonction du nombre de cycles (figure 5.5 a) montrent que le taux de génération de surpressions interstitielles croît avec l'augmentation de TCC. De plus, il faut noter que ce taux de génération est d'autant plus élevé et important lorsque le TCC est plus grand (TCC=0,1 et TCC=0,2). Ces derniers cas montrent des cycles très amples de surpression interstitielle et la liquéfaction est atteinte en très peu de cycles. Au TCC le plus grand (TCC=0,2), la liquéfaction se produit même au premier cycle.

Les déformations axiales évoluent de la même manière pour l'ensemble des essais (figure 5.5 b) : elles restent pratiquement insignifiantes jusqu'au cycle critique où elles se développent subitement et rapidement pour devenir très importantes. Cependant l'apparition de ces dernières se fait à un cycle critique différent à chaque fois selon la valeur du taux de cisaillement cyclique. En effet, on peut observer que lorsque le taux de cisaillement cyclique appliquée augmente de 0,05 à 0,1, le nombre critique de cycles à la liquéfaction décroît de 130 à 3 cycles respectivement.

Les chemins de contraintes effectives correspondant aux différents essais sont présentés sur la figure 5.5 (c). On observe des courbes très similaires pour les différents essais, avec des cycles d'autant plus nombreux et resserrés lorsque le taux de cisaillement cyclique est faible, rendant compte d'un accroissement d'autant plus faible de la surpression résiduelle à la fin de chaque cycle. Dans tous les cas présentés ici, on atteint la liquéfaction vraie sur une phase d'extension. De plus, le nombre de cycles requis pour induire la liquéfaction nous renseigne également sur l'influence du taux de cisaillement cyclique sur le comportement cyclique du sable.

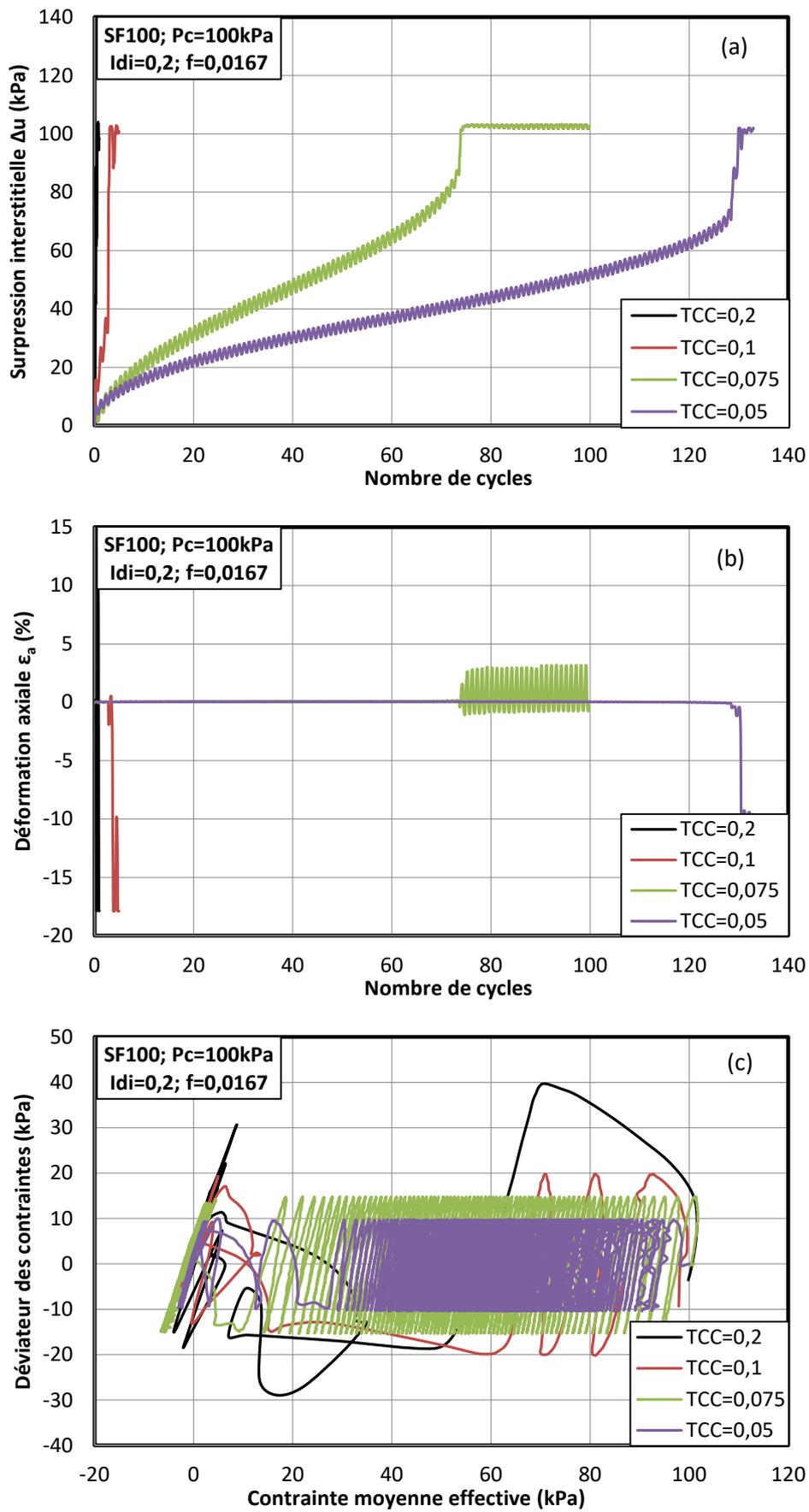


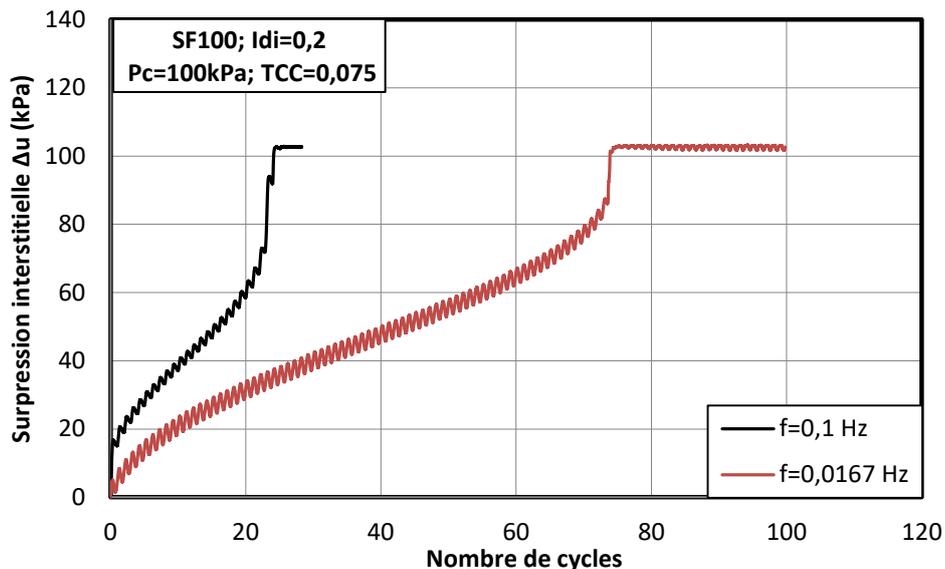
Figure 5.5. Influence de l'amplitude de chargement sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

5.4.4. Influence de la fréquence

Afin d'étudier l'influence de la fréquence sur la liquéfaction cyclique du sable de Fontainebleau, nous avons réalisé deux essais à des fréquences différentes sur des échantillons au même indice de densité initial $I_{di}=0,2$ et taux de cisaillement cyclique $TCC=0,075$. Les résultats sont illustrés sur la figure 5.6.

On constate que la fréquence a également une influence sur la liquéfaction du sable. En effet, le taux de génération de surpressions interstitielles est plus élevé pour la fréquence de 0,1 Hz que celle pour la fréquence de 0,0167Hz. Concernant l'évolution de déformation axiale, il présente une tendance similaire pour les deux essais. C'est-à-dire que la déformation reste constante à une valeur très petite (presque nulle) jusqu'au cycle critique où elle se développe rapidement pour devenir très importante. On observe également que les nombres de cycles nécessaires pour conduire la liquéfaction sont égaux à 24 et 73 pour les fréquences de 0,1 et 0,0167Hz respectivement.

Par conséquent, la résistance à la liquéfaction cyclique diminue avec l'augmentation de la fréquence de chargement. Ces résultats sont en accord avec les recherches présentés par (Dash, H. K. & Sitharam, T. G. , 2016).



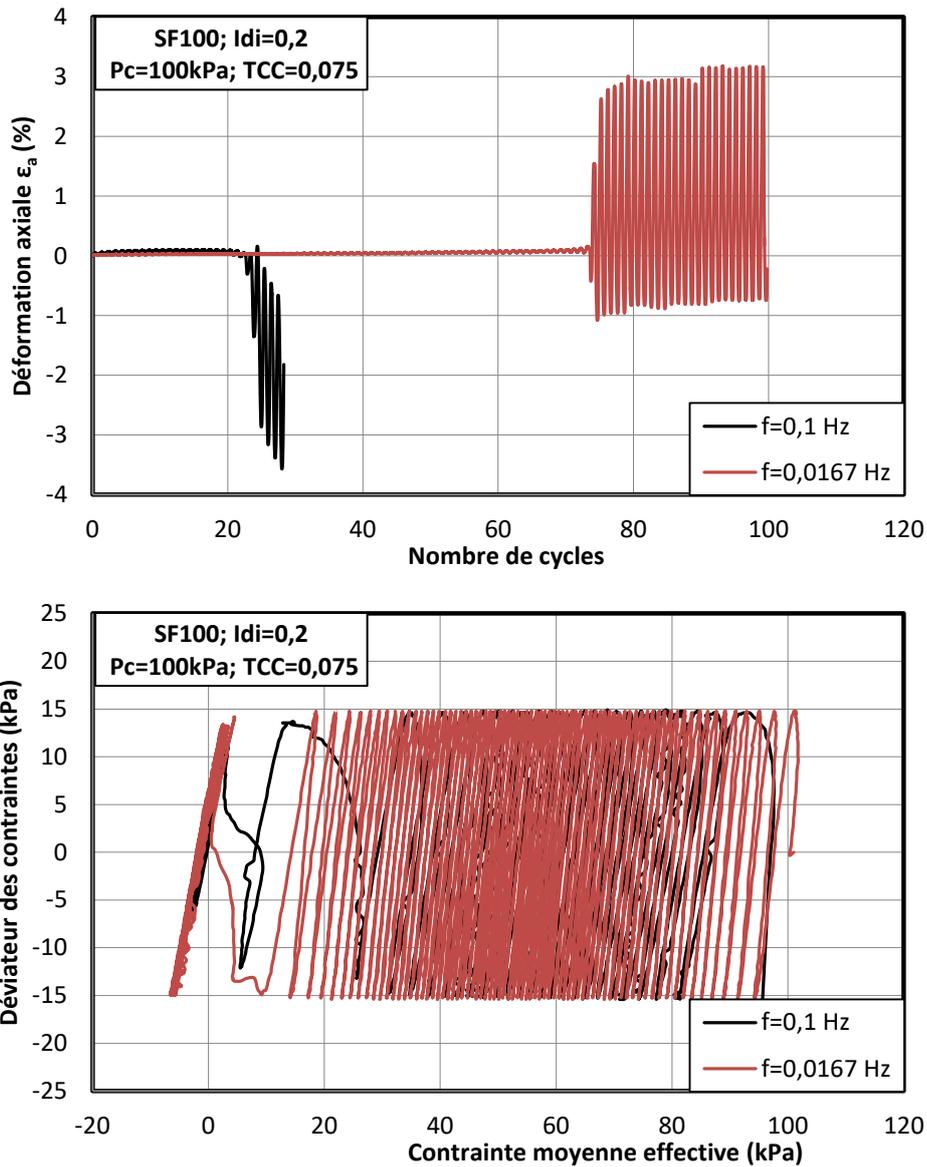


Figure 5.6. Influence de la fréquence sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

5.4.5. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau

Les courbes de résistance au cisaillement cyclique TCC correspondent à la représentation du nombre de cycles nécessaires pour atteindre la rupture (la liquéfaction dans notre cas) en fonction du taux de cisaillement cyclique. Ce type de représentation dans le plan (TCC, log N) est généralement paramétré par l'indice de densité (I_{di}) ou densité relative (D_r). De fait, à l'aide de ces courbes, il est possible d'évaluer plus ou moins la sensibilité d'un sol à générer des surpressions interstitielles sous chargement cyclique et développer des déformations axiales de type liquéfaction ou mobilité cyclique. Ces courbes peuvent être établies pour des sols lâches ou très lâches dont le comportement correspond au phénomène de liquéfaction vraie où le critère de rupture est très facile à définir et correspond au cycle critique ou cycle de liquéfaction au cours duquel le phénomène de liquéfaction est initié. Par ailleurs, ces courbes ont été généralement établies pour des sols denses présentant un comportement de mobilité

cyclique dans lequel le critère de rupture est donné en termes de seuil de déformation maximale (5% en double amplitude).

La figure 5.7 présente la courbe de résistance au cisaillement obtenue pour le sable de Fontainebleau lâche ayant un indice de densité $I_{di} = 0,20$ tracée dans le plan (TCC, log N). Nous présentons également les courbes correspondantes obtenues par (Benahmed N., 2001) et (Jradi, 2018) pour le sable de Fontainebleau à l'indice de densité initial $I_{di}=0,1$. Il est noté que les courbes sont similaires, toutefois, il existe un petit écart dû à la différence de conditions initiales. En fait, les essais de Benameh et Jradi ont été réalisés aux pressions de confinement de 200 et 400kPa respectivement alors que nos essais ont été réalisés à 100kPa.

Afin d'illustrer l'influence de l'indice de densité, nous avons représenté sur la figure 5.8 les points expérimentaux obtenus. En raison du faible nombre d'essais, nous ne pouvons pas tracer précisément la courbe de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau toutefois une tendance d'évolution peut être observée.

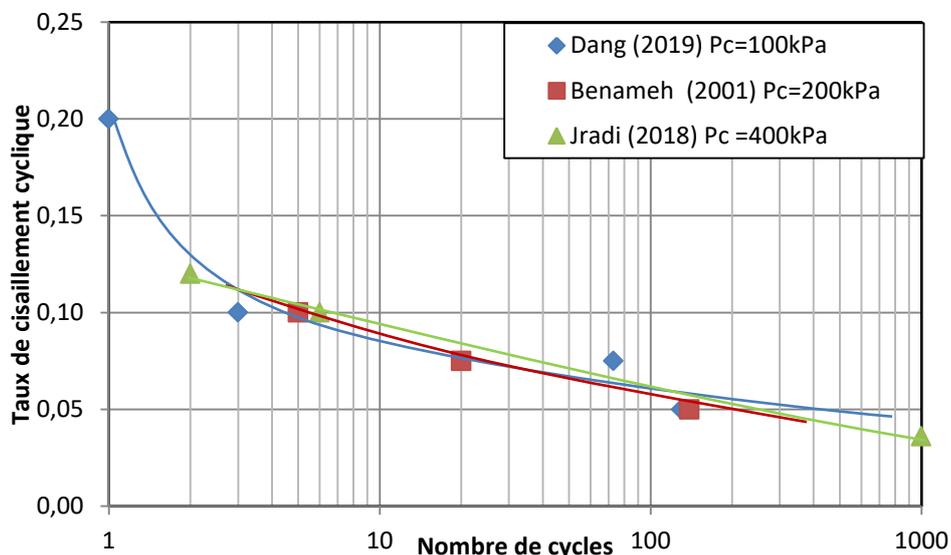


Figure 5.7. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau à $I_{di}=0,2$

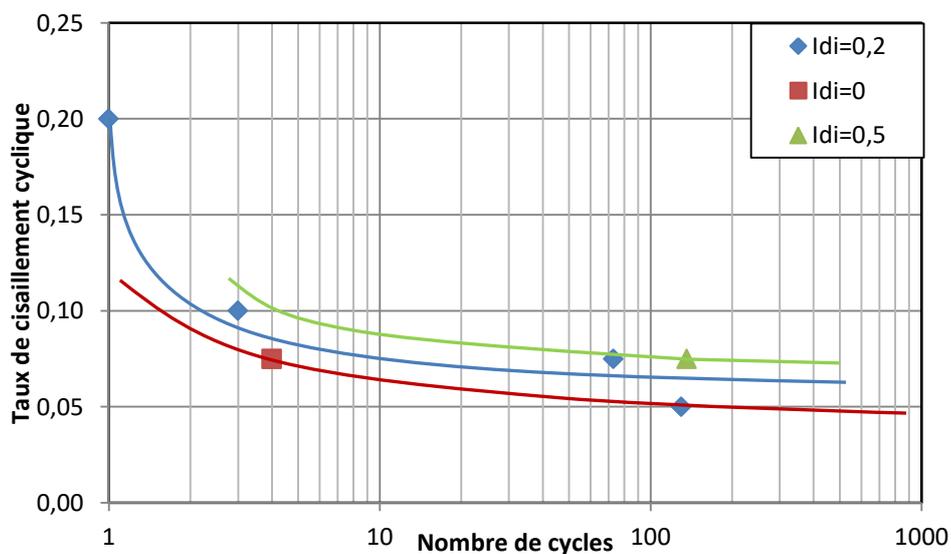


Figure 5.8. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau à divers densité relative

5.5. Influence de l'illite Arvel sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

Afin de compléter l'étude paramétrique sur le comportement monotone, nous avons réalisés des séries des essais pour évaluer l'influence de la présence de fines plastiques sur la liquéfaction cyclique du sable. Du fait du temps limité qui nous était imparti, les éprouvettes n'ont été fabriquées que selon l'approche unique du même indice des vides inter-granulaire initial. Pour cela, nous avons préparé la même quantité du sable propre pour tous les échantillons. Puis, la quantité de fines correspondante est ajoutée. L'indice des vides inter-granulaire sélectionné est égale à 0,89 correspond à l'état $I_{di}=0$ du sable propre. Le pourcentage de fines va jusqu'à 10% pour l'illite Arvel et jusqu'à 12% pour les fines C500.

La figure 5.9 présente les résultats des essais réalisés sur les mélanges de sable de Fontainebleau et Illite Arvel consolidés à la pression de confinement 100kPa et puis cisailé à un niveau de cisaillement cyclique $TCC=0,075$. Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, on trouve que le taux de génération de celles-ci diminue avec l'augmentation de teneur en fines. De plus, lorsqu'on ajoute l'illite Arvel, l'échantillon présente une tendance au comportement de mobilité cyclique. Par exemple, pour l'échantillon avec 6% de fine, on peut constater l'apparition du mécanisme à double pic au cycle critique.

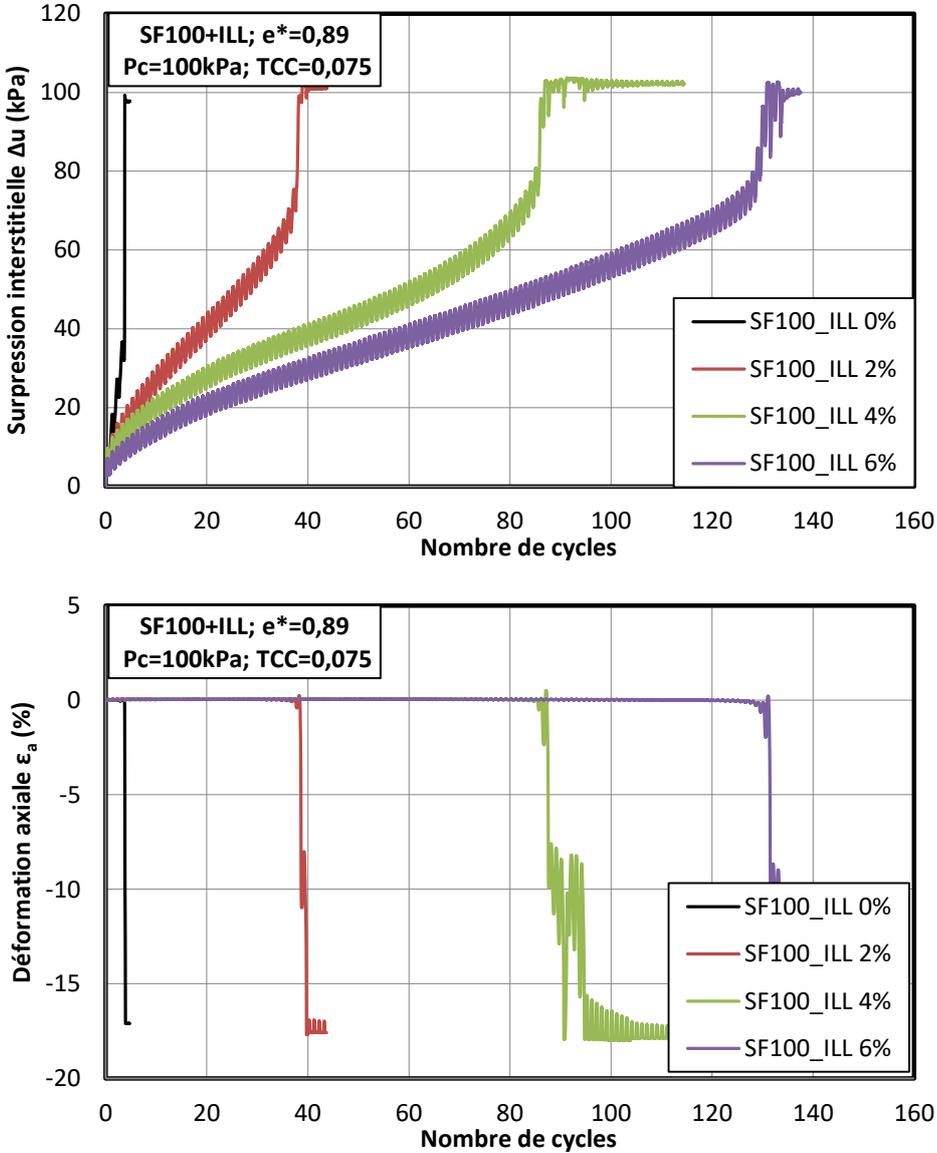
Les déformations axiales montrent également la même tendance. Elles restent constantes à une faible valeur (presque nulle) jusqu'à quelques cycles avant la liquéfaction, ensuite, les déformations croissent et enfin elles se développent subitement et rapidement pour devenir très importantes. Il est intéressant de noter que les déformations axiales se développent en l'extension de manière plus importante qu'en compression.

Les chemins des contraintes effectives présentent toujours une migration vers l'origine des axes durant quelques cycles seulement ou plusieurs selon le pourcentage de fines. En effet, sur l'échantillon du sable avec 6% de fine, les cycles sont très serrés et très nombreux avant d'arriver à l'origine alors que lorsque sur le sable propre, ceux-ci sont amples et atteignent rapidement l'origine suite à une réduction rapide de la contrainte moyenne effective p' .

La figure 5.9 ne présente que les résultats jusqu'à 6% de fines plastique mais aux mélanges avec des teneurs en fine plus élevées, nous avons observé les mêmes tendances.

Afin d'analyser plus finement de l'effet des fines plastiques sur la liquéfaction cyclique, nous avons reporté sur la figure 5.10 l'évolution du nombre de cycles à liquéfaction en fonction du pourcentage de fines. On trouve que le nombre de cycles à liquéfaction se développe presque linéairement avec le teneur en fines et ceci jusqu'à 10%. Lorsque le pourcentage de fines augmente à 10%, la résistance à la liquéfaction du sable augmente significativement. En effet, on constate qu'il n'a fallu que 175 cycles à l'échantillon avec 8% de fines plastique pour aboutir à la liquéfaction alors que l'échantillon avec 10% de fines plastique a nécessité 303 cycles, c'est-à-dire presque deux fois plus, pour s'effondrer.

La représentation des courbes CSR en fonction du nombre de cycle permet de visualiser une "amélioration" importante de la résistance à la liquéfaction par la présence des fines (figure 5.11). A même CSR, un pourcentage de 10% de fines multiplie presque par 100 le nombre de cycles admissible.



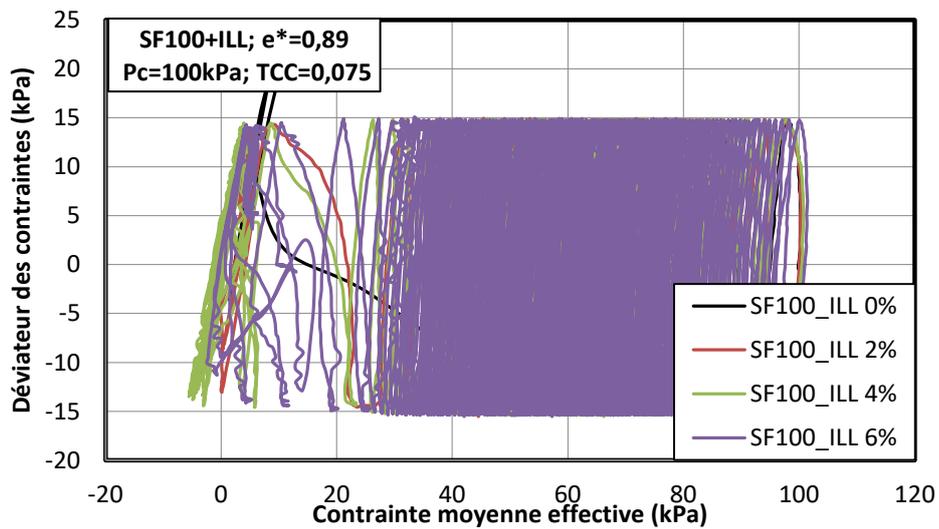


Figure 5.9. Le comportement cyclique des mélanges sable de Fontainebleau et l'Illite Arvel

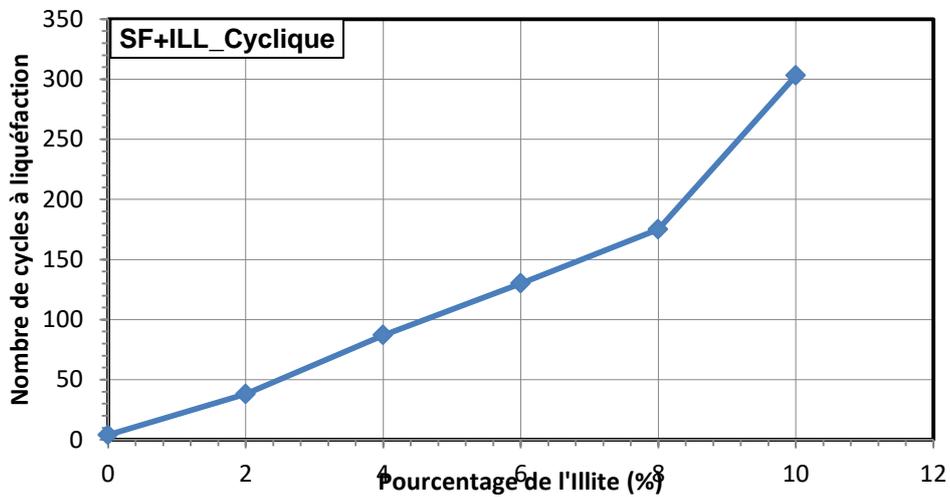


Figure 5.10. Influence de la teneur en fines plastiques sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

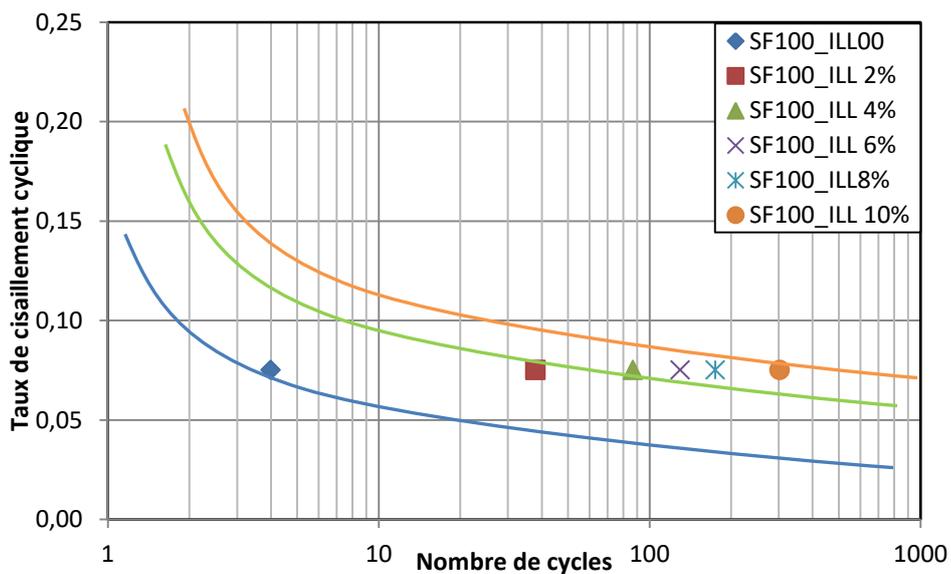


Figure 5.11. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec Illite Arvel

5.6. Influence des fines C500 sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

Afin d'étudier l'influence le facteur "plasticité" des fines sur comportement cyclique du sable de Fontainebleau, nous avons réalisé une série d'essais similaire à celle de la section précédente. Mais ici, l'illite Arvel est remplacée par une farine de silice : la fine C500. Tous les essais sont réalisés avec les mêmes conditions initiales : pression de confinement 100kPa et taux de cisaillement cyclique $TCC=0,075$. Les résultats sont présentés par les figures 5.12 et 5.13.

On constate que les fines C500 ont une influence significative mais complexe sur comportement du sable. En effet, lorsque on ajoute les fines C500 jusqu'à 4%, le taux de génération de surpressions interstitielles présente une baisse importante. Pour atteindre la surpression de 40kPa, il ne faut que 4 cycles pour le sable propre lorsqu'il nécessite 50 et 80 cycles pour les mélanges de 2 et 4% de fines respectivement. Si on continue à ajouter les fines jusqu'à 8%, le taux de génération de surpressions interstitielles remonte. En effet, pour atteindre la surpression de 40kPa, il nécessite 70 et 60 cycles pour les mélanges de 6 et 8% de fine respectivement. Enfin, à partir de 8% de fine, le taux de génération de surpressions interstitielles diminue avec l'augmentation de fine.

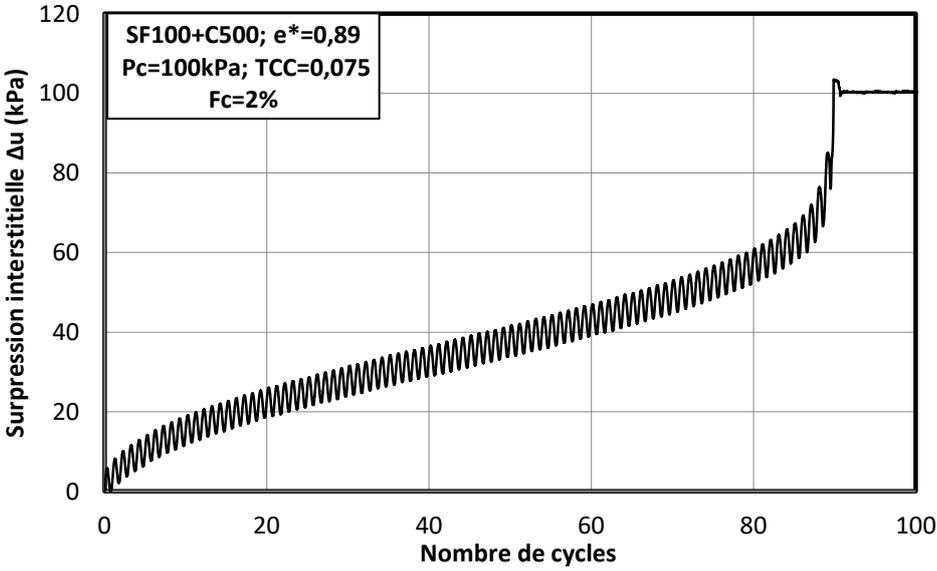
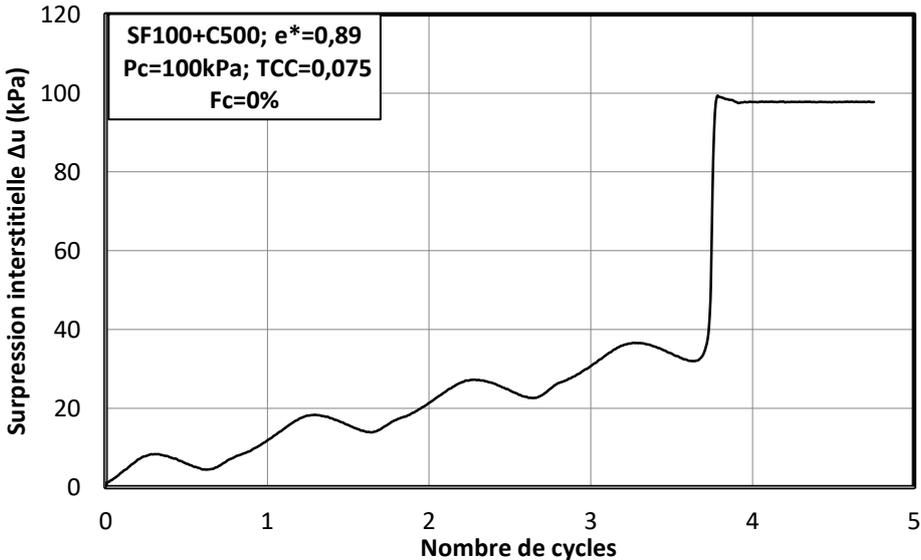
La figure 5.13 illustre le nombre de cycles à la liquéfaction en fonction de teneur en fine. On peut observer que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec l'augmentation de fine non plastique jusqu'à la teneur en fine de 4%. Ensuite, elle diminue jusqu'à la teneur en fine de 8% avant de remonter avec l'augmentation de fine. Cette observation est similaire à l'observation faite sur la résistance du mélange de sable de Fontainebleau avec les fines C500 sous chargement monotone.

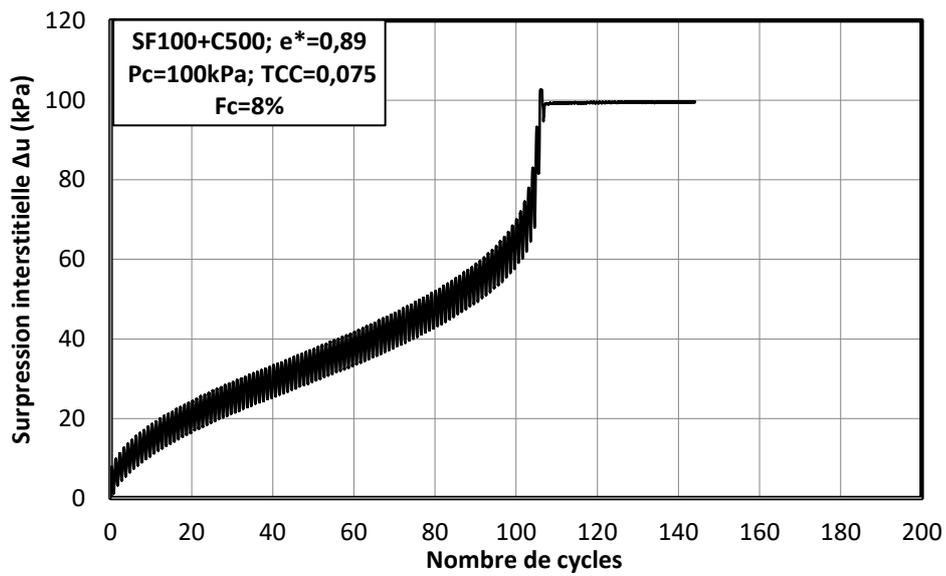
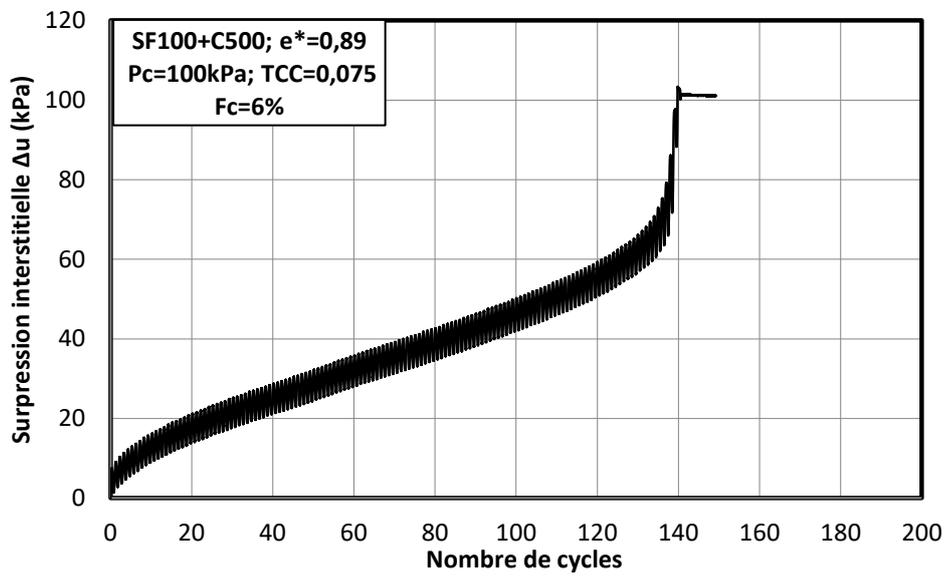
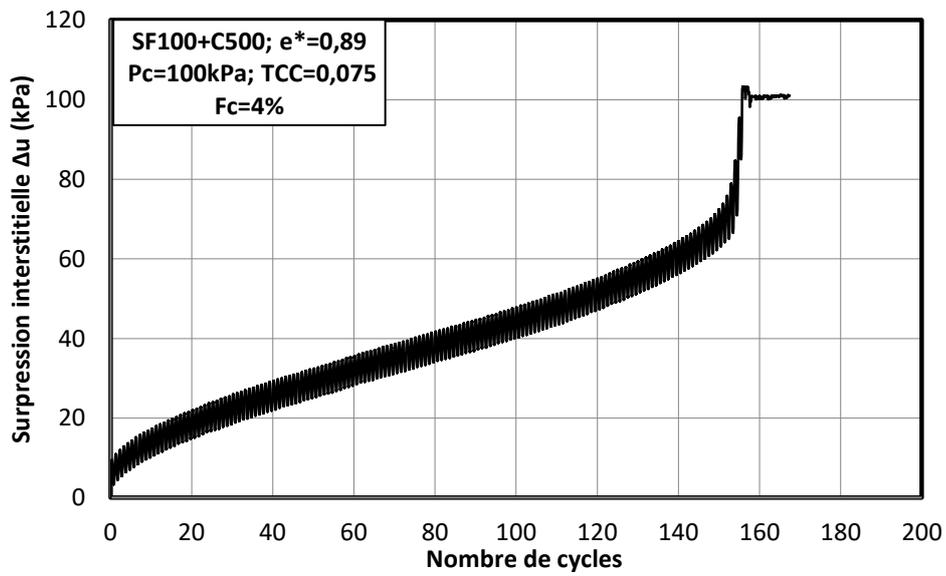
Nous avons représenté une comparaison de l'influence des fines plastiques et non plastiques sur la liquéfaction du sable de Fontainebleau sur la figure 5.14. On trouve que lorsque le teneur en fine est faible, l'ajout des fines augmente la résistance à la liquéfaction du sable. Toutefois, cette augmentation est beaucoup plus significative avec l'ajout des fines non plastique que des fines plastiques. En effet, à la teneur en fines de 2 %, le mélange du sable de Fontainebleau et Illite Arvel abouti à la liquéfaction juste après 38 cycles alors que le mélange du sable de Fontainebleau et les fines C500 nécessite 90 cycles, c'est-à-dire plus de deux fois. En ajoutant plus de fines plastiques, la résistance à la liquéfaction du sable continue à augmenter. Par ailleurs, les fines non plastiques présentent une influence défavorable jusqu'à le teneur en fines de 8%, ensuite, la résistance du mélange augmente légèrement lorsqu'on ajoute les fines. Au pourcentage de fines de 6%, le nombre de cycles pour atteindre la liquéfaction est le même pour le mélange du sable avec l'illite Arvel ainsi que le mélange avec les fines C500. À partir de ce point, le mélange avec les fines plastiques présente une résistance à la liquéfaction cyclique beaucoup plus élevée que le mélange avec fines non plastiques.

La figure 5.15 présente l'évolution du nombre de cycles en fonction de l'indice des vides initiaux. On trouve qu'aux mêmes indices des vides initiaux, le sable propre et le mélange sable avec l'illite Arvel présente une résistance à la liquéfaction similaire. En effet, on peut voir les deux courbes correspondantes au sable propre et mélange du sable avec l'illite sont lorsque la courbe correspondante le mélange du sable avec la fine C500

est au-dessus. Lorsque les matériaux deviennent plus denses, la résistance à la liquéfaction cyclique est plus élevée pour le sable propre et le mélange du sable et des fines plastiques. En revanche, la résistance du mélange de sable et des fines non plastiques diminue jusqu'à une valeur minimum à l'indice des vides de 0,75 avant de remonter légèrement.

Si comme pour les fines plastiques, on représente les valeurs de CSR en fonction du nombre de cycles pour les différentes teneurs en fines non plastique étudiées (figure 5.16), on observe une moins grande amélioration. D'un facteur presque 100 on passe à un facteur égal à 25 avec une plage de variation limitée.





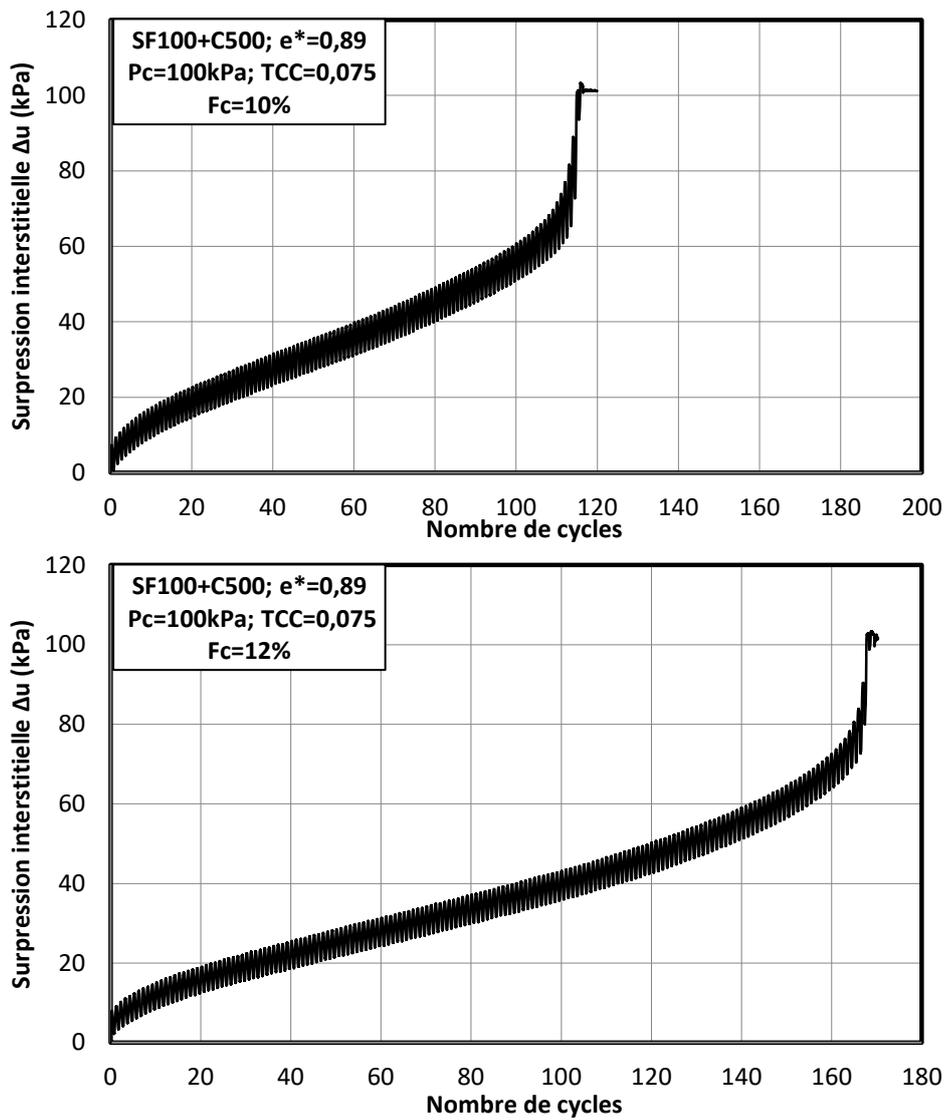


Figure 5.12. Génération de surpressions interstitielles des mélanges de sable de Fontainebleau et fine C500.

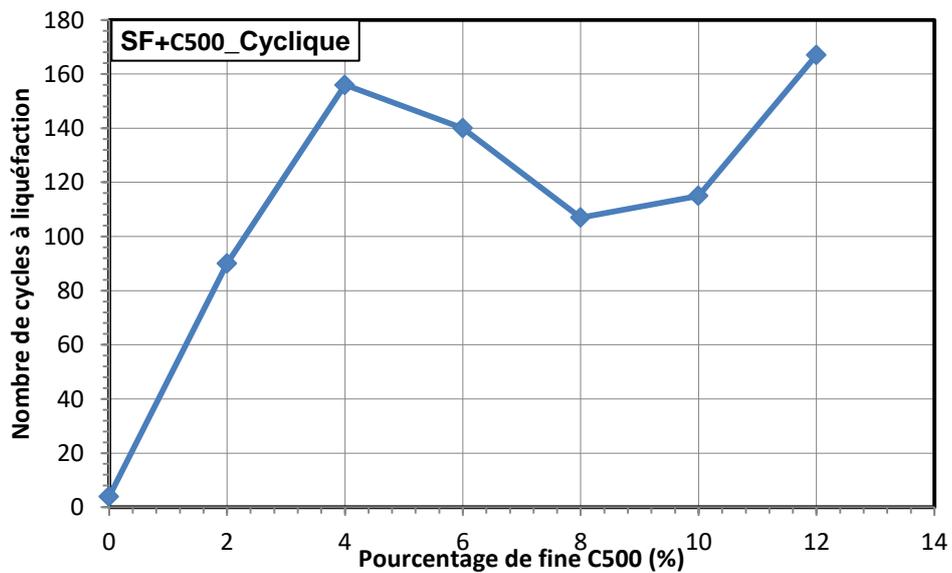


Figure 5.13. Influence de la teneur en fines non plastique sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

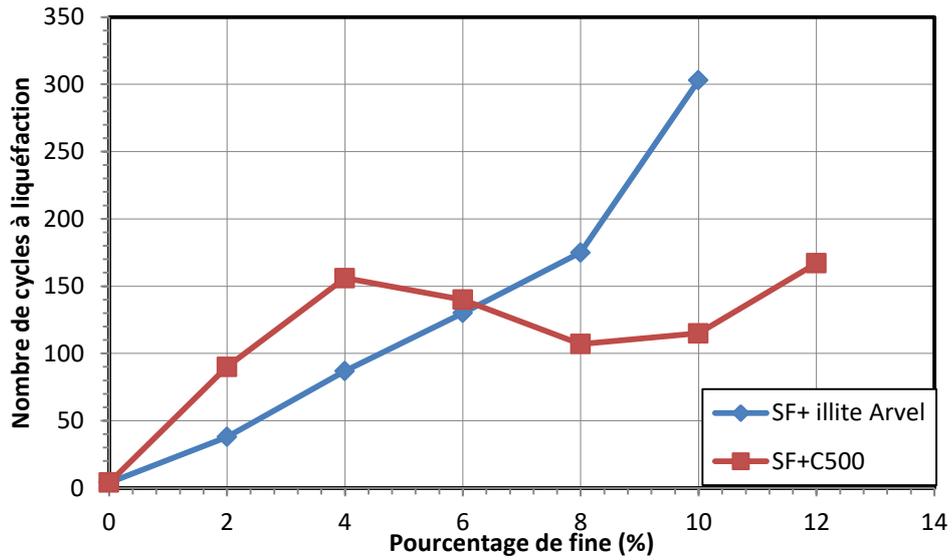


Figure 5.14. Comparaison l'influence de la fine plastique et non plastique à la liquéfaction du sable de Fontainebleau

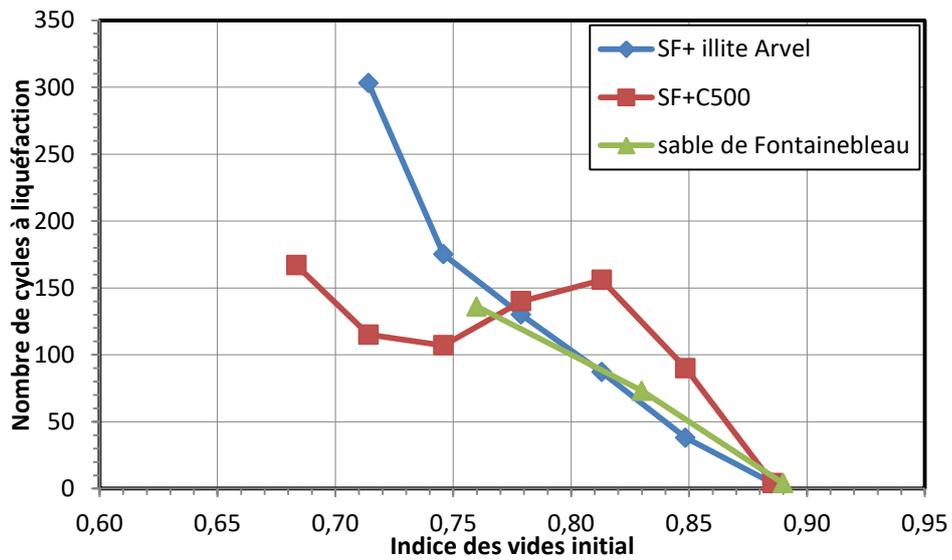


Figure 5.15. Comparaison de la résistance à la liquéfaction cyclique du sable et mélange

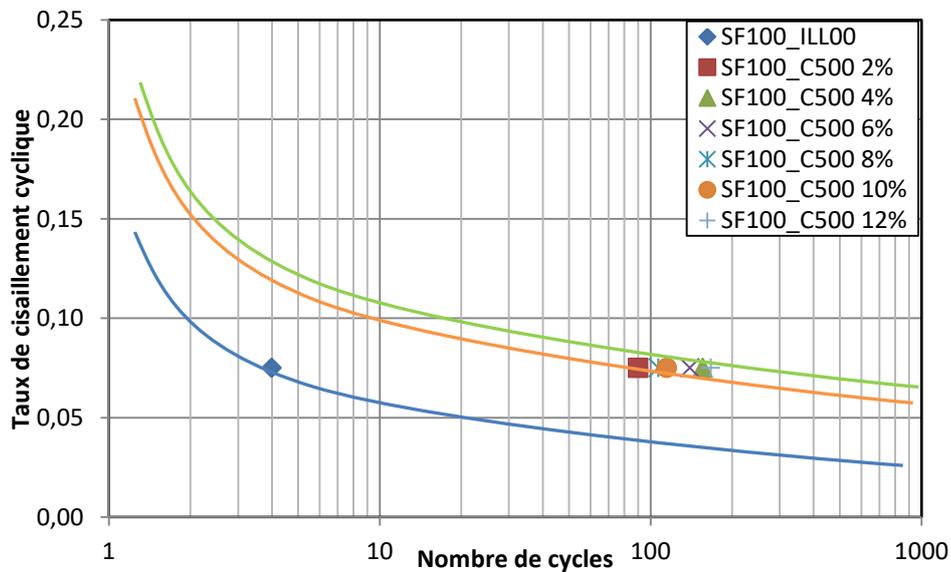


Figure 5.16. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec la fine C500.

5.7. Comportement cyclique du sol de la digue de la Duchesse Anne

Pour étudier le comportement cyclique du sol de la digue de la Duchesse Anne, nous avons réalisés les essais à différentes pressions de confinements ainsi qu'à différentes amplitudes de cisaillement. Les pressions correspondent aux contraintes horizontales en places estimées. On rappelle que les échantillons ont été préparés dans un moule en plastique cylindrique de 50mm de diamètre intérieur et 100mm de hauteur. La plupart des essais ont été réalisés avec le positif triaxial classique (Bishop & Wesley) à la fréquence de 0,0278 Hz (correspondant à 36 secondes par cycle). Cette fréquence est celle appliquée lors des essais pressiométriques cycliques.

Toutefois, une autre série d'essais a été réalisée avec la DSS pour validation des résultats car le dispositif triaxial classique ne permet de réaliser l'essai cyclique qu'à des fréquences faibles. La comparaison des résultats des essais réalisés avec les deux dispositifs confirme que la répétabilité est acceptable.

Nous avons présenté sur la figure 5.17 les résultats des trois essais réalisés par le dispositif DSS à la pression de confinement de 80 kPa aux différents taux de cisaillement cyclique.

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, on constate que celles-ci augmentent légèrement pour les essais aux faibles amplitudes de chargement. En effet, jusqu'à environ 300 cycles, le taux d'augmentation de la surpression interstitielle n'évoluait plus que de 0,04 et 0,12 kPa par cycle pour les essais réalisés au taux de cisaillement cyclique de 0,0625 et 0,125 respectivement. En raison de la durée des essais, nous avons arrêté l'essai après 300 cycles. Toutefois, si on considère que l'évolution de la surpression interstitielle est linéaire, alors elle aboutira la valeur de la pression de confinement après 2500 cycles et 1500 cycles. Pour l'essai réalisé au taux de cisaillement cyclique le plus grand (TCC=0,25), le taux de génération de la surpression

est plus significative. Après 20 cycles, elle atteint la valeur de 60 kPa et ensuite, elle augmente légèrement jusqu'à la fin de l'essai.

Les déformations axiales montrent également la même tendance. Elles restent pratiquement insignifiantes pour les essais réalisés à la faible amplitude de chargement. Par exemple, jusqu'au cycle 300, la déformation axiale est égale à 0,04 et 0,1% pour les essais réalisés à $TCC=0,0625$ et $0,125$ respectivement. Par ailleurs, les fortes amplitudes provoquent l'apparition des grandes déformations beaucoup plus tôt. Cette évolution de la déformation axiale est caractéristique du comportement de la mobilité cyclique. De plus, on trouve que l'échantillon perd toute résistance au cycle 20 avec une déformation axiale de -15%. Il est intéressant de noter, là encore, la dissymétrie des amplitudes de déformations entre l'extension et la compression.

La figure 5.17 (c) présente les chemins des contraintes. On trouve qu'ils se déplacent toujours vers l'origine des axes. De plus, lorsque l'amplitude de chargement appliqué est faible, les cycles sont très serrés alors que lorsque l'amplitude est importante, ceux-ci sont amples. On note que les chemins des contraintes n'arrivent pas à l'origine des axes même pour les essais réalisés au $TCC=0,25$, et qui sont détruits.

Les trois autres séries donnent des résultats similaires, c'est-à-dire à faible amplitude de chargement, le sol manifeste un comportement de stabilisation avec l'augmentation de la surpression interstitielle très faible. La rupture ne se produit qu'au taux de cisaillement plus grand $TCC=0,25$. Toutefois, si on considère que l'évolution de la surpression interstitielle est linéaire, on peut estimer approximativement le nombre de cycles pour atteindre la contrainte de consolidation. Les résultats qui sont présentés dans la figure 5.18 nous permettent de tracer les courbes de résistance au cisaillement cyclique du sol de la digue Duchesse Anne. On trouve que la courbe correspondante $P_c=50\text{kPa}$ est située au plus bas et la courbe correspondante $P_c=100\text{kPa}$ est au située plus haut. Cela signifie que la pression de confinement augmente la résistance à la liquéfaction cyclique du sol de la digue Duchesse Anne. Il est intéressant de noter que cette influence est inverse à celles-ci du sable de Fontainebleau propre où l'augmentation de la pression de confinement diminue la résistance cyclique du sable.

Il semble donc que la pression de confinement a une influence favorable ou défavorable de manière dépendante du matériau. Ce point mériterait d'être creusé par la construction d'une base de données sur sols réels et non sur des matériaux de référence.

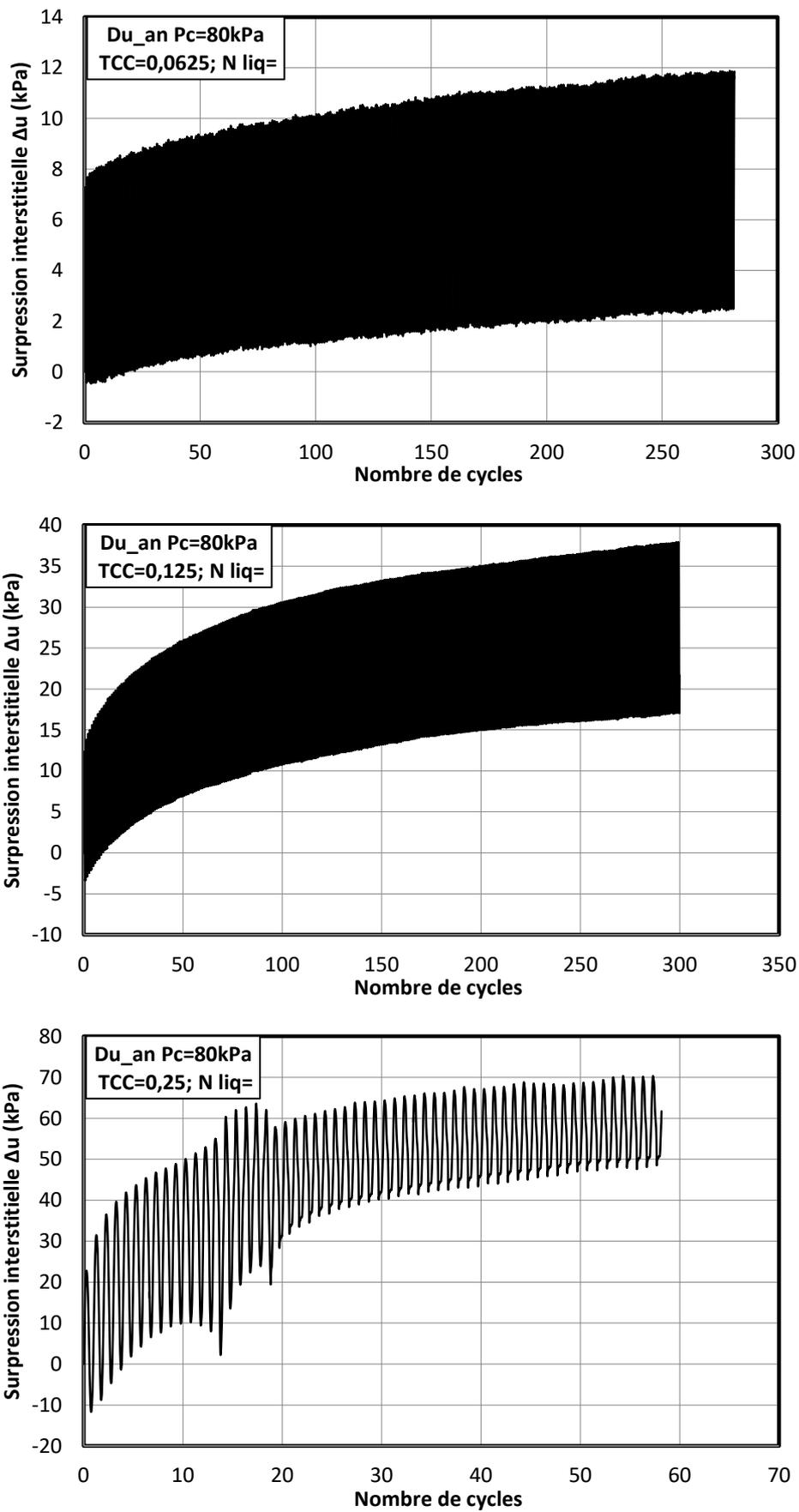


Figure 5.17. Comportement cyclique du sol de la digue Duchesse Anne
 (a) Évolution des surpressions interstitielles.

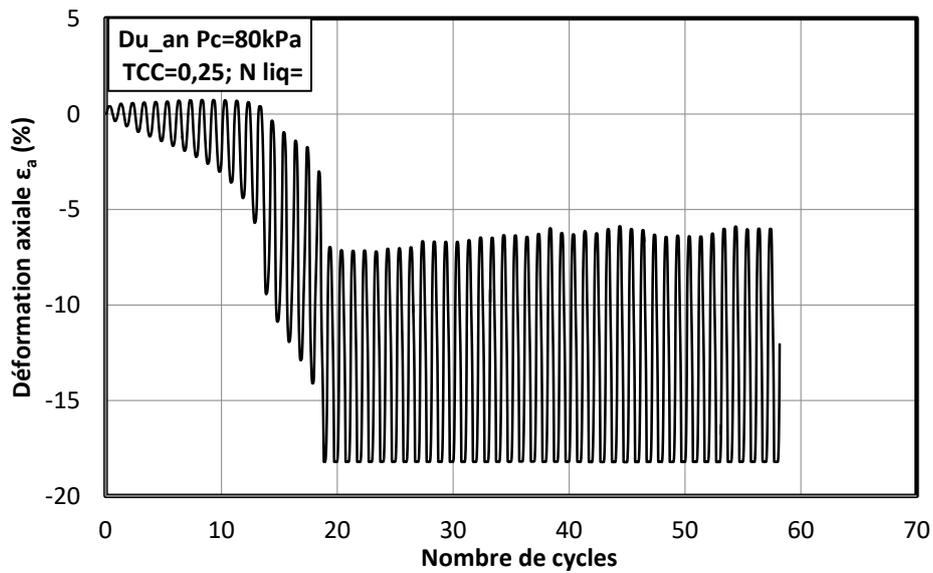
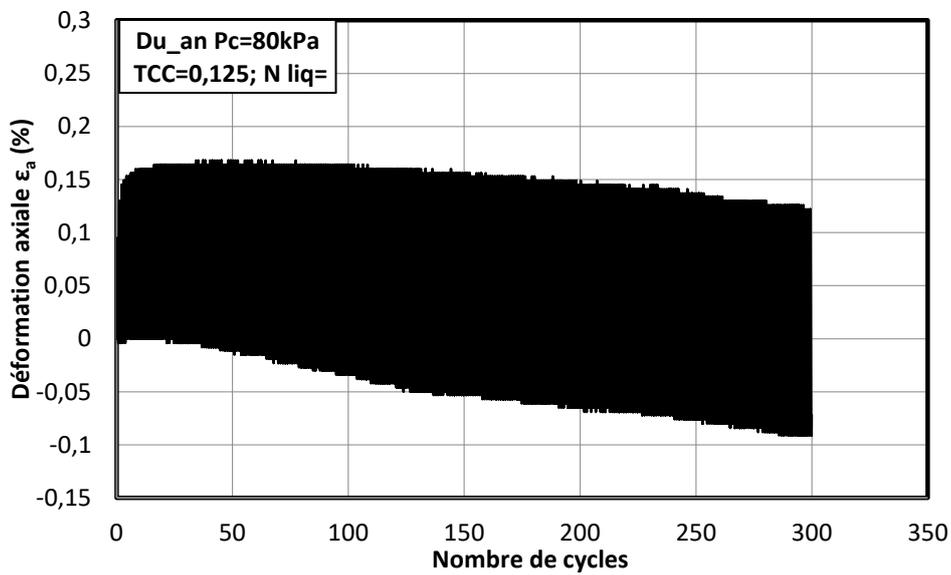
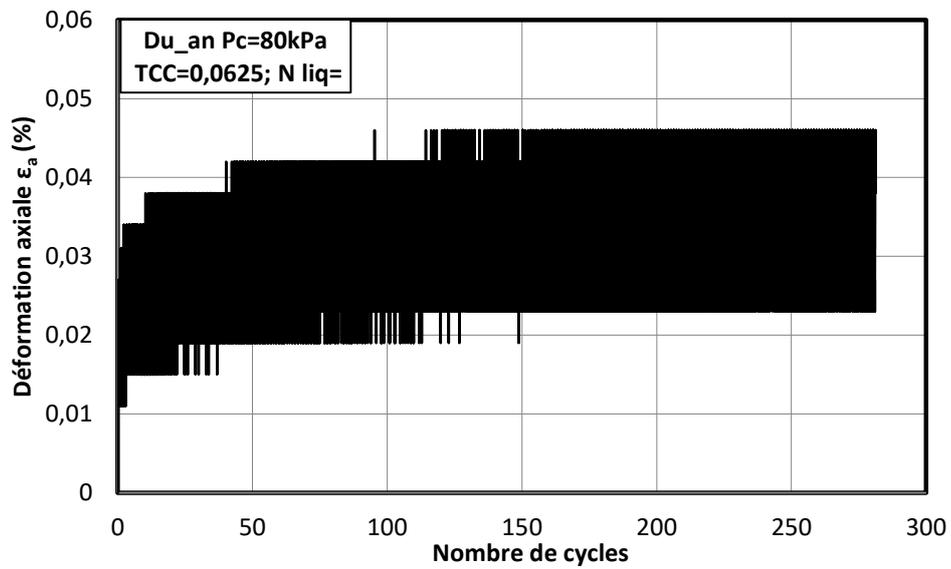


Figure 5.17. Comportement cyclique du sol de la digue Duchesse Anne
(b) Évolution des déformations axiales.

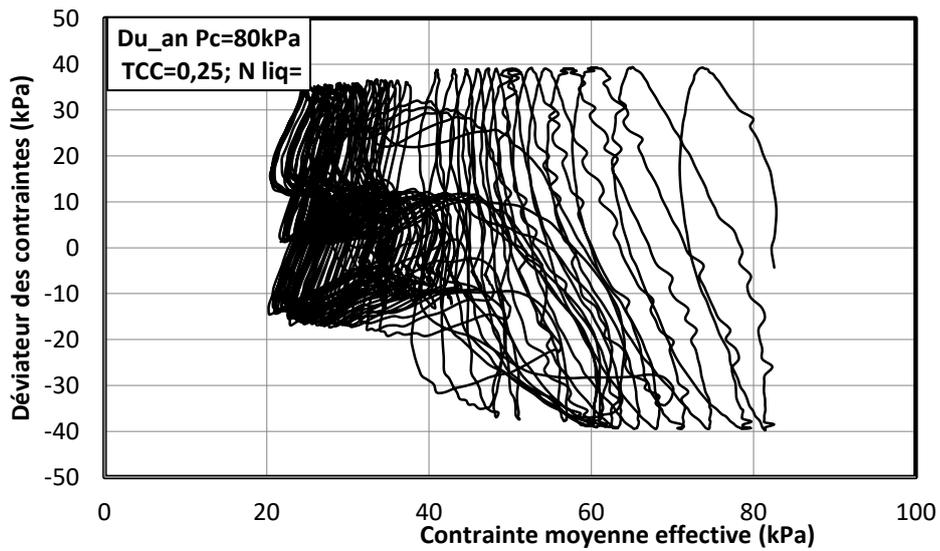
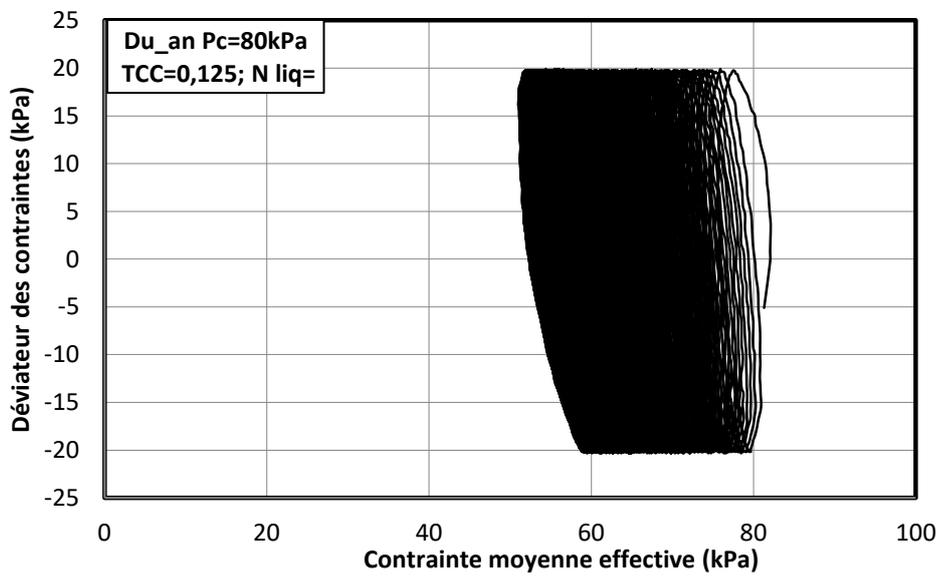
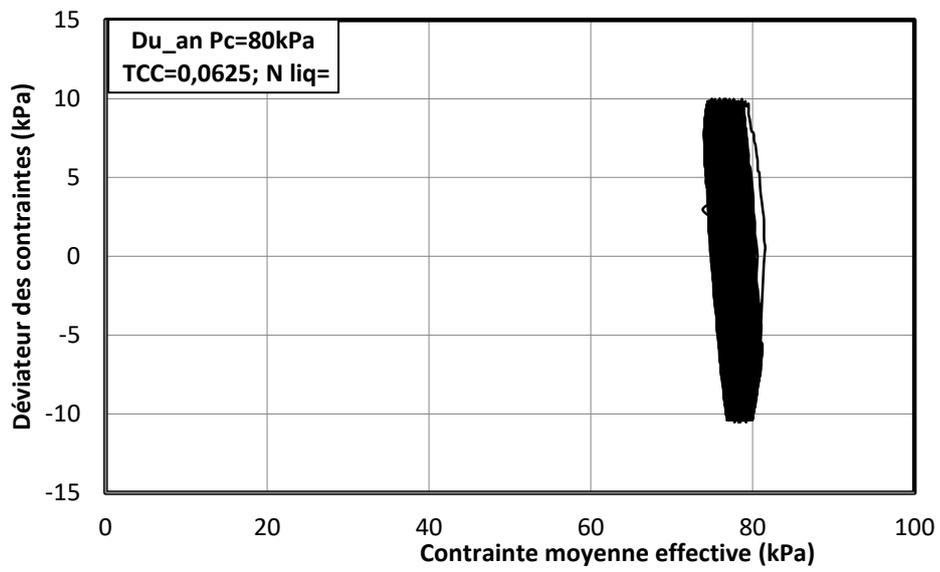


Figure 5.17. Comportement cyclique du sol de la digue Duchesse Anne
(c) Évolution des chemins de contraintes.

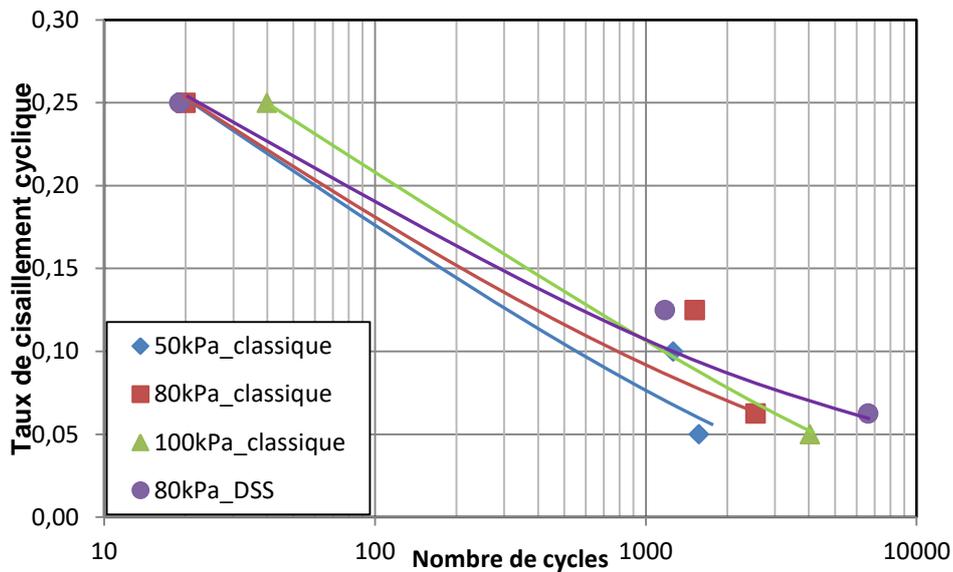


Figure 5.18. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sol de la digue Duchesse Anne

5.8. Conclusions

Ce chapitre consacré à l'étude du comportement cyclique du sable de Fontainebleau a permis d'analyser les principaux facteurs d'influence qui pilotent ce comportement mais aussi permis d'observer la modification de ce comportement avec la présence de fines. Dans la nature, les terrains sont rarement des sables aussi purs que peuvent être les sables de référence que sont Fontainebleau et Hostun. La présence de ces fines, sur les figures lesquels pour 4 et 10%, améliore grandement la résistance à la liquéfaction. Toutefois les fines non plastiques après une amélioration nette dès le premier pourcent, n'apporte pas une plage de variation importante. Pour les fines plastiques comme l'argile assez commune qu'est l'illite, l'amélioration est fonction du taux d'incorporation.

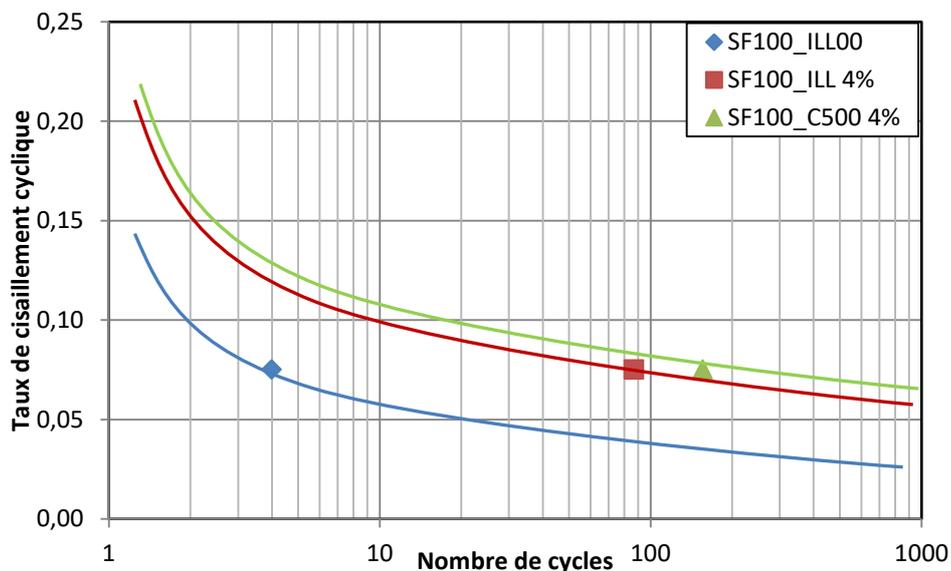


Figure 5.19. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec 4% de fine

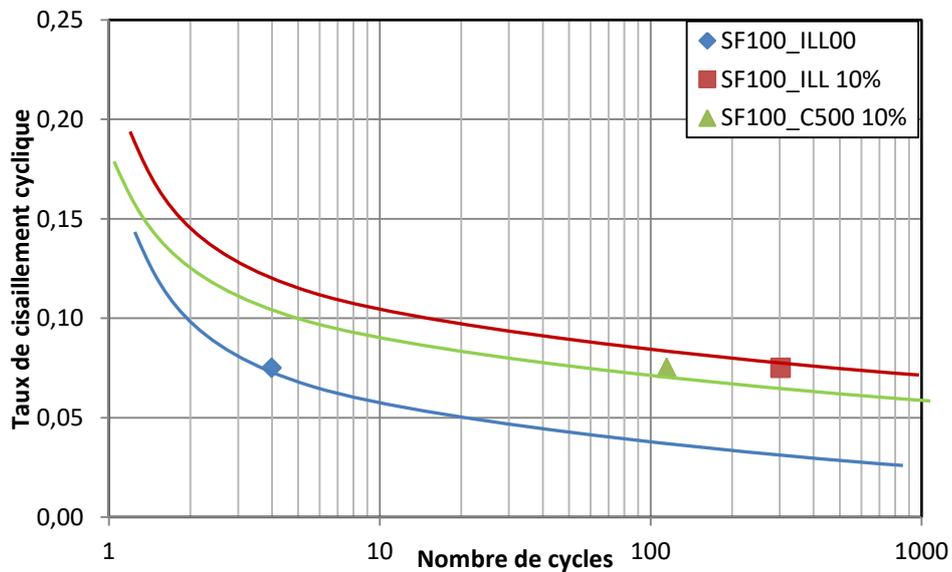


Figure 5.20. Courbes de résistance au cisaillement cyclique du sable de Fontainebleau et mélanges du sable avec 10% de fine

Le sol naturel issu des terrains sous la digue de la Duchesse Anne a également été étudié. Bien qu'ayant une composition granulométrique différente du sable de Fontainebleau et assez proche de celle de l'illite Arvel, ce sol présente une courbe TCC-CSR en fonction du nombre de cycles au-dessus de celle observée pour les mélanges sable avec fines, sans pour autant être très éloignée.

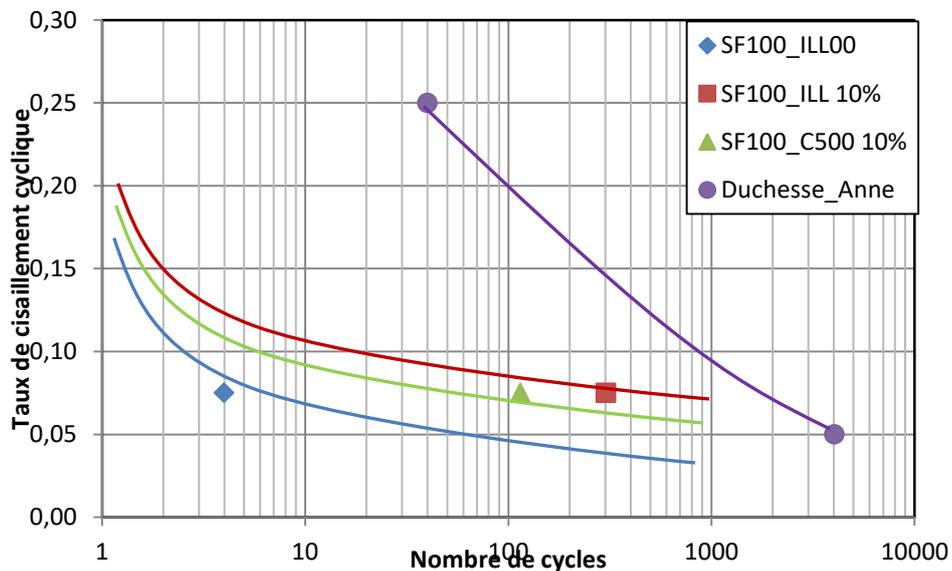


Figure 5.21. Courbes de résistance au cisaillement cyclique des mélanges sable-fines et sol de la digue de la Duchesse Anne

6. Approche basée sur les résultats obtenus lors d'essais en place

6.1. Essais préliminaires pour valider la méthode

La première application de la méthode de Dupla développée en chambre d'étalonnage et présentée dans la bibliographie sur un site réel a été faite en Guadeloupe (Dupla 1995). Elle a été effectuée durant le projet Belle-Plaine sur le site de Gosier. Localisé dans les Antilles françaises dans la partie Est de l'île de la Guadeloupe, ce site expérimental est dans une zone de fort risque sismique (Figure 6.1).

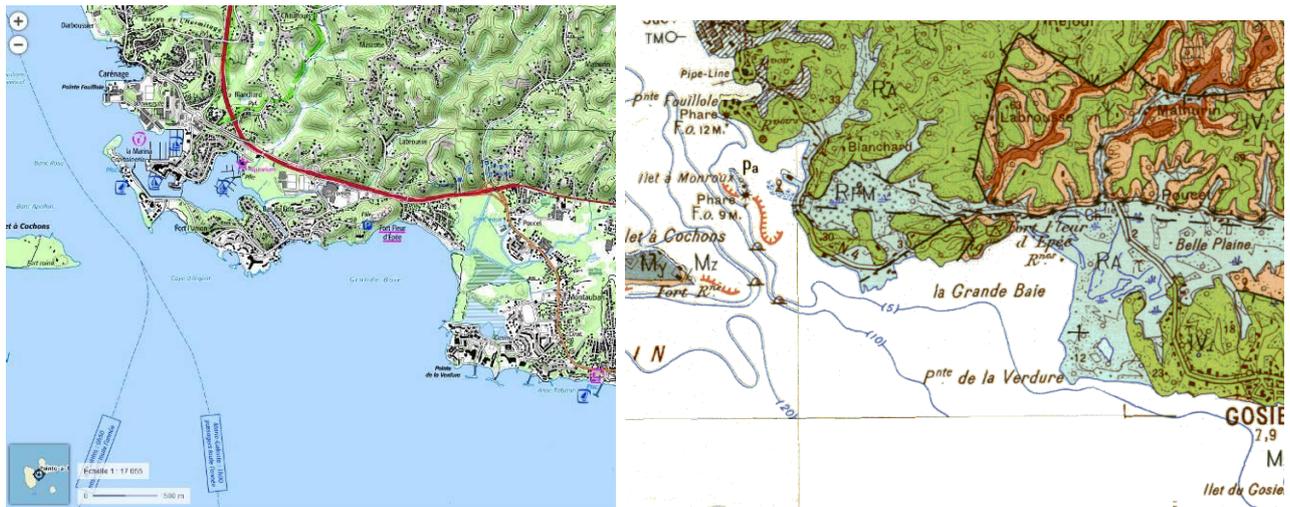


Figure 6.1. Le site de Gosier

Le site est caractérisé par une couche de 3 m d'épaisseur de sable corallien lâche situé vers 7,5 m de profondeur.

Tableau 6-1. Les caractéristiques du sol sur le site de Gosier

prof. base (m)	sol	teneur en eau (%)	limites de consistance		distribution granulométrique					
			limite de liquidité	indice de plasticité	d10	d15	d30	d50	d60	
1,5	gravier									
2,5	tourbe									
3,5	zone de transition	26-28	-	-	,025	0,08	0,12	0,16	0,18	
6,5	sable	21	-	-	0,006	0,025	0,09	0,14	0,17	
8,5	zone de transition	24-40	23-31	8	0,000 9	0,003 2	0,016	0,05	0,065	
14,5	sol argileux			5						

Selon le rapport Belle Plaine, ces matériaux seraient potentiellement liquéfiables selon les règles PS92.

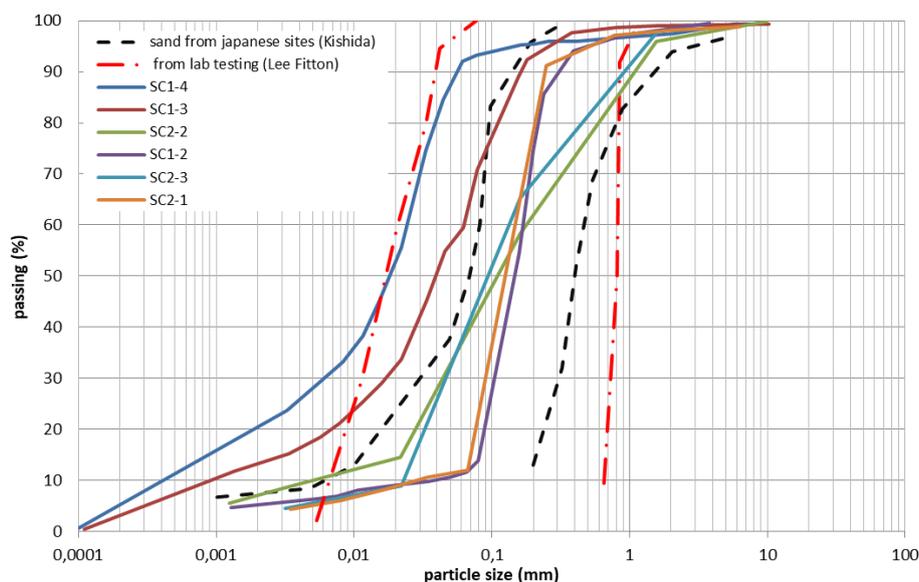


Figure 6.2. Distribution granulométrique des sols granulaires

La figure 6.2 (Dupla et Canou, 2010) donne la plage de distribution granulométrique obtenue à partir des échantillons prélevés sur le terrain.

Divers essais de reconnaissances géophysiques (SASW, micro-tremor - H/V - recordings, down-holes) et géotechniques (CPTu, pressiomètre cyclique) ont été conduits, et deux sondages réalisés pour installer les capteurs accélérométriques (un à la surface et deux à différentes profondeurs) et pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques des sols (principalement par essais triaxiaux). En complément 5 piézomètres couplés au système de suivi accélérométriques ont été installés. Durant le projet Belle-Plaine des simulations numériques ont été comparées aux reconnaissances en place dans l'objectif d'affiner les méthodes d'inversion des vitesses et rapports d'amortissement des profils de sols.

Les conclusions de ces études sont que la réponse sismique du profil de sol semble être principalement régie par la présence d'une couche de silt très molle (mangrove) insérée entre deux couches plus rigides (sables en surface et substrat rocheux calcaire), les principales distorsions cycliques se produisant dans cette couche molle (Figure 40).

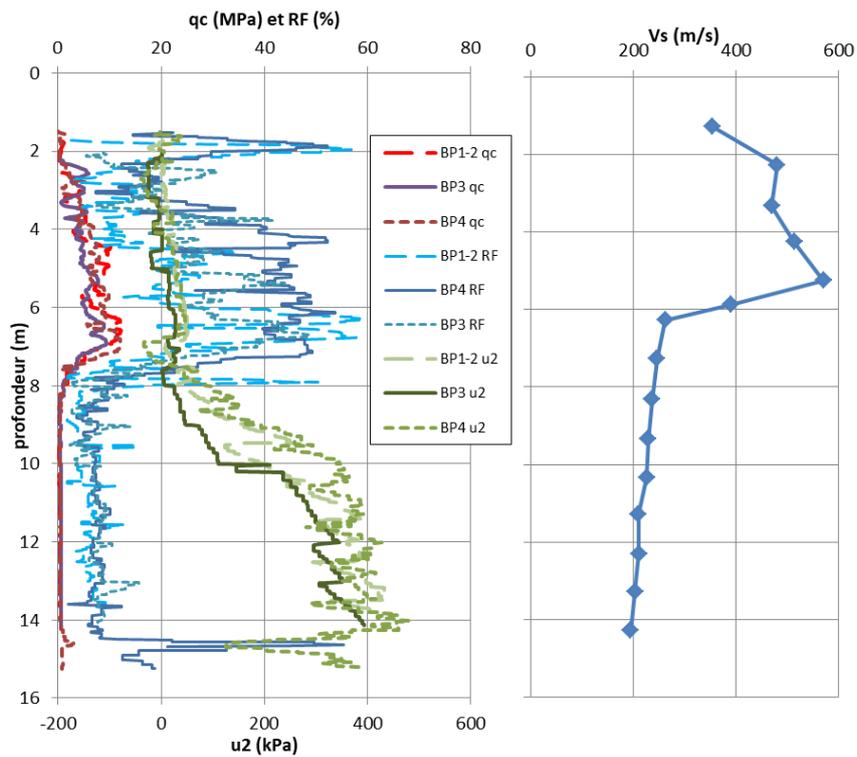


Figure 6.3. (a) profil CPT (Foray) (b) vitesse d'ondes de cisaillement

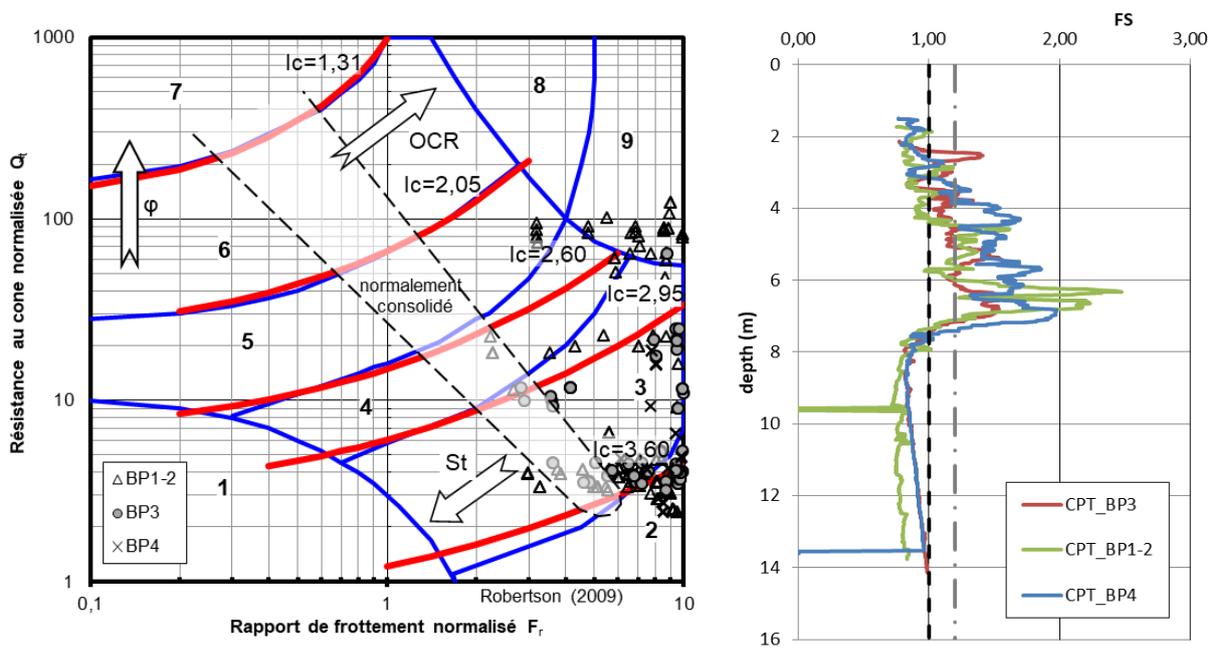


Figure 6.4. Abaque de classification de Robertson selon d'indice de comportement de sol et facteur de sécurité F_s

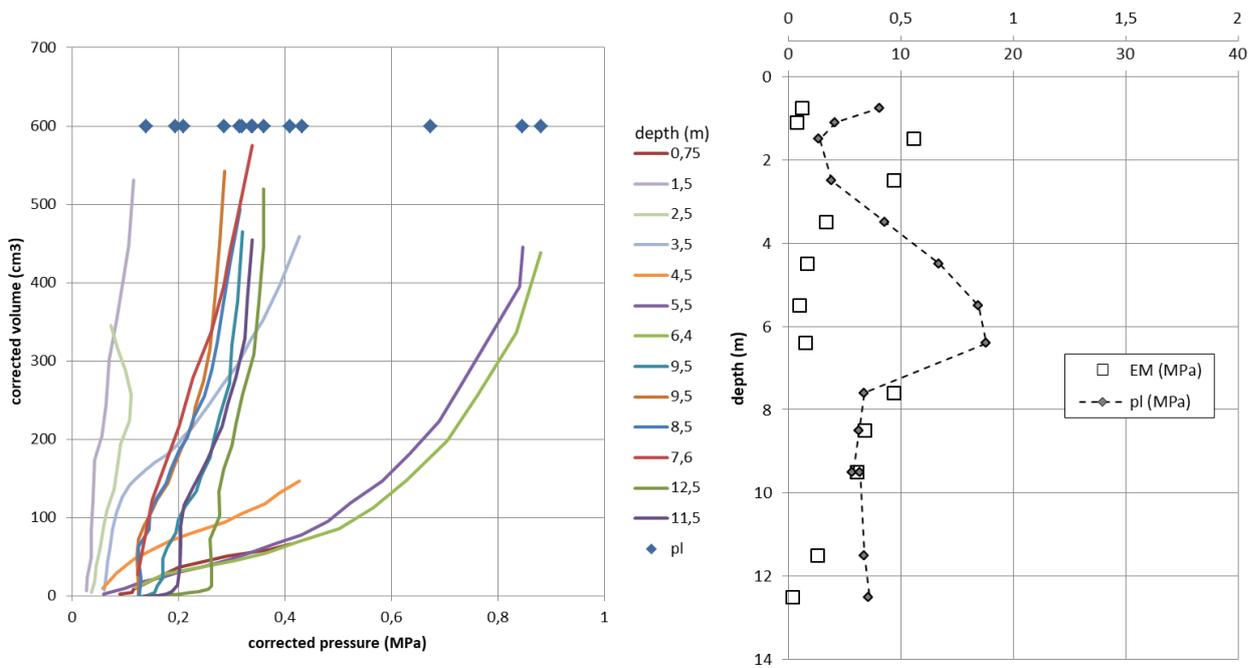


Figure 6.5. Tests d'extension et profils de module et de pression limite de Ménard

Les figures 6.3 à 6.5 donnent les profils CPT, de sismo-cône et de MPM réalisés au cours des campagnes de reconnaissance sur le terrain. La couche sableuse située entre 2 et 7 m est clairement observée.

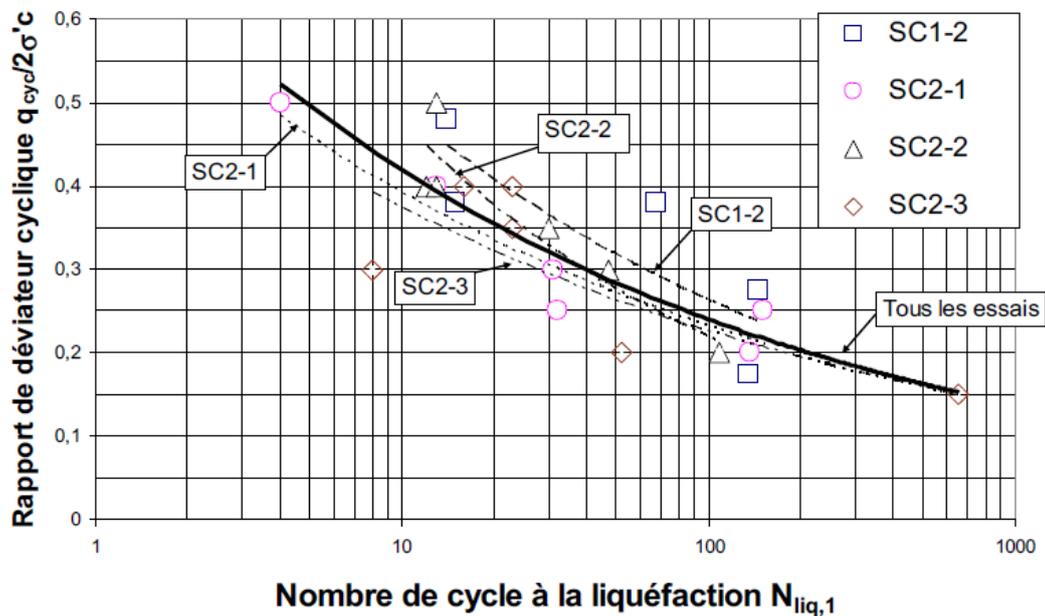


Figure 6.6. Courbes CSR dérivées des essais triaxiaux (Dupla & Canou, 2010)

Les échantillons ont été reconstitués à différentes densités relatives et testés dans un triaxial cyclique à plusieurs rapports de contraintes cycliques. La série de courbes de la figure 6.6 a été approximée par une seule courbe moyenne.

La figure 6.7 montre la pression corrigée en fonction de l'accumulation de volume. La légende indique le numéro de sondage et la profondeur en mètre.

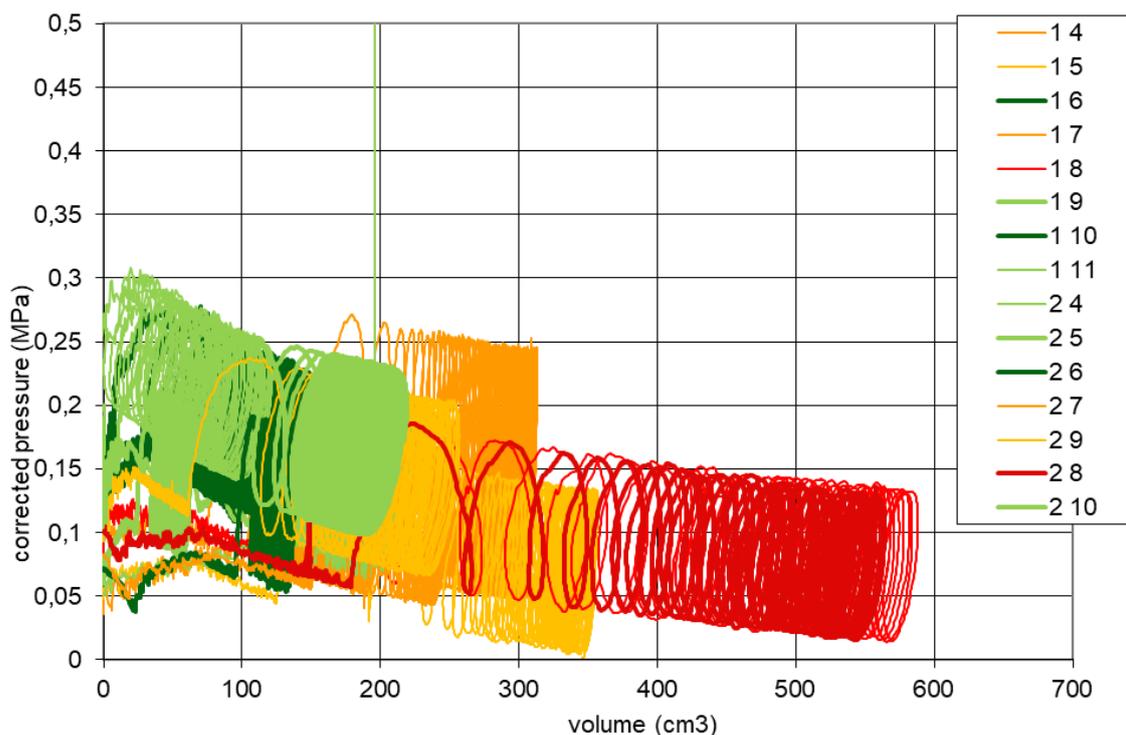


Figure 6.7. Courbes pression-volume obtenues au pressiomètre cyclique

La figure 6.8 présente les résultats des essais au pressiomètre cyclique effectués à proximité des sondages CPT (présentés à la figure 6.3). Les résultats montrent l'augmentation de l'accumulation de volume en fonction de la position verticale dans la couche sableuse. Les essais réalisés à 8 m de profondeur ont atteint un volume supérieur à 500 cm³, ce qui correspond à une déformation volumique proche de 40%, tandis que les essais situés entre 4 et 6 et plus profonds accumulent seulement 200 cm³.

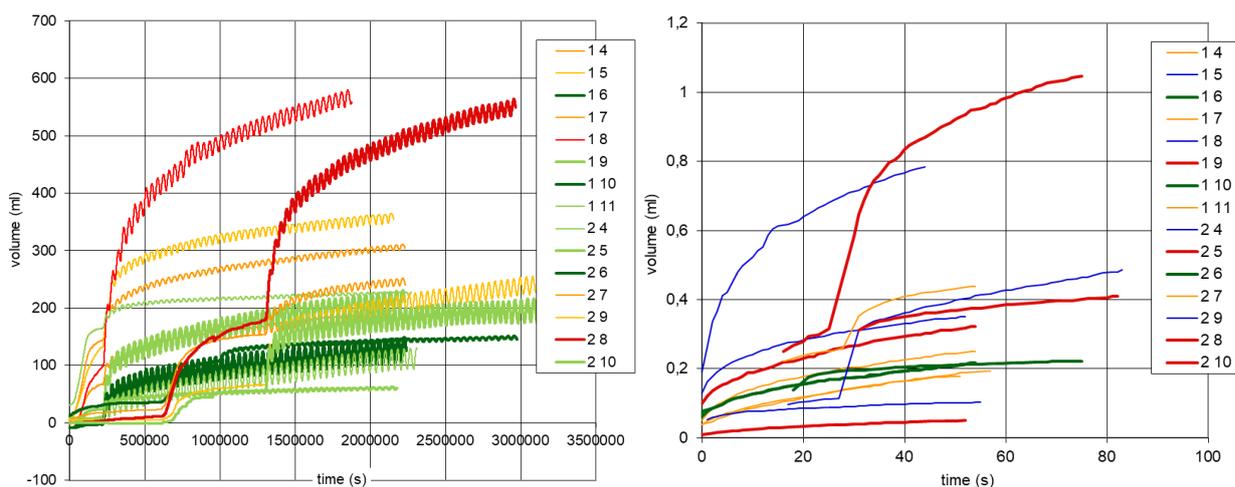


Figure 6.8. Courbes d'accumulation obtenues au pressiomètre cyclique et courbes enveloppes (premier chiffre pour le sondage et deuxième pour la profondeur)

La figure 6.9 rassemble les valeurs des nombres de cycles à la liquéfaction conventionnelle en fonction du TCC. Ces points ont été obtenus par la méthode décrite

précédemment de calage d'une loi puissance sur la courbe d'accumulation enveloppe. La disposition des résultats obtenus pour les profondeurs comprises entre 3 et 9 m doit être confirmée. L'influence de l'indice de densité in situ et en laboratoire n'est pas représentée.

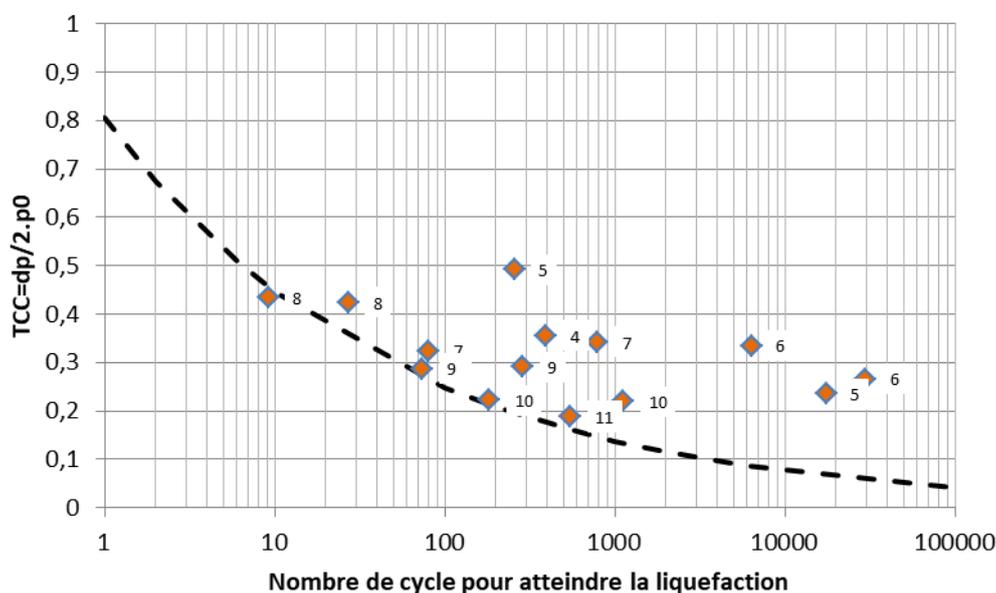


Figure 6.9. Comparaison de la courbe CSR-N obtenue au triaxial (tireté) avec les points obtenus avec le pressiomètre cyclique (symboles avec la profondeur de l'essai indiqué à droite)

Les analyses effectuées au cours du projet ont montré que le risque de liquéfaction identifié pour les sables du site de Belle-Plaine, en utilisant des méthodes d'investigation standard (CPT) sur le terrain, semblait plutôt limité. En outre, en testant avec les méthodes standard de prévision de la liquéfaction (tests in situ / en laboratoire) sur les sols du site de forage, il a été possible d'évaluer la validité des critères existants, en particulier pour les sols "intermédiaires" et l'application possible de la méthode d'essais pressiométriques cycliques.

Une valeur de $\varepsilon_V = 50\%$ ou $\varepsilon_r = 21\%$ a été définie sur la base de projets antérieurs pour correspondre aux résultats de laboratoire. Si la contrainte volumétrique à 50% n'est pas atteinte pendant le test (limité à 50 cycles), le nombre de cycles à la liquéfaction est extrapolé à l'aide de la loi de puissance.

Ces courbes peuvent ensuite être utilisées pour prédire le comportement de structures soumises à des charges sismiques ou cycliques. Contrairement aux expériences de laboratoire telles que l'essai triaxial ou l'essai simple de cisaillement, il n'est pas possible de modifier ni de modifier la densité du sol, mais les essais sont effectués à la densité existante.

La configuration du sol du site d'essai de Belle-Plaine (mangrove enfouie recouverte de sables moyennement denses très susceptibles de se liquéfier) est largement répandue sur l'arc des Caraïbes, exposée à un risque sismique élevé. L'observation directe de la réponse sismique d'un tel site est donc cruciale pour les stratégies d'atténuation des risques menées par les autorités locales.

6.2. Améliorations

L'analyse de ces premières données a montré la nécessité d'une amélioration pour atteindre la même fiabilité que des tests de laboratoire.

6.2.1. Correction de membrane

Comme présenté précédemment, la correction de la membrane est un facteur d'influence important. La correction due à la perte de pression explique l'augmentation de la résistance due à la dilatation de la membrane lors de l'expansion (CEN, 2004). La correction est obtenue lors d'un test de la sonde dans l'air (Figure 6.10).

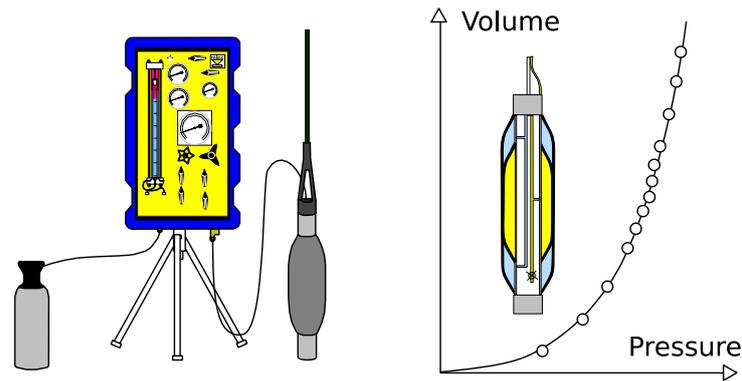


Figure 6.10. Principe de l'essai de correction de membrane

La figure 6.11 montre l'amplitude de ces corrections pour différents types de gaines ou protection et l'influence potentielle sur la plage de pression cyclique appliquée au sol.

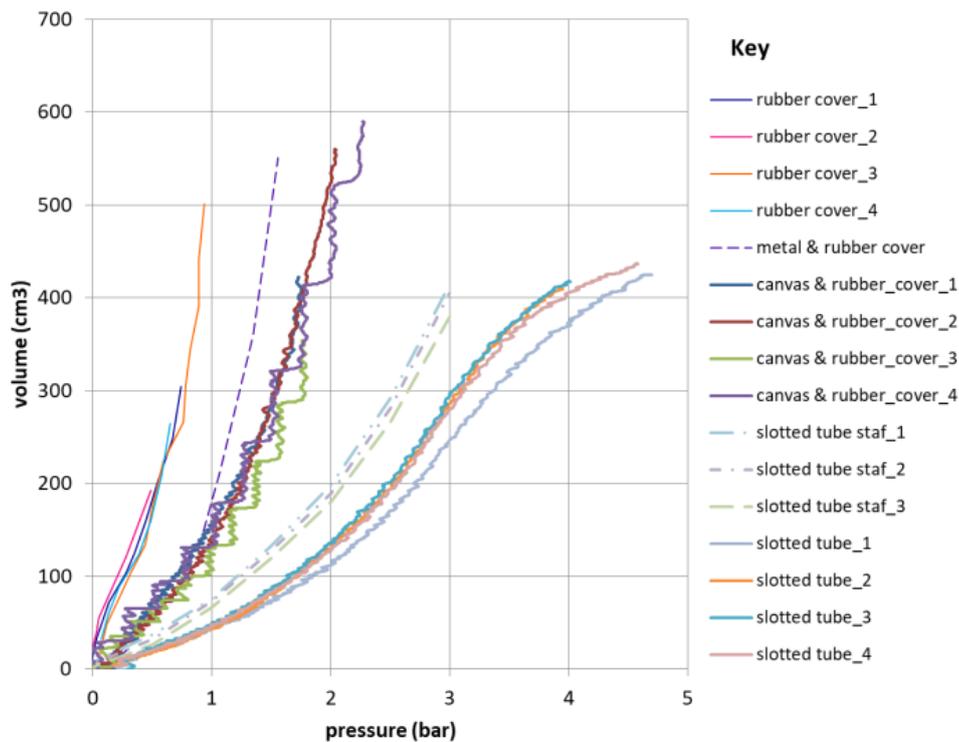


Figure 6.11. Courbes de correction à appliquer en fonction du type de gaine

L'utilisation d'un tube fendu est une pratique courante en France (plus de 90% des essais selon les fournisseurs, soit une déviance claire de la pratique par les entreprises).

Cette couverture métallique protège la membrane contre les particules pointues. Cependant, il génère une inertie plus importante en raison de la résistance propre des bandes métalliques du tube fendu et de la sonde de petit diamètre nécessitant une correction deux fois supérieure à celle du revêtement souple externe standard.

Les résultats présentés à la figure 6.12 prouvent qu'une augmentation de l'accumulation de volume est observée avec celle de l'amplitude de pression quel que soit le type de revêtement utilisé (caoutchouc et toile ou tube fendu), mais qu'il apparaît une diminution de la pression corrigée en fonction de l'augmentation du volume. La légende indique le numéro de sondage, la profondeur en mètre et le CSR appliqué.

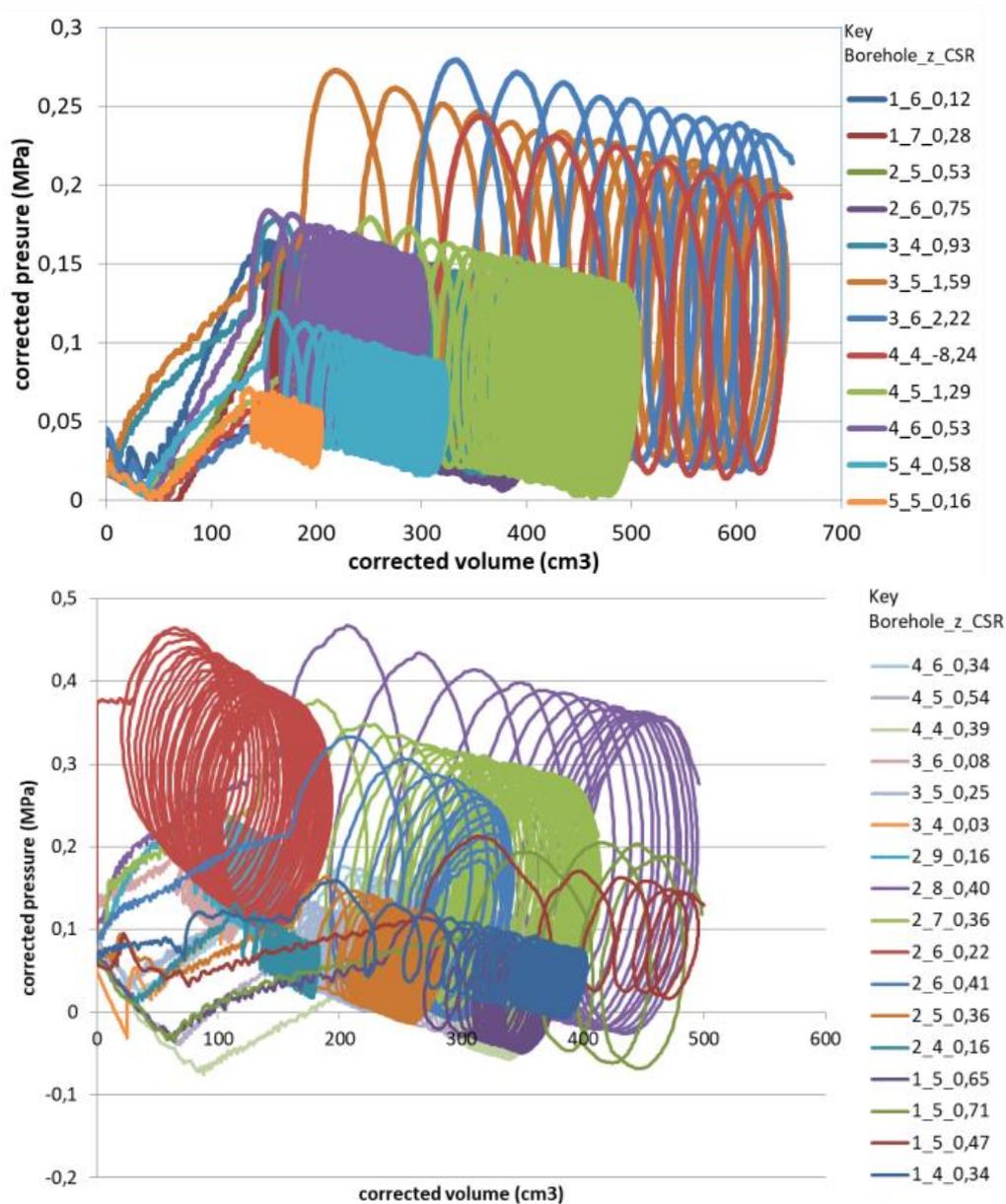


Figure 6.12. Essais cycliques réalisés avec (a) sonde avec revêtement en nitrile toilé (b) sonde avec tube fendu

En raison de cette perte de pression générée par la gaine ou sa protection lors de l'expansion, l'amplitude de la pression diminue.

La conséquence est que, lors du cyclage entre deux pressions, en raison de l'augmentation du volume, les pressions appliquées au sol diminuent.

Afin de remédier à cela une modification du programme de pilotage a été réalisée pour intégrer en temps réel la courbe de correction. Au cours de l'essai, des courbes de correction d'inertie de la membrane appropriées, telles que celles illustrées à la figure 6.11, sont appliquées automatiquement, ce qui donne une courbe corrigée similaire à celle de la figure 6.12.

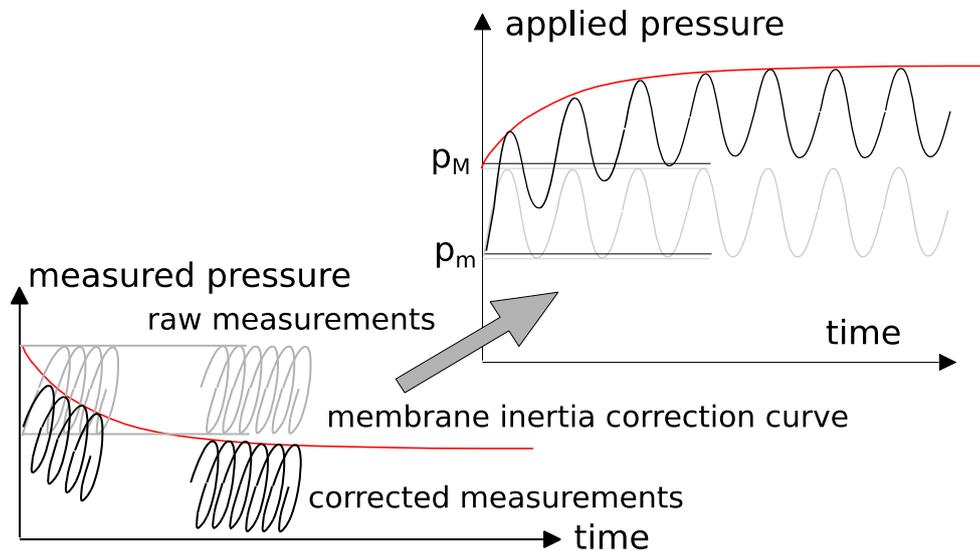


Figure 6.13. Programme de chargement de l'essai au pressiomètre tenant compte de la rigidité de la membrane

La figure 6.13 montre comment cette correction est utilisée pour maintenir une amplitude de pression constante. Le signal appliqué au sol reste entre deux pressions constantes.

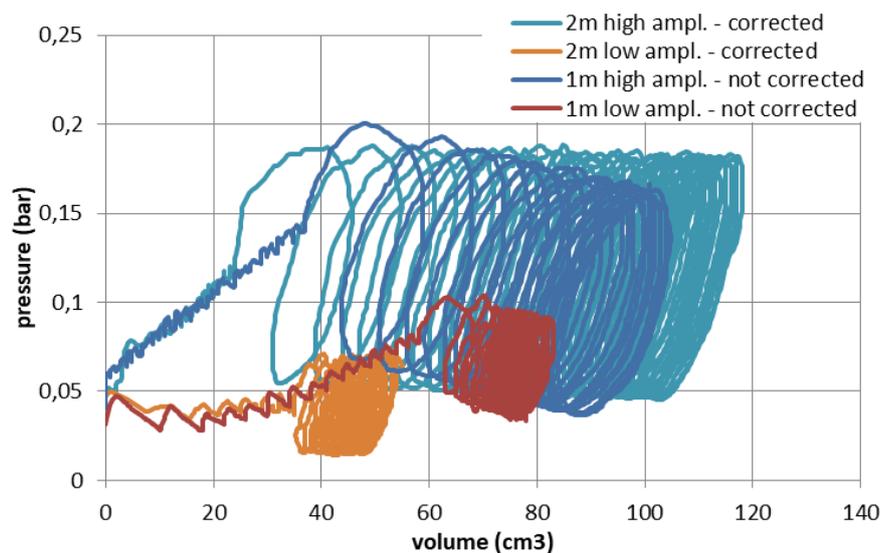


Figure 6.14. Comparaison des résultats d'essais avec le programme de chargement corrigé

6.2.2. Mesure de la pression interstitielle

En laboratoire, comme nous l'avons vu dans les chapitres précédents, on constate que la liquéfaction du sol commence lorsque la valeur de la pression interstitielle a

suffisamment augmenté pour devenir égale à la valeur de la pression de confinement, c'est-à-dire lorsque la contrainte effective s'annule.

Par conséquent, il est important de mesurer les pressions interstitielles lors de l'expansion cyclique afin d'estimer le potentiel de liquéfaction des sols fins.

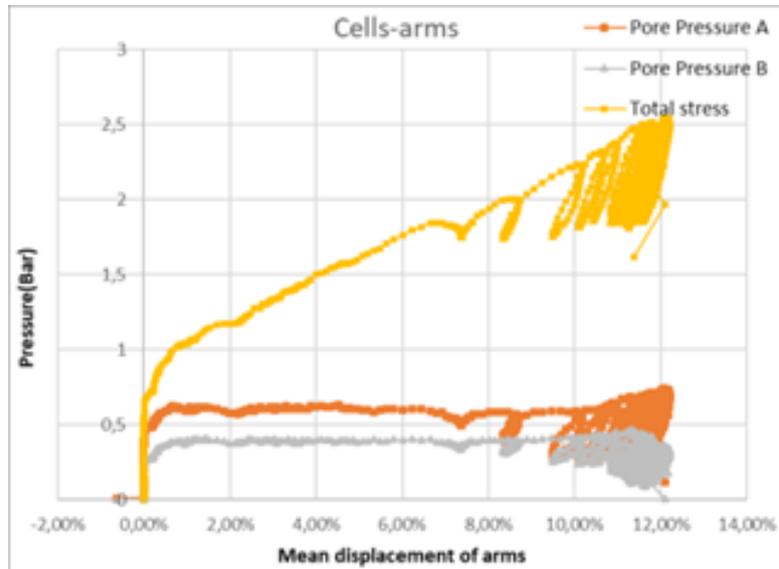


Figure 6.15. Mesure de la pression interstitielle lors d'essais au pressiomètre autoforeur

La figure 6.15 montre le type de mesure de la pression interstitielle qui peut être obtenue à partir d'un essai cyclique au pressiomètre autoforeur effectué dans une argile marine à Newington, New Hampshire, États-Unis (Getchell, Santamaria et Benoît, 2014). La sonde était équipée de deux capteurs de pression interstitielle fixés sur la membrane. La mesure est effectuée en temps réel sur un système d'acquisition de données.

Dans le cadre de travaux de recherches menés avec la société Jean Lutz SA, un nouveau type de capteur de pression dédié à l'essai pressiométrique a été développé et a pu être testé dans le cadre de ce travail de thèse. La figure 6.16 montre ce capteur simple et robuste.

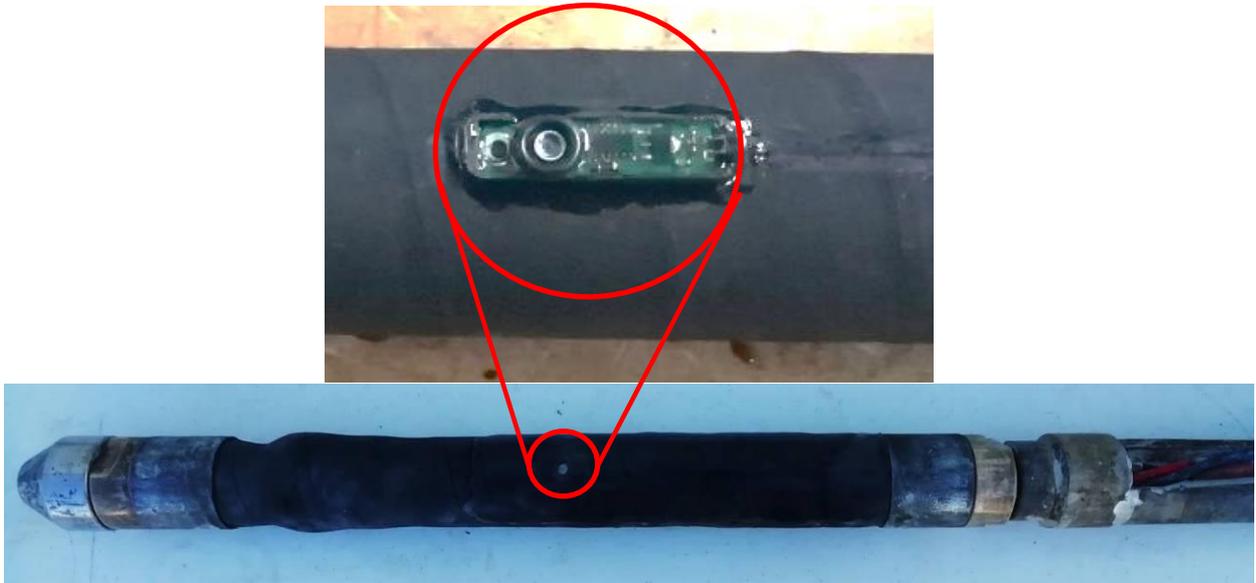


Figure 6.16. Transducteur de pression interstitielle attaché au couvercle de membrane flexible

Ce capteur peut être fixé sur la sonde pressiométrique standard directement sur la gaine dans la version gaine souple diamètre 60 mm ou lors de l'utilisation du tube fendu dans un creux spécialement usiné.

Les premiers essais réalisés avec ce prototype ont été réalisés sur la digue du Sillon à Saint Malo (France) (Figure 6.15).

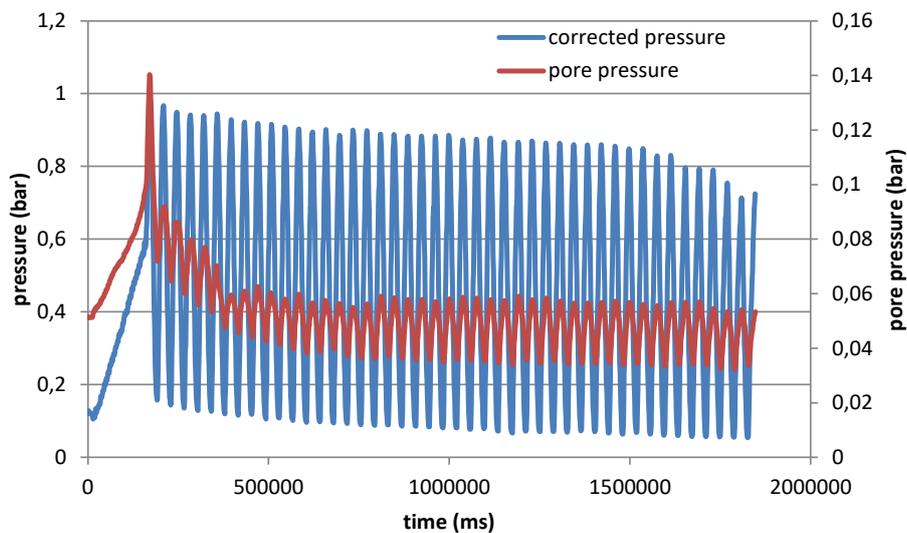


Figure 6.17. Mesure de la pression interstitielle lors d'essais au pressiomètre préforés

Dans le cas illustré sur la figure 6.17, le sable perméable permet à la pression interstitielle de se dissiper rapidement. Les premiers résultats de ces tests sont prometteurs et une série d'essais a été planifiée sur un autre site précédemment étudié, mais avec des sols contenant une quantité importante de fines.

6.3. Application sur le site de la digue de la Duchesse Anne à Saint Benoit des ondes

Les résultats d'une série d'essais au pressiomètre cyclique réalisés sous la digue de la Duchesse Anne près du Mont Saint Michel (France) sont présentés dans cette section.

La digue de la Duchesse Anne, construite entre 1020 et 1040, s'étend de la pointe du château Richeux (sud de Cancale), à l'ouest, jusqu'au petit massif de Saint-Broladre, à l'est (voir carte, figure 6.18). La digue sépare le marais de la mer adjacente. L'étude portait sur une section linéaire de 17 km dont la gestion est assurée par l'Association Syndicale des Propriétaires des Dignes et Marais de Dol-de-Bretagne.

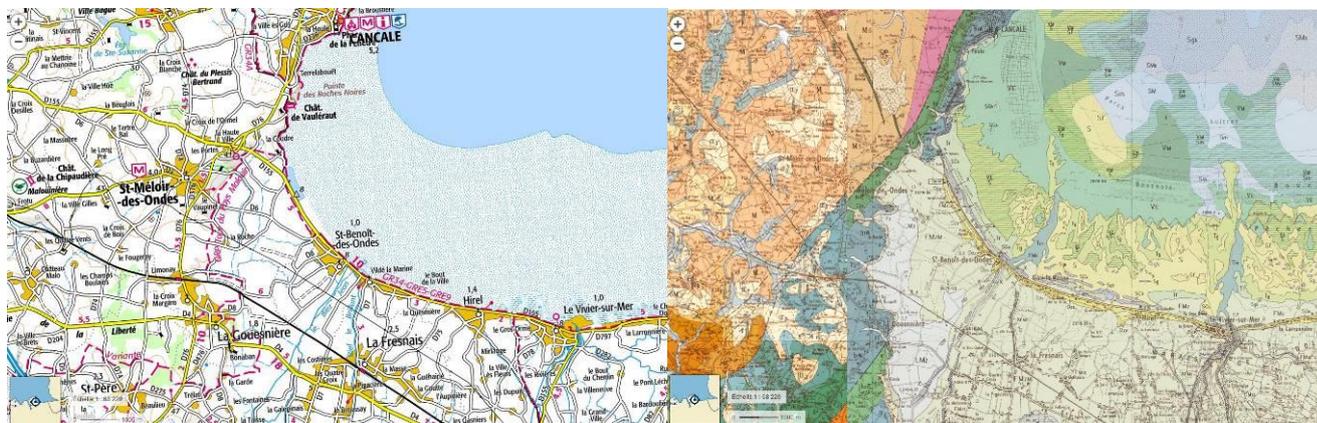


Figure 6.18. Carte de localisation de Saint-Benoît-des-Ondes (cartes d'après site Viamichelein et Géoportail)

La digue de la Duchesse Anne a été construite en tirant parti des anciennes crêtes côtières situées à cet endroit pour protéger les marais de Dol des hautes marées (15 m dans la baie). L'épaisseur des sédiments quaternaires se situe entre 15 et 20 m en dessous de la digue et ils sont essentiellement composés de brai (classe granulométrique des lutites) et de sables fins. Étant donné la proximité de la mer et la portée des marées, ces matériaux sont entièrement saturés. Les sables marins sont bien classés.

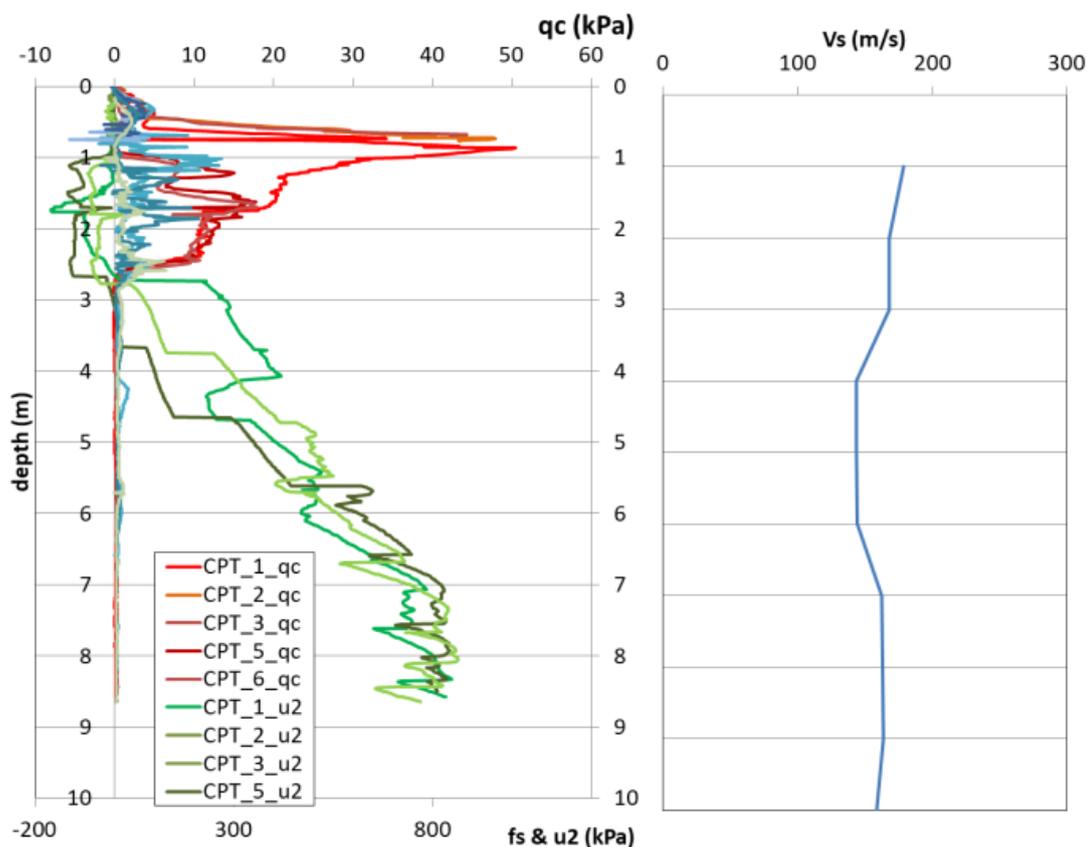


Figure 6.19. Profils CPTu et Vs à Saint-Benoît-des-Ondes

La figure 6.19 présente les profils de pénétration au cône (CPT) obtenus sur le site sous le remblai et proches des forages de pressiomètre de Ménard (MPM) et des essais avec le pressiomètre de cyclique (PMTc). La profondeur de la nappe phréatique était de 2 m au cours des essais.

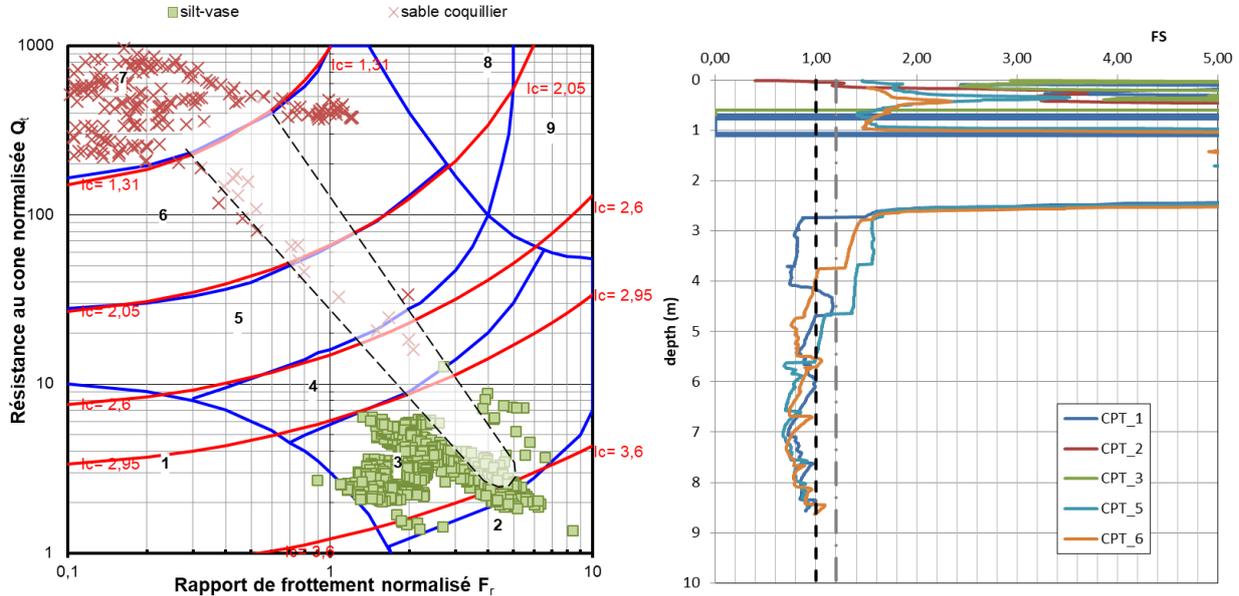


Figure 6.20. CPT indice de comportement des sols et facteur de sécurité à la liquéfaction selon le NCEER

Les résultats des profils de piézocone sont reportés à la figure 6.20 sur l'abaque de classification (Robertson, 2009) basée sur l'indice de comportement du sol de Jefferies et suggèrent que la couche supérieure (croix rouges) se comporte comme un sol grossier (sable coquillier) recouvrant une couche limoneuse ou sol légèrement cohérent (carrés verts).

D'après les résultats du CPTu, le seuil de liquéfaction proposé par (Youd & Idriss, 2001) semble se situer à une profondeur inférieure à 3 m (figure 6.20). On observe que les critères classiques sur la granulométrie.

Tableau 6-2. Caractérisation physique des sols de Saint Benoit (CEREMA)

Prof. (m)	sol	teneur en eau (%)	limites de consistance		répartition granulométrique			
			limite de liquidité	indice de plasticité	D_max	%<63 µm	%<2mm	%<50 mm
2	sable coquillier	6.1	33	9	26	1	53	98
4	limon	41.8	44	14	10	68	88	100
5	limon argileux	35.1	30	7	8	75	91	100
6	limon	52.7	62	24	19	40	59	99

Tableau 6-3. Tableau Limites de consistance des sols de Saint Benoit

Limite d'Atterberg	w _L	w _p	I _p
1er forage à 6m	64,75	48,10	16,64
3eme forage à 5m	58,05	42,75	15,30
5eme forage à 4m	58,17	39,88	18,29

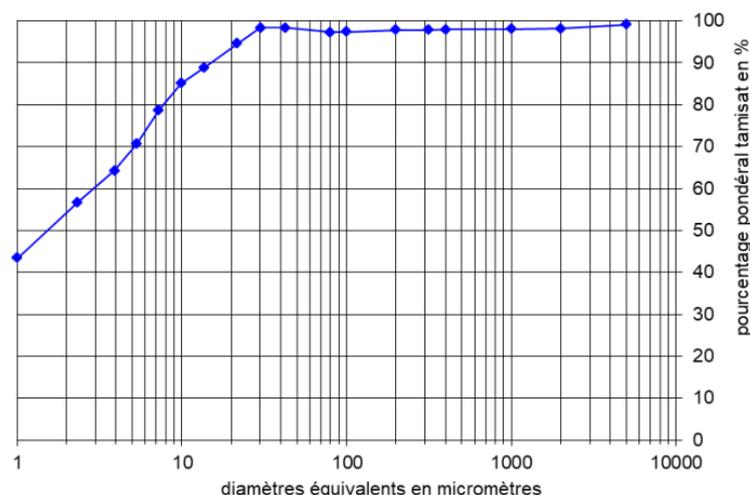


Figure 6.21. Courbe granulométrique des sols

6.4. Bilan des expérimentations 2016, 2018 et 2019

Trois campagnes d'essai avec le pressiomètre cyclique ont été effectuées en 2016, 2018 et 2019.

Une première phase des expérimentations a consisté à faire sur trois niveaux (4, 5 et 6 m) des essais paramétriques à différents niveaux de sollicitation. Une première série a été réalisée avec une gaine souple (Tableau 6-4), l'autre avec une sonde dans un tube fendu (Tableau 6-5).

Dans une deuxième phase, un premier prototype de sonde équipée d'un capteur de pression interstitielle a été testé. Fonctionnel hors du sol, ce premier prototype de matériel n'a pas résisté à la mise en œuvre dans le forage. Plusieurs tentatives de modification de carte électronique ont été tentées sans succès. La possibilité de changer la carte sur chantier restait à étudier.

Quelques essais ont été réalisés avec un Tube Fendu avec Enlèvement de Matière de marque STAF-Apagéo.

Tableau 6-4. Essais cycliques avec la gaine souple (année 2016)

Sondage	Profondeur essai	Mode de forage	Programme d'essais	
			Pression moyenne	TCC théorique
1	4	TAM+B	essai Ménard	-
	5	TAM+B	essai Ménard	
	6	TAM+B	0,52638	0,108
	7	TAM+B	0,59218	0,258
2	4,2	TAM+B	0,39479	0,61
	5	TAM+B	0,46059	0,462
	6	TAM+B	0,52638	0,635
3	4,05	TAM+B	0,39479	0,792
	5	TAM+B	0,46059	1,326
	6	TAM+B	0,52638	1,719
4	4	TAM+B	0,39479	-
	5	TAM+B	0,46059	1,032
	6	TAM+B	0,52638	0,478

Sondage	Profondeur	Mode de	Programme d'essais	
5	4	TAM+B	0,39479	0,498
	5	TAM+B	0,46059	0,144
	6	TAM+B	0,52638	2,038

Tableau 6-5. Essais cycliques tube fendu avec enlèvement de matière (année 2016)

Sondage	Profondeur essai	Mode de forage	Programme d'essais	
			Pression moyenne	TCC théorique
6	4	TFEM	0,46059	0,682
	5	TFEM	0,39479	1,287
	6	TFEM	0,59218	1,181
	7	TFEM	0,52638	0,912

En 2018, une nouvelle campagne sur le même site a été entreprise pour tester le nouveau prototype développé par l'entreprise Jean Lutz SA. Des essais avec les mêmes modes opératoires que l'année précédente ont été également réalisés.

Tableau 6-6. Essais cycliques tube fendu dans pré-forage (année 2018)

Sondage	Profondeur essai	Mode de forage	Programme d'essais	
			Pression moyenne	TCC théorique
1	4	TAM+B	2,92	0,336
	5	TAM+B	3,47	0,473
	6	TAM+B	-	-
2	4	TAM+B	2,26	0,164
	5	TAM+B	2,68	0,361
	6	TAM+B	3,7	0,412
	7	TAM+B	3,67	0,364
	8	TAM+B	4,16	0,399
	9	TAM+B	2,42	0,157
3	4	TAM+B	2,01	0,028
	5	TAM+B	2,48	0,249
	6	TAM+B	2,09	0,081
4	4	TAM+B	2,71	0,745
	5	TAM+B	2,83	0,542
	6	TAM+B	2,74	0,342
	7	TAM+B	3,34	0,235
	8	TAM+B	3,44	0,224

Tableau 6-7. Essais cycliques gaine souple dans pré-forage (année 2019)

Sondage	Profondeur essai	Mode de forage	Programme d'essais	
			Pression moyenne	TCC théorique
1	4	TAM+B	1,63	0,220
	5	TAM+B	1,194	0,145
	6	TAM+B	1,50	0,181
	7a	TAM+B	1,86	0,190
	7b	TAM+B	1,21	0,0971
2	5	TAM+B	1,90	0,204
	6	TAM+B	1,49	0,202

Sondage	Profondeur	Mode de	Programme d'essais	
	7a	TAM+B	1,68	0,071
	7b	TAM+B	1,34	0,153
4	4	TAM+B	1,49	0,271
	5	TAM+B	1,43	0,242
	6	TAM+B	1,79	0,269
	7	TAM+B	1,57	0,218
	8a	TAM+B	1,47	0,154
	8b	TAM+B	2,21	0,257

Tableau 6-8. Essais cycliques tube fendu dans pré-forage (année 2019)

Sondage	Profondeur essai	Mode de forage	Programme d'essais	
			Pression moyenne	TCC théorique
3	4	TF	2,14	0,305
	5	TF	1,86	0,250
	6	TF	1,69	0,212
	7	TF	1,64	0,203
	8	TF	2,16	0,251

L'analyse du premier ensemble de données obtenues lors de la campagne de 2016 a montré la nécessité d'une amélioration pour atteindre la même fiabilité que lors des tests en laboratoire. Des modifications ont été apportées aux matériels lors des tests de 2018, notamment une première tentative de mesure de la pression interstitielle. Les figures 6.22 et 6.23 montrent les résultats en utilisant deux systèmes de protection comportant des gaines différentes.

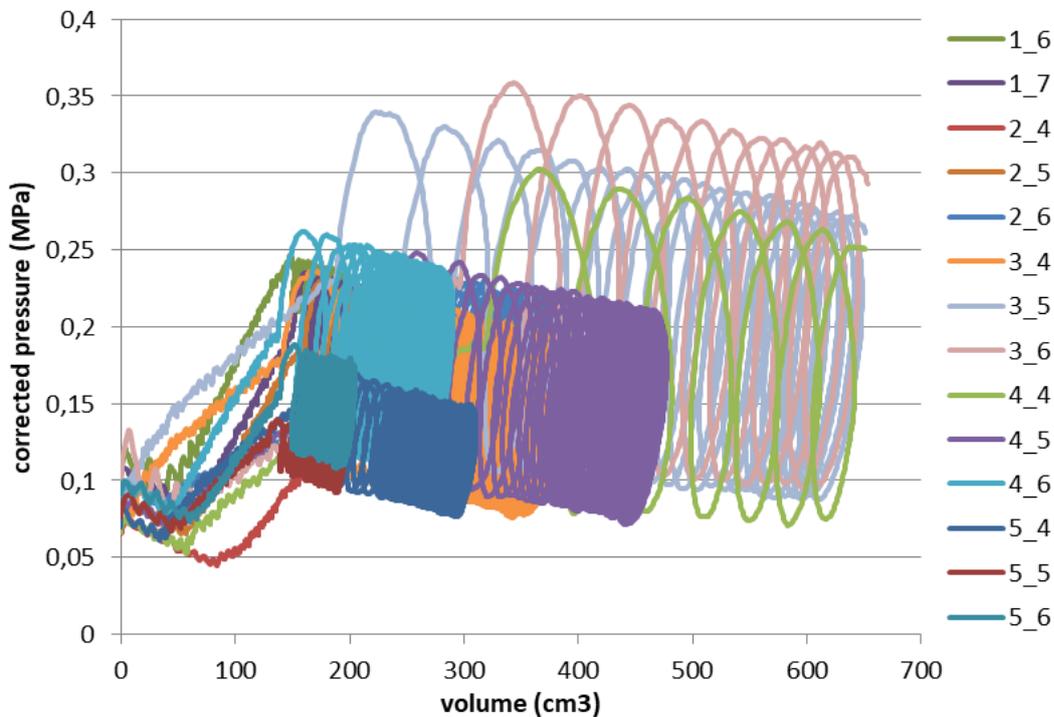


Figure 6.22. Campagne 2016 - Évolution de la pression corrigée avec le volume pour la gaine souple

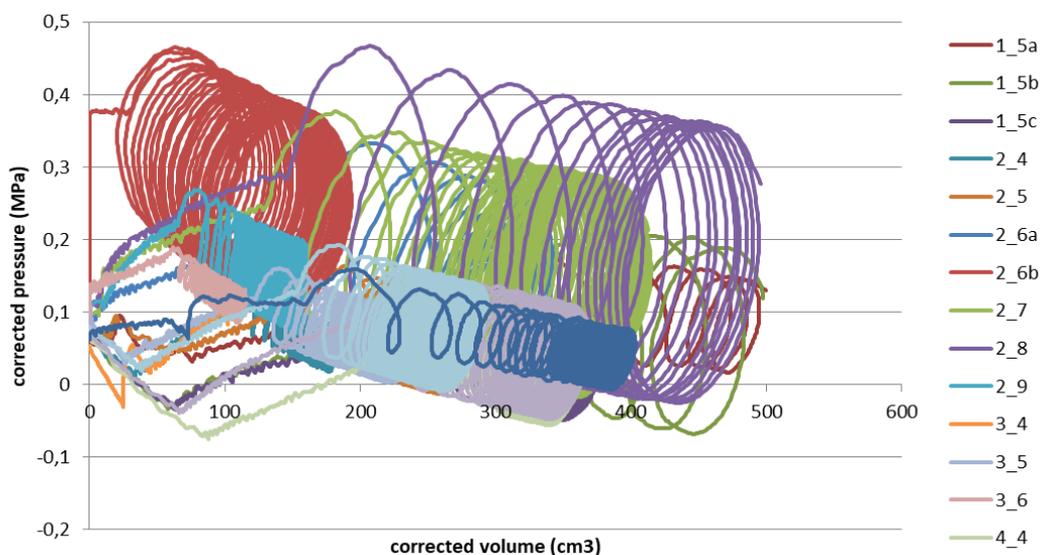


Figure 6.23. Campagne d'essais 2018 - Évolution de la pression avec contrôle corrigé pour tube fendu

Au cours de ces deux campagnes, le chargement cyclique a été imposé entre deux limites de pression fixées à la surface au niveau du dispositif de contrôle de l'essai (CPV). Cependant, une fois corrigées de la perte de pression liée à l'expansion de la gaine, ces limites sont considérablement réduites au niveau de la sonde. C'est ce que montrent les figures 6.22 et 6.23, car la pression corrigée diminue lorsque le volume augmente

Pour éviter cet écart, le logiciel a été modifié par la suite pour prendre en compte la perte de charge due à la résistance de la membrane, en temps réel. Une fois la correction appliquée, la pression au niveau de la sonde reste presque parfaitement entre les limites définies initialement, ce qui n'était pas le cas pour les deux premières campagnes d'essais de 2016 et 2018..

La figure 6.24 montre les résultats de 2019 obtenus avec le nouveau programme de contrôle de la pression pour les deux systèmes de protection de membrane (c'est-à-dire une sonde avec une gaine toilée et une sonde avec un tube fendu). Le contrôle de la pression intégrant la correction semble très efficace, même si une légère augmentation ou diminution de la pression moyenne est observée. Cette petite variation est attribuée à un décalage de zéro par rapport au volume prouvé initial V_0 .

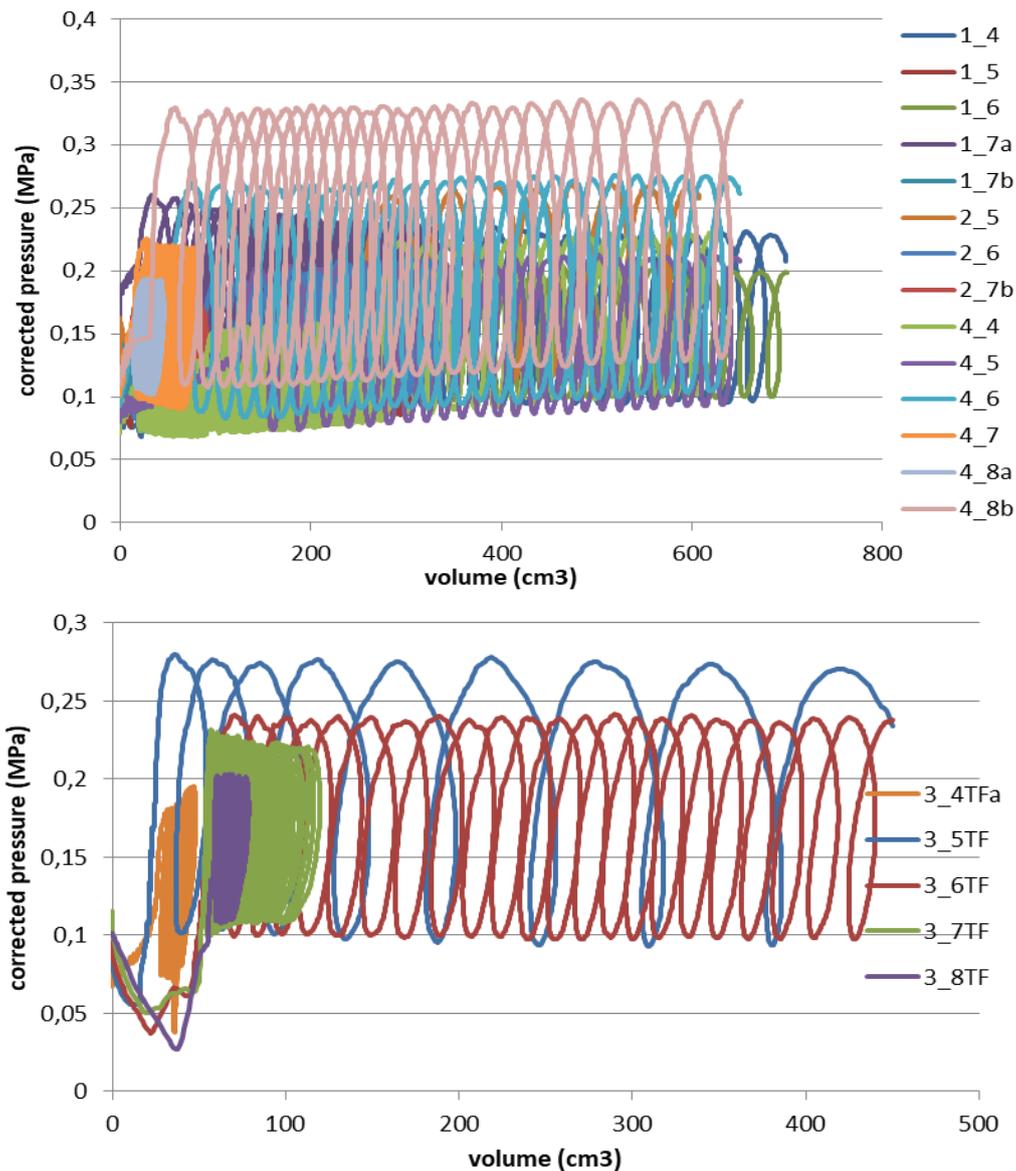


Figure 6.24. Campagne d'essais 2019 - Évolution de la pression corrigée avec contrôle de pression pour les deux types de sonde (en haut: membrane en caoutchouc uniquement et en bas: membrane en caoutchouc avec tube à fendu)

Sur les figures 6.22 à 6.24, l'influence des amplitudes de pression sur l'accumulation de volume est clairement visible et correspond au comportement précédemment observé par Dupla et Canou (2003). Une hystérésis plus importante est observée dans ces essais *in situ* comparativement aux essais de laboratoire en raison de la nature du sol (distribution granulométrique plus large), différente du sable Hostun, sol de référence utilisé dans la chambre d'étalonnage, au mode de mise en place (moulage dans la chambre d'étalonnage et forage en place) ainsi que de la perte de charge dans la longueur des tubulures et des points singuliers.

Certains des résultats de 2019 sont présentés à la figure 6.25 en termes de déformation radiale en fonction du temps. Comme on peut le constater, les déformations volumiques s'accumulent plus rapidement lorsque l'amplitude de la pression augmente.

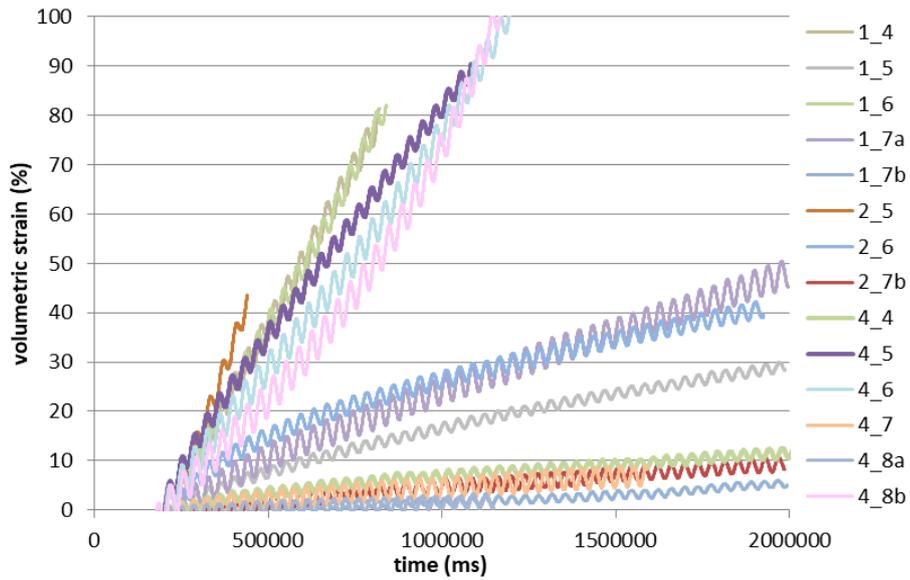


Figure 6.25. Déformation volumétrique en fonction des cycles de pression (le second chiffre correspond à la profondeur en mètres)

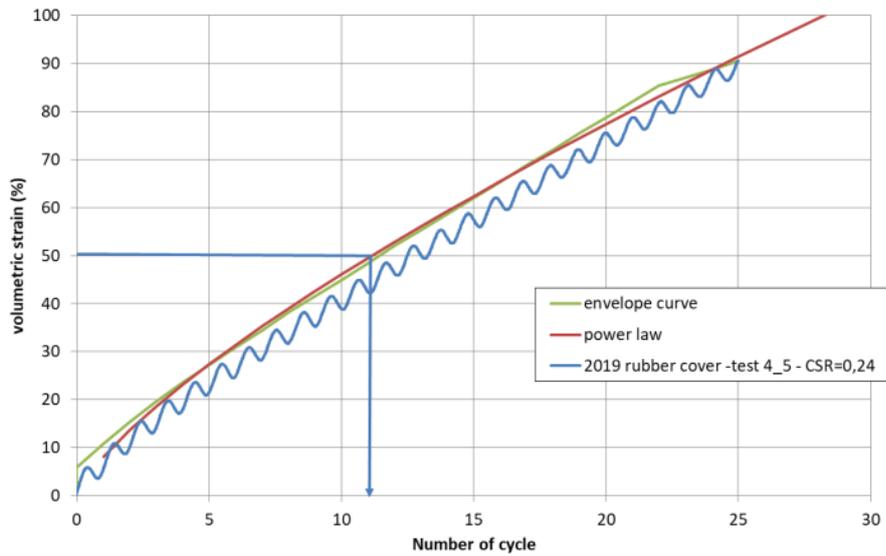


Figure 13. Définition de la courbe d'accumulation

Figure 6.26. Présente le nombre de cycles jusqu'à la rupture conventionnelle à 50% de déformation volumétrique selon le TCC appliqué à tous les tests des trois campagnes.

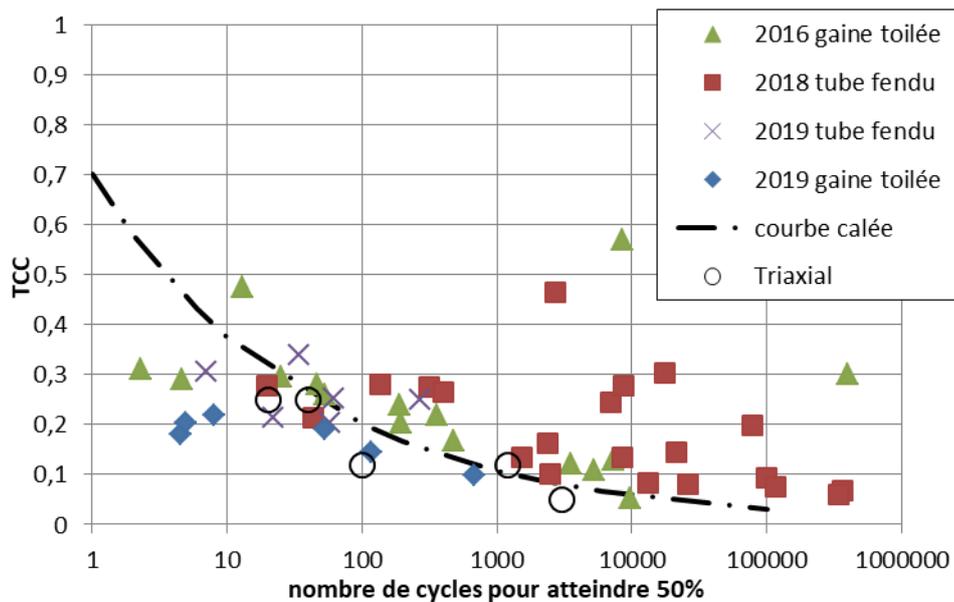


Figure 6.27. Évolution de la valeur de CSR pour les différents types de gaines

La figure 6.27 montre que les points obtenus au cours des trois campagnes sont proches et que, comme prévu, la différence semble concerner le plus grand nombre de cycles, c'est-à-dire un volume plus important et donc une influence plus importante de la perte de charge. Les données de la campagne 2018 obtenues à l'aide de l'ancienne approche de contrôle et du tube fendu sont plus dispersées que les données corrigées de la campagne de 2019 utilisant un tube fendu. En raison de la diminution des deux limites de pression (supérieure et inférieure) au cours des deux premières campagnes, le TCC réel augmente, mais la pression moyenne diminue de manière significative pendant le test.

Comme pour le site de Gosier, on observe qu'avec la méthode proposée de calage, les essais de laboratoire, dont les résultats ont été donnés au chapitre précédent, se superposent de manière satisfaisante.

6.5. L'évolution de la pression interstitielle

Au cours de la dernière campagne de test, la mesure de la pression interstitielle au cours du chargement cyclique a été effectuée à mi-hauteur de la sonde, comme présenté au 6.2.2.

La figure 6.28 montre l'évolution de la pression d'eau dans les pores mesurée directement sur la sonde lors des tests. La qualité du signal est une bonne indication que le transducteur fonctionnait comme prévu. L'augmentation de la pression interstitielle suit l'augmentation des amplitudes du cycle de pression.

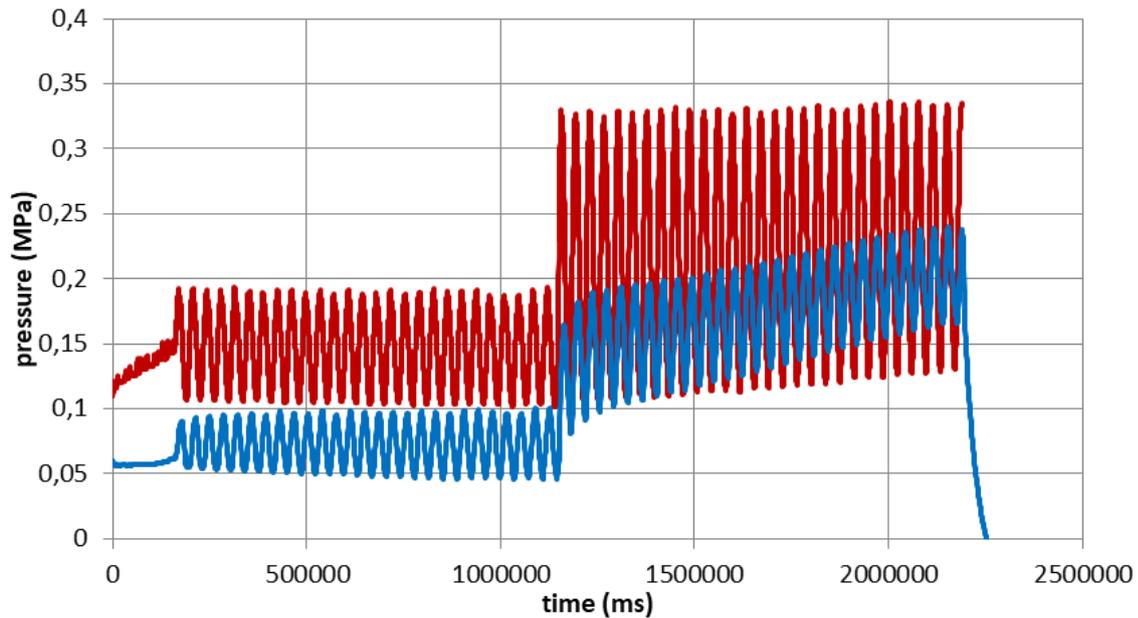
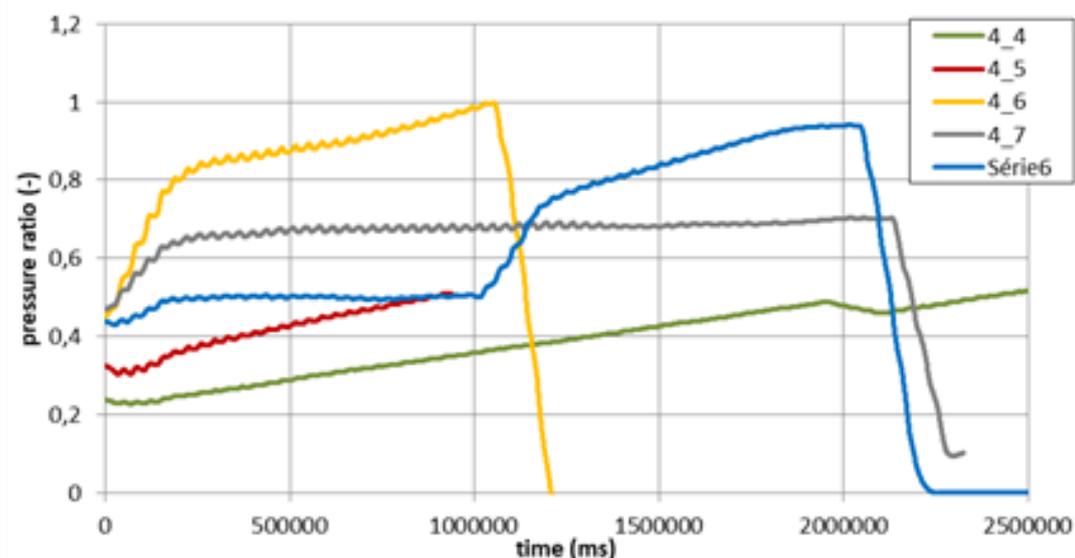


Figure 6.28. Exemple de mesure de la pression interstitielle lors de la campagne d'essais à Saint-Benoît-des-Ondes (membrane de recouvrement, 8 m de profondeur)

En première approche, une comparaison du rapport de pression interstitielle in situ similaire à r_u obtenue lors de l'essai triaxial a été effectuée et est représentée à la figure 6.29. La pression p est considérée comme la pression d'accumulation moyenne.

$$r_u = \frac{u}{p}$$

Lorsque r_u atteint une valeur proche de 1, la résistance du sol diminue considérablement, comme le montre la figure 6.29.



Évolution du rapport r_u in situ pendant le cyclage

Figure 6.29. Cette étude prometteuse reste à confirmer et d'autres comparaisons seront effectuées avec d'autres essais in situ et en laboratoire.

6.6. Conclusions

Dans ce chapitre, une nouvelle procédure d'investigation du potentiel de liquéfaction des sols visant à évaluer le potentiel de liquéfaction sur la base d'un essai au pressiomètre cyclique a été présentée. L'interprétation des résultats peut être effectuée de la même manière que lors d'essais triaxiaux en laboratoire. Les résultats ont confirmés les travaux de Dupla (Dupla, 1995), (Dupla & Canou, 2003) et suggèrent qu'une courbe de CSR peut être proposée sans qu'il soit nécessaire de prélever des échantillons et de tester en laboratoire des échantillons perturbés ou reconstitués, en particulier dans des sols sans cohésion.

Une fois que les corrections de perte de membrane appropriées ont été appliquées au système de contrôle de pression, les procédures de test appropriées ont permis de mesurer les pressions interstitielles, avec une progression en accord avec les mesures de contrainte volumétrique issues des cycles accumulés de recharge / déchargement. L'ajout de mesures de la pression interstitielle offre de nouvelles informations potentielles sur l'influence de la teneur en particules fines sur l'évolution de la pression interstitielle dans les sols dans leur état *in situ* existant.

7. Amélioration des sols liquéfiables

Dans les chapitres précédents, nous avons présentés les comportements à la liquéfaction du sable. Nous avons montré que nous pouvons augmenter la résistance à la liquéfaction du sable grâce à la modification de ses caractéristiques comme la densité relative ou la teneur en fines. Toutefois, le contrôle de ces facteurs n'est pas le meilleur moyen d'améliorer la résistance à la liquéfaction en place. Le compactage ou le drainage n'agissent pas vraiment en masse et l'ajout de fines n'est pas une voie possible.

Récemment, plusieurs méthodes alternatives ont été développées. Nous avons concentré nos recherches sur deux méthodes. La première consiste à amener le sable à un état non saturé et la seconde en l'ajout d'un liant de nature biologique ou chimique. Ici, nous avons choisi un liant hydraulique : le ciment.

7.1. Comportement du sable non saturé.

7.1.1. Programme expérimental

Pour augmenter la résistance à la liquéfaction du sable, nous pouvons diminuer le degré de saturation de celui-ci. Dans cette logique, deux séries d'essais ont été réalisées pour étudier le comportement du sable non saturé, une sur le comportement monotone et l'autre sur le comportement cyclique. Tous les échantillons ont été préparés au même indice des vides initiale de 0,83 correspondant à l'indice de densité $I_{di}=0,02$ et consolidé à la même pression de confinement $P_c=100\text{kPa}$. Les essais cycliques ont été réalisés à la fréquence $f=0,0167\text{ Hz}$. Pour atteindre le degré de la saturation requis, nous ne circulons pas de dioxyde de carbone pendant la phase de saturation. De plus, juste une quantité spécifiée l'eau distillée a été circulée pendant cette phase. Enfin, les échantillons ont été consolidés avec faible contrepression. En effet, plus faible est la contrepression appliquée à l'intérieur de l'éprouvette, plus faible reste le degré de la saturation. La liste des essais monotones et cycliques est présentée dans les tableaux 7-1 et 7-2.

Tableau 7-1. Récapitulatif des essais triaxiaux CU+U sur le sable de Fontainebleau non saturé.

No essai	P_c (kPa)	I_D	e	B	u_{cp}	S_r	e_c	q_{pic}
1	100	0,2	0,83	0,98	400	0,998	0,81	46,55
2	100	0,2	0,83	0,96	400	0,997	0,79	53,99
3	100	0,2	0,83	0,94	400	0,995	0,81	57,55
4	100	0,2	0,83	0,22	50	0,965	0,76	109,70
5	100	0,2	0,83	0,5	150	0,970	0,78	88,72
6	100	0,2	0,83	0,7	250	0,979	0,79	74,05
7	100	0,2	0,83	0,76	350	0,978	0,83	57,55

Tableau 7-2. Récapitulatif des essais triaxiaux cycliques sur le sable de Fontainebleau non saturé.

No essai	Pc (kPa)	I _D	e	B	u _{cp}	Sr	ec	N liq
1	100	0,2	0,83	1	400	1,00	0,80	80
2	100	0,2	0,83	0,86	300	0,99	0,83	100
3	100	0,2	0,83	0,86	350	0,99	0,82	161
4	100	0,2	0,83	0,88	400	0,99	0,83	110
5	100	0,2	0,83	0,52	400	0,93	0,83	260

7.1.2. Relation entre le coefficient de Skempton (B) et le degré de saturation Sr.

Le coefficient de Skempton B est principalement fonction de la porosité n, du rapport des modules de compressibilité volumique K_w de l'eau et K_s du squelette de sol, du degré de saturation Sr et de la pression interstitielle. La relation entre coefficient Skempton (B) et degré de saturation Sr est proposée par (Lade, P. et Hernandez, S., 1977) par la formule suivante :

$$B = \frac{1}{\left\{1 + \frac{nS_r K_s}{K_w} + \frac{nK_s(1 - S_r)}{u}\right\}}$$

Pour les matériaux que nous avons utilisé (le sable de Fontainebleau avec indice des vides e autour de 0,8), on prend K_s=5 MPa, et K_w=2000MPa selon la norme NF P94-070. Une valeur de K_w devrait sans doute être prise en compte mais cela ne fait pas l'objet de cette étude (Magnan & Dang, 1977). La relation entre B et Sr pour nos essais réalisé à la contrepression de 400kPa est présenté par la figure 7.1.

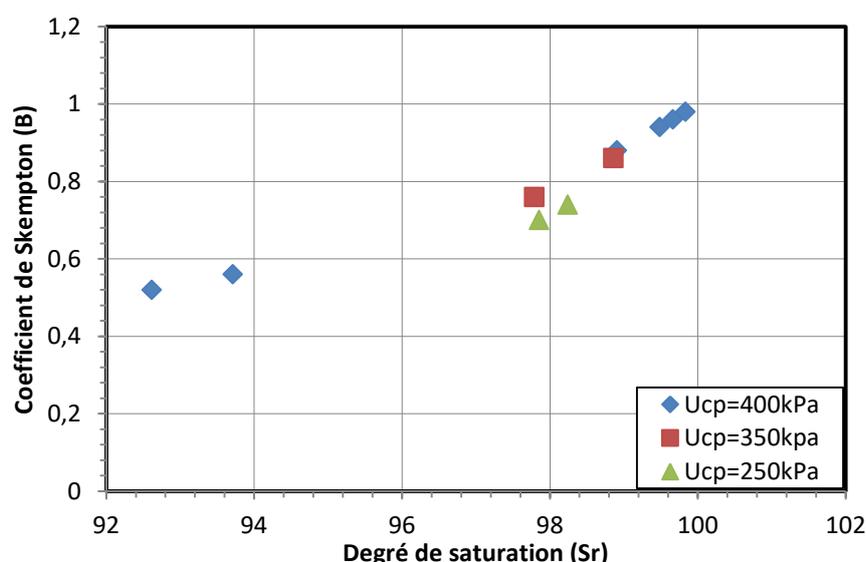


Figure 7.1. Variation de degré de saturation Sr en fonction du coefficient de Skempton B

7.1.3. Comportement monotone du sable non saturé

La figure 7.2 présente les résultats obtenus pour des essais réalisés sur le sable de Fontainebleau aux divers degrés de saturation. Tous les essais présentent un comportement de type liquéfaction limité, toutefois, l'allure du chemin des contraintes varie un peu lorsque le degré saturation diminue. En effet, le chemin de contrainte pour le sable saturé se caractérise par une montée rapide du déviateur des contraintes pour une contrainte moyenne effective qui reste constant au début, toutefois, pour les échantillons non saturé, on trouve que la contrainte moyenne effective augmente en même temps avec l'augmentation du déviateur. Cette évaluation est similaire au comportement drainé. Par ailleurs, on souligne que cette observation s'applique juste pour le début des essais. Après cette phase, les allures des chemins des contraintes sont similaires pour tous les essais. La raison de l'augmentation de la contrainte moyenne effective au début d'essais est expliquée par la présence des bulles d'air dans l'éprouvette. La compressibilité de l'air étant supérieure à celle de l'eau, elle retarde l'augmentation de la pression interstitielle lorsque s'applique le chargement.

En plus, la présence de l'air augmente la résistance à la liquéfaction du sable. On observe que la valeur au pic est d'autant plus élevée que le degré de saturation est faible (figure 7.2). Par ailleurs, la surpression interstitielle diminue avec la diminution du degré de saturation. En effet, le niveau de surpression interstitielle passe d'une valeur égale à 98% de la valeur de la pression de confinement pour l'échantillon saturé ($S_r=0,998$) à un taux de 76% pour l'échantillon avec le degré de saturation le plus faible ($S_r=0,965$).

Nous présentons par la suite l'évolution des déviateurs des contraintes au pic, des déviateurs des contraintes à l'état quasi-stable et à l'état stable en fonction du degré de saturation (figure 7.3). On trouve que le déviateur des contraintes diminue lorsque le degré de saturation augmente. Par exemple, pour le déviateur au pic où est initial l'instabilité, il diminue d'une valeur de 110kPa pour le degré de saturation de 0,965 à une valeur de 46kPa pour le degré de saturation de 0,998. C'est-à-dire la résistance à la liquéfaction statique diminue plus de deux fois.

En ce qui concerne l'évolution de l'angle de frottement mobilisé, nous présentons les résultats sur la figure 7.4. On trouve que lorsque l'angle de frottement mobilisé à l'état quasi-stable et l'état stable reste constant à la valeur d'environ 30° et 35° respectivement, l'angle de frottement mobilisé au pic diminue avec l'augmentation du degré de saturation.

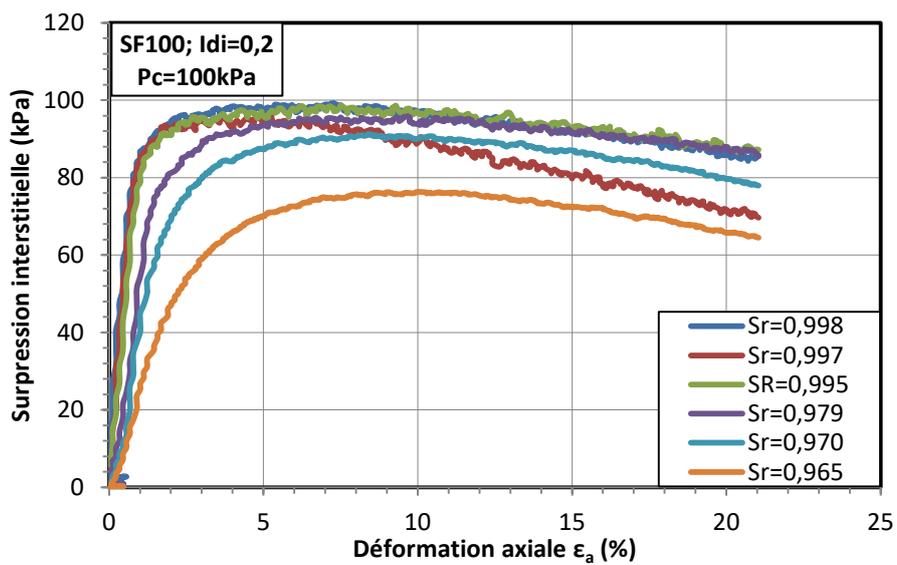
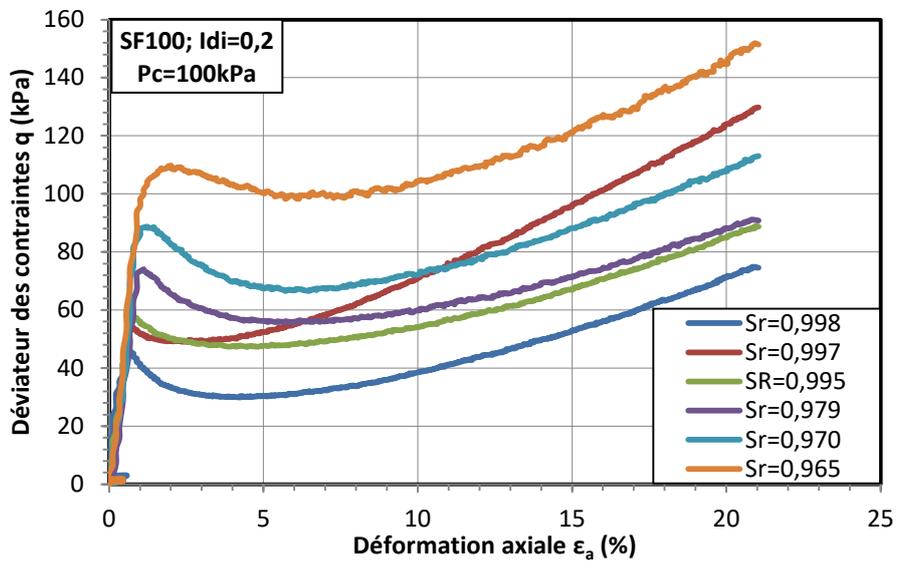
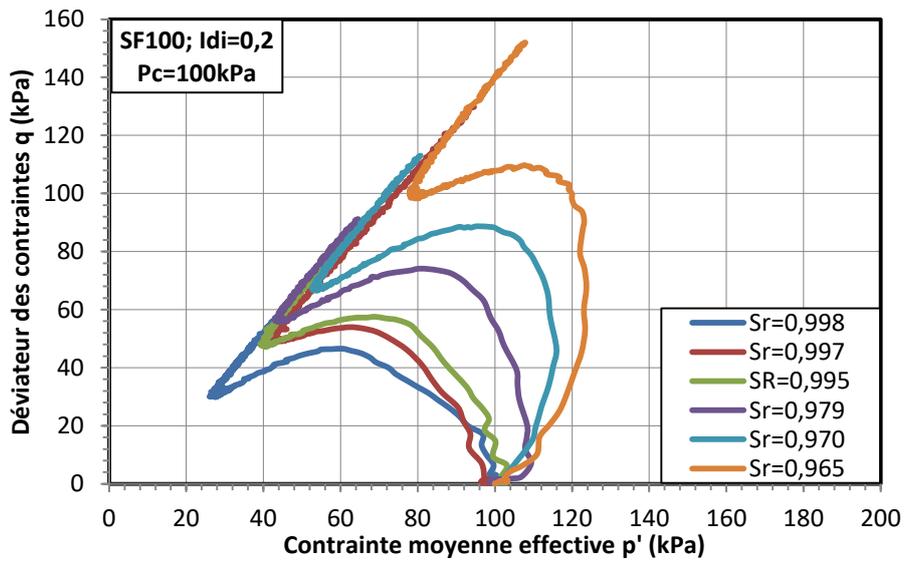


Figure 7.2. Comportement monotone du sable non saturé

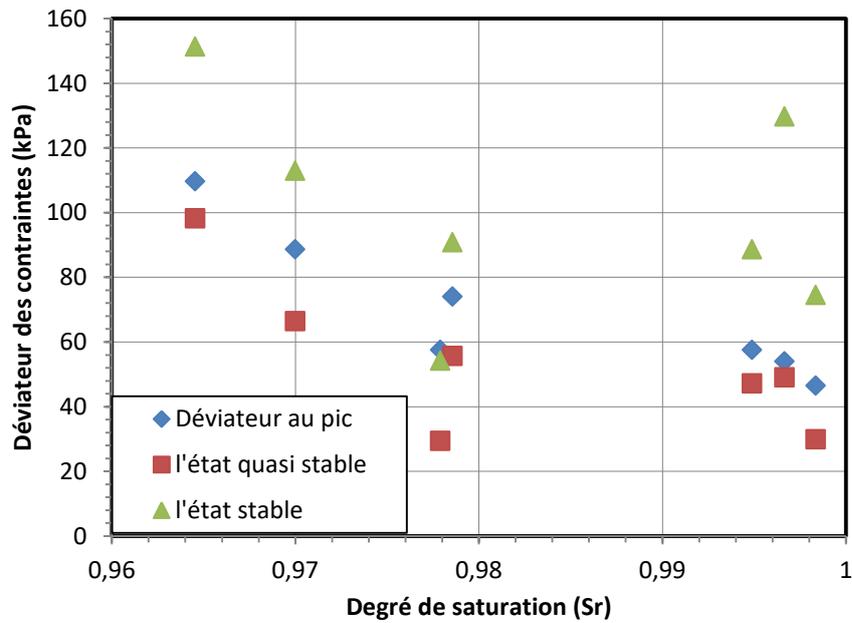


Figure 7.3. Évolution de la résistance à la liquéfaction du sable non saturé

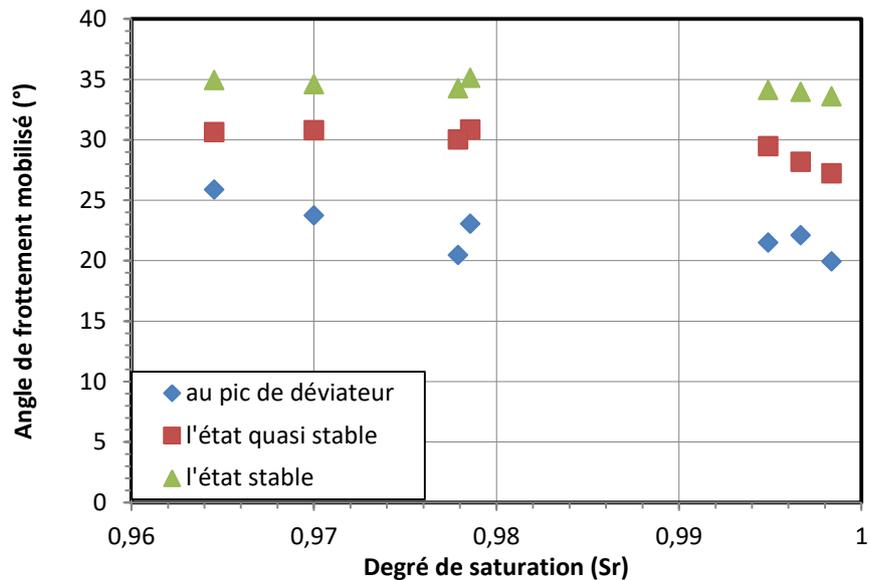


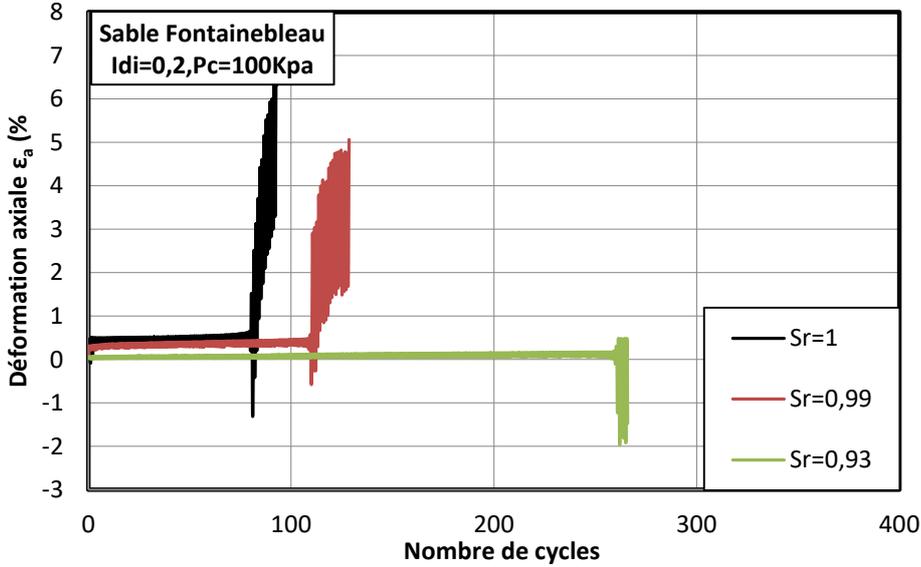
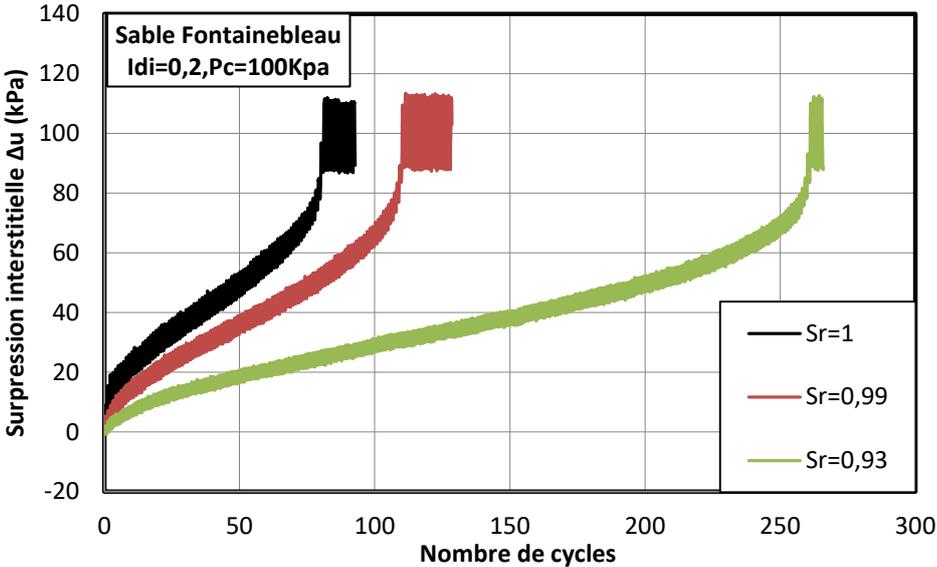
Figure 7.4. Évolution de l'angle de frottement du sable non saturé

7.1.4. Comportement cyclique du sable non saturé

La figure 7.5 présente les résultats des essais triaxiaux cycliques réalisés sur les échantillons aux divers degrés de saturation. Les résultats montrent que le taux de génération de la surpression interstitielle diminue avec la diminution des degrés de saturation. En effet, à 50 cycles de chargement, l'échantillon totalement saturé a atteint une valeur de la surpression interstitielle de 50kPa (correspondent à 50% de la pression de confinement) lorsque celles-ci sont égales à 40kPa et 20kPa pour les degrés de saturation de 0,99 et 0,93 respectivement. Ainsi, le degré de saturation initial a un impact sur le nombre de cycles nécessaires pour déclencher le comportement de liquéfaction. En effet, l'échantillon totalement saturé (Sr=1) liquéfie au bout de 80 cycles tandis que les échantillons moins saturés liquéfient après 110 et 260 cycles.

L'évolution des déformations axiales reste pratiquement insignifiante jusqu'au cycle de liquéfaction où elles se développent subitement et rapidement pour devenir très importantes. Il est intéressant de noter que la déformation axiale pour les échantillons saturés tend vers la compression tandis que pour l'échantillon moins saturé, la déformation axiale tend vers l'extension.

Les chemins des contraintes effectives migrent toujours vers l'origine des axes. Lorsque le degré de saturation est plus faible, les cycles sont plus serrés et très nombreux avant d'arriver à l'origine. Ceci nous montre que le sable est plus résistant à la liquéfaction cyclique lorsque le degré de saturation diminue. Cet observation est en d'accord avec les résultats obtenus par (Vernay et al., 2016).



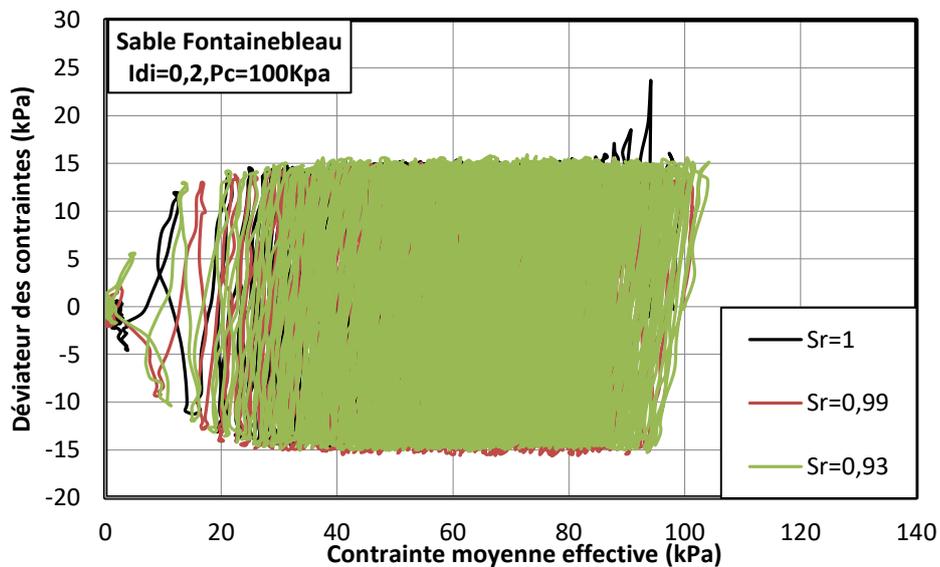


Figure 7.5. Comportement cyclique du sable non saturé

7.2. Amélioration des sols par ciment

L'amélioration des sols par ciment ont été étudié depuis longtemps par de nombreux auteurs, parmi lesquels on peut citer (Guimond-Barrett, Pantet, Reiffsteck, Szymkiewicz, & Mosser, 2011), (Guimond-Barrett, Szymkiewicz, Reiffsteck, Le Kouby, & Pantet, 2012), (Wang & Leung, 2008), (Suazo, Fourie, & Doherty, 2017), (Montoya & DeJong, 2015), (Xiao, Liu, Xiao, Stuedlein, & Evans, 2018). Tous ces auteurs s'accordent que le fait qu'ajouter un liant tel que le ciment même en très faible quantité augmente la résistance d'un sol. Toutefois, ces études ont été réalisées pour des objectifs divers de portance ou de résistance. De ce fait, les échantillons ont été préparés avec des teneurs en ciment allant de 2 à 24%. Par ailleurs, il n'y a pas beaucoup des recherches traitant de l'amélioration des sols à risque liquéfaction par ajout le ciment, en particulier à de plus faible teneur en ciment. Par conséquent, nous choisissons donc de concentrer cette étude sur les mélanges de sable avec moins de 2% de ciment, soumis à une sollicitation monotone ainsi que cyclique.

Bien sûr, on pourra toujours faire le parallèle avec tout type de traitement créant des liaisons entre les grains par des produits peut être plus acceptables (tout est relatif) au niveau environnemental.

7.2.1. Programme expérimental

La procédure pour préparer les échantillons de mélange de sable de Fontainebleau et ciment est similaire à celle utilisée pour préparer les mélanges sable et fines, que nous avons présentée dans les chapitres précédents. D'abord, le sable et le ciment sont bien malaxés à sec pour s'assurer d'un enrobage des grains par les fines. Puis, une quantité d'eau (de 5 à 10% selon le pourcentage de ciment) est ajouté et on re-malaxe pour avoir une bonne homogénéité du mélange. Enfin, le mélange est divisé à 5 parts égales et mise en place dans les moules plastiques par la méthode du damage humide. Après avoir bien fermé le moule, on le conserve dans la salle d'essais pendant un court temps de cure de 7 jours. D'après (Szymkiewicz, 2011), la résistance du mélange sable de Fontainebleau et

ciment à 7 jours de cure est égale d'environ 63% celle à 14 jours et 50% celle à 28 jours de cure.

Le ciment utilisé pour cette étude est un ciment CEM III/C couramment utilisé pour les applications de soil-mixing. Il est composé de 15% de clinker et 85 % de laitier de haut fourneau. Ce type de ciment a pour particularité d'être plus résistant aux attaques sulphatiques et aux chlorures. En contrepartie, sa prise est plus lente (Szymkiewicz, 2011).

Les échantillons ont été fabriqués au même indice des vides intergranulaire initial de 0,835 correspondant à la densité relative du sable $I_{di}=0,2$. Le pourcentage de ciment est de 2 à 0,3%.

Deux séries d'essais ont été réalisés, une sur le comportement monotone et l'autre sur le comportement cyclique. Les récapitulatifs des essais sont présentés dans les tables 7-3 et 7-4.

Tableau 7-3. Récapitulatif des essais triaxiaux CU+U sur les mélanges de sable de Fontainebleau et ciment

No essai	Ciment (%Ci)	Pc (kPa)	I_D	e^*	e_{global}	kg Ci/m ³	e_c
1	0	100	0,2	0,835	0,835	0	0,81
2	1	100	0,2	0,835	0,817	16,48	0,80
3	2	100	0,2	0,835	0,799	32,96	0,80
4	0,5	100	0,2	0,835	0,826	8,24	0,82
5	0,3	100	0,2	0,835	0,829	4,944	0,81

Tableau 7-4. Récapitulatif des essais triaxiaux cycliques sur les mélanges de sable de Fontainebleau et ciment

No essai	Ciment (%Ci)	Pc (kPa)	e^*	e_{global}	Δq_{cyc} (kPa)	TCC-CSR	$e_{(c1)}$	N liq
1	0	100	0,835	0,835	15	0,075	0,84	73
2	1	100	0,835	0,817	15	0,075	0,79	-
3	1	100	0,835	0,817	60	0,3	0,79	1
4	2	100	0,835	0,799	15	0,075	0,79	-
5	2	100	0,835	0,799	30	0,15	0,79	-
6	2	100	0,835	0,799	60	0,3	0,79	23
7	0,5	100	0,835	0,826	15	0,075	0,83	-
8	0,5	100	0,835	0,826	30	0,15	0,83	33
9	0,3	100	0,835	0,829	15	0,075	0,85	-
10	0,3	100	0,835	0,829	30	0,15	0,85	30

7.2.2. Comportement monotone du mélange de sable et ciment

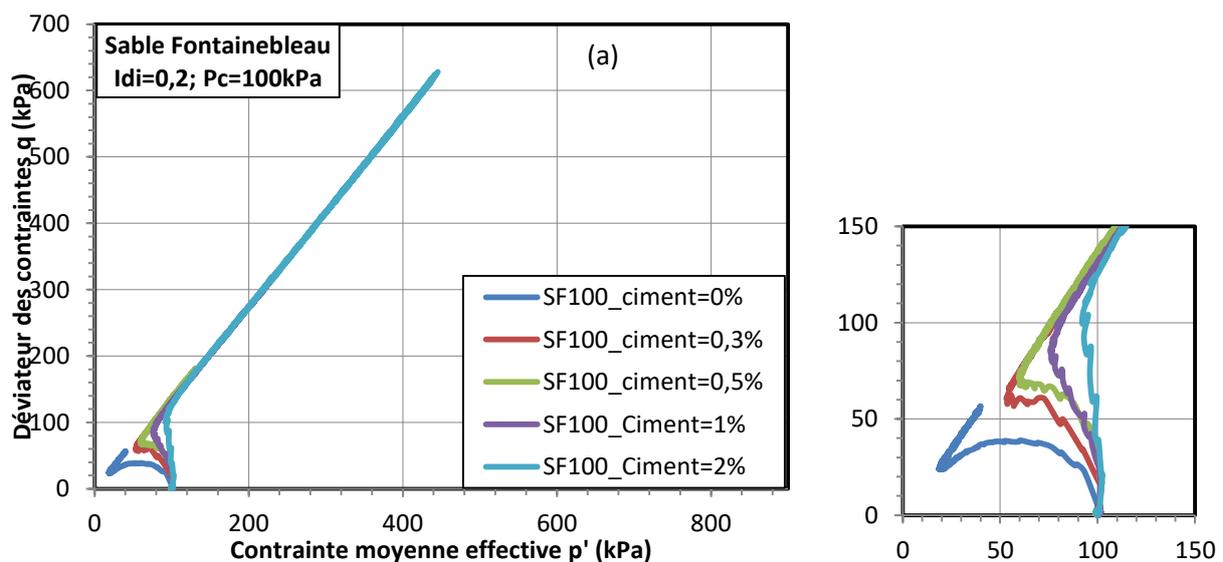
La figure 7.6 présente les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés sur les mélanges sable de Fontainebleau - ciment. On peut observer l'influence importante (et attendue) du ciment sur la résistance au cisaillement du sable. En effet, on passe d'un comportement de la liquéfaction limitée pour le sable propre à un comportement

dilatant pour les mélanges. On peut observer clairement le pic du déviateur sur l'échantillon du sable propre, toutefois, lorsqu'on ajoute un peu de ciment (0,3 et 0,5%), la résistance de l'échantillon augmente et le pic du déviateur est moins visible. De plus, à partir de pourcentage de ciment de 1%, le pic de déviateur disparaît et l'échantillon présente un comportement dilatant.

Sur la figure 7.6 (b), on trouve que déviateur de contraintes augmente continûment le long de la droite de rupture pour les mélanges. De plus, il croît avec le pourcentage de ciment. Par ailleurs, les courbes sont presque identiques pour les mélanges de 0,3 et de 0,5% de ciment.

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, celles-ci diminuent avec l'augmentation de la teneur en ciment. En effet, le niveau de surpression interstitielle passe d'une valeur maximum égale à 90% de la valeur de la pression de confinement pour le sable propre à 40% pour le mélange de sable avec 2% de ciment. Par ailleurs, après l'atteinte de cette valeur maximale, la surpression interstitielle décroît. Le taux de diminution de celle-ci augmente avec l'augmentation de teneur en ciment. Et même, elle diminue jusqu'à des valeurs négatives pour les mélanges avec un pourcentage de ciment supérieur de 1%.

La figure 7.7 présente l'évolution du déviateur de contraintes et l'angle de frottement mobilisé à l'état stable en fonction de teneur en ciment. On trouve que la résistance du matériau augmente significativement avec l'augmentation de la teneur en ciment. En effet, le déviateur des contraintes à l'état sable pour le sable propre est égal à 56 kPa lorsque celui-ci pour le mélange de 2% de ciment est égal à 628 kPa. C'est-à-dire 10 fois plus. Par ailleurs, la résistance résiduelle du mélange semble évoluer linéairement avec le pourcentage de ciment. L'angle de frottement mobilisé, cependant, ne présente pas un changement évident lorsque le pourcentage de ciment varie.



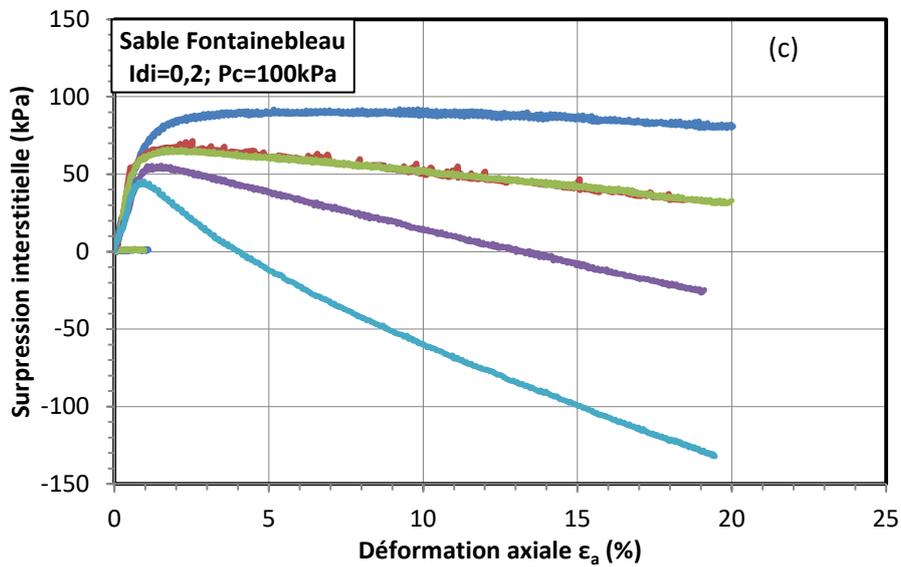
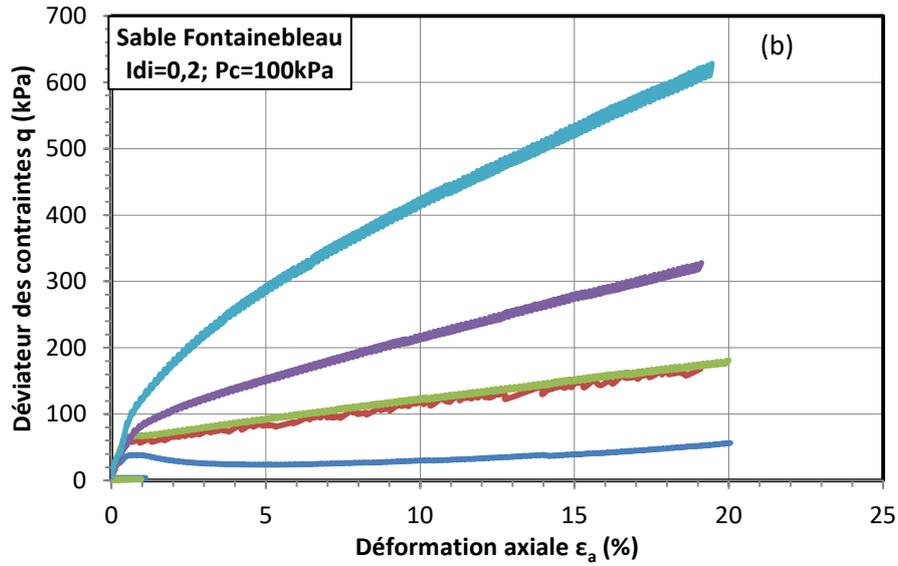


Figure 7.6. Comportement monotone du mélange de sable et ciment

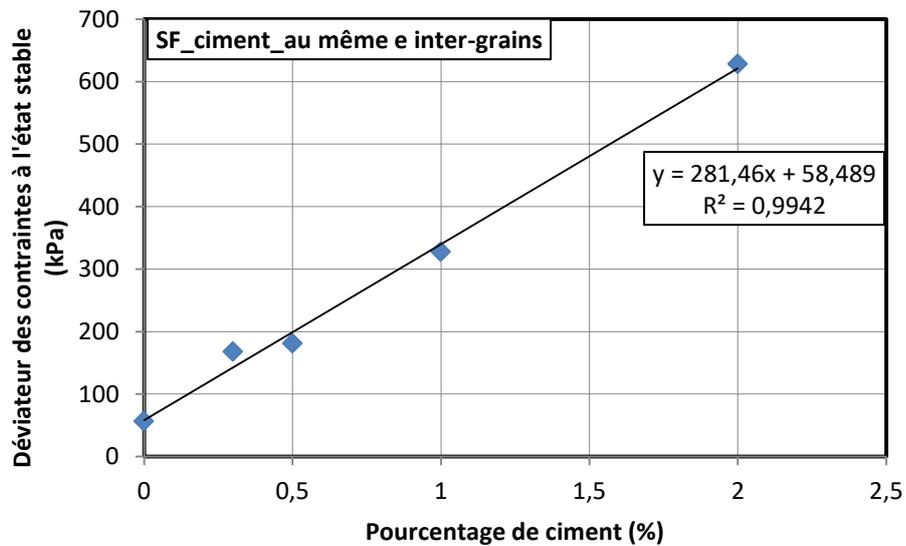


Figure 7.7. La résistance résiduelle du mélange de sable et de ciment

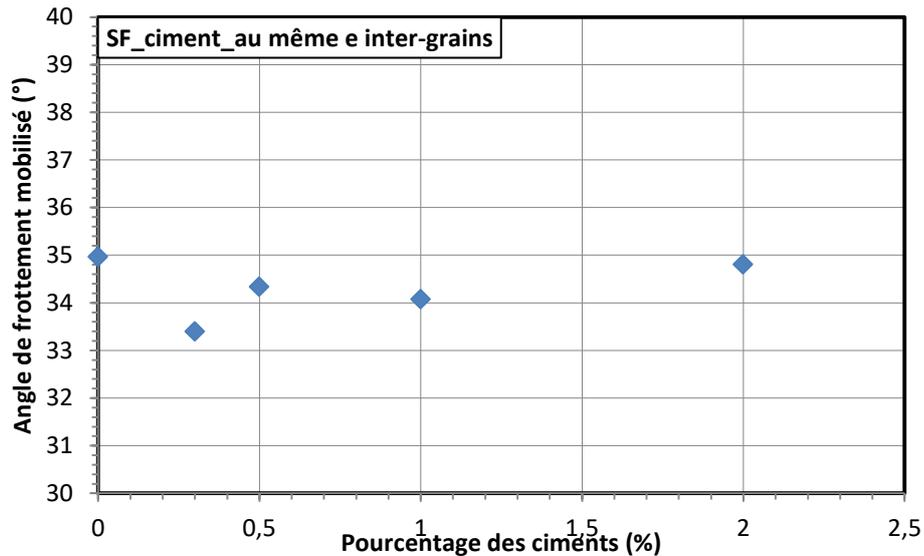


Figure 7.7. La résistance résiduelle du mélange de sable et de ciment

7.2.3. Comportement cyclique du mélange de sable et de ciment

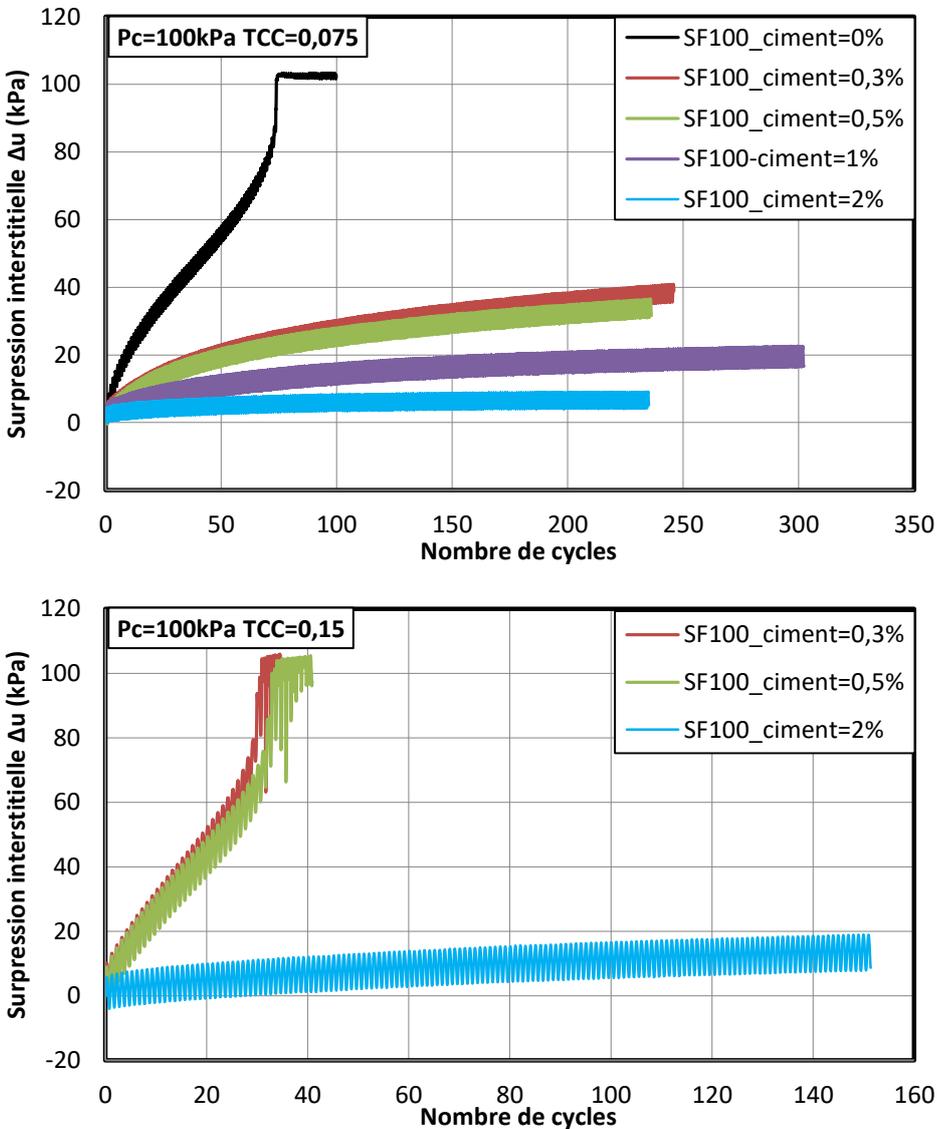
La figure 7.8 présente l'évolution des surpressions interstitielles des mélanges de sable de Fontainebleu et de ciment. Pour la série avec le taux de cisaillement cyclique plus faible ($TCC=0,075$), on trouve que le sable propre présente un comportement de liquéfaction au cycle 73 lorsque tous les mélanges présentent un comportement de stabilisation de type accommodation et cela même après un très grand nombre de cycles (200 cycles). Par ailleurs, le taux de génération de la surpression interstitielle diminue lorsque le pourcentage de ciment augmente. En effet, au bout de 200 cycles, ce dernier présente une surpression de 35% de la pression de confinement pour le mélange de 0,5% de ciment, tandis que celles-ci pour les mélanges de 1% de ciment et 2% de ciment sont égales à 20% et 8% respectivement. De plus, le taux de génération de la surpression interstitielle devient de moins en moins significatif au-delà du 150^{ème} cycle et 50^{ème} cycle pour le mélange de 1% et 2% de ciment respectivement. Il est intéressant de noter que les évolutions de la surpression interstitielle pour les mélanges de 0,3% de ciment et 0,5% de ciment sont presque coïncidentes. Ceci confirme le comportement monotone des mélanges, où la résistance des deux ces mélanges sont similaire également.

Pour le taux de cisaillement cyclique plus grand ($TCC=0,15$), les deux mélanges aux faibles pourcentages de ciment présentent un comportement de liquéfaction après 30 et 33 cycles lorsque le mélange de 2% de ciment présente toujours un comportement de stabilisation. Toutefois, le taux de génération la surpression augmente considérablement. En effet, au cycle 150, la surpression interstitielle atteinte une valeur de 20% de la pression de confinement.

Au taux de cisaillement cyclique le plus grand ($TCC=0,3$), tous les mélanges manifestent de rupture de type de mobilité cyclique. En effet, le mélange de 1% de ciment abouti à la rupture dès qu'au premier cycle, lorsque les mélanges de 2% nécessite 20 cycles. Nous

pouvons observer également l'apparition et le développement du mécanisme à double pic correspondant au franchissement de l'état caractéristique.

Afin de mettre en évidence l'influence de la teneur en ciment sur le comportement cyclique du sable, nous présentons sur la figure 7.9 les courbes de résistance au cisaillement cyclique du mélange de sable de Fontainebleau et ciment. On observe qu'aux faibles taux de cisaillement cyclique, le mélange ne liquéfie pas. Par conséquent, on l'évalue approximativement en considérant que l'évolution de la surpression interstitielle est linéaire. Les résultats montrent que la courbe correspondant au mélange avec le pourcentage de ciment plus grand est situé plus haut que celle relative au mélange avec le pourcentage de ciment plus faible. Par ailleurs, les courbes des mélanges de 0,3 et 0,5% de ciment sont presque coïncidentes et situées beaucoup plus haut que celle du sable propre. Ceci nous montre qu'une très faible quantité de ciment (0,3%) ajoutée à un sable augmente de manière drastique la résistance au cisaillement cyclique.



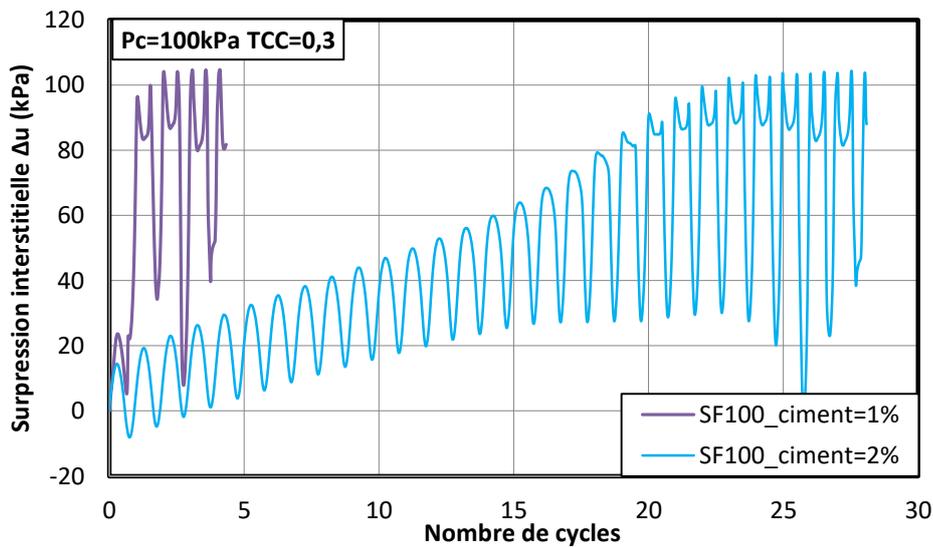


Figure 7.8. L'évolution des surpressions interstitielles des mélanges de sable de Fontainebleu et ciment.

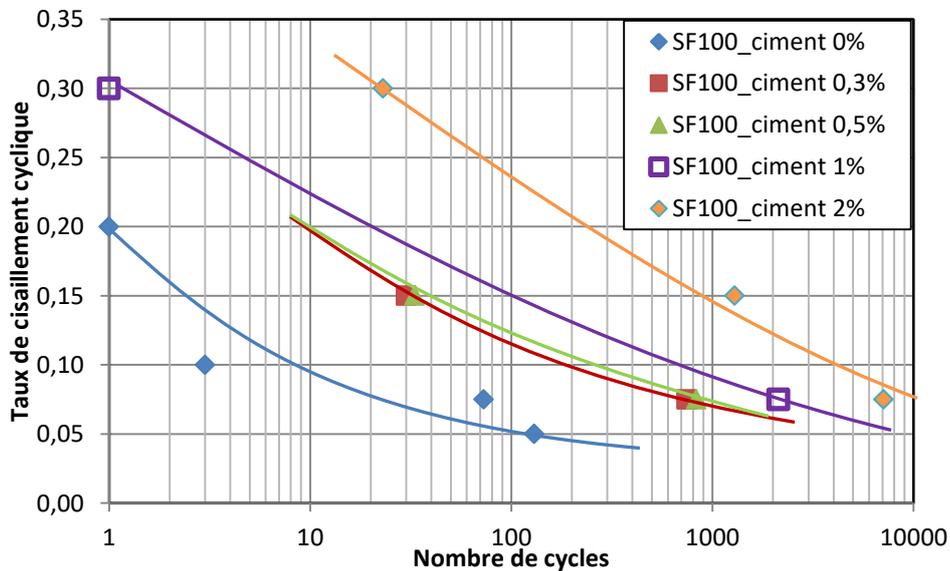


Figure 7.9. Courbes de résistance au cisaillement cyclique des mélanges de sable de Fontainebleu et de ciment

7.3. Conclusions

Ces essais sur les méthodes d'amélioration en masse du sable avaient pour objectif d'obtenir des éléments de comparaison du comportement du sable "traité" par désaturation ou apport d'un liant par rapport au comportement de ce même sable lorsque la teneur en fines augmente.

On note qu'à un très faible pourcentage de ciment incorporé (0,3%) apporte une résistance quasi égale voir supérieur à la présence d'une fine en proportion bien plus importante (6% d'illite ou 2% de farine de silice C500). La résistance continue de croître avec le dosage ce qui n'est pas vraiment le cas avec l'ajout de fines non plastiques et dans une moindre mesure pour les fines plastiques.

8. Conclusions et perspectives

8.1. Conclusions

Les travaux effectués dans le cadre de cette thèse avaient pour principal objectif de mieux comprendre l'évolution du comportement à la liquéfaction de divers matériaux de référence tels que le sable de Fontainebleau, le sable d'Hostun et l'illite Arvel et un sol naturel provenant de la digue de la Duchesse Anne à Saint-Benoît-des-ondes. Une série d'essais a été réalisée en place également grâce au pressiomètre. De plus, deux méthodes d'amélioration de sol ont été étudiées. Nous avons abouti à diverses conclusions que nous exposons ci-dessous :

Les études confirment l'influence des divers facteurs tels que l'indice de densité initial et la pression de confinement sur le comportement monotone drainé ainsi que non drainé du sable propre. Une augmentation des valeurs de ces facteurs conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement du sable.

L'évaluation de l'état ultime des essais monotones du sable propre dans le plan p' - q montre que l'état critique (défini en condition drainé) et l'état permanent de déformation (défini en condition non drainé) représentent un même et seul état. Toutefois, dans le plan e - $\log p'$, les valeurs des états critique sont situés légèrement au-dessus celles de l'état permanent, par conséquent, il pourrait être intéressant d'avoir une étude approfondie sur ce point.

En termes d'initiation de l'instabilité de liquéfaction sous chargement monotone, nous avons clarifié la notion de la ligne d'instabilité en proposant une évolution de celle du sable de Fontainebleau à diverses densités relatives. De plus, la comparaison de la ligne d'instabilité des deux sables pour des densités relatives similaires a montré que le sable de Fontainebleau est beaucoup plus sensible à la liquéfaction que le sable d'Hostun, ce qui confirme l'influence des caractéristiques granulométriques sur la « liquéfiabilité » du matériau.

Concernant le comportement des mélanges de sable avec fines, on trouve que la pression de confinement a une influence significative sur la résistance à la liquéfaction des mélanges lorsque l'influence de l'indice de densité est négligeable pour les mélanges lâches.

L'influence de la teneur en fines (plastiques) sur la liquéfaction statique a été considérée selon deux approches qui sont celle de l'indice des vides global et celle de l'indice des vides intergranulaire. Aux mêmes indices des vides globaux initiaux, la résistance des mélanges diminue significativement jusqu'à une valeur minimale avant de remonter légèrement lorsque la teneur en fines augmente. Aux mêmes indices des vides intergranulaires initiaux, la résistance du mélange augmente avec l'augmentation de la teneur en fines plastiques. Une observation similaire a été trouvée sur le mélange avec les fines non plastiques. Quelles soient donc plastiques ou non, les fines ont un effet bénéfique et ce, quelle que soit l'approche choisie de définition de l'indice des vides de comparaison.

Le préchargement isotrope présente une influence significative sur la résistance du sable propre ainsi que sur celle des mélanges de sable avec les fines plastiques, en particulier lorsque la valeur d'OCR est faible.

En ce qui concerne la liquéfaction cyclique, on confirme l'influence à la liquéfaction cyclique du sable propre des divers facteurs tels que la pression de confinement, l'indice de densité, l'amplitude de chargement et la fréquence. Par ailleurs, on trouve qu'une addition de fines augmente la résistance du sable. Toutefois, alors que la résistance du mélange sable de Fontainebleau avec Illite Arvel augmente continuellement avec l'augmentation de la fine, celle du mélange avec la fine C500 augmente jusqu'à un certain pourcentage de fines puis diminue avant de remonter. Le comportement spécifique des fines non plastiques semble avoir une influence sur le comportement sous charge cyclique, ce qu'il n'avait pas sous chargement monotone.

Les essais cycliques sur le sol naturel provenant de la digue de la Duchesse Anne à Saint-Benoît-des-ondes montrent que ce type de sol est assez résistant à la liquéfaction. Les courbes de résistance au cisaillement cyclique correspondant aux différentes pressions de confinement montrent que la résistance à la liquéfaction de ce matériau augmente avec la pression de confinement.

Nous avons pu également dans le cadre de ce travail développer une procédure de reconnaissance en place basée sur l'essai pressiométrique cyclique apte à évaluer le potentiel de liquéfaction des sols. L'interprétation des résultats peut être effectuée de la même manière que lors d'essais triaxiaux en laboratoire. Les résultats ont montré qu'une courbe de CSR peut être proposée sans qu'il soit nécessaire de prélever des échantillons et de tester en laboratoire des échantillons perturbés ou reconstitués, en particulier dans des sols sans cohésion.

Pour améliorer ce type de sol, nous avons présenté deux méthodes : une méthode où l'on amènerait le sol dans un état non-saturé et une méthode d'ajout de ciment. Ces deux méthodes présentent une augmentation considérable de la résistance à la liquéfaction du sable. De plus, il faut souligner que juste un très petit pourcentage de ciment augmente significativement la résistance à la liquéfaction.

8.2. Perspectives

Au vu des résultats obtenus dans de ce travail de thèse et afin de mieux valider certaines observations, nous proposons quelques perspectives suivantes :

Dans cette étude, nous n'avons réalisé que des essais au même indice des vides inter-granulaires correspondant à l'état le plus lâche du sable propre. Par conséquent, il est intéressant de continuer l'observation du comportement des matériaux pour des indices des vides inter-granulaires initiaux un peu plus denses ou plus lâches.

En termes de l'indice des vides global, réaliser des séries des essais similaires sur les mélanges du sable avec les fines non plastiques présenterait un certain intérêt. De plus, les échantillons devraient sans doute être fabriqués à un état plus dense.

L'étude des effets du préchargement sur le comportement non drainé pourraient avec grand intérêt être réalisé à partir d'un état de contraintes anisotrope. Par ailleurs, on peut étudier également l'influence du préchargement sur la liquéfaction cyclique.

L'influence de la pression de confinement et la fréquence au comportement cyclique du sable restent controversées, il faudrait réaliser plus d'essais pour avoir une conclusion mieux tranchée.

L'influence des fines sur la liquéfaction cyclique du sable doit être étudiée selon l'approche du même indice des vides global.

Le degré de saturation influence significativement la résistance du sable, toutefois, tous les échantillons dans notre étude ont été liquéfiés sous chargement cyclique, par conséquent, il est fortement recommandé de réaliser les essais sur les échantillons avec les degrés de saturation plus faible.

Pour les essais en place un plus grand nombre de cas doit être collecté pour valider la procédure et l'utilisation de la mesure de la pression interstitielle approfondie pour pouvoir balayer le comportement des sols drainants aux sols non drainants.

9. Bibliographie

- A. Arab, M. Belkhatir. (2012). Fines Content and Cyclic Preloading Effect on Liquefaction Potential of Silty Sand: A Laboratory Study. *Acta Polytechnica Hungarica*, Vol. 9, No. 4 pp 47-64.
- Abedi, M. et Yasrobi, S. (2010). Effects of plastic fines on the instability of sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- AFNOR. (1999). Reconnaissance et essais, Essai pressiométrique Ménard – partie 2, Essai avec cycle, NF P94-110-2. pp. 43.
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A. & Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114, GT10, 1089-1109.
- Amin Chegenizadeh, M. K. (2018). Liquefaction resistance of fibre reinforced low-plasticity silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 372-377.
- Amini, F., & Qi, G. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 0208-0217.
- Andrews, D. C. A., and Martin, G. R. (2000). Criteria for liquefaction of silty soils. *12th World Conf. on Earthquake Engineering*, (p. Paper No. 0312). Upper Hutt, New Zealand: NZ Soc. for EQ Engrg.
- Arab, A., Belkhatir, M., & Sadek, M. (2015). Saturation Effect on Behaviour of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation. *Geotech Geol Eng.*
- Arabdek, A., Belkhatir, M., & Sadek, M. (2015). Saturation Effect on Behaviour of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation. *Geotech Geol Eng.*
- Baguelin, F., Shield, D., & Jézéquel, J.-F. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering*. TransTech Publ.
- Been, K., Jefferies, M. G. & Hachey, J. . (1991). The critical state of sands. *Géotechnique* , 41(3) 365-38.
- Belviso, R., Ciampoli, S., Cetecchia, V., & Feder, A. (1985). Use of the cone penetrometer to determine consistency limits. *Ground engineering*, 21-22.
- Benahmed N. (2001). *Comportment mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application au phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique*, Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées,.
- Benahmed, N., Canou, J. et Dupla, J. (2004). Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes Rendus Mécanique*,, 332 (11).
- Benoît, J., & Lutenegro, A. (1992). Determining lateral stress in soft clays, Predictive soil mechanics. *Proceedings of the Wroth Memorial Symposium* (pp. 135-155). Oxford: Houlby and Schofield Eds.

- Bensalem, Z. (2016). *Étude du potentiel de liquéfaction d'un sol renforcé*. Thèse de doctorat de l'ENIT, Tunis, Tunisie, 196 pages.
- Boominathan A, H. S. (2002). Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers. *Soil Dyn Earthq Eng ;22(9):*, 1027–33.
- Borel, S., & Reiffsteck , P. (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *LCPC Paris*, pp. 132.
- Bouguerra, H. (1997). *Prévision du Potentiel de liquéfaction des sites sableux à l'aide d'appareillages in-situ*. Grenoble: Thèse de doctorat de l'INPG.
- Boulanger, R. W. (2006). Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 132(11)*, 1413-1426.
- Boulanger, R., & Idriss, I. (2004). *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays*. California : University of California at Davis.
- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132 (9):1165–1177.
- Briaud, J.-L. (1992). *The pressuremeter*. Balkema Eds.
- Briaud, J.-L. (2013). The pressuremeter test: expanding its use. Ménard Lecture . *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*,. Paris.
- Canou, J. (1989). *Contribution a l'étude et a l'évaluation des proprietes de liquéfaction d'un sable*. Paris, France: Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Canou, J., & El Hachem, M. (1989). Effet de structure et liquéfaction statique d'un sable lâche. *12eme Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation*. Rio de Janeiro.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *In Boston Society of Civil Engineers*, 13–32.
- Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review. *Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Buenos Aires, Argentina: Harvard Soil Mechanics, Series N° 88.
- Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review. *Fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 79-133).
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Ph.D thesis, Harvard university, Cambridge, Mass.
- Castro, G., & Poulos, S. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE*, Vol. 103, No. GT6, pp. 501-516.
- Castro, G., Poulos, S. J., France, J. W., and Enos, J. L ., (1982). *Liquefaction induced by cyclic loading*. Washington, D C .: National Science Foundation, .

- Chen, Y-C., & Lee, C-G. (1994). Evaluation of liquefaction resistance of sand by maximum shear modulus. *Journal of the Chinese Institute on Engineers*, Vol. 17, No. 5, pp. 689-699.
- Chern, J. C. (1985). *Undrained response of sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility*. Vancouver, Canada: University of British Columbia.
- Chu, J. (1995). An experimental examination of the critical state and other similar concepts for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, pp. 1065-1075.
- Chu, J., Leroueil, S. et Leong, W. (2003). Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Combarieu, O., & Canépa, Y. (2001). L'essai cyclique au pressiomètre. *BLPC*, 233, 37-65.
- Combarieu, O., & Canépa, Y. (2001). The unload-reload pressuremeter test. *BLPC*, 233 : 37-65.
- Cransac, D., Benoit, J., Sève, G., & Blivet, J.-C. (2005). Lateral stress evaluation of an unstable slope in Sallèdes, France. *Pressio2005/ISP5* (pp. 217-226). Presses des Ponts-LCPC.
- Dash, H. K. & Sitharam, T. G. . (2016). Effect of frequency of cyclic loading on liquefaction and dynamic properties of saturated sand. *International Journal of Geotechnical Engineering* , 10(5) 487-492.
- DeGregorio, V. (1990). Loading systems, sample preparation, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Della N, Arab A, Belkhatir M. (2011). Static liquefaction of sandy soil: an experimental investigation into the effects of saturation and initial state. *Acta Mech*, 218(1–2):175–186.
- Della N., B. M. (2014). Effect of fabric method on instability behavior of granular material. *Acta Mechanica*.
- Di Prisco, C., Matiotti, R., Nova, R. (1995). Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Géotechnique*, 45(3) :479–496.
- Dupla, J.-C. (1995). *Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable*. Marne la Vallée: Thèse de doctorat ENPC.
- Dupla, J.-C., & Canou, J. (2003). Cyclic pressuremeter loading and liquefaction properties of sands. *Soils and Foundations*, Vol. 43(2), 17-31.
- Dupla, J.-C., & Canou, J. (2003). Cyclic pressuremeter loading and liquefaction properties of sands, *Soils and Foundations*,. Vol. 43(2), 17-31.
- Dupla, J.-C., & Canou, J. (2010). *Rapport de synthèse partenaire 3*. Marne la Vallée: Projet ANR Belle Plaine.
- Finge Bousaïd, Z. (2004). *Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.

- Gajo, A., Piffer, L., De Polo, F. (1999). The effects of preloading history on the undrained behaviour of saturated loose sand. *Soils and Foundations*, 39(6) :43–54.
- Getchell, A., Santamaria, A., & Benoît, J. (2014). *Geotechnical Test Embankment Dover, NHDOT Project Newington-Dover 11238-M In Situ and Laboratory Testing*. University of New Hampshire.
- Gobbi, S., Dang, Q., Reiffsteck, P., & Lenti, L. (2019). *Rapport du WP1 à M18 projet ANR Isolate*. Champs sur mer: IFSTTAR.
- Guimond-Barrett, A., Pantet, A., Reiffsteck, P., Szymkiewicz, F., & Mosser, J.-F. (2011). Influence des conditions de mélange et de cure sur les caractéristiques de sols traités au ciment par soil mixing. *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil AUGC 2011*. Tlemcen, Algérie.
- Guimond-Barrett, A., Szymkiewicz, F., Reiffsteck, P., Le Kouby, A., & Pantet, A. (2012). Effects of bentonite on the durability of cement-stabilised sands. *International Symposium on Recent Research, Advances & Execution Aspects of GROUND IMPROVEMENT WORKS*. Brussels.
- Hailong Wang, Junichi Koseki, Takeshi Sato, Gabriele Chiaro, Jaylord Tan Tian. (2016). Effect of saturation on liquefaction resistance of iron ore fines and two sandy soils. *Soils and Foundations*, 56(4):732–744.
- Hailong Wang, Junichi Koseki, Takeshi Sato, Gabriele Chiaro, Jaylord Tan Tian. (2016). Effect of saturation on liquefaction resistance of iron ore fines and two sandy soils. *Soils and Foundations*, 56(4):732–744.
- Hareb, H. (2009). *Influence de l'histoire des préchargements drainés sur le comportement à la liquéfaction du sable d'Hostun très lâche*. Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- Hawkins, P., Mair, R., Mathieson, W., & Muir Wood, D. (1990). Pressuremeter measurement of total horizontal stress in stiff clay. *3rd International Symposium on pressuremeter*, (pp. 321-330). Oxford.
- Hong Xia and Ting Hu. (1991). Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9): 1347-1362.
- Hoopes, O., & Hughes, J. (2014). In situ lateral stress measurement in glaciolacustrine Seattle clay using the pressuremeter. *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, 140(5):04013054.
- Ibrahim, A. et Kagawa, T. (1991). Microscopic measurement of sand fabric from cyclic tests causing liquefaction. *Geotechnical Testing Journal*, 14(4).
- Idriss, I. (1999). An update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential, Presentation Notes,. *Transportation Research Board '99, Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis*, (p. 21 pp.). Washington D.C.
- Ishihara, K. (1985). Stability of Natural Deposits during Earthquakes. *11eme ICSMFE*, (pp. Vol. 1, pp. 321-376). San Francisco.

- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 43, No. 4, 349-415.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 43, No. 4, 349-415.
- Ishihara, K., & Okada, S. (1978). Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 57-72.
- Ishihara, K., and Takatsu, H. (1979). Effects of Overconsolidation and Ko conditions on the Liquefaction Characteristics of Sand. *Soils and Foundations* , 19(4), 59-68.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. et Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 15(1):29-44.
- Jézéquel, J., & Le Méhauté, A. (1982). Essais cycliques au pressiomètre autoforeur. *Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer* (pp. 221-233). Paris: Technip.
- Jradi, L. (2018). *Study of the influence of fine particles on the properties of liquefaction of sands*. Université Paris-Est.
- Kayabasi, A., & Gokceoglu, C. (2018). Liquefaction potential assessment of a region using different techniques (Tepebasi, Eskişehir, Turkey). *Engineering Geology*, 246:139-161.
- Kodikara, J. S. (1986). Evaluation of plastic limit and plasticity index by cone penetrometer. *Geotechnical Problems and Practices in Foundation Engineering* (pp. 229-233). Colombo, Sri Lanka: Asian Regional Symposium.
- Koester, J. P. (1992). The influence of test procedure on correlation of Atterberg limits with liquefaction in fine-grained soils. *Geotechnical testing journal*, 15 (4), 352–361.
- Kramer, S.L. & Seed, H.B. (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114 (4), 412-430.
- Kuerbis, R., Negussey, D., and Vaid, Y. P. (1988). Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand. *Hydraulic fill structures, Geotech. Spec. Publ. No. 21 . J. A. Van Zyl and S. G. Vick, eds., ASCE*, 330–345.
- Ladd, R. (1974). Specimen preparation and liquefaction of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100, 535-547.
- Ladd, R. (1977). Specimen preparation and cyclic stability of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103, 535-547.
- Ladd, R. (1978). Preparing test specimens using undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*.
- Ladd, R., Dobry, R., Dutko, P., Yokel, F.Y. & Chung, R.M. (1989). Pore-water pressure build-up in clean sands because of cyclic straining. *Geotechnical Testing Journal* , Vol. 12, No. 1, pp. 77-86.
- Lade, P. et Hernandez, S. (1977). Membrane penetration effects in undrained test. *Journal of Geotechnical Engineering Division*.

- Lade, P. V. (1992). Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. *Geotechnical Engineering*, 118(1) :51–71.
- Lade, P. V. (1993). Initiation of static instability in the submarine nerlerk berm. *Canadian Geotechnical Journal*, 30 :895–904.
- Lade, P. V., and Yamamuro, J. A. (1997). Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. *Can. Geotech. J.*, 34(6), 918–928.
- Lade, P. V., Nelson, R. B., Ito, Y. M. (1987). Nonassociated flow and stability of granular materials. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(9) :1302–1318.
- Lade, P. V., Nelson, R. B., Ito, Y. M. (1988). Instability of granular materials with nonassociated flow. *Journal of Engineering Mechanics*, 114(12) :2173–2191.
- Lade, P. V., Pradel, D. (1990). Instability and plastic flow of soils : experimental observation. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(11) :2532–2567.
- Lade, P.V., Nelson, B., & Ito, M. (1987). Non associated flow and stability of granular materials. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113, No. 9, pp. 1302-1318.
- LCPC. (1971). *Essai pressiométrique normal, mode opératoire MS-IS-2*. Paris: Dunod.
- Le Méhauté, A., & Jézéquel , J. (1980). *Essais cycliques au pressiomètre autoforeur*. Paris: Rapports des LPC, FAER 1-05-09-22.
- Lee, K., & Seed, H.B. (1967). Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 93., No. SM1, pp 47 - 70.
- Luong, M. (1982). Stress-strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading. *International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*. Swansea, Wales.
- Luong, P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique*, No. 10, pp. 39-53.
- LUONG, P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique*, No. 10, pp. 39-53.
- Magnan, J.-P., & Dang, M. (1977). Etude théorique et expérimentale de la compressibilité du fluide interstitiel dans un sol argileux presque saturé, , Paris,. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, N° spécial VI F*, 129-137.
- Maher MH, H. Y. (1993). Behavior of fiber reinforced cemented sand Under static and cyclic loads. *Geotech Test J*, 16(3):330–8.
- Martin GR, Finn WDL, Seed HD. (1978). Effects of system compliance on liquefaction tests. *J Geotech Eng Div*, 104(4):463–479.
- Masuda , K., Nagatoh, R., Tsukamoto, Y., & Ishihara, K. (2005). Use of cyclic pressuremeter with multiple cells for evaluation of liquefaction resistance of soils. *ISP5*. Paris: Presses des Ponts - LCPC.
- Ménard, L. (1960). Phase de déchargement des essais pressiométriques, Etude théorique et applications. *Circulaire TLM*, 3 pages.

- Miura, S. &. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils and Foundations*, 22 (1), 61-77.
- Mohamad, R., & Dobry, R. (1983). Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112., No. 10, pp 941-958.
- Montoya, B., & DeJong, J. (2015). Stress-Strain Behavior of Sands Cemented by Microbially Induced Calcite Precipitation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 141(6): 04015019.
- Mulilis, J., Arulanandan, K., Mitchell, J., Chan, C. et Seed, H. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction Division. *Journal of Geotechnical Engineering* .
- Mulilis, J., Chan, C.K., & Seed, B. (1975). *The Effects of method of sample preparation on the cyclic stress – strain behavior of sands*. Berkley, California.: Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Mullilis JP, Townsend FC, Horz RC. (1978). Triaxial testing techniques and sand liquefaction. *ASTM STP 654 Dyn Geotech Test*, 265–279.
- Nagao, K., Suemasa, N., Akashi, T., & Futaki, M. (2010). Applicability test of soil improvement using micro-bubbles against soil liquefaction. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, (p. 21).
- Nguyen, K. T. (2014). *Etude expérimentale du comportement instable d'un sable silteux, application aux digues de protection*. Aix-en-Provence: Thèse de doctorant de l'Université d'Aix-Marseille.
- Noorzad R, A. P. (2014). Liquefaction resistance of Babolsar sand reinforced with randomly distributed fibers under cyclic loading. *Soil Dyn Earthq Eng*, 66, 281-92.
- Oda, M. (1972). Initial fabrics and their relations to mechanical proprieties of granular material. *Soils and Foundations*, 12, 17-36.
- Peacock, W., & Seed, H.B. (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE94 (SM3) pp. 689-708.
- Pitman, T. D., Robertson, P. K., and Segoo, D. C. (1994). Influence of fines on the collapse of loose sands. *Can. Geotech. J.*, 728–739.
- Poulos, S. J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 107(GT5) :553–562.
- Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W. (1988). Liquefaction evaluation procedure: Closure. *Journal of Geotechnical Engineering*, Voll. 114, No. 2, pp. 251-259.
- Projet national SOLCYP, collectif. (2017). *Recommandations pour le dimensionnement des pieux sous chargements cycliques*, . Paris: ISTE.
- Puech, A., Brucy, F., & Ma, E. (1982). Calcul de la capacité axiale des pieux de fondations marines à partir du pressiomètre autoforeur. *Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer* (pp. 373-388). Paris: Technip.

- R. Bouferra; N. Benseddiq; and I. Shahrour. (2007). Saturation and Preloading Effects on the Cyclic Behavior of Sand. *International Journal of Geomechanics*, 7(5): 396-401.
- Rangaswamy, K. , Boominathan, A. & Rajagopal, K. (2010). Influence of initial conditions on liquefaction resistance of silty sands. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5:3, 199-211.
- Rangaswamy, K., Boominathan, A., & Rajagopal, K. (2010). Influence of initial conditions on liquefaction resistance of silty sands. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5:3, 199-211.
- Rees, S. D. (2010). *Effects of fines on the undrained behaviour of christchurch sandy soils*. Christchurch, New Zealand: Thesis of University of Canterbury.
- Rees, S. D. (2010). *Effects of fines on the undrained behaviour of Christchurch sandy soils*. Christchurch, New Zealand: University of Canterbury.
- Riemer, M. et Seed, R. (1997). Factors affecting apparent position of steady-state line. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(3):281-288.
- Roscoe, K., Schofield, A. et Wroth, C. . (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8(1):22-53.
- Saïtta, A. (1994). *Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité*. Paris: ENPC.
- Seed, H. .. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering division* , ASCE , Vol. 105, No.2, 201-225.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. California: EERI Monograph, Berkeley,.
- Seed, H., & Idriss, I. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,. (ASCE, Éd.) *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 107(SM9), 1249-1274.
- Seed, H.B., & Lee, K. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134.
- Seed, H.B., & Lee, K. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134.
- Sivathayalan, S. (2000). *Fabric, initial state and stress path effecton on liquefaction susceptibility of sands*. Vancouver, Canada: The University of british Columbia.
- Skempton, A. (1958). The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, 4(4):143-147.
- Sladen, J. et Handford, G. (1987). A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*.

- Sladen, J., D'Hollander, R. et Krahn, J. (1985). Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4):579-588.
- Sladen, J.A., D'Hollander, R.D. & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Can. Geotech. J.*, 564-578.
- Steven L. Kramer, H. B. (1998). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, 412-430.
- Suazo, G., Fourie, A., & Doherty, J. (2017). Cyclic Shear Response of Cemented Paste Backfill. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 143(1): 04016082.
- Szymkiewicz, F. (2011). *Evaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing*. Paris: Thèse de doctorat, l'Université Paris-Est.
- Tatsuoka, F., Goto, S., & Sakamoto, M. (1986). Effects of some factors on strength and deformation characteristics of sand at low pressures. *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp. 105-114.
- Terzhagi, K. (1956). Varieties of submarine slope failures. *Proc., 8th Texas Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.,*. University of Texas at Austin Bureau of Engineering Special Research Publication.
- Thevanayagam, S. (1998). Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, 124(6), 479-491.
- Troncoso J.H. (1986). Critical state of tailing silty sands for earthquake loadings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3, 248-252.
- Troncoso, J. H., and Verdugo, R. (1985). Silt content and dynamic behavior of tailing sands. *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, (pp. 1311-1314). Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Vaid, Y . P. and Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121(2) pp. 163-173.
- Vaid, Y . P., Chung, E . K . F., and Kuerbis, R. H. (1990). Stress path and steady state. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 27(1) 1-7.
- Vaid, Y. et Chern, J. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*. Detroit, Michigan, USA: Khosla, V.
- Vaid, Y.P, Chern, J.C, & Tumi, H. (1985). Confining pressure, grain angularity and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(10): 1229-1235.
- Vaid, Y.P., & Chern, J.C.,. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils and Foundations*, No. 1, pp. 154-156.
- Vaid, Y.P., & Finn, W.D.L. (1979). Static shear and liquefaction potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 105, No. GT10, pp. 1233-1246.
- Vaid, Y.P., Sivathayalan, S., and Stedman, D. (1999). Influence of Specimen Reconstitution Method on Undrained Response of Sand. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 22(3), 187-195.

- Vercueil D, B. P. (1997). Study of the liquefaction resistance of a saturated sand reinforced with geosynthetics. . *Soil Dyn Earthq Eng*, 16(7):417–25.
- Verdugo, R. (1992). *Characterisation of sandy soil behavior under large deformation*. Ph.D. Thesis of University of Tokyo.
- Verdugo, R., and Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Found.*, 36(2), 81–91.
- Vernay, M., Morvan, M., & Breul, P. (2016). Étude de l’Influence du Degré de Saturation sur le Comportement à la Liquéfaction des Sols. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l’Ingénieur*. Nancy.
- Vernay, M., Morvan, M., & Breul, P. (2016). Étude de l’Influence du Degré de Saturation sur le Comportement à la Liquéfaction des Sols. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l’Ingénieur*. Nancy.
- Wang, W. (1979). *Some findings in soil liquefaction*. Beijing, China: Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute.
- Wang, Y., & Leung, S. (2008). Characterization of Cemented Sand by Experimental and Numerical Investigations. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(7): 992-1004.
- Wood, D. M. (1978). The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils. *Ground engineering, volume 11*, 3.
- Xiao, P., Liu, H., Xiao, Y., Stuedlein, A., & Evans, T. (2018). Liquefaction resistance of bio-cemented calcareous sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (107) 9-19.
- Y. Mahmoudi, A. Cherif Taiba, M. Belkhatir, and T. Schanz. (2016). Experimental Investigation on Undrained Shear Behavior of Overconsolidated Sand-Silt Mixtures: Effect of Sample Reconstitution. *Geotechnical Testing Journal*.
- Yamamuro, J. A., and K. M. Cover. (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, 127 (4), 314-324.
- Yamamuro, J. A., and Lade, P. V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. *Can. Geotech. J.*, 34(6), 905–917.
- Yamamuro, J. A., and Lade, P. V. (1998). Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, 124(9), 868–877.
- Yoshimi Y, Tanaka K, Tokimatsu K. (1989). Liquefaction resistance of partially saturated sand. *Soils Found*, 29(3):157–162.
- Youd, T., & Idriss, I. (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 127(10), 817-833.
- Zlatovic, S. and Ishihara, K. (1997). Normalized behavior of very loose non-plastic soils : Effects of fabric. *Soils and Foundations*.
- Zlatovic, S., & Ishihara, K. (1997). Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric. *Soils and Foundations*, 37 (4), 47-56.

