

UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

THESE DE DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Etude expérimentale du comportement à la liquéfaction des sables des régions de Chlef et d'Alger

Par

Yassine BENGHALIA

Devant le jury composé de :

Khaled GRINE	Professeur	U. Blida 1	Président
Zein El-Abidine ZITOUNI	Professeur	U. Blida 1	Examineur
Ramdane BAHAR	Professeur	USTHB	Examineur
Ahmed ARAB	Professeur	U. Chlef	Examineur
Ali BOUAFIA	Professeur	U. Blida 1	Rapporteur
Jean CANOU	Maître de Conférences	ENPC, France	Co-Rapporteur

Blida, Juillet 2018

DEDICACES

*Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont chères,
en particulier :*

- *Mon regretté père et ma chère mère,*
- *Ma femme et mes enfants,*
- *Mes frères et sœurs.*

REMERCIEMENTS

Cette thèse a été réalisée conjointement au sein de l'équipe de géotechnique du Laboratoire Navier de l'Ecole des Ponts ParisTech (France) et le Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) de l'université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), sous la direction de Dr. Ali BOUAFIA, Professeur à l'université Saad Dahlab Blida 1 (Algérie) et Dr. Jean CANOU, Maître de Conférences à l'Ecole des Ponts ParisTech. En cette occasion, je les remercie vivement et je les assure de ma profonde reconnaissance pour l'aide qu'ils m'ont apportée et les conseils très précieux qu'ils m'ont prodigués. Je tiens aussi à exprimer ma gratitude au Dr. Jean CANOU pour tous les moyens qu'il a mis à ma disposition pour pouvoir réaliser les essais triaxiaux monotones et cycliques. J'adresse mes plus vifs remerciements au Dr. Jean-Claude DUPLA, HDR à l'Ecole des Ponts ParisTech, pour l'aide efficace et le soutien qu'il m'a apportés tout au long de ce travail. Mes remerciements les plus cordiaux vont à l'équipe technique du CERMES pour son aide et assistance, en particulier Messieurs Emmanuel DE LAURE, Xavier BOULAY et Jérémy THIRIAT.

Par ailleurs, l'examen de cette thèse est accompli par les membres du jury qui ont eu l'amabilité d'en faire partie. Pour cela, Dr. Khaled GRINE, Professeur à l'université de Blida 1, m'a fait l'honneur d'assurer la présidence du jury, je tiens à lui témoigner mes remerciements les plus sincères.

Je tiens également à exprimer mes profonds remerciements à Dr. Zein El-Abidine ZITOUNI, Professeur à l'université de Blida 1, Dr. Ramdane BAHAR, Professeur à l'USTHB d'Alger et Dr. Ahmed ARAB, Professeur à l'université de Chlef qui ont bien voulu accepter d'examiner attentivement la thèse malgré leurs lourdes tâches, et de m'apporter leurs commentaires et corrections. Leur présence me fait honneur, qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je ne saurais trop remercier Dr. Mostefa BELKHATIR pour ses précieuses remarques et les longues discussions constructives qu'on a eues. Je remercie Messieurs Berkane GUIDOUNE, Abdelkader BRAHIM et Khoudja ALI BENYAHIA pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté. Je remercie aussi mon ami M'hamed SAIAH qui m'a encouragé et soutenu au cours de cette thèse.

Mes remerciements ne sauraient être complets si je n'y incluais l'ensemble des enseignants et du personnel du département de génie civil, mes collègues du laboratoire LSME et les techniciens du laboratoire de génie civil Messieurs Amar ZIANE, Hocine ABEDI, Fouad OUALI et Abdelkader SAIAH AISSA.

Enfin, merci à Allah, le Clément et Miséricordieux...

SOMMAIRE

DEDICACES

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

RESUME

ABSTRACT

RESUME EN ARABE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION GENERALE 30

CHAPITRE 1

ETUDE DU PHENOMENE DE LIQUEFACTION

1.1 INTRODUCTION 34

1.2 DESCRIPTION DU PHENOMENE DE LIQUEFATION 34

1.2.1 Dégâts occasionnés par la liquéfaction 38

1.2.2 Cas de l'Algérie - régions de Chlef et d'Alger 45

1.3 EVALUATION ET REGLEMENTATION DE LA LIQUEFACTION 50

1.3.1 Critères de susceptibilité à la liquéfaction 50

1.3.1.1 Critère historique 51

1.3.1.2 Critère géologique 51

1.3.1.3 Critère de la granulométrie 52

1.3.1.4 Critère d'état 53

1.3.2 Evaluation du potentiel de liquéfaction 53

1.3.3 Règlementation de la liquéfaction 55

1.4 CONCLUSION 56

CHAPITRE 2
PARAMETRES AFFECTANT LA RESISTANCE
AU CISAILLEMENT DES SOLS GRANULAIRES

2.1	INTRODUCTION	58
2.2	ETUDE DES SOLS GRANULAIRES A L'APPAREIL TRIAXIAL	58
2.2.1	Notion de contraintes effectives.....	63
2.2.2	Notion de chemin des contraintes.....	64
2.3	PRINCIPAUX CONCEPTS DU COMPORTEMENT MECANIQUE	68
2.3.1	Contractance et dilatance	68
2.3.2	Etat critique.....	70
2.3.3	Etat caractéristique.....	73
2.4	MISE EN EVIDENCE DE LA LIQUEFACTION STATIQUE	74
2.4.1	Etude du phénomène au laboratoire.....	75
2.4.2	Etat stable de déformation	79
2.4.2.1	<i>Etat quasi-stable de déformation</i>	81
2.4.2.2	<i>Relation entre l'état stable et l'état critique</i>	83
2.4.2.3	<i>Unicité et non unicité de l'état stable de déformation</i>	84
2.4.3	Critères de perte de stabilité des matériaux granulaires.....	84
2.5	COMPORTEMENT MECANIQUE SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE	90
2.5.1	Principaux types de comportements cycliques des sols.....	91
2.5.2	Comportement en condition drainée.....	93
2.5.3	Comportement en condition non drainée.....	94
2.5.3.1	<i>Mobilité cyclique</i>	95
2.5.3.2	<i>Liquéfaction cyclique vraie</i>	97
2.5.4	Evaluation de la résistance au cisaillement cyclique	99
2.5.5	Analogies entre les comportements monotone et cyclique.....	101
2.6	PARAMETRES AYANT UNE INFLUENCE SUR LA LIQUEFACTION	103
2.6.1	Indice de densité	103
2.6.2	Contrainte de consolidation isotrope	105
2.6.2.1	<i>Influence combinée de l'indice des vides et de la contrainte de consolidation</i>	108
2.6.3	Granulométrie et caractéristiques granulaires.....	111
2.6.4	Déviateur initial de contraintes	113
2.6.5	Surconsolidation	116
2.6.6	Mode de chargement (compression/extension)	119
2.6.7	Histoire de chargement (contraintes/déformations).....	120

2.6.8	Saturation.....	122
2.6.9	Mode de déposition.....	123
2.6.10	Présence de fines.....	130
2.6.10.1	<i>Paramètres d'un programme expérimental : notions sur les approches</i>	136
2.6.10.2	<i>Approche de la matrice sableuse constante</i>	138
2.6.11	Indice de plasticité des fines	138
2.6.12	Influence d'autres paramètres.....	139
2.7	CONCLUSION.....	141

CHAPITRE 3

CARACTERISATION DES MATERIAUX, DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

3.1	INTRODUCTION	142
3.2	CADRE GEOLOGIQUE.....	142
3.3	ACTIVITE SISMIQUE DE L'ALGERIE.....	144
3.3.1	Région d'Alger	146
3.3.2	Région de Chlef.....	149
3.4	MATERIAUX SOUMIS AUX ESSAIS	150
3.5	ESSAIS DE CARACTERISATION	157
3.6	DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX.....	166
3.6.1	Boite de cisaillement de Casagrande	167
3.6.2	Appareil triaxial de type Bishop et Wesley.....	169
3.6.3	Appareil triaxial cyclique de type Buehl et Faubel.....	172
3.7	MODE OPERATOIRE.....	174
3.7.1	Préparation de l'éprouvette.....	174
3.7.2	Saturation.....	177
3.7.3	Consolidation.....	179
3.7.4	Cisaillement	179
3.7.5	Acquisition et traitement des données	180
3.7.6	Démontage de l'essai.....	181
3.8	PARAMETRES AFFECTANT LA REponse DU MATERIAU.....	182
3.8.1	Mesure de l'indice des vides de l'échantillon.....	182
3.8.2	Pénétration de membrane.....	184
3.9	ESSAIS DE REPETABILITE	186

3.9.1	Répétabilité sur la boîte de Casagrande	186
3.9.2	Répétabilité sur le triaxial type Bishop et Wesley	187
3.9.3	Répétabilité sur le triaxial cyclique type Buehl et Faubel.....	188
3.10	CONCLUSION.....	190

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES SOUS CISAILLEMENT MONOTONE

4.1	INTRODUCTION	191
4.2	PROGRAMME EXPERIMENTAL.....	191
4.3	PRESENTATION DES ESSAIS REALISES	195
4.4	ESSAIS TRIAXIAUX MONOTONES.....	195
4.4.1	Essais de compression triaxiale drainée.....	195
4.4.2	Essais de compression triaxiale non drainée.....	199
4.5	ANALYSE DES PARAMETRES MECANQUES DU SABLE DE CHLEF	202
4.5.1	Angle de frottement interne maximal	202
4.5.2	Angle de frottement critique	204
4.5.3	Angle caractéristique	207
4.6	ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT	210
4.6.1	Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale.....	210
4.6.2	Influence de la teneur en fines	214
4.6.3	Evaluation des caractéristiques mécaniques des trois sables.....	217
4.6.3.1	<i>Contrainte de cisaillement maximale</i>	217
4.6.3.2	<i>Angle de frottement et cohésion</i>	218
4.6.3.3	<i>Déplacement vertical maximal</i>	221
4.7	EVALUATION DES DEUX APPROCHES D'ETUDE.....	223
4.8	CONCLUSION.....	224

CHAPITRE 5

COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES SOUS CISAILLEMENT CYCLIQUE

5.1	INTRODUCTION	225
5.2	PROGRAMME EXPERIMENTAL.....	225

5.3	RESULTATS OBTENUS	229
5.3.1	Essais typiques sur les trois sables.....	230
5.3.2	Influence de différents paramètres sur la liquéfaction cyclique.....	236
5.3.2.1	<i>Influence de l'indice de densité</i>	236
5.3.2.2	<i>Influence de l'amplitude de chargement</i>	241
5.4	EVALUATION DES COURBES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT CYCLIQUE (RCC).....	246
5.4.1	Ajustement numérique des courbes de RCC.....	247
5.4.2	Influence de la teneur en fines sur les courbes de RCC	250
5.4.3	Influence de l'indice de densité sur les courbes de RCC.....	253
5.4.4	Influence du nombre de cycle sur les courbes de RCC.....	253
5.4.5	Influence de la teneur en fines sur la surpression interstitielle	256
5.5	CONCLUSION.....	257
	CONCLUSION GENERALE	259
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	263

ANNEXES

ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE

A.1	INTRODUCTION	287
A.2	COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE DE CHLEF SOUS CISAILLEMENT DIRECT	288
A.2.1	Sable de Chlef - $I_D = 0.15$	288
A.2.2	Sable de Chlef - $I_D = 0.50$	289
A.2.3	Sable de Chlef - $I_D = 0.80$	290
A.3	COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE DE RASS SOUS CISAILLEMENT DIRECT	292
A.3.1	Sable de Rass - $I_D = 0.15$	292
A.3.2	Sable de Rass - $I_D = 0.50$	293
A.3.3	Sable de Rass - $I_D = 0.80$	294
A.4	COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE DE ZEMMOURI SOUS CISAILLEMENT DIRECT	295
A.4.1	Sable de Zemmouri - $I_D = 0.15$	295
A.4.2	Sable de Zemmouri - $I_D = 0.50$	295

A.4.3	Sable de Zemmouri - $I_D = 0.80$	296
A.5	EVALUATION DES PARAMETRES MECANIQUES	297
A.5.1	Contrainte de cisaillement maximale.....	297
A.5.1.1	<i>Contrainte de cisaillement du sable de Chlef</i>	297
A.5.1.2	<i>Contrainte de cisaillement du sable de Rass</i>	297
A.5.1.3	<i>Contrainte de cisaillement du sable de Zemmouri</i>	298
A.5.1.4	<i>Contrainte de cisaillement des sables propres</i>	299
A.5.1.5	<i>Contrainte de cisaillement des sables naturels</i>	299
A.5.2	Déplacement vertical maximal.....	300
A.5.2.1	<i>Déplacement vertical du sable de Chlef</i>	300
A.5.2.2	<i>Déplacement vertical du sable de Rass</i>	301
A.5.2.3	<i>Déplacement vertical du sable de Zemmouri</i>	301
A.5.2.4	<i>Déplacement vertical des sables propres</i>	302
A.5.2.5	<i>Déplacement vertical des sables naturels</i>	303

ANNEXE B

RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES

B.1	INTRODUCTION.....	304
B.2	ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES SUR LE SABLE DE CHLEF.....	305
B.2.1	Sable de Chlef - $I_D = 0.15$	305
B.2.2	Sable de Chlef - $I_D = 0.50$	316
B.2.3	Sable de Chlef - $I_D = 0.80$	327
B.3	ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES SUR LE SABLE DE RASS	338
B.3.1	Sable de Rass - $I_D = 0.15$	338
B.3.2	Sable de Rass - $I_D = 0.50$	346
B.3.3	Sable de Rass - $I_D = 0.80$	354
B.4	ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES SUR LE SABLE DE ZEMMOURI.....	362
B.4.1	Sable de Zemmouri - $I_D = 0.15$	362
B.4.2	Sable de Zemmouri - $I_D = 0.50$	367
B.4.3	Sable de Zemmouri - $I_D = 0.80$	372

ملخص

إن ظاهرة تمييع التربة مسببة لأضرار كبيرة جدا في جميع أنحاء العالم، لاسيما في المناطق الزلزالية مثل الشمال الجزائري. تبعا للفقْدان المفاجئ لمقاومة القص الناتج عن التأثير الزلزالي، تتعرض التربة المميعة لتشوهات التي تكون أحيانا ذات مدى معتبر، وينجم عن ذلك اضطرابات كبيرة في المنشآت مع عواقب كارثية من حيث الخسائر البشرية والمادية. وتشير المعلومات التي تم جمعها بعد الكوارث الزلزالية المختلفة إلى أن الأضرار الناجمة عن التمييع حدثت في مواقع بها رمال غرينية وغرينات رملية. لقد تم إجراء العديد من الأبحاث التجريبية لتحليل وفهم السلوك الميكانيكي لأمزجة الرمل بالعناصر الناعمة، مع التأكيد على الآليات المختلفة التي تحكم هذه الظاهرة. وعليه، فإن الهدف من هذه الأطروحة يتمثل في دراسة مخبرية لقابلية التمييع لثلاثة أنواع من الرمال الجزائرية (شلف، راس، زموري) تحت تأثير نسبة العناصر الناعمة. الرمال محل البحث متواجدة بمنطقتي الشلف وبومرداس المعروفة بقوة النشاط الزلزالي.

يتكون المنهج التجريبي من جزأين، أولهما يتعلق بتحديد خصائص السلوك الرتيب للمواد الثلاثة باستخدام جهاز ثلاثي المحاور وعلبة القص المباشر لـ "كازاغراندي". لقد تم إجراء التجارب الرتيبية باستخدام ثلاثي المحاور على رمل الشلف فقط، أولا بإمكانية السماح لصرف المياه ثم بعدمها وهذا باستخدام طريقة دليل الكثافة الثابت وتغيير نسبة العناصر الناعمة من 0 إلى 50%. لقد تم تحضير العينات بثلاث قيم لدليل الكثافة (0.15, 0.50, 0.80) (I_D) ومع إخضاعها للتماسك بنفس الإجهاد ذي الخواص الموحدة ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$). تم إجراء تجارب القص المباشر على الرمال الثلاثة بالحفاظ على المصفوفة الرملية لرمال الشلف وراس مماثلة لحالتها النظيفة، ثم يضاف إليها نسبة مئوية من العناصر الناعمة محددة حسب تواجدها في الرمال الطبيعية. تم دراسة السلوك الميكانيكي لرمال زموري فقط في الحالتين النظيفة والطبيعية نظرا لانخفاض محتوى العناصر الناعمة. هذا الإجراء يسمح لنا بتحديد المعايير الميكانيكية للرمال الثلاثة من أجل مقارنتها. تتمثل الخطوة الثانية في دراسة سلوك الرمال الثلاثة تحت تأثير التحميل الدوري مع الحفاظ أيضا على المصفوفة الرملية كمعيار ثابت على كامل مجال نسب العناصر الناعمة. الإجراء المتبع في هذه الحالة مشابه لما استعمل في المؤثرات الرتيبية، مع إبراز تأثير محتوى العناصر الناعمة على مقاومة القص الدوري.

تظهر التجارب الرتيبية باستخدام ثلاثي المحاور انخفاضا في مقاومة القص على كامل مجال نسب العناصر الناعمة، دون إظهار القدرة على التمييع وذلك بسبب معدل تزايد الضغط الموجود بين الفراغات الذي يكون أقل من إجهاد التماسك. بالمقابل، تشير تجارب القص المباشر إلى انخفاض هذه المقاومة إلى محتوى أدنى قدره 5% ثم تزيد مع تغير المحتوى. لقد تم الحصول على هذه النتيجة الأخيرة في التجارب الدورية باستخدام ثلاثي المحاور، مما يؤكد نجاعة النهج المتبع.

الكلمات الدالة: تمييع، رمل، عناصر ناعمة، رتيبية، دوري، تجربة ثلاثي المحاور.

RESUME

Le phénomène de liquéfaction des sols a souvent été responsable de dommages très importants causés lors de séismes de forte magnitude, dans les régions sismiques telles que le nord Algérien. Suite à la perte brutale de la résistance au cisaillement causé par le séisme, le sol liquéfié subit des déformations, parfois de très grande envergure, de type écoulement, qui peuvent engendrer des désordres considérables dans les ouvrages sus-jacents avec des conséquences désastreuses en terme de vies humaines et de dégâts matériels. Les données recueillies après les différents séismes, indiquent que les dégâts occasionnés par la liquéfaction se sont produits dans des sites contenant des sables limoneux et des limons sableux. De nombreux travaux expérimentaux ont été réalisés pour analyser et comprendre le comportement mécanique des mélanges sable-fines mettant l'accent sur les différents mécanismes de ce phénomène. Dans ce contexte, l'objectif de cette thèse concerne l'étude en laboratoire de la susceptibilité à la liquéfaction de trois sables algériens (Chlef, Rass, Zemmouri), l'accent étant mis sur l'influence de la teneur en fines sur le comportement observé à la liquéfaction. Les sables proviennent de deux régions (Chlef, Boumerdès), connues pour leur forte sismicité.

La démarche expérimentale comporte deux parties principales, la première s'intéressant à la caractérisation du comportement monotone des trois matériaux en utilisant l'appareil triaxial et la boîte de cisaillement direct de Casagrande, la deuxième étant consacrée à l'étude des propriétés de liquéfaction sous cisaillement cyclique. Les essais triaxiaux monotones ont été réalisés uniquement sur le sable de Chlef, tout d'abord en conditions drainées, puis en conditions non drainées, en utilisant l'approche de l'indice de densité constant et en variant la fraction des fines de 0 à 50 %. Les échantillons ont été préparés avec trois indices de densité $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$ et consolidés avec une même contrainte isotrope $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$. Les essais de cisaillement direct à la boîte ont été effectués sur les trois sables, en gardant la matrice sableuse des sables de Chlef et de Rass constante telle qu'elle est à l'état propre, en lui ajoutant un pourcentage de fines fixé en fonction de leur teneur dans le sable naturel. Le comportement mécanique du sable de Zemmouri a été étudié seulement pour les états propre et naturel à cause de sa faible teneur en fines. Ceci nous permet de déterminer les paramètres mécaniques des trois sables, afin de les comparer entre eux. La deuxième étape concerne l'étude du comportement des trois sables sous chargement cyclique en gardant aussi la matrice sableuse comme un paramètre constant sur toute la gamme des teneurs en fines. La procédure a été similaire à celle utilisée dans les sollicitations monotones et l'on a cherché à mettre en évidence l'influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement cyclique.

Les essais triaxiaux monotones montrent une diminution de la résistance au cisaillement sur toute la gamme des fractions de fines, sans pouvoir déclencher la liquéfaction, à cause du taux de génération des surpressions interstitielles inférieur à la contrainte de consolidation. Par contre, les essais de cisaillement direct indiquent une diminution de cette résistance jusqu'à la teneur en fines seuil de 5 %, puis elle augmente avec cette teneur. Ce dernier résultat est retrouvé dans les essais triaxiaux cycliques, prouvant ainsi la fiabilité de l'approche utilisée.

Mots clés : Liquéfaction, sable, fines, monotone, cyclique, essai triaxial.

ABSTRACT

Soil liquefaction phenomenon is very often responsible of tremendous damages throughout the world, especially in highly seismic areas, such as the north of Algeria. Due to the sudden drop of shear strength induced by the earthquake, the liquefied soil undergoes very large deformations of the flow type, which generates considerable disorders in the overlying structures with disastrous consequences in terms of human lives and damage materials. Historical earthquakes indicate that the soil subsidence caused by liquefaction has occurred in sites containing silty sands and sandy silts. Numerous experimental studies have been carried out to analyze and understand the mechanical behavior of sand-fine mixtures emphasizing the different mechanisms of this phenomenon. Within this context, the objective of this thesis is to study the liquefaction properties of three Algerian sands (Chlef, Rass and Zemmouri) focusing on the influence of low plastic fines content. The sands under study were taken from two regions: Chlef and Boumerdes which are known for their high seismicity.

The experimental approach consists of two parts, the first of which is concerned by the characterization of the monotonic behavior of the three materials using the triaxial apparatus and the Casagrande shear box. Monotonic triaxial tests were carried out only on Chlef sand, first under drained conditions, and then under undrained conditions, using the constant density index approach and varying the fines content from 0 to 50%. The samples were prepared with three index densities: $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$ and consolidated with the same isotropic stress σ'_c of 100 kPa. Direct shear box tests were carried out on the three sands, keeping the sand matrix of the Chlef and Rass sands constant as it is in the clean state, adding a percentage of fines fixed in function of their capacity in natural sand. The mechanical behavior of Zemmouri sand has been studied only for the clean and natural states due to its low fines content. This allows us to determine the mechanical characteristics of the three sands, in order to compare them. The second step concerns the study of the behavior of the three sands under cyclic loading while also keeping the sandy matrix as a constant parameter over the entire range of fines. The procedure was similar to that used in monotonic stresses and it was sought to demonstrate the influence of the fines content on the cyclic shear strength.

Monotonic triaxial tests show a decrease in shear strength for the entire range of fines fractions, without being able to trigger liquefaction, because of the rate of excess pore water generation which was less than the isotropic consolidation pressure. On the other hand, direct shear tests indicate a decrease of the soil shear strength up to the threshold fines content of 5% and then it increases with the increase of fines content. The latter result is confirmed by cyclic testing, thus proving the reliability of the considered approach.

Keywords: Liquefaction, sand, fines, monotonic, cyclic, triaxial test.

LISTE DES FIGURES

1	Basculement d'immeubles suite au séisme de Niigata 1964 (Johansson, 2000 ; Jefferies et Been, 2006 ; Idriss et Boulanger, 2008).....	39
2	Glissement de terrain après le séisme d'Alaska 1964 (NOAA, 2012).....	40
3	Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando (Leyendecker, 2012)	40
4	Domages au niveau du quai du port de Kobé (Johansson, 2000).....	41
5	Phases de construction des bermes (Sladen <i>et al.</i> , 1985 <i>b</i>)	42
6	Liquéfaction progressive d'un massif de sable lâche au bord de l'eau (d'après Casagrande, 1976).....	43
7	Coupe du nouveau port de Nice avant le sinistre de 1979 (Schlosser, 1985).....	44
8	Liquéfaction d'un remblai causée par des camions vibrosismiques : (a) avant application des vibrations, (b) liquéfaction du remblai (Jefferies et Been, 2006).....	44
9	Localisation des sites de sols liquéfiés et de glissements de terrain dans la région de Chlef après le séisme de 1980 (EERI, 1983)	46
10	Exemples de liquéfaction après le séisme de Chlef 1980 : (a) volcans de sable dans des zones liquéfiées, (b) étalement latéral observé sur les rives de l'oued Chlef (EERI, 1983).....	46
11	Localisation des sites liquéfiés durant le séisme de Boumerdès 2003 (Bouhadad <i>et al.</i> , 2009)	47
12	Effet du séisme de Boumerdès 2003 sur la liquéfaction des sols : (a) fissures engendrées par le déplacement latéral du terrain, (b) remontée de boue au fond des fissures, (c) remontée de boue au voisinage de l'oued Isser, (d) affaissement de terrain, (e) formation de cratères de sable (AFPS, 2003 ; EERI, 2003 ; Japanese Reconnaissance Team, 2004 ; Hamane <i>et al.</i> , 2007).....	48
13	Effet de la liquéfaction sur les ouvrages de génie civil : (a) mouvement du tablier du pont de la RN24 traversant l'oued Isser, (b) déplacement relatif tablier/pile vers la rivière, (c) déformation de la route sur l'extension de la fissure, (d) dommages d'une maison induites par la liquéfaction, (e) dégâts enregistrés au port d'Alger (Hamdache, 2004 ; Japanese Reconnaissance Team, 2004 ; Hamane <i>et al.</i> , 2007).....	49
14	Représentation schématique de l'appareil triaxial : (a) appareillage, (b) état de contraintes (d'après Holtz et Kovacs, 1991).....	59

15	Compression et extension dans un essai triaxial : (a) contrainte radiale constante, (b) types de cisaillement triaxial (Bardet, 1997)	60
16	Trajets de chargement et déformations dans un essai triaxial : (a) exemples de chargements (d'après Luong, 1980), (b) déformation en tonneau, (c) localisation.....	62
17	Evolution des contraintes appliquées à une éprouvette dans un essai de compression triaxiale : (a) contraintes appliquées, (b) cercles de Mohr (d'après Magnan, 2000)	65
18	Cercles de Mohr pour des essais de compression triaxiale drainés et non drainés : (a) cas où $\sigma'_{3c} > \sigma'_{3crit}$, (b) cas où $\sigma'_{3c} < \sigma'_{3crit}$ (Holtz et Kovacs, 1991).....	65
19	Chemins des contraintes du sable d'Hostun <i>RF</i> en compression triaxiale : (a) essai drainé, (b) essai non drainé (d'après Benahmed, 2001).....	66
20	Notion de contractance et de dilatance : (a) état lâche, (b) état dense (Casagrande, 1936 ; Schofield, 2005).....	68
21	Représentation schématique du Comportement typique d'un sable en compression triaxiale : (a) essai drainé, (b) essai non drainé (d'après Canou <i>et al.</i> , 2002).....	69
22	Notion d'indice des vides critique : (a) contrainte-déplacement, (b) indice des vides-déplacement, (c) indice des vides-contrainte normale (Casagrande, 1976).....	71
23	Confirmation de l'indice des vides critique par Roscoe <i>et al.</i> (1958).....	71
24	Comportement d'échantillons sous cisaillement : (a) états de densité, (b) susceptibilité à la liquéfaction (d'après Kramer, 1996).....	72
25	Etat caractéristique : (a) comportement monotone, (b) comportement cyclique drainé et non drainé (Luong, 1980, 1987).....	74
26	Essais triaxiaux non drainés sur le sable Banding : (A) déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, (B) surpressions interstitielles en fonction de la déformation axiale, (C) évolution des chemins des contraintes effectives (Castro, 1969).....	76
27	Essai de liquéfaction statique : (a) courbes de cisaillement et de surpression interstitielle, (b) chemins des contraintes effectives (Canou <i>et al.</i> , 1991)	77
28	Trois comportements mécaniques délimités par les lignes <i>L</i> et <i>P</i> (Castro, 1969).....	78
29	Etat stable de déformation : (a) essai de liquéfaction sur le sable Banding, (b) ligne e_F issue d'essais de liquéfaction (Castro, 1969).....	79
30	Caractéristiques de la ligne d'état stable : (a) représentation de la ligne dans le plan (e, σ'_3) (Castro et Poulos, 1977), (b) comparaison de la ligne e_S avec la ligne e_F (Castro, 1969).....	80
31	Etat quasi-stable : (a) Alarcon-Guzman <i>et al.</i> (1988), (b) Ishihara (1993)	82

32	Etats stable et quasi-stable de déformation : (a) contrainte - déformation, (b) chemin des contraintes (Vaid <i>et al.</i> , 1990a)	82
33	Mise en évidence schématique de la surface d'effondrement : (a) droite d'effondrement, (b) surface d'effondrement (Sladen <i>et al.</i> , 1985a)	85
34	Caractéristiques de la surface d'effondrement : (a) paramètres de la surface d'effondrement, (b) domaines et zones de comportement (Sladen <i>et al.</i> , 1985a)	86
35	Représentation des trois concepts : (a) plan (t, s') (Canou, 1989), (b) plan (q, p') (Dupla, 1995)	87
36	Conditions d'initiation à la liquéfaction : (a) région d'instabilité potentielle (Vaid et Chern, 1985a), (b) initiation de la liquéfaction en compression et en extension (Vaid <i>et al.</i> , 1990a)	88
37	Représentation de la surface d'état limite : (a) plan (q, p') , (b) plan (q, p', e) (Sasitharan <i>et al.</i> , 1993)	89
38	Critère d'instabilité de Lade : (a) surface de charge, (b) ligne d'instabilité (Lade, 1992)	90
39	Différents types de comportements observés sous chargement cyclique : (a) contrainte imposée, (b) déformation imposée, (c) cycles alternés et non alternés (Hardin et Drnevich, 1972 ; Lemaitre et Chaboche, 1985 ; Di Benedetto, 1987 ; Loret, 1987)	92
40	Essais triaxiaux cycliques drainés de deux échantillons de sable lâche avec des inclinaisons de contraintes contrôlées : (a) amplitude modérée, (b) forte amplitude (Tatsuoka et Ishihara, 1974)	94
41	Mise en évidence de la mobilité cyclique : (a) courbe (q, p') , (b) courbe $(\Delta u, \varepsilon_1)$, (c) courbe (q, ε_1) (Mohkam, 1983)	96
42	Essai de mobilité cyclique : (a) courbes $(\Delta u, t)$, (q, t) et (ε_1, t) , (b) courbe (q, p') (Schwab et Dormieux, 1985)	97
43	Essai triaxial cyclique non drainé sur sable lâche : liquéfaction vraie (Castro, 1969)	98
44	Courbes de résistance au cisaillement cyclique (RCC) (Pecker, 1984)	99
45	Conditions d'initiation de la contractance et de la ligne de transformation de phase sous chargement cyclique (Vaid et Chern, 1985a)	102
46	Condition d'effondrement du sable d'Ottawa : (a) essai monotone, (b) essai cyclique (Alarcon-Guzman <i>et al.</i> , 1988)	102
47	Effet de l'indice de densité sur le comportement monotone non drainé du sable : (a) contrainte-déformation, (b) chemin des contraintes (Yoshimine et Ishihara, 1998)	104
48	Effet de l'indice de densité sur la résistance au cisaillement cyclique (Lee et Seed, 1967a)	105

49	Effet de la contrainte de consolidation sur le comportement monotone non drainé du sable : (a) contrainte-déformation, (b) chemin des contraintes (Yoshimine et Ishihara, 1998).....	106
50	Effet de la teneur en fines et de la pression de confinement sur la résistance à la liquéfaction : (a) $p_0 = 49 \text{ kPa}$, (b) $p_0 = 196 \text{ kPa}$ (Bouckovalas <i>et al.</i> , 2003).....	108
51	Définition du paramètre d'état ψ : (a) Sladen <i>et al.</i> (1985a), (b) Been et Jefferies (1985).....	109
52	Définition de l'indice d'état I_s (Ishihara, 1993).....	110
53	Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (Pecker, 1984).....	112
54	Effet du diamètre moyen D_{50} sur la résistance au cisaillement d'un sable limoneux : (a) comportement monotone, (b) comportement cyclique (Belkhatir <i>et al.</i> , 2011).....	113
55	Effet d'un déviateur initial de contrainte sur le comportement non drainé du sable d'Hostun <i>RF</i> : (a) Canou <i>et al.</i> (1991), (b) Ibraim (1998).....	114
56	Effet d'un déviateur initial de contrainte sur le rapport de contrainte cyclique causant plusieurs niveaux de déformation en dix cycles : (a) état lâche, (b) état moyennement dense, (c) état dense (Vaid et Chern, 1983a).....	115
57	Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement monotone non drainé : (a) Di Prisco <i>et al.</i> (1995), (b) Gajo et Piffer (1999).....	116
58	Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement à la liquéfaction du sable d'Hostun <i>RF</i> (Finge-Bousaid, 2004).....	117
59	Effet de la surconsolidation sur le comportement cyclique d'échantillons de sable : (a) $OCR = 1$, (b) $OCR = 1.12$, (c) $OCR = 1.3$, (d) $OCR = 1.5$, (e) $OCR = 2$, (f) $OCR = 3$ (Ishihara et Okada, 1978).....	118
60	Effet de la surconsolidation sur la réponse non drainée du mélange sable d'oued Rass avec le limon <i>SM</i> : (a) $q_{cyc} = 60 \text{ kPa}$, (b) $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$, (c) $q_{cyc} = 30 \text{ kPa}$ (Arab, 2008).....	118
61	Effet du mode de sollicitation sur le comportement non drainé : (a) contrainte-déformation, (b) chemin des contraintes (Yoshimine <i>et al.</i> , 1998).....	120
62	Effet de l'histoire des contraintes de cisaillement sur les caractéristiques de liquéfaction : (a) Seed <i>et al.</i> (1977), (b) Tokimatsu et Hosaka (1986).....	121
63	Effet du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction (Wichtmann <i>et al.</i> , 2005).....	121
64	Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement : (a) comportement monotone, (b) comportement cyclique (Arab <i>et al.</i> , 2016).....	122
65	Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse cyclique non drainée : (a) Martin <i>et al.</i> (1978), (b) Yoshimi <i>et al.</i> (1989).....	123

66	Méthodes de préparation des éprouvettes : (a) damage humide, (b) déversement sec par l'entonnoir, (c) pluviation dans l'air, (d) pluviation sous l'eau, (e) préparation par sous-compactage (Ishihara, 1993 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Benahmed, 2001 ; Chan, 1985)	125
67	Influence du mode de préparation sur la réponse non drainée d'un sable à l'état lâche : (a) courbes de cisaillement, (b) agrégats et macropores vus par le <i>MEB</i> (damage humide), (c) empilement régulier vu par le <i>MEB</i> (pluviation à sec) (Benahmed <i>et al.</i> , 2004).....	128
68	Effet du mode de dépôt sur la résistance au cisaillement cyclique : (a) Mulilis <i>et al.</i> (1977), (b) Yamashita et Toki (1993)	129
69	Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sable limoneux : (a) déversement à sec, (b) déposition par sédimentation (Zlatović et Ishihara, 1995).....	130
70	Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction statique : (a) augmentation de la résistance (Kuerbis <i>et al.</i> , 1988), (b) diminution de la résistance (Belkhatir <i>et al.</i> , 2010), (c) diminution de la résistance jusqu'à une valeur seuil, puis ré-augmentation (Bouferra et Shahrour, 2004)	131
71	Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction cyclique : (a) augmentation de la résistance (Chang <i>et al.</i> , 1982), (b) diminution de la résistance (Troncoso et Verdugo, 1985), (c) diminution de la résistance jusqu'à une valeur minimale, puis ré-augmentation (Koester, 1994)	132
72	Indices des vides extrêmes des mélanges sable-limon (Yang <i>et al.</i> , 2006)	133
73	Schématisation des différentes phases : (a) sable limoneux, (b) matrice de sable, (c) matrice de fines (d'après Thevanayagam, 1998)	134
74	Différentes configurations des mélanges sable-fines (Thevanayagam et Martin, 2002).....	135
75	Approches des indices des vides : (a) indice de densité constant, (b) indice des vides global constant, (c) indice des vides intergranulaire constant (d'après Arab, 2009 ; Belkhatir <i>et al.</i> , 2014)	137
76	Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara, 1993).....	139
77	Influence du critère de rupture sur l'initiation de la liquéfaction (Lee et Seed, 1967a)	140
78	Influence de certains paramètres expérimentaux sur la résistance au cisaillement cyclique : (a) fréquence de chargement, (b) diamètre des échantillons (Tatsuoka <i>et al.</i> , 1986b).....	140
79	Carte géologique de l'Algérie (Askri <i>et al.</i> , 2007).....	143
80	Sismicité historique de l'Algérie de 1365 à 2009 (Beldjoudi, 2011).....	145
81	Carte tectonique de l'Algérie (Hamdache <i>et al.</i> , 2004).....	145

82	Carte sismotectonique et séismes historiques du nord de l'Algérie centrale (Bounif <i>et al.</i> , 2004 ; Meghraoui <i>et al.</i> , 2004)	146
83	Etendue du séisme du 21/05/2003 (AFPS, 2003)	148
84	Isoséistes des principaux séismes dans la région de Chlef d'après Benouar (1994) et Rothé (1950)	150
85	Rejet vertical de la faille de Béni Rached (Zacek, 2009)	150
86a	Diffraction des rayons X du sable de Chlef propre	153
86b	Diffraction des rayons X du sable de Rass propre (suite)	154
86c	Diffraction des rayons X du sable de Zemmouri propre (suite)	155
87	Vues au microscope électronique à balayage : (a1) sable de Chlef naturel, (a2) sable de Chlef propre, (b1) sable de Rass naturel, (b2) sable de Rass propre, (c1) sable de Zemmouri naturel, (c2) sable de Zemmouri propre	156
88	Echantillonneur avec ses deux bacs	157
89	Courbes granulométriques des trois sables propres : (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri	158
90	Synthèse des courbes granulométriques moyennes des trois sables propres	160
91	Courbes granulométriques des trois types de fines	162
92	Vues au microscope électronique à balayage : (a) fines de Chlef, (b) fines de Rass, (c) fines de Zemmouri	163
93	Courbes granulométriques des mélanges de sable et limon de Chlef	164
94	Variation des indices des vides en fonction de la teneur en fines pour les mélanges sable-limon de Chlef	165
95	Schéma représentant le mélange sable-limon : (a) $FC < FC_{th}$, (b) $FC > FC_{th}$ (d'après Thevayanagam <i>et al.</i> , 2002)	165
96	Variation des indices des vides globaux et intergranulaires des mélanges sable-limon de Chlef	166
97	Boîte de cisaillement de type Wykeham Farrance de l'université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie)	167
98	Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P 94-071-1, 1994)	168
99	Vue globale de l'appareil triaxial de type Bishop et Wesley (Navier - CERMES, Ecole des Ponts ParisTech, France)	169
100	Schéma de principe du dispositif triaxial de type Bishop et Wesley (Menzies, 1988)	170
101	Principe de fonctionnement du contrôleur de pression et de volume (Menzies, 1988)	171

102	Vue du dispositif triaxial asservi type Buehl et Faubel (Navier - <i>CERMES</i> , Ecole des Ponts ParisTech, France).....	172
103	Schéma de principe de l'appareil triaxial type Buehl et Faubel (d'après Benahmed, 2001)	173
104	Vue du dameur et du moule : (a) dameur avec la tige graduée et la languette, (b) moule avec le collier de serrage (Navier - <i>CERMES</i> , Ecole des Ponts ParisTech, France).....	176
105	Mesures durant la phase de saturation : (a) variation de l'indice des vides (Bahloul, 1990), (b) variation de volume (Garga et Zhang, 1997)	183
106	Phénomène de pénétration de membrane : (a) action de la pénétration de la membrane, (b) redressement de la membrane (Mokham, 1983)	184
107	Variation du paramètre de pénétration de membrane normalisée e_m avec le diamètre moyen des grains D_{50} (Sladen <i>et al.</i> , 1985a).....	186
108	Répétabilité des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur le sable de Rass propre : (a) courbe (τ , ΔL), (b) courbe (ΔH , ΔL).....	187
109	Répétabilité des essais monotones drainés sur le sable de Chlef mélangé avec 20 % de limon : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (ε_v , ε_1), (c) courbe (q , p')	188
110	Répétabilité des essais cycliques sur le sable de Zemmouri naturel : (a1) courbe (ε_1 , N) de l'essai TCZN-50-50, (b1) courbe (Δu , N) de l'essai TCZN-50-50, (c1) courbe (q , p') de l'essai TCZN-50-50, (a2) courbe (ε_1 , N) de l'essai TCZN-50-50-1, (b2) courbe (Δu , N) de l'essai TCZN-50-50-1, (c2) courbe (q , p') de l'essai TCZN-50-50-1.....	189
111	Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.15$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (ε_v , ε_1), (c) courbe (q , p').....	196
112	Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (ε_v , ε_1), (c) courbe (q , p').....	197
113	Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.80$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (ε_v , ε_1), (c) courbe (q , p').....	198
114	Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.15$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (Δu , ε_1), (c) courbe (q , p').....	199
115	Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (Δu , ε_1), (c) courbe (q , p').....	200
116	Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.80$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (Δu , ε_1), (c) courbe (q , p').....	201

117	Influence de la teneur en fines sur l'angle de frottement maximal mobilisé pour les essais drainés et non drainés : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	203
118	Influence de la teneur en fines sur l'angle de frottement critique pour les essais drainés et non drainés : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	204
119	Influence de la teneur en fines sur les angles de frottement maximal et critique : (a) ϕ'_{max} pour essais <i>CD</i> , (b) ϕ'_{max} pour essais <i>CU</i> , (c) ϕ'_{crit} pour essais <i>CD</i> , (d) ϕ'_{crit} pour essais <i>CU</i>	205
120	Evolution de l'angle de frottement à la rupture avec le confinement pour plusieurs sables (d'après Al Mahmoud, 1997).....	206
121	Influence de la teneur en fines sur l'angle caractéristique pour les essais drainés et non drainés : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	208
122	Influence de l'indice de densité sur l'état caractéristique et l'état au max : (a) ϕ'_{car} pour essais <i>CD</i> , (b) ϕ'_{max} pour essais <i>CD</i> , (c) ϕ'_{car} pour essais <i>CU</i> , (d) ϕ'_{max} pour essais <i>CU</i>	209
123	Influence de la teneur en fines sur les déformations volumiques au changement de phase et à l'état stable : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	209
124	Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale sur le cisaillement direct du sable de Chlef propre : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	211
125	Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale sur le cisaillement direct du sable de Rass propre : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	212
126	Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale sur le cisaillement direct du sable de Zemmouri propre : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	213
127	Evolution de la droite intrinsèque du sable de Chlef avec la teneur en fines : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	214
128	Evolution de la droite intrinsèque du sable de Rass avec la teneur en fines : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	215
129	Evolution de la droite intrinsèque du sable de Zemmouri avec la teneur en fines : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	216
130	Variation de la contrainte de cisaillement maximale pour $I_D = 0.50$: (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri	218
131	Comparaison de la contrainte de cisaillement maximale des trois sables : (a) sables propres, (b) sables naturels.....	218
132	Variation de l'angle de frottement interne avec la teneur en fines : (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri	219
133	Variation de la cohésion effective avec la teneur en fines : (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri	220

134	Comparaison de l'angle de frottement interne des trois sables : (a) sables propres, (b) sables naturels.....	220
135	Comparaison de la cohésion effective des trois sables : (a) sables propres, (b) sables naturels.....	221
136	Variation du déplacement vertical maximal pour $I_D = 0.50$: (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri	222
137	Comparaison du déplacement vertical maximal des trois sables : (a) sables propres, (b) sables naturels.....	222
138	Angles de frottement maximal des deux approches : (a) $FC = 0 \%$, (b) $FC = 10 \%$	223
139	Essai triaxial cyclique sur le sable de Chlef propre, essai <i>TCCP-50-40</i> : (a) courbe (q, N), (b) courbe ($\Delta u, \varepsilon_1$), (c) courbe (q, p'), (d) courbe ($\Delta u, N$), (e) courbe (ε_1, N), (f) courbe (q, ε_1).....	232
140	Essai triaxial cyclique sur le sable de Rass propre, essai <i>TCRP-50-40</i> : (a) courbe (q, N), (b) courbe ($\Delta u, \varepsilon_1$), (c) courbe (q, p'), (d) courbe ($\Delta u, N$), (e) courbe (ε_1, N), (f) courbe (q, ε_1).....	233
141	Essai triaxial cyclique sur le sable de Zemmouri propre, essai <i>TCZP-50-40</i> : (a) courbe (q, N), (b) courbe ($\Delta u, \varepsilon_1$), (c) courbe (q, p'), (d) courbe ($\Delta u, N$), (e) courbe (ε_1, N), (f) courbe (q, ε_1).....	234
142	Vue d'une éprouvette de sable liquéfié : essai <i>TCRP-50-40</i> : $FC = 0 \%$, $I_D = 0.50, q_{cyc} = 40 \text{ kPa}, \sigma'_c = 100 \text{ kPa}$	235
143	Réponses cycliques non-drainées des sables propres et naturels pour les conditions initiales $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}, I_D = 0.50, CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$: (a) Chlef propre, essai <i>TCCP-50-40</i> , (b) Chlef naturel, essai <i>TCC10-50-40</i> , (c) Rass propre, essai <i>TCRP-50-40</i> , (d) Rass naturel, essai <i>TCR5-50-40</i> , (e) Zemmouri propre, essai <i>TCZP-50-40</i> , (f) Zemmouri naturel, essai <i>TCZN-50-40</i>	237
144	Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}, CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$: (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	238
145	Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Rass propre avec $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}, CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$: (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	239
146	Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Zemmouri propre avec $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}, CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$: (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$	240
147	Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur la surpression interstitielle du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, et $I_D = 0.50$: (a) essai <i>TCCP-50-60</i> , (b) essai <i>TCCP-50-50</i> , (c) essai <i>TCCP-50-40</i> , (d) essai <i>TCCP-50-30</i>	242

148	Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur la déformation axiale du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, et $I_D = 0.50$: (a) essai <i>TCCP-50-60</i> , (b) essai <i>TCCP-50-50</i> , (c) essai <i>TCCP-50-40</i> , (d) essai <i>TCCP-50-30</i>	243
149	Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur le chemin des contraintes du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, et $I_D = 0.50$: (a) essai <i>TCCP-50-60</i> , (b) essai <i>TCCP-50-50</i> , (c) essai <i>TCCP-50-40</i> , (d) essai <i>TCCP-50-30</i>	244
150	Influence de la teneur en fines <i>FC</i> sur les coefficients <i>e</i> et <i>a</i> : (a) coefficient <i>e</i> , (b) coefficient <i>a</i>	249
151	Courbes de <i>RCC</i> pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ des trois sables dans leurs états propre et naturel : (a) sables propres, (b) sables naturels.....	250
152	Influence de l'état du matériau sur la résistance au cisaillement cyclique pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$: (a) sable de Rass, (b) sable de Zemmouri, (c) sable de Chlef.....	251
153	Courbes de résistance au cisaillement cyclique pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$: (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass.....	252
154	Influence de l'indice de densité sur la résistance à la liquéfaction pour $N = 10$ cycles et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$: (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.....	254
155	Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$: (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.....	255
156	Influence du nombre de cycles sur la résistance à la liquéfaction pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$: (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.....	256
157	Influence de la teneur en fines sur la surpression interstitielle pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$	257

LISTE DES TABLEAUX

1	Paramètres de l'essai triaxial (Bardet, 1997)	63
2	Dates des principaux séismes des régions de Chlef et d'Alger (Rothé, 1950 ; Mokrane <i>et al.</i> , 1994 ; Yelles Chaouche <i>et al.</i> , 2002 ; Harbi <i>et al.</i> , 2007)	147
3	Analyse par fluorescence des rayons X	152
4	Equivalent de sable et teneur en fines des trois matériaux	158
5	Caractéristiques granulométriques des sables étudiés	159
6	Récapitulatif des paramètres granulométriques des trois sables propres	160
7	Caractéristiques physiques des trois sables	161
8	Caractéristiques physiques des trois types de fines	162
9	Caractéristiques granulométriques des mélanges sable-limon de Chlef	164
10	Caractéristiques physiques des mélanges sable-limon de Chlef	165
11	Programme des essais triaxiaux monotones pour le sable de Chlef	193
12	Programme des essais de cisaillement direct sur les trois sables	194
13a	Programme des essais triaxiaux cycliques non drainés pour le sable de Chlef	227
13b	Programme des essais triaxiaux cycliques non drainés pour le sable de Rass (suite)	228
13c	Programme des essais triaxiaux cycliques non drainés pour le sable de Zemmouri (suite)	229
14	Nombres de cycles à la liquéfaction N_{liq} pour les sables propres et naturels	236
15	Influence du niveau de cisaillement cyclique sur la réponse mécanique des sables propres moyennement denses de Rass et Zemmouri ($FC = 0\%$ et $I_D = 0.50$)	245
16	Coefficients de l'équation (50) pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100\text{ kPa}$	248
17	Coefficients de l'équation (51) pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100\text{ kPa}$	249

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

I NOTATION

a		Coefficient de l'équation modèle de pression de vapeur
a_{max}	m/s^2	Accélération horizontale maximale
A	cm^2	Aire de la section droite de l'éprouvette au cours du cisaillement
A_c	cm^2	Aire après consolidation ou corrigée
A_0	cm^2	Aire après démoulage ou saturation
b		Coefficient de l'équation modèle de pression de vapeur
B		Coefficient de Skempton
c		Coefficient de l'équation modèle de pression de vapeur
c'	kPa	Cohésion effective
C_c		Coefficient de courbure
C_u		Coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen
CRR		Rapport de résistance cyclique (<i>Cyclic Resistance Ratio</i>)
$CRR_{7.5}$		Rapport de résistance cyclique déterminé pour une magnitude de séisme égale à 7.5
CSR		Rapport des contraintes cycliques (<i>Cyclic Stress Ratio</i>)
d		Coefficient de l'équation de type hyperbolique
D	mm	Diamètre du grain, diamètre de l'éprouvette
D_c	mm	Diamètre corrigé de l'éprouvette
D_r	%	Densité relative
D_y	mm	Diamètre des grains correspondant à y % de tamisat cumulé
D_0	mm	Diamètre initiale de l'éprouvette
D_{10}	mm	Diamètre efficace ou diamètre des grains à 10 % de passant
D_{30}	mm	Diamètre des grains à 30 % de passant
D_{50}	mm	Diamètre moyen ou diamètre des grains à 50 % de passant
D_{60}	mm	Diamètre des grains à 60 % de passant
e		Coefficient de l'équation de type hyperbolique, indice des vides ou indice des vides global
e	mm	Epaisseur de la membrane
e_c		Indice des vides après consolidation
e_i		Indice des vides initial avant consolidation

e_{cr}		Indice des vides critique
e_F		Ligne pour l'étude de la résistance du sol à la liquéfaction
e_f		Indice des vides interfine
e_{max}		Indice des vides maximal
e_{min}		Indice des vides minimal
e_s		Indice des vides intergranulaire, indice des vides à l'état quasi-stable, ligne d'état critique
e_0		Indice des vides initial
E_S	%	Equivalent de sable
f	Hz	Fréquence
F	kN	Force axiale transmise par le piston du triaxial
FC	%	Teneur en fines
FC_{th}	%	Valeur seuil de la teneur en fines (<i>threshold value</i>)
F_s		Coefficient de sécurité
g	m/s ²	Accélération de la pesanteur
G_s		Densité
h_1, h_2	cm	Hauteurs de l'essai équivalent de sable
H	mm	Hauteur de l'éprouvette à l'instant t
H_0	mm	Hauteur initiale de l'éprouvette
I_D		Indice de densité
I_{Dc}		Indice de densité après consolidation
I_{Di}		Indice de densité initial avant consolidation
I_p	%	Indice de plasticité
I_s		Indice d'état
I_0		Intensité du séisme
\underline{I}		Tenseur unité
k_s	kPa	Module de déformation volumique du squelette solide
k_w	kPa	Module de déformation volumique de l'eau
K_c		Rapport d'anisotropie de contrainte initiale, coefficient de consolidation
K_0		Coefficient de poussée des terres au repos
m_s	g	Masse des particules solides
M_s		Magnitude des ondes de surface
M_w		Magnitude de moment
MSF		Facteur d'échelle de la magnitude (<i>Magnitude Scalling Factor</i>)
n	%	Porosité
n_{max}	%	Porosité maximale
n_{min}	%	Porosité minimale
N		Nombre de cycles, direction nord
N	kPa	Effort normal
N_{liq}		Nombre de cycles nécessaires pour déclencher la liquéfaction

$N_{preload}$		Nombre de cycles nécessaires pour déclencher la liquéfaction cycles pour un échantillon pré-cisaillé
$(N_1)_{60}$	kPa	Résistance à la liquéfaction du site définie par la résistance à la pénétration standard, N , normalisée à une contrainte verticale effective de 100 kPa et à un niveau de 60% de l'énergie de chute libre du marteau du pénétromètre
OCR		Rapport de surconsolidation (<i>Overconsolidation Ratio</i>)
p	kPa	Contrainte moyenne totale
p'	kPa	Contrainte moyenne effective
p'_c	kPa	Contrainte de consolidation effective
p'_f	kPa	Pression effective à la fin de la décharge
p'_{max}	kPa	Pression maximale effective atteinte à la fin de la consolidation isotrope
p_0	kPa	Pression de confinement
P_L		Potentiel de liquéfaction
q	kPa	Déviateur des contraintes
q_{cyc}	kPa	Amplitude du déviateur cyclique ou amplitude de chargement
$q_{preload}^{ampl}$	kPa	Amplitude du déviateur cyclique avec un pré-cisaillement initial
r_d		Coefficient de réduction de la contrainte à la profondeur (z) du point considéré
R^2		Coefficient de corrélation
s		Seconde
s	kPa	Contrainte moyenne de Lambe
S_r	$\%$	Degré de saturation
t	kPa	Contrainte déviatorique de Lambe
T	kPa	Effort de cisaillement
TCC		Taux de cisaillement cyclique ou rapport de contrainte cyclique
u	kPa	Pression interstitielle de l'eau se trouvant entre les particules de sol
u_i	kPa	Taux de génération de surpression interstitielle
u_a	kPa	Pression interstitielle de l'échantillon
u_0	kPa	Pression interstitielle initiale
v	cm^3	Volume spécifique
V	cm^3	Volume total de l'échantillon
VBS	$\%$	Valeur de bleu de méthylène d'un Sol
V_s	cm^3	Volume des particules solides
V_s	m/s^2	Vitesse de l'onde de cisaillement
V_v	cm^3	Volume des vides
V_0	cm^3	Volume initial de l'échantillon
w_L	$\%$	Limite de liquidité
w_P	$\%$	Limite de plasticité

z	m	Profondeur
Γ	cm^3	Volume du matériau à l'état critique pour une contrainte moyenne effective $p' = 1 \text{ kN/m}^2$
Δe		Variation de l'indice des vides
ΔH	mm	Variation de la hauteur de l'éprouvette
ΔL	mm	Déplacement horizontal de la demi-boîte inférieure
Δu	kPa	Surpression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon
ΔV	cm^3	Variation du volume de l'échantillon
ΔV_c	cm^3	Variation de volume durant la consolidation
$\Delta \varepsilon_1$	%	Déformation axiale cumulé crête à crête
$\Delta \sigma_3$	kPa	Incrément de pression de confinement
ε_1	%	Déformation axiale
ε_3	%	Déformation radiale
ε_v	%	Déformation volumique
ε_v^e	%	Composante élastique de la déformation volumique
ε_v^p	%	Composante plastique de la déformation volumique
$\dot{\varepsilon}_v^p$	%	Vitesse de déformation volumique irréversible
ε_d	%	Déformation déviatorique
η		Rapport ou inclinaison des contraintes
η_{car}		Inclinaison des contraintes correspondant à l'état caractéristique
η_{cr} ou M		Inclinaison des contraintes correspondant à l'état critique
η_{max}		Inclinaison des contraintes à la rupture
λ		Pente de la <i>CSL</i>
ρ_d	g/cm^3	Masse volumique sèche
ρ_{dmax}	g/cm^3	Masse volumique sèche maximale
ρ_{dmin}	g/cm^3	Masse volumique sèche minimale
ρ_s	g/cm^3	Masse volumique des particules solides
ρ_w	g/cm^3	Masse volumique de l'eau
σ	kPa	Contrainte totale
σ'	kPa	Contrainte effective
$\underline{\underline{\sigma}}$	kPa	Tenseur des contraintes totales
$\underline{\underline{\sigma}'}$	kPa	Tenseur des contraintes effectives
σ_c	kPa	Contrainte de consolidation initiale
σ'_c ou σ'_{3c}	kPa	Contrainte de consolidation effective
σ_{cell}	kPa	Pression de confinement de la cellule
σ_n	kPa	Contrainte normale
σ_{v_0}	kPa	Contrainte verticale totale

σ'_{v_0}	<i>kPa</i>	Contrainte verticale effective
σ'_{ch}	<i>kPa</i>	Contrainte radiale effective
σ'_{cv}	<i>kPa</i>	Contrainte axiale effective
σ_1	<i>kPa</i>	Contrainte principale majeure
σ'_1	<i>kPa</i>	Contrainte principale majeure effective
σ_2	<i>kPa</i>	Contrainte principale intermédiaire
σ'_2	<i>kPa</i>	Contrainte principale intermédiaire effective
σ_3	<i>kPa</i>	Contrainte principale mineure
σ'_3	<i>kPa</i>	Contrainte principale mineure effective
σ'_{3crit}	<i>kPa</i>	Contrainte de confinement critique effective
σ'_{3f}	<i>kPa</i>	Contrainte de confinement effective à la rupture
τ	<i>kPa</i>	Contrainte de cisaillement
τ_a	<i>kPa</i>	Résistance cyclique du matériau déterminée au laboratoire
τ_{av}	<i>kPa</i>	Moyenne des contraintes de cisaillement cyclique
τ_{cyc}	<i>kPa</i>	Résistance au cisaillement cyclique
ϕ'	(°)	Angle de frottement interne effective
ϕ'_{car}	(°)	Angle caractéristique
ϕ'_{crit} ou ϕ'_r	(°)	Angle de frottement critique
ϕ'_{max}	(°)	Angle de frottement interne maximal
Ψ		Paramètre d'état

II ABBREVIATION

<i>ASTM</i>	<i>American Society for Testing and Materials</i>
<i>CCE</i>	Chemin des contraintes effectives
<i>CCT</i>	Chemin des contraintes totales
<i>CD</i>	Consolidé drainé (<i>Consolidated Drained</i>)
<i>CU</i>	Consolidé non drainé (<i>Consolidated Undrained</i>)
<i>CERMES</i>	Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols
<i>CGS</i>	Centre National de Recherche appliquée en Génie Parasismique
<i>CPT</i>	Essai de pénétration quasi-statique au cône (<i>Cone Penetration Test</i>)
<i>CRAAG</i>	Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique
<i>CSL</i>	Ligne d'état critique (<i>Critical State Line</i>)
<i>DH</i>	Damage humide
<i>DS</i>	Déversement sec par l'entonnoir
<i>E</i>	Ligne d'état critique, cercles de Mohr en contraintes effectives, direction est
<i>FLS</i>	<i>Flow Liquefaction Surface</i>
<i>GDS</i>	Contrôleur de pression et de volume (<i>Global Digital Systems</i>)
<i>h</i>	Heure
<i>ICL</i>	Ligne de consolidation isotrope correspondant à l'état le plus lâche

<i>Lat.</i>	Latitude
<i>LC</i>	Ligne d'état caractéristique, essai triaxial de compression latérale
<i>LE</i>	Essai triaxial d'extension latérale
<i>LCPC</i>	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
<i>LCR</i> ou <i>CSL</i>	Ligne d'état critique (<i>Critical State Line</i>)
<i>Long.</i>	Longitude
<i>LR</i>	Ligne de rupture
<i>min</i>	Minute
<i>MEB</i>	Analyse au microscope électronique à balayage
<i>ND</i>	Essai de compression triaxiale non drainé
<i>PT</i>	Ligne de transformation de phase
<i>QSS</i>	Etat quasi-stable de déformation (<i>Quasi Steady State</i>)
<i>QSSL</i>	Ligne d'état quasi-stable
<i>RCC</i>	Courbes de Résistance au Cisaillement Cyclique
<i>RPA</i>	Règles Parasismiques Algériennes
<i>SP/Sm</i>	Sable propre mal gradué d'après la classification <i>USCS/LCPC</i>
<i>SPT</i>	Essai de pénétration standard (<i>Standard Penetration Test</i>)
<i>SS</i>	Etat stable ou état permanent de déformation (<i>Steady State</i>)
<i>SSL</i>	Ligne d'état stable (<i>Steady State Line</i>)
<i>T</i>	Cercles de Mohr en contraintes totales
<i>TC</i>	Essai triaxial de compression
<i>TE</i>	Essai triaxial d'extension
<i>UF</i>	Limite supérieure de la zone d'état stable
<i>UU</i>	Non consolidé non drainé (<i>Unconsolidated Undrained</i>)
<i>USCS</i>	Unified Soil Classification System

LISTE DES ANNEXES

A	Résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande	287
B	Résultats des essais triaxiaux cycliques	304

INTRODUCTION GENERALE

Au cours de l'histoire de l'humanité, les séismes ont manifesté leurs effets les plus terribles à travers les sols et les constructions. Situé sur la plaque africaine, en collision permanente avec la plaque eurasienne, le nord Algérien est confronté au problème des séismes et particulièrement sensible à la problématique de la liquéfaction. Ce phénomène particulier provoque une perte importante de la résistance au cisaillement du sol, liée à une génération de surpressions interstitielles élevées qui entraînent la diminution progressive des contraintes effectives régnant dans le sol. En plus du séisme, ce phénomène peut être déclenché par d'autres sollicitations monotones ou cycliques (raz-de-marée, houle, vidanges rapides, machines vibrantes, chocs, explosions) suffisamment rapides pour qu'aucun drainage ne puisse avoir lieu.

La liquéfaction qui caractérise généralement les sols pulvérulents saturés, peut se développer aussi bien dans les sols naturels (talus sous-marins, berges de rivière) que dans les structures artificielles (barrages en terre, îles artificielles). Suivant le niveau des contraintes existantes, le sol subit des déformations, parfois de très grande envergure, favorisant son écoulement et engendre des désordres considérables dans les structures sus-jacentes. Les constructions s'enfoncent dans le sol liquéfié, basculent, ou même se disloquent lorsque leur rigidité est faible. On pourra aussi assister à l'étalement latéral du terrain "*lateral spreading*" sur une surface importante, causant des fissures du sol pouvant être très dangereuses sur les ouvrages, tels que les digues et les barrages. Ainsi, la littérature géotechnique renferme de nombreux exemples d'écoulements et de ruptures attribués à la liquéfaction de massifs de sols naturels ou artificiels.

Vu l'enjeu économique et humain, la liquéfaction constitue un domaine de préoccupation important dans les projets d'aménagement du territoire et de construction. Les travaux des chercheurs et l'attention des constructeurs se sont mobilisés, essentiellement après les sinistres liés aux séismes de Niigata au Japon et d'Alaska aux Etats-Unis en 1964, pour améliorer la protection parasismique des constructions et étudier le comportement et l'amélioration des sols vis-à-vis de ce phénomène. Citons, en particulier, les travaux entrepris par Seed et son équipe à partir de 1964 et qui ont été destinés à mieux comprendre les mécanismes contrôlant les phénomènes de perte de résistance au cisaillement des sables saturés de densité moyenne à forte et dilatants. On peut leur ajouter les travaux de Castro en 1969 où le comportement des sables lâches a été pris en considération dans l'évaluation de la

susceptibilité à la liquéfaction des sites sableux dont les comportements sont assez différents de ceux des sables denses. Les recherches sur ces comportements instables se sont ensuite poursuivies en relation avec des problèmes de glissement par écoulement de très grande envergure.

Par ailleurs, le phénomène de liquéfaction était supposé limité aux sables propres, les sols fins étaient considérés incapables de générer de surpressions interstitielles élevées (Kramer, 1996). La plupart des études étaient concentrées sur les sables propres ou les sables contenant une faible quantité de fines avec l'hypothèse que le comportement des sables limoneux est similaire à celui des sables propres. Cependant, les données recueillies après les différents séismes, indiquent que les dégâts occasionnés par la liquéfaction se sont aussi produits dans des sites contenant des sables limoneux et des limons sableux (Ishihara, 1984, 1985 ; Ishihara *et al.*, 1981, 1987 ; Seed et Harder, 1990 ; Perlea *et al.*, 1999). Pour cette raison, l'influence des fines sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sables-fines a reçu une grande attention durant ces vingt dernières années. Des données considérables sont ainsi disponibles à travers la littérature géotechnique, néanmoins, plusieurs d'entre elles sont contradictoires et peuvent être classées en trois catégories. La première concerne les études des chercheurs qui ont montré que l'augmentation de la teneur en fines FC (*Fines Content*) dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Chang *et al.*, 1982 ; Dezfulian, 1982 ; Tokimatsu et Yoshimi 1983 ; Robertson et Campanella, 1985 ; Seed *et al.*, 1985 ; Kuerbis *et al.*, 1988 ; Chameau et Sutterer, 1994 ; Pitman *et al.*, 1994 ; Amini et Qi, 2000 ; Salgado *et al.*, 2000 ; Ni *et al.*, 2004), tandis que la deuxième indique qu'elle fait diminuer la résistance à la liquéfaction des mélanges sables-fines (Shen *et al.*, 1977 ; Sladen *et al.*, 1985b ; Troncoso et Verdugo, 1985 ; Vaid, 1994 ; Erten et Maher, 1995 ; Lade et Yamamuro, 1997 ; Yamamuro et Lade, 1997 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Thevanayagam, 1998 ; Murthy *et al.*, 2007 ; Arab, 2009 ; Belkhatir *et al.*, 2010). Enfin, la troisième catégorie montre que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines, appelée valeur seuil FC_{th} , puis elle augmente avec cette teneur (Law et Ling, 1992 ; Koester, 1994 ; Singh, 1996 ; Chien *et al.*, 2002 ; Xenaki et Athanasopoulos, 2003 ; Bouferra et Shahrour, 2004 ; Benghalia *et al.*, 2015).

Selon Finn *et al.* (1994), les différentes conclusions concernant l'effet des fines sur la résistance à la liquéfaction sont dues à l'utilisation de l'indice des vides global du sol, e , comme critère de comparaison. Ce dernier ne permet pas de décrire le comportement mécanique d'un sol contenant des fines pour la simple raison que les fines occupent, pour une certaine teneur, les vides entre les grains, et par conséquent, n'affectent pas le comportement du mélange sable-fines. Kenney (1977), Thevanayagam (1998), Naeini et Baziar (2004), Mitchell et Soga (2005) ont étudié l'effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sables-fines et recommandent l'utilisation de l'indice des vides intergranulaires, e_s , pour l'interprétation des comportements observés au laboratoire.

Plus précisément, Thevanayagam, Naeini et Baziar proposent un cadre conceptuel dans lequel le sol est supposé être composé de deux sous-matrices de sphères ayant deux diamètres différents, l'un pour les gros grains représentant les grains de sables et l'autre pour les grains fins symbolisant les fines. Tenant compte des possibles interactions entre ces éléments, les indices des vides intergranulaires, e_s , et interfines, e_f , sont introduits comme indices principaux de la densité des mélanges.

Les mélanges sable-fines, testés à partir d'essais triaxiaux monotones et cycliques, drainés et non drainés, sont préparés pour des teneurs en fines FC variant de 0 à 100 %. Ce procédé nécessite la détermination des indices des vides minimaux et maximaux pour chaque cas de mélange. Or, les normes d'essais de laboratoire (*NF P 94-059*, *ASTM D4253*, *ASTM D4254*), s'appliquent aux sols contenant un taux de fines ne dépassant pas les 12 % selon la norme française et 15 % selon les normes américaines. C'est dans ce contexte qu'intervient le travail de cette thèse, les éprouvettes sont préparées en gardant la matrice sableuse telle qu'elle est à l'état propre, à laquelle est ajouté un pourcentage de fines fixé. Autrement dit, la matrice sableuse maintenue comme un paramètre constant sur toute la gamme de teneurs en fines, donne un indice des vides intergranulaire constant pour tous les essais effectués. Ces essais permettent donc de mieux comprendre l'influence de la fraction des fines peu plastiques sur le comportement mécanique du sol avec un minimum de teneur en fines.

Il est prévu de réaliser des essais au laboratoire, en étudiant le comportement mécanique à la liquéfaction de trois sables algériens (Chlef, Rass, Zemmouri), provenant de deux régions (Chlef, Boumerdès), connues pour leur forte sismicité. Ainsi, la démarche choisie se compose de deux parties : la première s'intéresse à la caractérisation du comportement monotone des trois matériaux, tout en mettant l'accent sur l'influence des fines sur leur résistance mécanique, tandis que la deuxième étape concerne l'étude du comportement des trois sables sous chargement cyclique. La procédure a été similaire à celle utilisée pour les sollicitations monotones et l'on a cherché à mettre en évidence l'influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement cyclique.

Ce travail est constitué de cinq chapitres qui s'articulent autour du même thème, à savoir l'influence de la teneur en fines peu plastiques sur la résistance à la liquéfaction des sables. A noter que les deux premiers chapitres, à caractères bibliographiques, passent en revue les principaux travaux de recherche entrepris dans le domaine de la liquéfaction des sables et sables limoneux, et permettent de recadrer les objectifs de l'étude expérimentale.

Les chapitres de cette thèse sont décrits ci-dessous :

- Le premier chapitre a pour but d'aborder le phénomène de liquéfaction avec quelques exemples historiques sur les dégâts occasionnés, surtout dans les deux régions étudiées.

Les critères de susceptibilité à la liquéfaction sont discutés, ainsi que l'évaluation du potentiel de liquéfaction, et enfin, la réglementation algérienne régissant ce phénomène.

- Le deuxième chapitre présente les concepts de base du comportement mécanique des sables et sables limoneux sous sollicitations monotone et cyclique. Ensuite, les paramètres affectant la résistance au cisaillement sont analysés. L'accent est mis plus particulièrement sur l'influence des fines sur le comportement monotone et cyclique des mélanges sable-fines.
- Le troisième chapitre donne un aperçu sur la formation géotectonique et la sismicité historique survenue dans les régions de Chlef et d'Alger. Cette étape est suivie par la caractérisation physico-chimique des matériaux utilisés, en vue d'étudier leur comportement à la liquéfaction par des essais monotones et cycliques. Ensuite, les appareillages nécessaires à la réalisation des essais monotones et cycliques programmés, notamment l'appareil triaxial et la boîte de cisaillement direct de Casagrande, sont présentés. La procédure expérimentale adaptée aux essais sur sable est décrite, y compris la validité de chaque dispositif par des essais de répétabilité.
- Le quatrième chapitre est consacré à la présentation et l'analyse des comportements mécaniques des sables, sous cisaillement monotone, observés à l'appareil triaxial et à la boîte de cisaillement direct. Les essais triaxiaux ont été réalisés uniquement sur le sable de Chlef, tout d'abord en conditions drainées, puis en conditions non drainées, en utilisant l'approche de l'indice de densité constant. Par contre, les essais de cisaillement direct à la boîte ont été effectués sur les trois sables, en gardant la matrice sableuse comme un paramètre constant sur toute la gamme des teneurs en fines.
- Le cinquième chapitre présente les résultats d'essais triaxiaux cycliques effectués sur les trois sables. La démarche est similaire à celle utilisée pour les sollicitations monotones, l'accent étant mis sur l'influence du pourcentage de fines peu plastiques sur la résistance au cisaillement à la liquéfaction, tout en maintenant la matrice sableuse comme un paramètre constant sur toute la gamme des teneurs en fines.

Enfin, cette thèse s'achève par une conclusion générale résumant les différents résultats trouvés. Des remarques concernant ce travail et des recommandations pour les futures études sont proposées.

CHAPITRE 1

ETUDE DU PHENOMENE DE LIQUEFACTION

1.1 INTRODUCTION

Dans ce premier chapitre et comme mentionné dans l'introduction générale, on s'intéresse au phénomène de liquéfaction des sols, en rapport avec les nombreux cas de glissements et d'écoulements spectaculaires de terrains, recensés dans la littérature et ayant eu des conséquences catastrophiques, pouvant provoquer des dégâts considérables. La liquéfaction statique ou cyclique est souvent à l'origine de tels désordres. Dans ce contexte, de nombreux travaux de recherche ont été menés pour étudier ce phénomène vis-à-vis du comportement mécanique des sols granulaires en général, des sables et sables limoneux en particulier. Pour cela, on présente tout d'abord des éléments bibliographiques permettant de définir ce phénomène et de distinguer les différents termes qui en découlent. On donne, par la suite, quelques cas historiques de ruptures et de glissements de terrain provoqués par chacun des cas de liquéfaction, que ce soit statique ou cyclique. De plus, on passe en revue les dégâts occasionnés en Algérie et plus particulièrement dans les régions de Chlef et d'Alger qui feront l'objet de cette thèse. Puis, on examine les critères de susceptibilité à la liquéfaction, l'évaluation du potentiel de liquéfaction et enfin, la réglementation algérienne régissant ce phénomène.

1.2 DESCRIPTION DU PHENOMENE DE LIQUEFATION

Lors des séismes, une instabilité du sol peut entraîner des déplacements importants de la surface, et il en résulte généralement des dégâts considérables dans les structures dont les conséquences, en termes de perte de vies humaines, sont funestes. Ainsi, un sol ayant une structure granulaire de faible compacité risque de présenter des tassements ou des ruptures importantes après passage des ondes sismiques. De plus, si ces sols sont saturés d'eau, la durée d'un séisme étant généralement trop courte pour permettre un drainage de l'eau, les ondes de cisaillement vont générer une surpression interstitielle importante conduisant à une réduction considérable des contraintes effectives existant dans le massif de sol. Cette augmentation de la surpression interstitielle est parfois suffisante pour engendrer l'annulation de ces contraintes et mettre les grains en flottaison, et ceci lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne totale initiale. Le sol perd brutalement une

grande partie de sa résistance au cisaillement et commence à s'écouler temporairement de manière semblable à un fluide visqueux jusqu'à stabilisation dans une configuration très différente à l'approche de l'état stable où les contraintes de cisaillement agissant sur le matériau soient aussi faibles que la valeur résiduelle de la résistance au cisaillement non drainée (Castro, 1969 ; Casagrande, 1976 ; Castro et Poulos, 1977 ; Seed, 1979 ; Poulos, 1981 ; Sladen *et al.*, 1985a).

En effet, la contrainte effective d'un sol est reliée à la pression interstitielle par la relation suivante (postulat de Terzaghi, cf. 2.2.1) :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

avec :

σ' : contrainte effective ou intergranulaire,

u : pression interstitielle (pression de l'eau saturant l'espace poreux),

σ : contrainte totale.

Le cisaillement du sol entraîne une augmentation de la pression interstitielle u conduisant à une diminution de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à l'annulation totale des contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u = 0$) : le matériau ne présentant plus de résistance au cisaillement significative se comporte comme un liquide, d'où le terme "*liquéfaction*" du sol.

Ce phénomène d'instabilité particulier, connu sous le nom de liquéfaction, fut pour la première fois abordé en 1819 par James MacMurdo, suite à un tremblement de terre ayant frappé la région située entre Karachi et Bombay, dans le Nord-Ouest de l'Inde. Cet auteur décrit, sans utiliser le terme de liquéfaction, des phénomènes d'eau et de sable éjectés du sol, ainsi que des mouvements lents d'affaissement qui sont aujourd'hui assimilés à ce phénomène (Seed et Idriss, 1982). Ce n'est que Hazen (1920) qui utilisa le terme "*liquefies*" pour décrire un tel phénomène suite au glissement du barrage de Calaveras en Californie en 1918, où 700 000 m^3 de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente (Bonilla, 2004 ; Schofield, 2005). Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression et provoque la diminution des forces intergranulaires dans le sol. Le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte totale qui représente la contrainte effective initiale. De même, Terzaghi (1925) analysa ce phénomène en relation avec les glissements de terrain se produisant régulièrement dans la province de Zeeland aux Pays-Bas. Ce terme a été aussi utilisé par Casagrande (1936) comme étant la réponse d'un sable saturé contractant soumis à un chargement statique en contrainte imposé menant à une perte de résistance. Koppejan *et al.* (1948) ont décrit des cas d'écoulements instantanés de talus sous-marins, dans la région de Zeeland aux Pays-Bas, en mentionnant clairement le phénomène de liquéfaction. Mogami et Kubu (1953) ont décrit la perte soudaine

de la résistance des sols sujets au séisme en se servant de la liquéfaction. Terzaghi (1956) a employé aussi le terme "*spontaneous liquefaction*" ou liquéfaction spontanée pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation. De plus, Castro (1969) l'a bien utilisé dans l'étude de la réponse d'un sable lâche saturé soumis à des chargements statiques et cycliques aboutissant à une perte de résistance au cisaillement.

Par la suite, plusieurs définitions du phénomène de liquéfaction ont été proposées par différents auteurs, faisant parfois référence à des phénomènes différents. La définition de Sladen *et al.* (1985a), qui est en accord avec celles données par Seed (1979) et Castro *et al.* (1982), englobe la liquéfaction cyclique et la liquéfaction statique, et la définit comme étant le phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique ou d'un choc, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement agissant sur le matériau soient aussi faibles que sa résistance au cisaillement réduite.

En fait, la liquéfaction est observée généralement dans les sols non cohérents (sables) lâches saturés soumis à des sollicitations rapides favorisant le caractère non drainé, de types monotones dues à un chargement statique (liquéfaction statique) ou cycliques tels que séismes, raz-de-marée, houles, vidanges rapides, machines vibrantes, chocs ou explosions (liquéfaction cyclique vraie). Liquéfaction statique et liquéfaction cyclique sont en fait des phénomènes assez similaires et se différencient surtout par le mode de chargement et le mécanisme de génération du niveau de surpression interstitielle nécessaire pour amorcer des écoulements de grande envergure entraînant ou enfouissant éventuellement des structures sus-jacentes.

Ainsi, la liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol, accompagnée par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives en conditions non drainées. Quant à la liquéfaction cyclique, elle est définie par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations. La résistance au cisaillement du sol atteint, dans les deux cas, sa valeur résiduelle à l'approche de l'état stable. Suivant le niveau de confinement et la densité du massif de sable, cette résistance peut s'annuler complètement, auquel cas on parle de liquéfaction totale (Canou, 1989 ; Canou *et al.*, 1992).

Ces phénomènes caractérisant la liquéfaction par écoulement "*flow liquefaction*" ou tout simplement liquéfaction, se développent dans les sables lâches ($0.20 < I_D < 0.40$) à très lâches ($I_D < 0.20$) essentiellement contractants. La liquéfaction peut également se manifester dans le

cas de sables moyens à denses ($I_D > 0.40$) pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes. D'après Kramer (1996), Robertson et Wride (1997), l'écoulement par la liquéfaction peut avoir lieu quand la contrainte de cisaillement nécessaire à l'équilibre statique d'un massif de sol (contrainte de cisaillement statique) est supérieure à la résistance au cisaillement du sol à l'état liquéfié (résistance résiduelle). Les déformations produites sont gérées par les contraintes de cisaillement statiques. Les contraintes cycliques peuvent simplement amener le sol à un état instable pour lequel sa résistance a diminué suffisamment pour permettre aux contraintes statiques appliquées de générer des écoulements qui peuvent être de très grande envergure.

Cependant, Il convient de distinguer le phénomène de liquéfaction du phénomène de mobilité cyclique des matériaux granulaires se trouvant dans un état moyennement denses à très denses (Seed et Lee, 1966 ; Lee et Seed, 1967b ; Castro, 1975 ; Ishihara *et al.*, 1975; Seed, 1979). Ce phénomène se caractérise par un comportement alternativement contractant et dilatant du matériau (franchissement alternatif de la droite caractéristique sous sollicitation cyclique) et se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture se produit par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement. De plus, contrairement à la liquéfaction par écoulement, la mobilité cyclique se produit quand les contraintes de cisaillement statiques sont inférieures à la résistance de cisaillement du sol liquéfié et les déformations générées sont contrôlées à la fois par les contraintes de cisaillement cycliques et statiques (Kramer, 1996). Elle peut avoir lieu dans un éventail beaucoup plus large de sol et des conditions de site que la liquéfaction par écoulement et ses effets peuvent varier du négligeable à très dommageable.

D'après Seed et Idriss (1982), la mobilité cyclique est un problème moins dangereux que la liquéfaction par écoulement car son importance et les dommages qu'elle peut causer dépendent de l'amplitude des déformations maximales. Comme résultat courant de la mobilité cyclique, l'étalement latéral peut se produire sur des versants à pente douce ou sur un terrain plat à proximité des rivières ou des lacs et peut causer la rupture des ouvrages construits sur ces sols, tels que les ponts. A titre d'exemple, le séisme du Guatemala en 1976 a causé un écoulement latéral le long de la rivière de Montagua où des fissures parallèles à la rivière ont été observées (Kramer, 1996 ; Serratrice, 2004).

Par ailleurs, un cas spécial de mobilité cyclique, appelé liquéfaction des couches superficielles "*level-ground liquefaction*", peut induire une importante augmentation de la surpression interstitielle lorsque la sollicitation est supprimée. Cette augmentation peut se maintenir jusqu'à ce que la pression interstitielle devienne égale à la pression de confinement. Cela risque de donner lieu à un écoulement ascendant considérable d'eau, induit par la dissipation de la pression interstitielle, et qui peut nuire aux couches supérieures du sol. Il se produit ainsi des tassements excessifs, des inondations des terres basses et la formation de cratères de sable. Néanmoins, la liquéfaction par écoulement, qui est moins fréquente que

la mobilité cyclique, ses conséquences sont plus désastreuses, étant donné qu'un volume plus important de sol peut être disloqué. La rupture des barrages et des digues en terres, le dysfonctionnement des fondations des ouvrages sont des exemples typiques de la liquéfaction par écoulement.

A cause des conséquences catastrophiques des ruptures par liquéfaction ou par mobilité cyclique, leur analyse est d'une grande importance pour les ingénieurs. Un grand nombre d'études leur a été consacré pour la bonne compréhension de ces deux phénomènes, ainsi que la détermination des facteurs influençant leur apparition. Ces paramètres sont d'une grande importance pour l'analyse de la stabilité des massifs de sol.

1.2.1 Dégâts occasionnés par la liquéfaction

Le séisme manifeste ses effets les plus terribles à travers le sol causant dans certains cas sa liquéfaction. Comme signe visible de ce phénomène, il apparaît à la surface du sol des cratères ou volcans de sable suite à l'éjection du sol liquéfié sous l'effet de la pression interstitielle élevée égale à la contrainte effective initiale du sol. La nappe phréatique remonte, avec un écoulement rapide et ascendant des eaux, en y transportant les particules de sables vers la surface.

Plusieurs cas de glissements de terrains parmi d'autres événements naturels, attribués à la liquéfaction par écoulement, parfois avec des avalanches de terre et des coulées boueuses, engendrent des ruptures de barrages, de digues et d'ouvrages en terre. On assiste dans les terrains bâtis au tassement du sol de fondation, au basculement et enfoncement d'ouvrages dus à la perte de la capacité portante du sol. Les cas recensés ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation et le volume très important des sols emportés sur des distances significatives. La rapidité des glissements est en fait relative et dépend de la perméabilité du matériau et des conditions de drainage sur le site. Par contre, la mobilité cyclique produit des étalements latéraux causant des fissures et des déplacements du sol pouvant être très dangereux sur les ouvrages. En plus, ce phénomène peut se produire sans aucune cause apparente, alors que la stabilité du massif sableux est largement assurée (faible déclivité par exemple). Ces types de rupture ont déjà eu lieu durant les différents séismes tels que Niigata (Japon), 1964 ; Alaska (*U.S.A*), 1964 ; Caracas (Venezuela), 1967 ; San Fernando (*U.S.A*), 1971 ; Tangshan (Chine), 1976 ; El Centro, (*U.S.A*), 1979 ; El Asnam (Algérie), 1980 ; Nihonkai-Chubu (Japon), 1983 ; Loma Prieta (*U.S.A*), 1989 ; Luzon (Philippines), 1990 ; Rudbar-Manjil (Iran), 1990 ; Kushiro-Oki (Japon), 1993 ; Northridge (*U.S.A*), 1994 ; Kobé (Japon), 1995 ; Manzanillo (Mexique), 1995 ; Kocaeli ou Izmit (Turquie), 1999 ; Chi-Chi (Taiwan), 1999 ; Bhuj (Inde), 2001 ; Boumerdès (Algérie), 2003 ; Tokachi-Oki (Japon), 2003 et plus récemment Christchurch (Nouvelle-Zélande), 2011, Honshu (Japon), 2011 et Emilie Romagne (Italie), 2012.

La littérature géotechnique englobe une infinité de dégâts de liquéfaction causés par le séisme à travers le monde (NRC, 1985 ; Ambraseys, 1988 ; Youd, 1991 ; Bardet et Kapuskar, 1993 ; Kramer, 1996 ; Chillarige *et al.*, 1997 ; Bardet *et al.*, 1999 ; Yamamuro et Lade, 1999 ; Johansson, 2000 ; Dickenson *et al.*, 2002 ; Serratrice, 2004 ; Yashinsky, 2005 ; Byrne *et al.*, 2006 ; Jefferies et Been, 2006 ; Idriss et Boulanger, 2008). Pour illustrer ces dégâts, l'exemple typique parmi beaucoup d'autres de l'effet induit du séisme sur la liquéfaction par écoulement du sol de fondation sur la stabilité des ouvrages est le basculement des immeubles de Kawagishicho suite au séisme de Niigata de magnitude 7.5 qui s'est produit le 16 juin 1964 au Japon (figure 1). Environ 310 bâtiments construits en béton armé selon les normes parasismiques ont été endommagés dont 200 se sont inclinés ou tassés sans que la superstructure soit touchée (Seed et Idriss, 1967). L'augmentation de la pression interstitielle sous l'effet des ondes de cisaillement induites par le séisme diminue les forces de contact entre les particules de sol et fait remonter l'eau à la surface. Le sol devient moins porteur, ce qui provoque l'enfoncement ou le renversement des structures. Il faut noter que le sol sur lequel repose la ville est constitué de dépôts sédimentaires récents de faible densité relative et avec une nappe phréatique peu profonde. Les immeubles endommagés ont été construits sur des fondations avec des pieux peu profonds et sur une couche de sol très lâche (Ishihara et Koga, 1981).



Figure 1 : Basculement d'immeubles suite au séisme de Niigata 1964 (Johansson, 2000 ; Jefferies et Been, 2006 ; Idriss et Boulanger, 2008).

On peut aussi citer, d'après la figure 2, la rupture des berges à Turnagain Height, près d'Anchorage (Alaska, U.S.A) en 1964, où un glissement spectaculaire a emporté 9.6 millions de mètres cubes de sol suite à un séisme de magnitude 9.2 et la rupture du barrage

Lower San Fernando (U.S.A) en 1971 pour un séisme de magnitude 6.6 (figure 3). Pour ce dernier, les études de Castro *et al.* (1985, 1992), Gu *et al.* (1993) menées sur le terrain ont montré que la rupture survenue 20 à 30 secondes après le tremblement de terre a été provoquée par la liquéfaction par écoulement d'une couche de sable mise en place par remblaiement hydraulique dans la partie amont de l'ouvrage.



Figure 2 : Glissement de terrain après le séisme d'Alaska 1964 (NOAA, 2012).



Figure 3 : Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando (Leyendecker, 2012).

Par ailleurs, pendant le séisme de Kobé du 17 janvier 1995, d'une magnitude 6.9, la liquéfaction a fait de nombreux dégâts notamment l'étalement latéral du quai du port de Kobé (figure 4). De plus, les infrastructures de transport ont été sévèrement touchées, les autoroutes et les ponts se sont effondrés, les chaussées fissurées, les lignes de métro et les voies ferrées tordues ainsi une totale désorganisation de la région s'en est suivie.



Figure 4 : Dommages au niveau du quai du port de Kobé (Johansson, 2000).

La liquéfaction statique a pour sa part provoqué plusieurs glissements ou écoulements de terrain. Un bon nombre de glissements de massifs sableux est lié à des stratigraphies particulières caractérisant les berges de rivières, les zones côtières ou les pentes sous-marines naturelles ou artificielles. Le sol formant le massif peut présenter un pendage de quelques degrés et emprisonner de fines couches ou lentilles de sable lâche entre des matériaux peu perméables tels que les limons ou les argiles. Ces massifs peuvent présenter une susceptibilité à la liquéfaction très élevée. Par conséquent, des sinistres importants ont notamment eu lieu dans des massifs reconstitués en milieu marin, tels que les îles artificielles construites en mer de Beaufort au Canada, au début des années quatre-vingt, suite à l'expansion de l'industrie off-shore relative à l'exploitation des hydrocarbures. Ces installations ont entraîné la construction de nombreux massifs de sables servant de fondation pour les plates-formes d'exploration pétrolière (Sladen *et al.*, 1985b, 1987 ; Been *et al.*, 1987 ; Konrad, 1991 ; Lade, 1993). Ces techniques posent le problème du mode de mise en place des matériaux sableux utilisés pour la construction de ces îles. Un exemple de ces massifs est celui placé hydrauliquement à Nerlerk en 1983, au large du littoral sous la surface de la mer de Beaufort (figure 5). Cinq glissements déclenchés par le simple chargement statique résultant de la mise en place du sable lui-même ont eu lieu durant la construction.

Par ailleurs, dans la région de Zeeland aux Pays-Bas, plus de 200 cas d'écoulements instantanés de talus sous-marins de sables lâches très fins et uniformes ont été recensés entre

1881 et 1946. D'après Koppejan *et al.* (1948), la superficie totale perdue par l'écoulement pendant cette période s'élève à 2.65 millions m^2 avec un volume de sol déplacé de 25 millions m^3 . Les glissements se déclenchaient dans la partie inférieure de la pente, suite aux fluctuations de marée ou au phénomène d'érosion et se propageaient ensuite progressivement par écoulement de tranches successives de faible profondeur (figure 6). La plupart des écoulements ont montré une pente finale entre 3° et 4° par rapport à l'horizontale, ce qui explique l'amplitude des mouvements du sol.

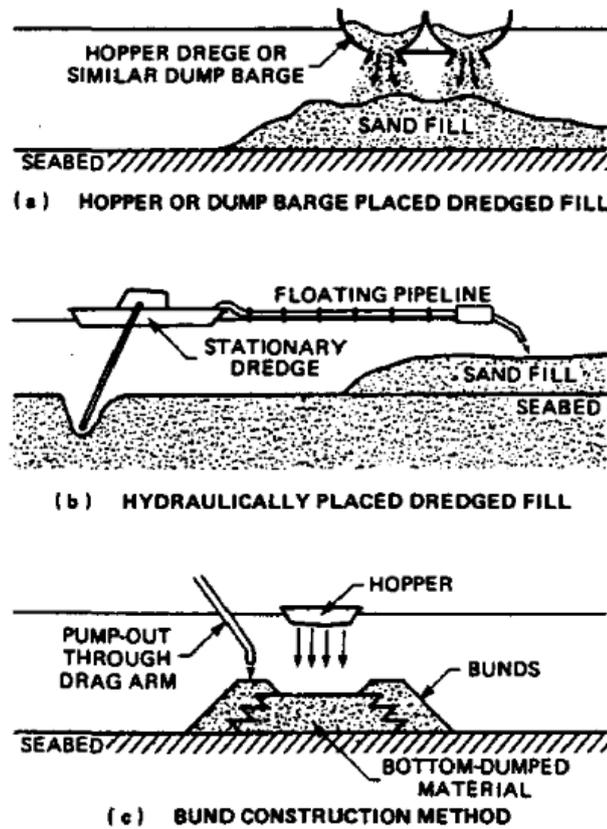


Figure 5 : Phases de construction des berms (Sladen *et al.*, 1985b).

De la même manière, le barrage de Fort Peck à Montana (U.S.A), l'un des plus grands barrages en terre construit par la méthode de remblaiement hydraulique sur la rivière du Missouri, a été sujet en 1938 à un grand glissement de terre entraînant une masse de plus de 8000 000 m^3 sur une longueur près de 400 m. La liquéfaction du sable constituant les épaulements donne de bons arguments pour attribuer la principale cause à la présence de minces couches de bentonites intercalées entre les schistes (Casagrande 1976 ; Seed, 1987 ; Jefferies et Been, 2006). Cette constatation est valable pour les résidus miniers où la liquéfaction des digues, construites pour le stockage de ces matériaux par remblaiement hydraulique, pose un problème majeur pour les pays concernés (Highter et Tobin, 1980 ; Ishihara *et al.*, 1980 ; Ishihara, 1984, 1985). On estime qu'il y a plus de 3500 digues de parc à résidus miniers dans le monde (Davies, 2002). D'après Bjerrum *et al.* (1961), ces ruptures se

sont aussi produites le long des berges du Mississippi aux Etats-Unis ou dans de nombreux fjords norvégiens.

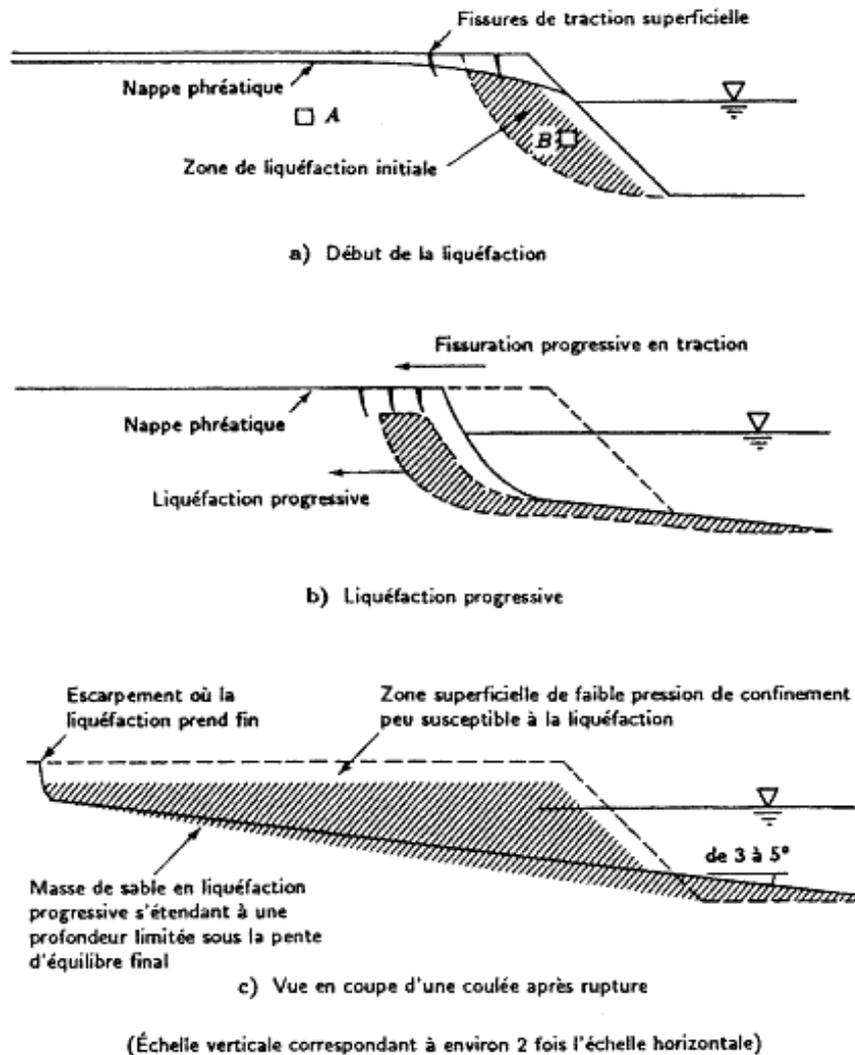


Figure 6 : Liquéfaction progressive d'un massif de sable lâche au bord de l'eau (d'après Casagrande, 1976).

En France, le glissement sous-marin du 16 octobre 1979, qui s'est produit au large de Nice, a entraîné la disparition en mer de la nouvelle construction liée à l'agrandissement de l'aéroport et du port de Nice (Schlosser, 1985 ; Blondeau, 1986; Seed *et al.*, 1988). En même temps que le glissement, un tsunami de 2 à 3 m de hauteur, a touché la côte niçoise. D'après la figure 7, sous l'action du raz de marée, des veines de sable lâche présentes à la base des limons se sont liquéfiées emportant la digue principale en quatre minutes par l'écoulement de plus de 10 millions m^3 de sol. Ces fines couches de matériaux se sont comportées alors comme une surface de glissement préférentielle entraînant le matériau sus-jacent.

Un cas similaire de glissement du même type est celui du batardeau du quai du port de Dunkerque à Pondéroux Ouest dont la rupture a eu lieu à deux reprises (06/11/1982 et 19/02/1984) et a été attribuée à la mise en liquéfaction de veines de sable lâche se trouvant

dans une épaisseur de 30 à 40 m de couches de sables reposant sur le substratum de l'argile des Flandres (Schlosser, 1985).

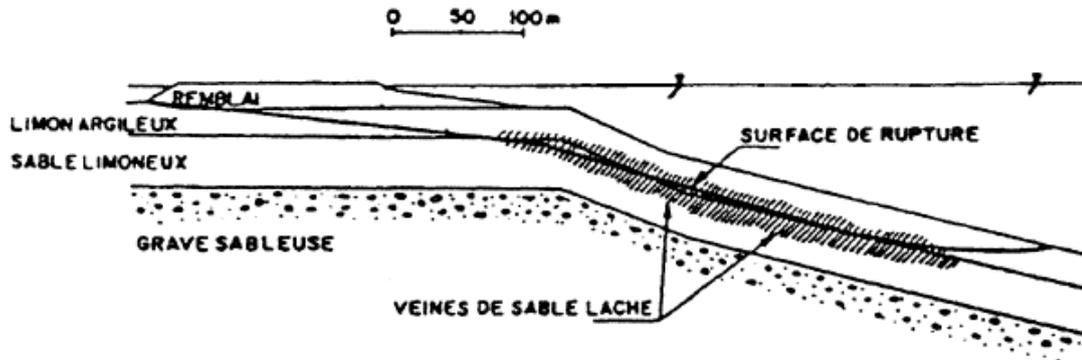


Figure 7 : Coupe du nouveau port de Nice avant le sinistre de 1979 (Schlosser, 1985).

Par ailleurs, la liquéfaction peut se déclencher par d'autres chargements d'origines courantes produisant des vibrations. En fonction de la source, ces vibrations peuvent avoir des amplitudes relativement importantes susceptibles de générer des surpressions interstitielles nécessaires à mettre les grains en flottaison pour les sols granuleux saturés lâches. C'est le cas de la liquéfaction induite par le battage ou le vibrofonçage de pieux et palplanches, l'utilisation d'explosifs, le passage de trains ou de véhicules, etc. On donne, à titre d'exemple, l'effondrement du remblai de la route traversant le lac d'Ackerman dans le Michigan (*U.S.A*) en 1987. L'épaisseur du remblai, composé de sable propre fin à moyen, variait entre 2 et 4 m au-dessus du niveau de l'eau. En vue d'une prospection pétrolière, une série de six camions vibrosismiques ont été utilisés afin d'établir un levé géophysique. Les camions produisaient des ondes de fréquences allant de 8 à 58 Hz pendant une durée de 8 secondes, cela a donné 264 cycles d'amplitudes uniformes. Le remblai se liquéfiait sur toute la longueur de la route (figure 8). D'après Hryciw *et al.* (1990), Jefferies et Been (2006), deux camions étaient presque submergés et la rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4.5 m de haut qui a traversé le lac et détruit un quai.



(a)



(b)

Figure 8 : Liquéfaction d'un remblai causée par des camions vibrosismiques : (a) avant application des vibrations, (b) liquéfaction du remblai (Jefferies et Been, 2006).

1.2.2 Cas de l'Algérie – régions de Chlef et d'Alger

Les tremblements de terre de magnitude $M_s \geq 5.5$ peuvent déclencher la liquéfaction (Ambraseys, 1988). Néanmoins, en Algérie, la liquéfaction est uniquement associée à de forts séismes, comme celui qui a frappé la région de Chlef en 1954 avec une magnitude $M_s = 6.7$ et en 1980 avec $M_s = 7.3$ (Philip et Meghraoui, 1983) et celui de Boumerdès en 2003 avec $M_w = 6.8$ (Bouhadad *et al.*, 2004 ; Machane *et al.*, 2004). A noter que M_s est la magnitude des ondes de surface et M_w est la magnitude du moment sismique. En outre, l'enquête de documents contemporains (Mokrane *et al.*, 1994) a révélé que le séisme de Djidjelli 1856, d'intensité $I_0 = VIII-X$, a déclenché la liquéfaction, alors qu'il n'y a aucune trace de liquéfaction signalée au cours des récents séismes modérés, tels que Constantine 1985 ($M_s = 5.9$), Chenoua 1989 ($M_s = 6.0$), Mascara 1994 ($M_s = 5.6$), Ain Temouchent 1999 ($M_s = 5.8$) et Beni-Ourlilane 2000 ($M_s = 5.4$).

La littérature géotechnique rapporte de nombreux cas de glissements, d'écoulements et de ruptures attribués à la liquéfaction de massifs de sols naturels ou artificiels comportant les sables limoneux. La liquéfaction cyclique ou statique est souvent à l'origine de tels désastres. Nous nous intéressons plus particulièrement au cas de liquéfaction survenus en Algérie, surtout dans les régions de Chlef et d'Alger, précisément les séismes de Chlef 1980 et de Boumerdès 2003. Les cas de liquéfaction observés au cours des différents séismes qui ont secoué les régions de Chlef et d'Alger apparaissent dans les sédiments sableux, de faible cohésion et saturés en eau. Dans les régions épacentrales, de nombreux phénomènes de surface ont été observés à plusieurs endroits.

Pour Chlef, le phénomène de liquéfaction est apparu surtout sur les berges de l'oued Chlef et à la confluence de cet oued avec son affluent l'oued Fodda (figure 9), particulièrement dans la région d'Oued Fodda, El Abadia, et EI Attaf. D'ailleurs à cette confluence, est apparu un soulèvement de sol qui a fait barrage et a provoqué l'inondation de terrains agricoles sur 5 000 *ha* environ. Des ruptures spectaculaires par glissement de talus naturels et par liquéfaction de sables saturés suivies de tassements à grande échelle ont été enregistrées lors des séismes de Chlef 1954 et 1980. Suite à la génération de fortes surpressions interstitielles, le sable liquéfié remonte en surface en créant des cratères de sable (Durville et Méneroud, 1982 ; *EERI*, 1983 ; Magagnosc, 1984 ; Montenat *et al.*, 2007). De nombreux cratères étaient visibles, certains d'entre eux avaient 4 mètres de diamètre (figure 10a). Des jets d'eau jusqu'à 2 mètres de haut ont été signalés dans de nombreux domaines. De plus, l'analyse granulométrique effectuée sur des échantillons liquéfiés, prélevés à différents endroits autour de Chlef (figure 9), montre l'existence d'un pourcentage élevé de fines, soit 27 % des éléments passant au tamis 0.075 *mm* ou numéro 200 d'après la norme *ASTM*. La figure 10b fait état de ruptures induites par étalement latéral le long de l'oued Chlef. Les fissures nombreuses et rapprochées sont orientées parallèlement à la berge de la rivière et la découpent en fossés et bourrelets allongés. Ce type de rupture

où la pente générale du terrain est très faible, avec un escarpement arrière fort éloigné de la rive, peut s'expliquer par une perte de résistance dans une couche sableuse baignée par la nappe alluviale lors du séisme et un écoulement du matériau.

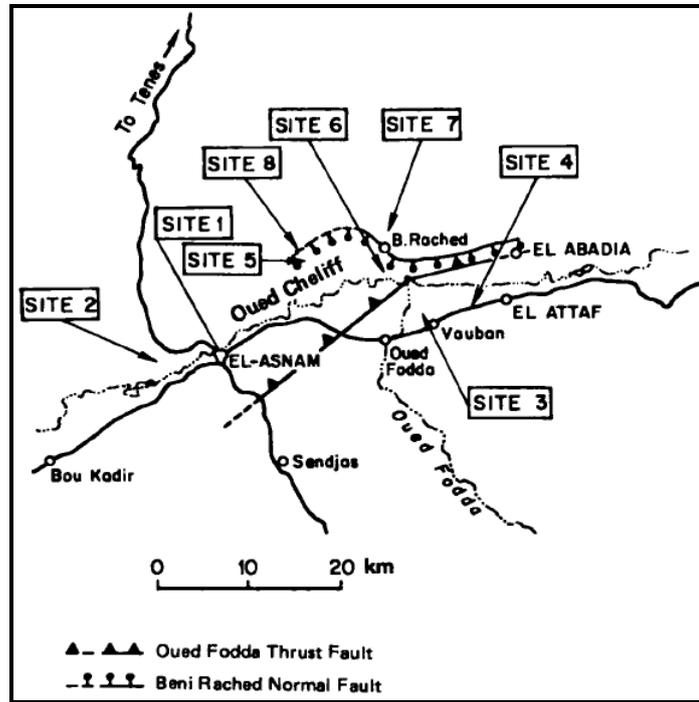


Figure 9 : Localisation des sites de sols liquéfiés et de glissements de terrain dans la région de Chlef après le séisme de 1980 (EERI, 1983).



Figure 10 : Exemples de liquéfaction après le séisme de Chlef 1980 : (a) volcans de sable dans des zones liquéfiées, (b) étalement latéral observé sur les rives de l'oued Chlef (EERI, 1983).

Pour la région d'Alger, le choc principal du séisme du 21/05/2003 a déclenché des déformations importantes des sols, notamment la liquéfaction dont les caractéristiques sont différentes en formes et tailles. De sérieux dommages dus à ce phénomène ont eu lieu dans la zone épiscopale. Elles se localisent dans les oueds et affectent principalement les abords des oueds Sebaou, Isser, Boumerdès, Corso et Boudouaou, la zone marécageuse d'Ain Taya, ainsi que le long de la plage de Boumerdès-Dellys (figure 11). Les dégâts occasionnés se

limitent à l'effondrement des routes dans de nombreux endroits, l'endommagement du port d'Alger et l'affaissement de quelques maisons et ponts. C'est le second cas, après les deux derniers séismes de Chlef où la liquéfaction a été observée à cette échelle.

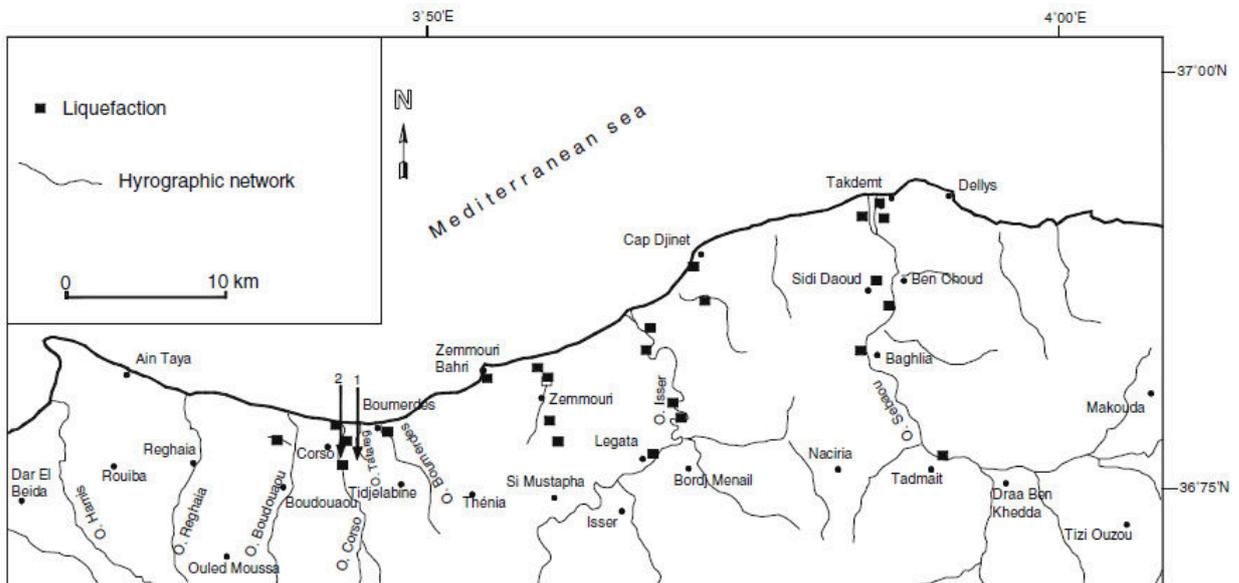


Figure 11 : Localisation des sites liquéfiés durant le séisme de Boumerdès 2003 (Bouhadad et al., 2009).

Nous allons procéder à l'analyse de quelques photos prises sur les lieux pour affiner notre recherche sur les causes de ce phénomène. Les figures 12a-e présentent des exemples de liquéfaction localisés aux abords de l'oued Isser. Les figures 13a-e montrent l'effet de la liquéfaction sur les ouvrages de génie civil. Il s'agit, pour la plupart, de phénomènes d'étalement latéral. Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains par écoulement vers la rivière avec apparition de larges fractures émissives, plurimétriques et parallèles au cours d'eau (figure 12a). Ces fractures affectent des zones larges de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total peut atteindre plus de 3 mètres, mesuré comme la somme des largeurs des fissures parallèles à la rivière. On observe au fond des ouvertures de la boue suite à l'éjection du sol liquéfié (figure 12b). Des remontées de boue au niveau des fissurations ont été également observées dans un champ en labour au voisinage immédiat de l'oued Isser et forment des cratères de sable (figures 12c, d). La figure 12e montre l'affaissement du terrain derrière les fissures provoqué par le mouvement des terres. La figure 13a illustre une vue d'ensemble des dégâts sur le pont de la RN24 traversant l'oued Isser touché par la liquéfaction du sol. Le pont de 454 m de longueur se compose de treize travées à poutres en béton armé supportées par douze piles. Les dommages dus à la liquéfaction se sont produits sur la plaine inondable dont la largeur était environ 5 km le long de la rivière. Le sol autour des piles s'est effondré et s'est déplacé vers la rivière. Les poutres entre piles se sont déplacées dans la direction transversale du pont. Le déplacement maximal a été environ 20 cm, comme le montre la figure 13b.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 12 : Effet du séisme de Boumerdès 2003 sur la liquéfaction des sols : (a) fissures engendrées par le déplacement latéral du terrain, (b) remontée de boue au fond des fissures, (c) remontée de boue au voisinage de l'oued Isser, (d) formation de cratères de sable, (e) affaissement de terrain, (AFPS, 2003 ; EERI, 2003 ; Japanese Reconnaissance Team, 2004 ; Hamane et al., 2007).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 13 : Effet de la liquéfaction sur les ouvrages de génie civil : (a) mouvement du tablier du pont de la RN24 traversant l'oued Isser, (b) déplacement relatif tablier/pile vers la rivière, (c) déformation de la route sur l'extension de la fissure, (d) dommages d'une maison induites par la liquéfaction, (e) dégâts enregistrés au port d'Alger (Hamdache, 2004 ; Japanese Reconnaissance Team, 2004 ; Hamane et al., 2007).

A la ville de Legata, au nord-est de Boumerdès, sous l'effet de la liquéfaction, une large fissure est apparue causant des dommages à la chaussée et à une maison se trouvant sur l'extension de cette fissure (figures 13c, d). La longueur de la fissure est plus de 100 m, sa profondeur maximale est d'environ 1.4 m, la largeur de l'ouverture est d'environ 0.5 m et un déplacement vertical relatif est d'environ 0.6 m. La maison a subi de graves dégâts induits par la liquéfaction. Une grande quantité de sable liquéfié est éjectée dans la maison. Par ailleurs, la liquéfaction a engendré une grande cavité de profondeur jusqu'à 2.5 m au port d'Alger provoquant des fissures sur le quai (figure 13e). De plus, L'analyse granulométrique des échantillons de sol prélevés de trois sites ayant été liquéfiés montre clairement que la plupart des échantillons présentent une grande susceptibilité à la liquéfaction (Japanese Reconnaissance Team, 2004).

1.3 EVALUATION ET REGLEMENTATION DE LA LIQUEFACTION

Au-delà des pertes tragiques en vies humaines et des très importants dégâts causés sur les plans économique et social, les séismes de Niigata au Japon et d'Alaska aux Etats-Unis en 1964 ont néanmoins eu le mérite de mettre à nu la responsabilité et l'amnésie des institutions qui gèrent le domaine de la construction et aussi, et surtout, les limites de la réglementation se rapportant au domaine de la liquéfaction. D'importantes recherches ont alors été initiées et se sont ensuite développées sur l'étude de ce phénomène, en particulier dans ces deux pays, l'objectif étant l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction de sites sableux saturés soumis à des séismes.

1.3.1 Critères de susceptibilité à la liquéfaction

Seed *et al.* (1988) ont montré que des matériaux très divers, tels que sables fins, limons peu plastiques, argiles sensibles et mélanges de ces constituants peuvent être susceptibles de se liquéfier. Pour un sol donné, des conditions particulières sont cependant requises pour obtenir sa liquéfaction (densité, état de contrainte, structure du sol, etc.). Les massifs naturels de sable les plus critiques sont souvent des dépôts alluvionnaires de sables fins, à grains plutôt arrondis, situés en zone côtière et pouvant se trouver dans un état très lâche (Castro, 1969). Pour ce qui est des massifs de sol artificiels, les configurations à risque sont surtout liées à des modes de mise en place du matériau par remblaiement hydraulique sans compactage (travaux off-shore) et qui peuvent aussi entraîner la formation de structures très lâches (Sladen *et al.*, 1985b).

Cependant, tous les sols ne sont pas susceptibles à la liquéfaction ; par conséquent, la première étape de l'évaluation du risque de liquéfaction d'un site spécifique est généralement l'estimation de la susceptibilité à la liquéfaction à travers la réponse aux trois grandes questions suivantes (Kramer, 1996) :

- Est-ce que le sol est susceptible à la liquéfaction ?
- Si le sol est susceptible, la liquéfaction sera-t-elle déclenchée ?
- Si la liquéfaction est déclenchée, quel sera l'étendue des dégâts s'ils se produisent ?

Autrement dit, si le sol d'un site donné n'est pas susceptible de se liquéfier, les dangers de la liquéfaction n'existent pas et on peut ainsi se passer de l'évaluation du risque. Par contre, si le sol est susceptible de se liquéfier et le niveau des dommages est inacceptable (tassement, écoulement, étalement latéral), le site doit être abandonné ou amélioré ou les structures à réaliser doivent être renforcées à cet effet. Ainsi, les points concernant l'initiation à la liquéfaction et les effets induits doivent être pris en compte lors de la réponse à la première question. Ces caractéristiques qui sont déterminées par la taille, la forme, les caractéristiques de surface, la disposition des grains et la granulométrie sont contrôlées par les méthodes de déposition, l'âge géologique et l'histoire des contraintes des sédiments. Pour cela, il existe un nombre d'aspects où la susceptibilité à la liquéfaction peut être jugée. Ces aspects regroupés en critères, dont certains sont différents pour la liquéfaction par écoulement et la mobilité cyclique, sont énumérés comme suit (Youd, 1991 ; Kramer, 1996 ; Terzaghi *et al.*, 1996) :

1.3.1.1 Critère historique

Les observations tirées des missions post-sismiques fournissent des informations importantes sur la susceptibilité à la liquéfaction des sites étudiés. Ces interventions ont montré que la liquéfaction se reproduit au même endroit quand le sol et la nappe phréatique sont restés inchangés (Youd, 1984). De cette façon, des cas de liquéfaction historiques peuvent être utilisés pour déterminer les sites spécifiques ou les conditions générales de site qui sont susceptibles de se liquéfier dans d'éventuels prochains séismes. Ces informations sont disponibles sous forme de cartes des zones où la liquéfaction s'est produite et/ou qu'elle est attendue dans le futur.

En outre, les informations acquises après un séisme permettent de mettre en évidence des zones affectées par la liquéfaction. La compilation de données des séismes superficiels du monde entier a permis à Ambraseys (1988) de mettre en évidence une distance limite par rapport à l'épicentre, au-delà de laquelle la liquéfaction ne peut plus apparaître. Cette distance croît avec l'augmentation de la magnitude du séisme. Bien qu'il ne soit pas raisonnable de supposer que la liquéfaction ne peut se produire dans les plus grandes distances, elles peuvent être utiles pour l'évaluation des risques de liquéfaction régionale.

1.3.1.2 Critère géologique

Le milieu de sédimentation, l'environnement hydrologique et l'âge des dépôts de sol contribuent à la susceptibilité à la liquéfaction d'un site. Les sédiments les plus susceptibles sont les dépôts alluvionnaires provenant des différents modes de transport des grains et les

remblais entrant dans la formation des digues et des îles artificielles sans possibilité de compactage efficace *in situ*. De plus, les sédiments récemment déposés sont plus susceptibles de se liquéfier que les plus anciens. La liquéfaction se produit uniquement dans les sols saturés et dépend aussi de la contrainte effective moyenne, c'est-à-dire de la profondeur à laquelle se trouve le sable lâche. Par conséquent, la susceptibilité à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la profondeur de la nappe phréatique.

En ce qui concerne les dépôts artificiels et les remblais compactés sont beaucoup moins susceptibles de se liquéfier que les remblais hydrauliques comme les barrages en terre et les résidus miniers dans lesquels les particules de sol sont déposées par sédimentation dans l'eau. Ces procédés arrangent les grains par tailles uniformes et les déposent suivant un état lâche de densité. Cet état tend à se densifier une fois le séisme passé induisant l'augmentation de la pression interstitielle tout en diminuant la résistance au cisaillement du sol. Ces types de sédiments possèdent des structures instables favorisant l'initiation et le développement de la liquéfaction. Cela peut être interprété à partir de l'existence de macropores dans la structure en agrégats, peu stables et pouvant s'écraser facilement, favorisant ainsi une réponse volumique contractante. De plus, le procédé géologique produit des particules de forme arrondie. Un sol déposé composé de particules anguleuses est normalement résistant et moins susceptible à se liquéfier, car le frottement entre les grains anguleux est plus grand qu'entre les grains arrondis.

1.3.1.3 Critère de la granulométrie

Etant donné que la liquéfaction est liée à la génération de surpression interstitielle, la susceptibilité est influencée par les caractéristiques granulométriques qui affectent le comportement volumique du matériau. Ces caractéristiques comprennent la taille des particules, leur forme et les paramètres issus de la granulométrie. Depuis que l'étude de la liquéfaction a été élargie des sables propres aux sables contenant des limons, la littérature géotechnique renferme de nombreuses recherches sur l'effet des fines sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sables-fines. Cela indique que la plasticité et la taille des particules influencent la liquéfaction.

Ainsi, la liquéfaction concerne les sols pulvérulents incluant les sols graveleux, les sables et les limons non plastiques, avec la remarque que les sols bien gradués sont moins susceptibles à la liquéfaction que les sols mal gradués et que les sols à particules arrondies sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec des particules angulaires. Les argiles restent non susceptibles à la liquéfaction, bien que les argiles sensibles puissent présenter des déformations similaires à celle du sol liquéfié. Cependant, les sols fins qui satisfont chacun des quatre critères Chinois suivants peuvent être considérés comme susceptibles à la perte de résistance significative (Wang, 1979) :

- Fraction inférieure à 0.005 mm ≤ 15 %
- Limite de liquidité $w_L \leq 35$ %
- Teneur en eau naturelle $w \geq 0.9 w_L$
- Indice de liquidité $I_L \leq 0.75$

1.3.1.4 Critère d'état

Même si un massif de sol est considéré susceptible de se liquéfier (critères décrits précédemment remplies), cela n'implique pas forcément l'initiation du phénomène de liquéfaction qui nécessite un facteur perturbant ou déclenchant. Le déclenchement ou non de la liquéfaction sera déterminé par l'état initial du sol qui est défini par sa densité définissant son indice des vides initial et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. A un niveau donné de cette contrainte, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à faibles contraintes effectives. Il existe d'autres paramètres (présence des fines, histoire des contraintes et des déformations, existence d'un déviateur initial, degré de saturation, surconsolidation, etc.) et concepts régissant la résistance à la liquéfaction monotone et cyclique, qui doivent être pris en compte lors de l'évaluation de l'initiation de la liquéfaction, seront détaillés dans le prochain chapitre.

1.3.2 Evaluation du potentiel de liquéfaction

Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un massif de sol, il est nécessaire de connaître deux variables : la première représente la valeur de la charge cyclique d'un séisme subie par le massif de sol, exprimée en termes de rapport de contrainte cyclique *CSR* (*Cyclic Stress Ratio*), et la deuxième variable correspond à la capacité du massif de sol de résister à la liquéfaction, exprimée en termes de rapport de résistance cyclique *CRR* (*Cyclic Resistance Ratio*).

Seed et Idriss (1971) ont formulé l'équation suivante pour calculer le *CSR*, à la base du modèle simplifié de la colonne rigide :

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v_0}} = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} \right) r_d \quad (2)$$

avec :

τ_{av} : moyenne des contraintes de cisaillement cyclique,

a_{\max} : accélération horizontale maximale dans un massif de sol induite par un séisme,

g : accélération de la pesanteur,

σ_{v_0} , σ'_{v_0} : correspondent respectivement à la contrainte verticale totale et effective initiale dues au sol sus-jacent,

r_d : coefficient de réduction des contraintes selon la profondeur z du point considéré, tient compte de la flexibilité du sol. Plusieurs méthodes ont été publiées pour le calcul de r_d (Seed et Idriss, 1971 ; Liao et Whitman, 1986 ; Robertson et Wride, 1997 ; Seed *et al.*, 2003). Les équations suivantes peuvent être utilisées pour estimer la valeur moyenne de r_d .

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765 z & , \text{ si } z \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267z & , \text{ si } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \\ 0.744 - 0.008 z & , \text{ si } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \\ 0.50 & , \text{ si } z > 30 \text{ m} \end{cases} \quad (3)$$

L'équation (3) peut être représentée graphiquement selon les recommandations de Seed et Idriss (1971) où les valeurs moyennes de r_d peuvent être aussi calculées selon la formule suivante :

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113 z^{0.5} + 0.04052 z + 0.001753 z^{1.5}}{1.000 - 0.4177 z^{0.5} + 0.05729 z - 0.006205 z^{1.5} + 0.00121 z^2} \quad (4)$$

L'évaluation de la valeur du rapport de la résistance cyclique CRR peut être réalisée par deux catégories de méthodes différentes, selon qu'elles sont fondées sur des essais de laboratoire ou sur des essais *in situ*. La première catégorie repose généralement sur l'exploitation, en laboratoire, des résultats d'essais triaxiaux cycliques non drainés, simulant un chargement sismique, sur un matériau prélevé sur site (cf. 2.5.4). Bien que couramment utilisées, elles posent le problème de la représentativité des éprouvettes par rapport à l'état du matériau en place, en particulier dans le cas des matériaux granulaires, car il est très difficile de prélever, dans les conditions du site, une structure granulaire intacte, sauf l'utilisation des techniques très coûteuses telles que le gel du sol qui peuvent réduire l'influence du carottage *in situ*, puis du transport de l'échantillon. Néanmoins, les essais de laboratoire permettent d'étudier précisément l'influence de divers paramètres d'essai tels que, par exemple, l'indice de densité, le niveau de consolidation, le niveau de sollicitation cyclique, etc. sur le risque de liquéfaction du matériau. Les résultats des essais sont traduits sous forme de courbes de résistance au cisaillement cyclique RCC qui correspondent à une représentation du nombre de cycles nécessaires pour aboutir à la rupture du matériau en fonction du taux de cisaillement cyclique. Ce type de représentation, généralement paramétré par l'indice de densité I_D (appelé aussi densité relative D_r exprimée en %), est très intéressant car il permet, en effet, d'évaluer la susceptibilité plus ou moins grande d'un échantillon à générer des surpressions interstitielles sous sollicitation cyclique, et de développer des grandes déformations, du type mobilité cyclique ou liquéfaction.

La deuxième catégorie de méthodes se base sur des mesures *in situ* et des observations de terrain lors de séismes passés. La question de la représentativité du matériau testé ne se pose pas pour ces méthodes, car on évalue la réponse mécanique du matériau directement sur

le site. En revanche, on corrèle, de façon plus ou moins empirique, les résultats des essais (essai de pénétration standard ou *Standard Penetration Test SPT*, essai de pénétration quasi-statique au cône ou *Cone Penetration Test CPT*, mesure de la vitesse de l'onde de cisaillement ou *shear-wave velocity measurements V_s* , etc.) aux observations faites sur ces mêmes sites de liquéfaction ou de non-liquéfaction du matériau. En outre, l'interprétation plus quantitative des résultats de ces essais *in situ* est délicate, car ces essais induisent, le plus souvent, des phénomènes complexes, tels que des effets dynamiques pour l'essai de pénétration standard *SPT*, ou un remaniement important du matériau lors du fonçage quasi-statique de sondes de type pénétromètres.

Enfin, un point clé de cette démarche est la mise au point d'un critère qui permettrait d'évaluer le potentiel de liquéfaction d'un massif donné. Le potentiel de liquéfaction P_L se base sur la détermination du coefficient de sécurité local F_s qui peut être obtenu en comparant la charge cyclique CSR avec la résistance cyclique à la liquéfaction CRR .

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF \quad (5)$$

avec :

$CRR_{7.5}$: rapport des résistances cycliques déterminé pour une magnitude de séisme égale à 7.5,

MSF : facteur d'échelle de la magnitude.

Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction. La liquéfaction va apparaître à des profondeurs où la charge cyclique est supérieure à la résistance cyclique, ou quand $F_s < 1$. Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité égal à 1 peut subir une liquéfaction pendant un séisme. Par exemple, si une couche inférieure se liquéfie, l'écoulement ascendant de l'eau pourrait induire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à 1.

1.3.3 Règlementation de la liquéfaction

Depuis les séismes de Chlef 1980 et Boumerdès 2003, la population algérienne voit avec une angoisse croissante les effets destructeurs des catastrophes sismiques, du fait qu'elles frappent des zones de plus en plus peuplées et construites. En effet, la croissance et l'expansion rapide de la population dans les zones menacées constitue une cause de préoccupation de plus en plus vive, car elle contribue à accroître fortement le nombre de victimes et l'ampleur des dégâts. Prévenir le risque sismique suppose évidemment l'existence d'un règlement parasismique approprié, mais encore faut-il en assurer la vulgarisation et l'application efficiente.

En effet, après le séisme de Chlef 1980, les autorités algériennes ont créé le centre de recherche en astronomie astrophysique et géophysique *CRAAG* qui avait pour mission, entre autres, la surveillance sismique du territoire algérien et le centre national de recherche appliquée en génie parasismique *CGS*, qui contribue efficacement à la réduction du risque sismique en Algérie à travers la promulgation et l'application de codes et des dispositions constructives. Ainsi, il s'occupe du règlement parasismique algérien *RPA* et de ses actualisations successives, et cela semble être le seul résultat tangible satisfaisant, car tout l'accompagnement indispensable a été partiel ou non appliqué. Le dernier document intitulé "*règles parasismiques algériennes RPA 99, version 2003*" est la continuité des documents précédents "*RPA 81, version 1983*" et "*RPA 88*" et reprend le texte initial du *RPA 99* dans lequel ont été intégrés tous les compléments et modificatifs. Il constitue une actualisation de la part des divers organismes nationaux tout en tenant compte des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie ou à l'étranger. Parmi les points retenus pour révision, on note l'ajout d'un nouveau chapitre relatif aux fondations et murs de soutènement, en particulier, la liquéfaction des sols. Ce terme est mentionné dans les trois premiers chapitres de ce manuel et surtout dans le chapitre *X* où quelques critères des sols liquéfiables et les dispositions constructives correspondantes sont donnés. Or, ces articles semblent être très insuffisants pour cerner ce phénomène, surtout avec l'état de la recherche scientifique dans ce domaine. Pour ce, nous pensons que les points suivants doivent être pris au sérieux lors de la prochaine actualisation du *RPA* :

- Définition appropriée du phénomène de liquéfaction et la distinction entre la liquéfaction statique, liquéfaction par écoulement et la mobilité cyclique ;
- La liquéfaction statique peut engendrer des dégâts considérables, exemple : effondrement du port de Nice en 1979 ;
- Spécifier les essais de laboratoire et les différents essais *in situ* et comment évaluer le potentiel de liquéfaction ;
- Etablir une carte de microzonation des sites liquéfiables issue des essais de laboratoire et *in situ* ;
- Prendre en considération l'effet de la teneur en fines et leur plasticité dans les sols sableux, vu que la liquéfaction se produit dans des sites contenant des sables limoneux et des limons sableux.

1.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu faire le point sur le phénomène de liquéfaction et les dégâts occasionnés, surtout en Algérie. De plus, des critères de susceptibilité à la liquéfaction ont permis d'évaluer le potentiel de liquéfaction. Une alternative dans cette étude, est de pousser la communauté scientifique algérienne d'enrichir le règlement parasismique algérien dans le

domaine de la liquéfaction des sols tout en faisant des modifications appropriées basées sur la recherche fondamentale comme c'est le cas des pays développés.

Nous allons aborder, dans le chapitre suivant, les notions élémentaires concernant le comportement d'un sol granulaire sous cisaillement. On s'intéressera aux différents concepts qui permettent de caractériser le comportement d'un sable, en particulier, ceux qui se rattachent aux phénomènes de liquéfaction, tels que l'état caractéristique, l'état critique, l'état stable, la surface d'effondrement, etc. sous sollicitations monotone et cyclique. On traitera aussi les paramètres affectant la résistance au cisaillement des sols granulaires tout en mettant en lumière que les sables limoneux obéissent aussi aux mêmes règles de la mécanique des sols, avec l'hypothèse que le mélange sable-fines est composé de deux sous-matrices de sphères ayant deux diamètres différents, une matrice pour les grains de sable et l'autre pour les fines. L'interaction entre les deux sous-matrices est gouvernée par le pourcentage des fines présent dans le mélange. Pour cela, une attention particulière portera sur l'effet de la teneur en fines sur le comportement monotone et cyclique des mélanges sable-fines.

CHAPITRE 2

PARAMETRES AFFECTANT LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS GRANULAIRES

2.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, à caractère bibliographique, on rappelle les concepts de base concernant le comportement mécanique des sols, en prenant comme fil conducteur le phénomène de liquéfaction des sables et sables limoneux, d'abord sous sollicitation monotone, puis sous sollicitation cyclique. La littérature géotechnique renferme de nombreuses études expérimentales qui ont été menées pour analyser et comprendre les aspects fondamentaux gouvernant le comportement des sols vis-à-vis de la liquéfaction. On s'intéresse en particulier aux différents concepts (état caractéristique, état critique, état stable de déformation, surface d'effondrement) qui ont permis de mieux appréhender le comportement des sols granulaires. Ceci sera fait en donnant un aperçu des paramètres affectant la résistance au cisaillement englobant la liquéfaction statique, la liquéfaction cyclique vraie et la mobilité cyclique. Parmi les paramètres cités permettant de recadrer les objectifs de l'étude expérimentale définie par la suite, l'accent est mis plus particulièrement sur l'influence des fines sur le comportement monotone et cyclique des mélanges sable-fines.

2.2 ETUDE DES SOLS GRANULAIRES A L'APPAREIL TRIAXIAL

Les concepts et fondements de la mécanique des sols permettent d'expliquer le comportement des sols sous chargements monotone et cyclique. Ces concepts applicables aux sols granulaires tels que les sables restent valables pour les sables limoneux. Par conséquent, l'étude des mélanges sables-fines devient possible tout en restant conscient que leur comportement mécanique nécessite une attention particulière d'une part, et d'autre part, l'insertion d'un concept dans lequel le sol est supposé être composé de deux sous-matrices de sphères ayant deux diamètres différents, l'un pour les gros grains représentant les grains de sable définis par l'indice des vides intergranulaire e_s et l'autre pour les grains de limon caractérisés par l'indice des vides interfines e_f (Thevanayagam, 1998 ; Naeini et Baziar, 2004). Tenant compte des possibles interactions entre ces éléments, les indices des vides intergranulaire e_s et interfines e_f sont introduits comme indices principaux de la densité des mélanges.

Ainsi, les sables sont des sols pulvérulents sans liaison effective des grains les uns avec les autres. On peut considérer en première approximation que le comportement rhéologique d'un tel milieu résulte essentiellement des propriétés des grains élémentaires. La connaissance des caractéristiques mécaniques de ces sols commence toujours par des observations et des mesures lors d'essais *in situ* et d'essais de laboratoire. Les essais *in situ*, comme le pressiomètre ou le pénétromètre, testent le matériau dans son état naturel mais dans des conditions de déformation et de drainage complexes qui en rendent l'interprétation difficile. Les essais de laboratoire offrent une meilleure maîtrise des conditions de drainage et de chargement et permettent d'explorer plus largement les lois de comportement des sols. Parmi ces essais, on cite la boîte de cisaillement direct de Casagrande ou l'essai triaxial, sur lesquels on reviendra dans le chapitre suivant.

Le triaxial représente l'essai de laboratoire le plus utilisé qui a permis de réaliser les principales avancées dans le domaine de la connaissance du comportement mécanique des sols en général et des sables en particulier. Les résultats des essais de cisaillement sur des éprouvettes cylindriques de sol, qui peuvent être prélevées sur site ou reconstituées en laboratoire, ont permis d'établir des concepts importants pour le comportement des sables, comme le concept d'état critique (Roscoe *et al.*, 1958 ; Schofield et Wroth, 1968) ou le concept d'état caractéristique (Luong, 1978). Ils fournissent aussi les données expérimentales qui servent de base aux lois de comportement dont la formulation mathématique est utilisée pour évaluer la réponse du sol à des sollicitations plus complexes.

Dans notre étude, l'intégralité des essais a été réalisée à l'aide de l'appareil triaxial de révolution. L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique, confectionnée à partir de l'échantillon de sol étudié, à un champ de contraintes uniforme défini par une pression hydrostatique dans le plan horizontal et une contrainte verticale comme le montre la figure 14.

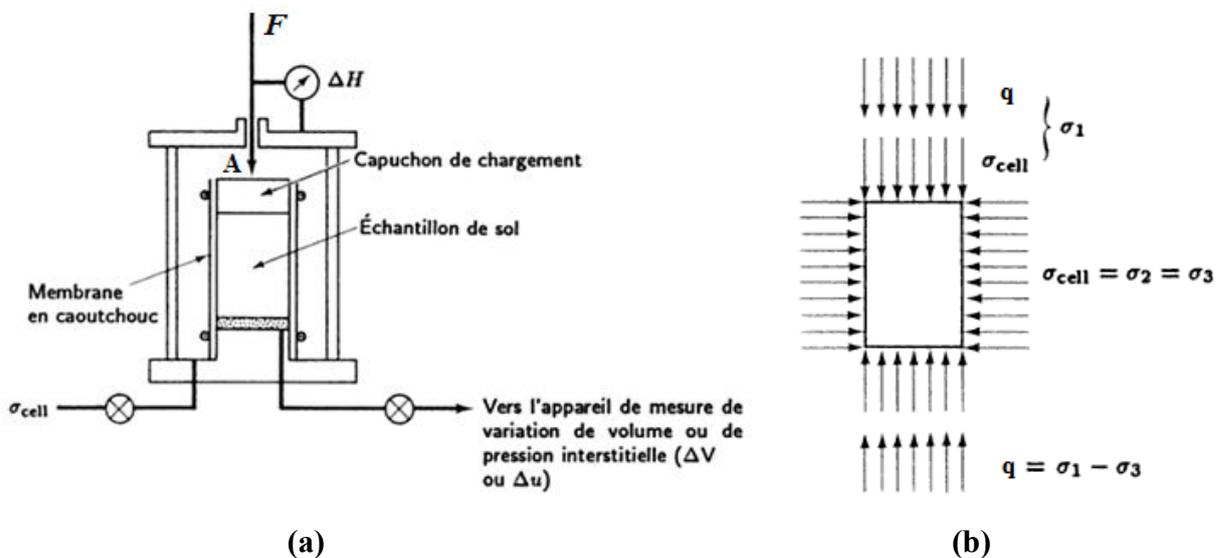


Figure 14 : Représentation schématique de l'appareil triaxial : (a) appareillage, (b) état de contraintes (d'après Holtz et Kovacs, 1991).

Les paramètres utilisés dans cet essai, tels que le déviateur des contraintes ou contrainte déviatorique q , la contrainte moyenne totale p et l'inclinaison ou rapport des contraintes η (ou M) sont donnés par les relations suivantes. A noter que σ_1 , σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure respectivement ; σ'_c représente la contrainte ou la pression de consolidation initiale et p_{cell} la pression de confinement de la cellule.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (6)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{q}{3} + \sigma_3 \quad (7)$$

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (8)$$

En compression triaxiale monotone classique TC par exemple, l'éprouvette de sable est consolidée sous un état de contraintes isotropes ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c = p_{cell}$), puis avec une déformation contrôlée et une contrainte latérale constante ($\sigma_3 = \text{constante}$), on l'écrase par l'intermédiaire d'un piston qui fait augmenter le déviateur des contraintes q rendant ainsi la contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = p_{cell}$ (Atkinson, 1993 ; Bardet, 1997). C'est le cas d'un biaxial de révolution, à pression de confinement constante, pour lequel deux des trois contraintes principales sont toujours égales (figure 15a). L'essai est homogène, c'est-à-dire que l'état de contraintes dans l'éprouvette est indépendant du point que l'on considère. De plus, l'essai permet de réaliser des consolidations anisotropes ($\sigma_1 \neq \sigma_3$) plus représentatives de l'état d'un sol *in situ*.

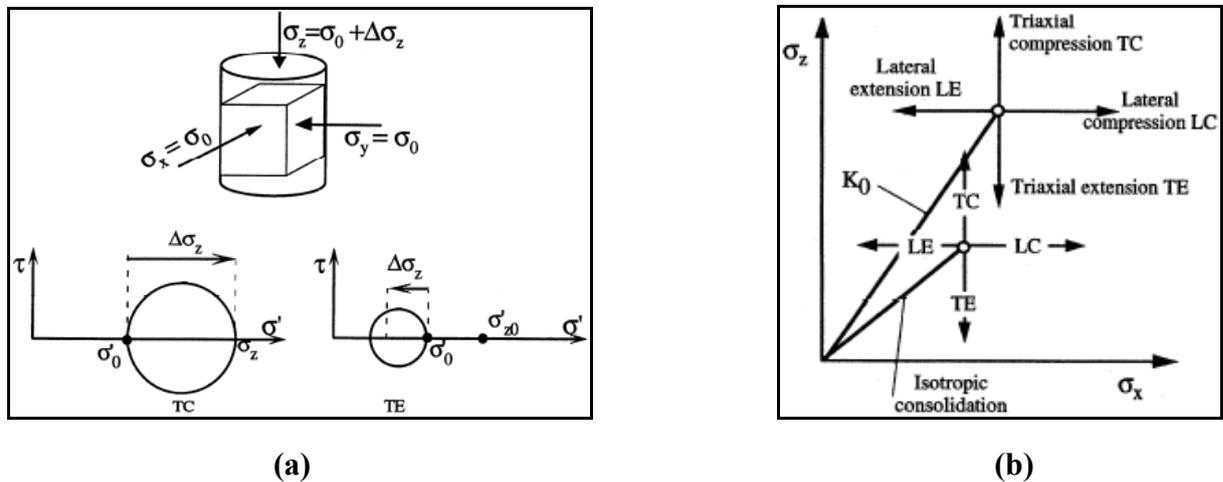


Figure 15 : Compression et extension dans un essai triaxial : (a) contrainte radiale constante, (b) types de cisaillement triaxial (Bardet, 1997).

L'extension triaxiale TE est obtenue en diminuant le déviateur des contraintes q , ceci revient à diminuer la contrainte axiale tout en maintenant la contrainte radiale constante (figure 15a). Par contre, si on fixe la contrainte axiale et on augmente ou on diminue la contrainte radiale, on obtient respectivement une compression latérale LC ou une extension latérale LE (figure 15b). Notons que les contraintes de compression sont comptées

positivement et les contraintes d'extension négativement. Cette convention de signe est aussi adoptée pour les déformations, c'est-à-dire qu'une variation négative du volume de l'éprouvette ($\Delta V < 0$) correspond à une déformation volumique ε_v positive. En plus de cette déformation, le déviateur des contraintes q induit une déformation déviatorique ε_d . Ces paramètres sont donnés par les relations suivantes :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = -\frac{\Delta V}{V_0} \quad (9)$$

$$\varepsilon_d = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (10)$$

avec :

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (11)$$

$\varepsilon_1, \varepsilon_3$: respectivement déformation axiale et déformation radiale de l'éprouvette,

$\Delta H, \Delta V$: respectivement variation de la hauteur et du volume de l'éprouvette,

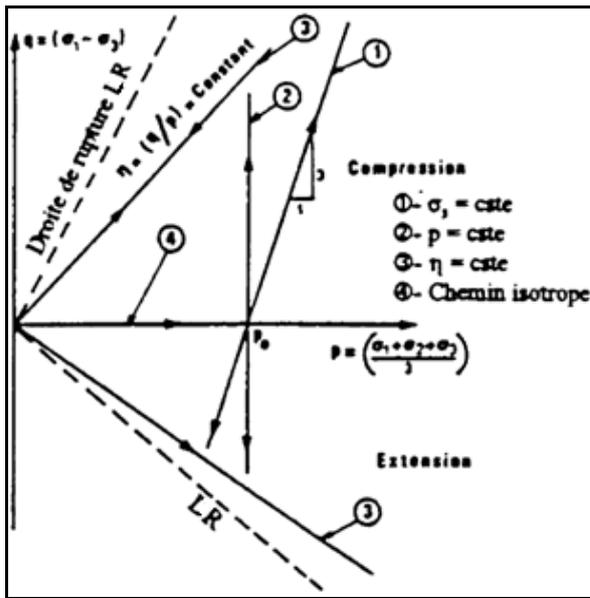
H_0, V_0 : respectivement hauteur et volume initiaux de l'éprouvette.

Nous évoquons seulement le chemin des contraintes le plus classique ($dq = 3dp$) correspondant à une pression de confinement σ_3 constante. Néanmoins, l'essai triaxial permet aussi la réalisation de chemins des contraintes plus particuliers. La figure 16a montre à titre d'exemple les cas suivants (Luong, 1980) :

- La contrainte moyenne totale p maintenue constante en faisant varier la pression de confinement avec la charge axiale ;
- L'inclinaison des contraintes η est constante, sur ce chemin radial dans l'espace des contraintes, l'obliquité moyenne des contraintes est constante ;
- Le chemin isotrope se réfère à la consolidation de l'éprouvette avant son cisaillement.

Cependant, contrairement au triaxial vrai qui permet d'explorer la totalité de l'espace des contraintes, car les trois contraintes qui s'appliquent sur l'éprouvette cubique peuvent évoluer indépendamment, l'essai triaxial présente certaines particularités résumées ci-dessous :

- Il ne permet pas d'étudier l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 , car $\sigma_2 = \sigma_3$ pour le cas d'une compression ou une extension triaxiale ;
- Il n'y a pas de rotation des axes principaux de contrainte et de déformation lors de l'essai. Cet essai permet d'étudier qu'un plan de l'espace des contraintes appelé plan triaxial ;
- Il existe du frettage au voisinage des embases : déformation en tonneau de l'éprouvette qui entraîne des champs de contrainte et de déformation non rigoureusement homogènes dans le cas des sables lâches (figure 16b). Pour les sables denses, un phénomène de localisation peut apparaître (figure 16c).



(a)



(b)



(c)

Figure 16 : Trajets de chargement et déformations dans un essai triaxial : (a) exemples de chargements (d'après Luong, 1980), (b) déformation en tonneau, (c) localisation.

De plus, le cisaillement de l'éprouvette s'effectue suivant que le drainage de l'eau interstitielle est ouvert ou fermé. Si le drainage est ouvert, l'essai est dit drainé et l'eau interstitielle, se trouvant entre les particules de sol, est libre d'entrer ou de sortir de l'éprouvette au cours du chargement sans développer de surpressions interstitielles. L'essai se caractérise donc par une non-variation de la surpression interstitielle ($\Delta u = 0$) au cours de la sollicitation, avec une pression interstitielle u égale à sa valeur initiale ($u = u_0$). Par contre, le matériau a la possibilité de varier son volume. On mesure, dans ce cas, la variation de volume ΔV de l'éprouvette avec une vitesse de cisaillement lente pour que les surpressions interstitielles restent négligeables tout au long de l'essai. On assimilera les contraintes totales et les contraintes effectives à une constante près qui est la valeur initiale u_0 de la pression interstitielle (tableau 1). Dans un essai triaxial, la pression u_0 correspond à la contrepression utilisée pour améliorer la saturation et avoir un coefficient de Skempton B proche de 1.

L'essai est non drainé lorsque l'on ferme le drainage. L'eau interstitielle reste bloquée au sein du matériau lors de l'application de la sollicitation, sans possibilité d'écoulement relatif par rapport aux grains. L'éprouvette se déforme à volume constant si le sol est saturé. Par conséquent, il n'y aura pas de variation de volume locale ($\Delta V = 0$), avec création d'un champ de surpressions interstitielles entraînant une évolution des contraintes effectives différente de celle des contraintes totales (tableau 1). On mesure, dans ce cas, l'évolution de la surpression interstitielle Δu dans l'éprouvette avec une vitesse de cisaillement plus rapide que le premier.

Par ailleurs, contrairement aux essais non consolidés non drainés (UU), l'éprouvette est consolidée avant d'être cisailée à drainage ouvert dans les essais consolidés drainés (CD)

et consolidés non drainés (*CU*). Cette consolidation a pour but de représenter l'état du sol sous les contraintes principales isotropes. Ces deux essais qui se distinguent uniquement des conditions de drainage lors du cisaillement ont des utilités différentes. L'essai *CD* sert à reproduire des analyses de stabilité à long terme aux cours desquelles les pressions interstitielles ont le temps de se dissiper. Les essais *CU*, quant à eux, sont généralement utilisés pour des analyses de stabilité à court terme et des conditions de chargement rapides correspondant sur site à des vitesses de sollicitations élevées, typiques de celles rencontrées dans les problèmes de liquéfaction, telles que les séismes, raz-de-marée, chocs, etc. Ces essais peuvent être réalisés en compression ou en extension sous chargement monotone et cyclique, à déformation ou à contrainte contrôlée.

Tableau 1 : Paramètres de l'essai triaxial (Bardet, 1997).

Paramètre	Essai drainé ($\Delta u = 0$)	Essai non drainé ($\Delta V = 0$)
Section après démoulage ou saturation	$A_0 = \frac{\pi D_0^2}{4}$, avec D_0 diamètre initiale de l'éprouvette	
Section après consolidation	$A_c = A_0 \frac{1 - \Delta V_c / V_0}{1 - \Delta V_c / 3V_0}$, avec $V_0 = H_0 \cdot A_0$ et ΔV_c variation de volume durant la consolidation	
Section pendant le cisaillement	$A = A_c \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_1}$	$A = \frac{A_c}{1 - \varepsilon_1}$, avec $\varepsilon_v = 0$
q	$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \frac{F}{A}$	
$\sigma_3 = \sigma_c$	p_{cell}	
$\sigma_1 = \sigma_3 + q$	$p_{cell} + q$	
u	u_0	$u_0 + \Delta u$
$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$	$p_{cell} - u_0 = \sigma'_c$	$p_{cell} - u_0 - \Delta u = \sigma'_c - \Delta u$
$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$	$p_{cell} + q - u_0 = \sigma'_c + q$	$p_{cell} + q - u_0 - \Delta u = \sigma'_c + q - \Delta u$

2.2.1 Notion de contraintes effectives

L'étude de la liquéfaction exige que le sol soit parfaitement saturé, donc biphasique composé de grains solides et de l'eau interstitielle remplissant entièrement l'espace poreux. Pour tenir compte de la structure poreuse des sols, Terzaghi a postulé, en 1936, le principe des contraintes effectives pour le cas de constituants solides incompressibles. Ce postulat décompose le tenseur des contraintes totales $\underline{\underline{\sigma}}$ en la somme d'un tenseur des contraintes effectives $\underline{\underline{\sigma}'}$, rendant compte de la part du chargement effectivement repris par le squelette granulaire et d'un tenseur isotrope $u \cdot \underline{\underline{I}}$, rendant compte de la part du chargement repris par l'eau sous forme de pression interstitielle u , où $\underline{\underline{I}}$ est le tenseur identité (Atkinson, 1993).

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma'}} + u \cdot \underline{\underline{I}} \quad (12)$$

L'intérêt du postulat de Terzaghi est que la résistance au cisaillement des sols est portée seulement par les contraintes effectives, puisque l'eau n'est pas capable de reprendre de cisaillement. Cette décomposition nous permet d'écrire, pour l'essai triaxial, la contrainte effective σ' , la contrainte tangentielle ou de cisaillement effective τ' , ainsi que la contrainte moyenne effective p' et le déviateur des contraintes q' selon les relations suivantes. A noter que dans l'équation (13), la pression interstitielle u agit uniquement contre la contrainte verticale ou contrainte principale σ_1 due aux poids propres des terres et la contrainte radiale ou confinement σ_3 , c'est pour cela, dans le postulat de Terzaghi, on diminue cette pression de la contrainte totale pour avoir les contraintes effectives ou contraintes intergranulaires. Quant aux contraintes tangentielles qui agissent sur le plan de cisaillement, elles sont induites par le cisaillement du sol sous l'effet des contraintes précédentes et par conséquent, cette diminution est déjà incluse, ce qui implique que $\tau = \tau'$.

$$\begin{cases} \sigma' = \sigma - u & (\text{composante normale}) \\ \tau' = \tau & (\text{composante de cisaillement}) \end{cases} \quad (13)$$

$$\begin{cases} p' = p - u \\ q' = q \end{cases} \quad (14)$$

Les paramètres des équations (6), (7) et (14) sont spécifiés pour un essai triaxial drainé et non drainé dans le tableau 1, avec F la force axiale transmise par le piston de l'appareil et A l'aire de la section droite de l'éprouvette au cours du cisaillement. Puisque l'éprouvette ne reste pas strictement cylindrique pendant l'essai, le calcul du déviateur des contraintes q nécessite, à tout instant, une estimation de la valeur de A qui dépend de la forme de l'éprouvette qu'elle prend au cours de l'essai.

L'évaluation des contraintes effectives et la détermination des chemins en contraintes effectives est donc fondamentale, puisque ce sont les contraintes effectives et non les contraintes totales qui contrôlent le comportement du sol et déterminent son évolution, en particulier ses déformations et sa rupture éventuelle.

2.2.2 Notion de chemin des contraintes

Le chemin des contraintes est l'ensemble des points représentant les états de contraintes successifs d'un point du milieu continu considéré. Il permet de visualiser très rapidement différents types de comportements observés. L'état de contraintes d'un sol en un point peut être représenté de différentes manières. La première représentation est celle des cercles de Mohr basée sur les contraintes principales. Au cours d'un essai de compression triaxiale isotrope, les contraintes appliquées à l'éprouvette évoluent en deux phases (figure 17a) : une première phase de chargement isotrope où les contraintes σ_1 et σ_3 évoluent de la même

façon, puis une phase de cisaillement où seule la contrainte σ_1 augmente. Ainsi, les cercles de Mohr sont d'abord réduits à un point qui se déplace sur l'axe des contraintes normales σ , puis ont un diamètre croissant en gardant un point fixe σ_3 (figure 17b). De plus, les cercles de Mohr peuvent être simplifiés en prenant en compte un seul point de contrainte par cercle. La courbe formée par ces points n'est que le chemin des contraintes suivi par un élément de sol lors de la sollicitation triaxiale.

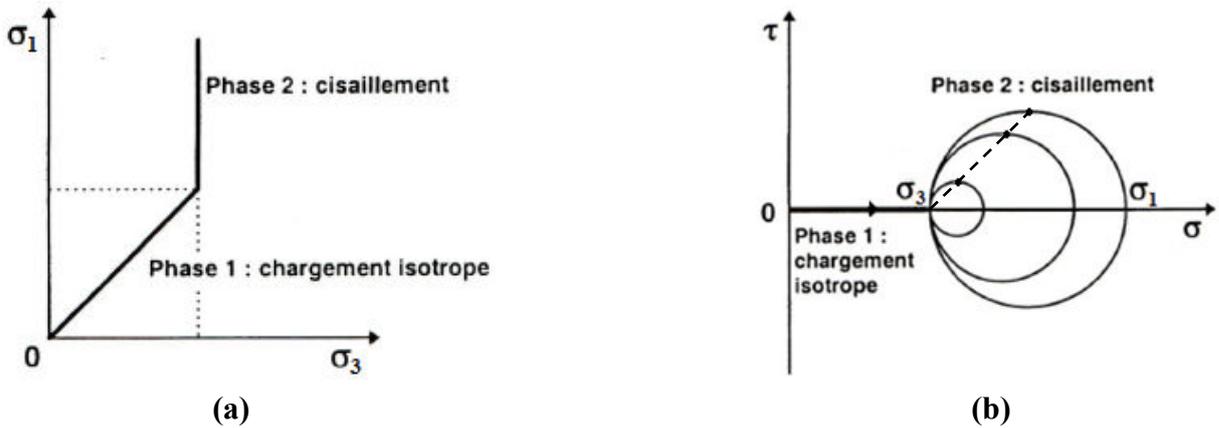


Figure 17 : Evolution des contraintes appliquées à une éprouvette dans un essai de compression triaxiale : (a) contraintes appliquées, (b) cercles de Mohr (d'après Magnan, 2000).

Par ailleurs, on peut tracer des cercles de Mohr en contraintes totales ou en contraintes effectives et représenter leurs chemins des contraintes correspondants. Puisque la pression interstitielle est isotrope, cela ne modifie que les contraintes normales σ de cette représentation. De ce fait, les cercles de Mohr en contraintes effectives se déduisent des cercles de Mohr en contraintes totales par une translation d'amplitude égale à la pression interstitielle u parallèlement à l'axe des contraintes normales (cf. équation (13)). Ainsi, dans le cas des essais non drainés, les cercles de Mohr en contraintes effectives E migrent vers la gauche des cercles de Mohr en contraintes totales T pour une augmentation de la surpression interstitielle Δu (figure 18a), ou vers la droite pour une diminution de Δu (figure 18b).

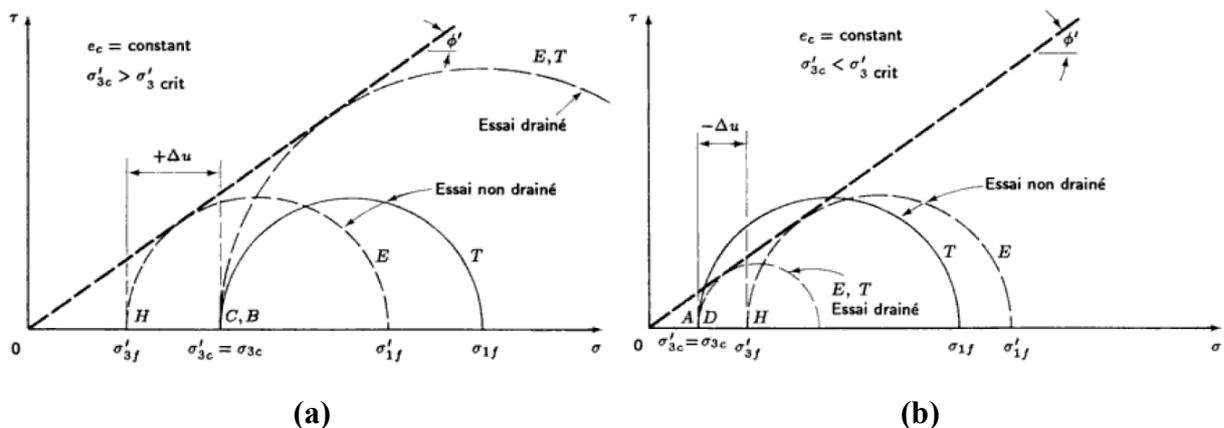


Figure 18 : Cercles de Mohr pour des essais de compression triaxiale drainés et non drainés : (a) cas où $\sigma'_{3c} > \sigma'_{3crit}$ (b) cas où $\sigma'_{3c} < \sigma'_{3crit}$ (Holtz et Kovacs, 1991).

Les deux cas de la figure 18 font référence à l'indice des vides après consolidation e_c , la contrainte effective de consolidation σ'_{3c} , la contrainte de confinement effective à la rupture σ'_{3f} et la contrainte de confinement effective critique σ'_{3crit} pour laquelle la déformation volumique à la rupture est nulle. Ces notions seront traitées au fur et à mesure dans les différentes sections de cette thèse. Pour l'essai drainé, les contraintes totales et les contraintes effectives sont représentées par un seul cercle de Mohr à une constante près qui est la valeur initiale u_0 de la pression interstitielle.

Il existe d'autres représentations de l'essai triaxial que le plan (τ, σ, σ') , comme la représentation de Roscoe et de ses collaborateurs à l'université de Cambridge (q, p, p') et celle de Lambe (t, s, s') , avec $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ contrainte déviatorique de Lambe et $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ contrainte moyenne de Lambe représentant les coordonnées du sommet du cercle de Mohr (Magnan, 2000). Ainsi, la représentation de Lambe est donc équivalente à celle de Mohr, en ce sens qu'elle remplace un cercle de Mohr par son sommet. Cependant, le plan le plus adéquat pour représenter un essai triaxial est le plan (q, p, p') , car q et p (p') sont les deux premiers invariants du tenseur des contraintes, c'est-à-dire que les propriétés qui seront déterminées dans ce plan seront invariantes par changement de base. La figure 19 est un exemple typique d'un essai de compression triaxiale, drainé et non drainé, sur le sable d'Hostun RF aux états lâche ($I_D = 0.10$) et dense ($I_D = 0.70$) où les précédentes propriétés relatives aux cercles de Mohr sont respectées (Benahmed, 2001).

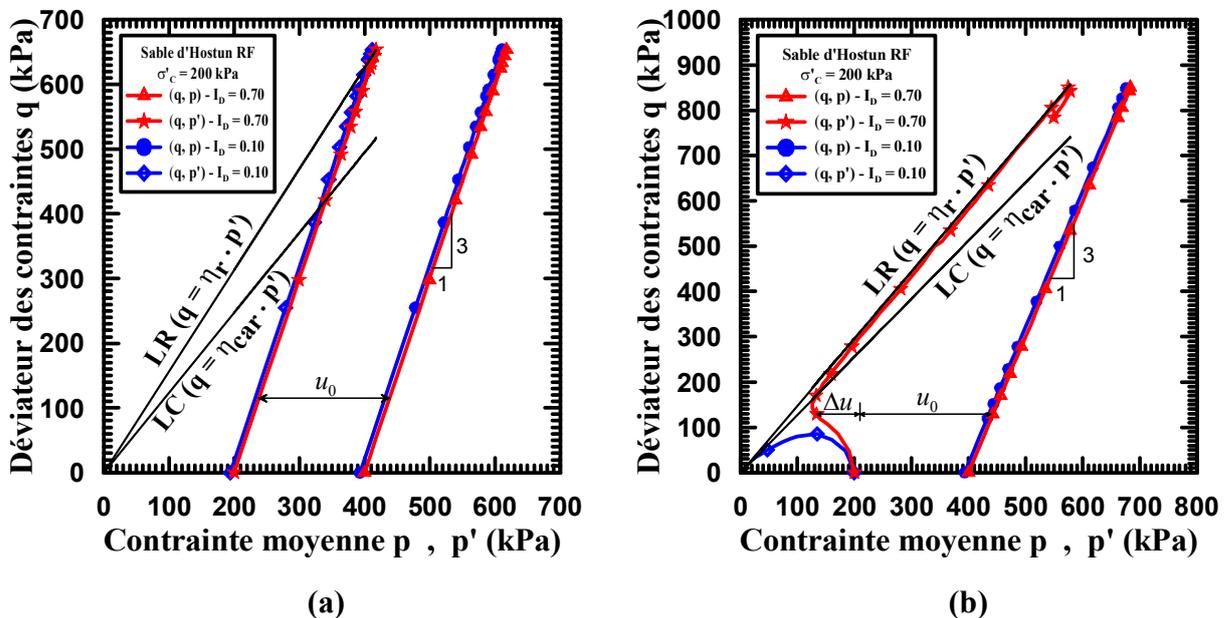


Figure 19 : Chemins des contraintes du sable d'Hostun RF en compression triaxiale :
(a) essai drainé, (b) essai non drainé (d'après Benahmed, 2001).

Les chemins des contraintes, pour un essai drainé, se présentent sous forme de droite ($dq = 3dp$), avec une pente égale à 3 quel que soit l'état de densité du matériau (figure 19a). En revanche, les chemins en contraintes effectives de l'essai non drainé diffèrent de celui

des contraintes totales. Pour un sable dense ($I_D = 0.70$ de la figure 19b), ils évoluent tout d'abord, vers la gauche du chemin des contraintes totales avec l'augmentation de la surpression interstitielle Δu , puis vers la droite avec diminution de Δu , et ceci après annulation ponctuelle du taux de génération de la surpression interstitielle ($\dot{u} = 0$). Cette phase est définie par l'état caractéristique, lequel est représenté par la droite caractéristique LC qui sépare le domaine contractant du domaine dilatant (cf. 2.3.3). Ensuite, les chemins des contraintes se terminent finalement par une branche quasi-linéaire le long de la droite de rupture LR . Cette droite représente la limite au-delà duquel le matériau n'est plus en équilibre. Par ailleurs, l'allure des chemins des contraintes effectives est tributaire de la tendance à la contractance ou à la dilatance du matériau. Ainsi, dans un essai non drainé d'un sable lâche contractant ($I_D = 0.10$ de la figure 19b), des surpressions interstitielles vont se développer au sein du matériau entraînant une évolution des contraintes effectives différente de celle des contraintes totales qui migrent complètement vers la gauche jusqu'à effondrement et déclenchement de la liquéfaction du matériau.

Le développement du concept de contraintes effectives a permis de mettre sur pied des modèles de résistance au cisaillement des sols granulaires. Le plus courant et sans contredit est celui de Mohr-Coulomb qui stipule, pour des sols granulaires non cohésifs (cohésion effective $c' = 0$), un critère de rupture dont la droite est définie dans les plans (τ, σ, σ') et (t, s, s') par les relations suivantes, avec ϕ' l'angle de frottement interne effectif du matériau.

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \quad (15)$$

$$t = s' \sin \phi', \text{ avec } t' = t \text{ et } s' = s - u \quad (16)$$

Par analogie à la représentation de Mohr, si l'enveloppe des cercles décrit une droite, alors les points des états de contraintes dans le plan (q, p, p') décrivent également une droite de rupture qui a pour équation :

$$q = \eta_{\max} \cdot p', \text{ avec } \begin{cases} \eta_r = \frac{6 \sin \phi'_{\max}}{3 - \sin \phi'_{\max}} \text{ (compression)} \\ \eta_r = \frac{6 \sin \phi'_{\max}}{3 + \sin \phi'_{\max}} \text{ (extension)} \end{cases} \quad (17)$$

où ϕ'_{\max} et η_{\max} désignent respectivement l'angle de frottement interne et l'inclinaison des contraintes à la rupture.

De plus, la rupture du matériau est définie par le pic du déviateur des contraintes dans le plan (q, ε_1) , ou bien le pic du chemin des contraintes du plan (q, p, p') dans le cas des essais drainés, ou bien par la droite quasi-linéaire asymptote à la droite de rupture LR pour les essais non drainés.

2.3 PRINCIPAUX CONCEPTS DU COMPORTEMENT MECANIQUE

Nous donnerons les concepts de la mécanique des sols applicables aux sables et sables limoneux tout en mettant dans l'esprit que ces derniers sont composés de deux sous-matrices de sphères ayant deux diamètres différents, l'un pour les grains de sable et l'autre pour les grains de limon.

2.3.1 Contractance et dilatance

Un des concepts importants décrivant le comportement volumétrique des sols granulaires lors du cisaillement est la distinction entre un sol contractant et un sol dilatant. Casagrande, en 1936, a été le premier à décrire ce phénomène. A partir d'essais drainés sur des échantillons de sable à la boîte de cisaillement direct, il concluait que les sables denses prennent de l'expansion et les sables lâches perdent du volume sous un chargement de cisaillement (figure 20). Ainsi, on définit la contractance comme étant la composante irréversible de la diminution de volume du sol, soumis au cisaillement en condition drainée. Elle correspond à une diminution des vides entre les grains, suite à un mécanisme de densification de l'empilement granulaire (enchevêtrement des grains) résultant des glissements et roulements entre grains occasionnés par la sollicitation appliquée (figure 20a). Inversement, la dilatance est la composante irréversible de l'augmentation de volume du sol soumis au cisaillement (figure 20b). Elle correspond à un mécanisme de désenchevêtrement et de foisonnement de l'empilement granulaire augmentant ainsi les vides entre les grains. En grande déformation, l'augmentation et la diminution de l'indice des vides e du matériau tendent, dans les deux cas, vers un indice des vides critique e_{cr} , tel qu'il est défini par Casagrande (cf. 2.3.2). Cette observation est également faite pour le déviateur des contraintes lorsqu'il est mis en relation avec la déformation axiale (figure 21a).

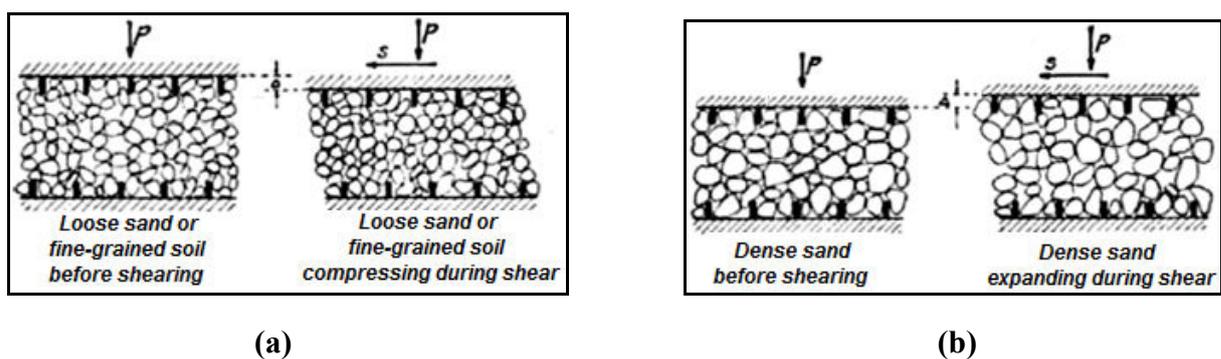


Figure 20 : Notion de contractance et de dilatance : (a) état lâche, (b) état dense (Casagrande, 1936 ; Schofield, 2005).

A noter que ces notions font référence aux déformations volumiques irréversibles du matériau, car si l'on suppose que le matériau est élastique, celui-ci ne présente pas de variation de volume sous cisaillement. Par conséquent, il existe des variations de volume (contractance ou dilatance) d'origine non élastique qui s'ajoutent aux variations de volume réversibles,

d'origine élastique, induites par la sollicitation. La déformation volumique totale est donc la somme d'une composante élastique ε_v^e et d'une composante plastique ε_v^p .

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p \quad (18)$$

Par souci de simplification, on néglige souvent les déformations volumiques élastiques devant les déformations volumiques plastiques ou irréversibles. On peut alors écrire :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^p \quad (19)$$

Par analogie avec le comportement drainé, la contractance et la dilatance se traduisent, dans le cas non drainé ($\varepsilon_v = 0$), par un taux de génération positif ou négatif des surpressions interstitielles d'origine anélastique, pouvant conduire à des surpressions positives très élevées dans le cas contractant et fortement négatives dans le cas dilatant (figure 21b). Ainsi, un sol contractant qui diminue de volume ($\Delta V < 0$) dans un essai drainé, subira une augmentation de la pression interstitielle ($\Delta u > 0$) en non drainé, et inversement pour un sol dilatant. Par ailleurs, les deux mécanismes peuvent être observés simultanément sur un même matériau s'il est moyennement lâche ou moyennement dense.

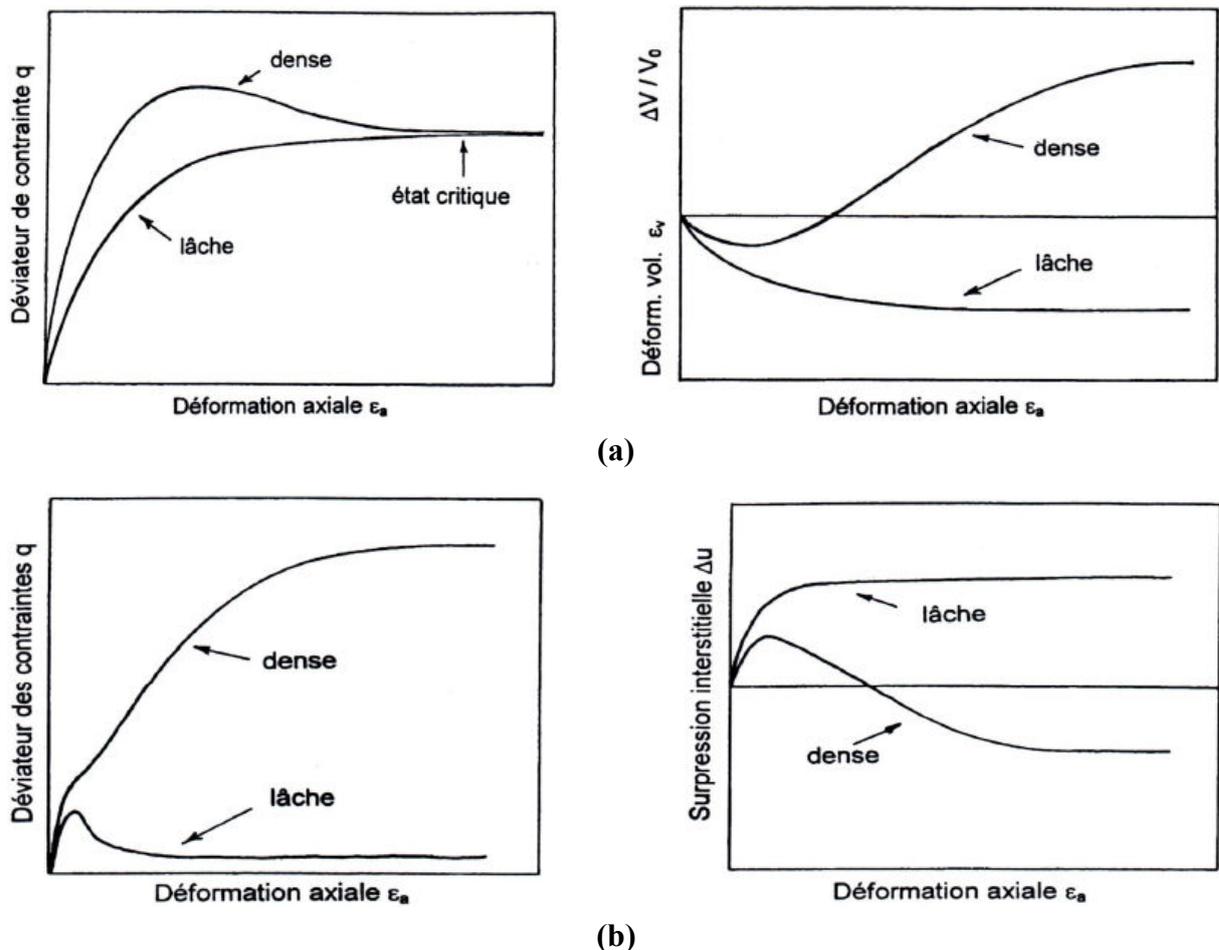


Figure 21 : Représentation schématique du Comportement typique d'un sable en compression triaxiale : (a) essai drainé, (b) essai non drainé (d'après Canou et al., 2002).

Notons que le comportement volumétrique contractant ou dilatant dépend de deux paramètres principaux. Il est gouverné par l'état de densité initial du matériau, exprimé principalement en terme d'indice des vides e , lequel est relié à l'indice de densité I_D (appelé aussi densité relative D_r exprimée en %) et le niveau de la contrainte de consolidation isotrope σ'_c représentant l'état de contrainte effective initial appliqué.

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (20)$$

2.3.2 Etat critique

Le concept de l'état critique, ou concept de l'indice des vides critique, a été postulé par Casagrande en 1936, dans le but de comprendre le mécanisme des variations volumiques. En réalisant de nombreux essais drainés à la boîte de cisaillement direct sur le sable, Casagrande remarque une différence entre les comportements des sols lâches et denses. En se basant sur les résultats obtenus à la figure 22, il émet l'hypothèse que, lors du cisaillement, un sable lâche se contracte, son volume décroît, c'est-à-dire son indice de densité augmente et s'approche d'un état de volume stable. Par contre, si le sable est dense, son volume croît, autrement dit son indice de densité diminue et cherche à atteindre un état stable de la même manière que le sable lâche. L'indice des vides des sables lâches diminue (Δe négatif) jusqu'à une valeur constante. Les sables denses ont un comportement contractant dans un premier temps avec Δe négatif, pour ensuite se dilater (Δe positif) avant de converger pratiquement vers la même valeur d'indice des vides que celle du sable lâche. A cet état ultime, le matériau continue à se déformer non seulement à volume constant mais aussi à une résistance au cisaillement constante si le chargement est maintenu. Casagrande définit cet état comme étant l'état de densité critique ou l'état de l'indice des vides critique e_{cr} . Roscoe *et al.* (1958), Schofield et Wroth (1968) confirmèrent l'existence de l'indice des vides critique (figure 23) et développèrent la théorie de l'état critique pour différents types de matériaux englobant les sols grenus et les sols fins, tel que les sables et les argiles. Cette théorie permet à la fois d'interpréter le comportement de ces sols dans le domaine des grandes déformations et d'élaborer de modèles de comportement, dont le plus connu est le modèle Cam-Clay.

De plus, après plusieurs essais de cisaillement direct sous différentes contraintes normales, Casagrande constate aussi que l'indice des vides critique ou la densité critique n'est pas une constante pour un matériau, mais plutôt directement relié à la contrainte normale initiale σ_n appliquée et diminue avec l'augmentation de celle-ci (figure 22c). La représentation des points de l'indice des vides critiques dans le plan (e, σ_n) , ou bien les plans (e, p') ou (e, p', q) , permet de tracer une courbe unique appelée ligne de l'indice des vides critique ou ligne d'état critique, nommée E , dont la projection est une droite dans les plans (q, p') et $(e, \ln p')$.

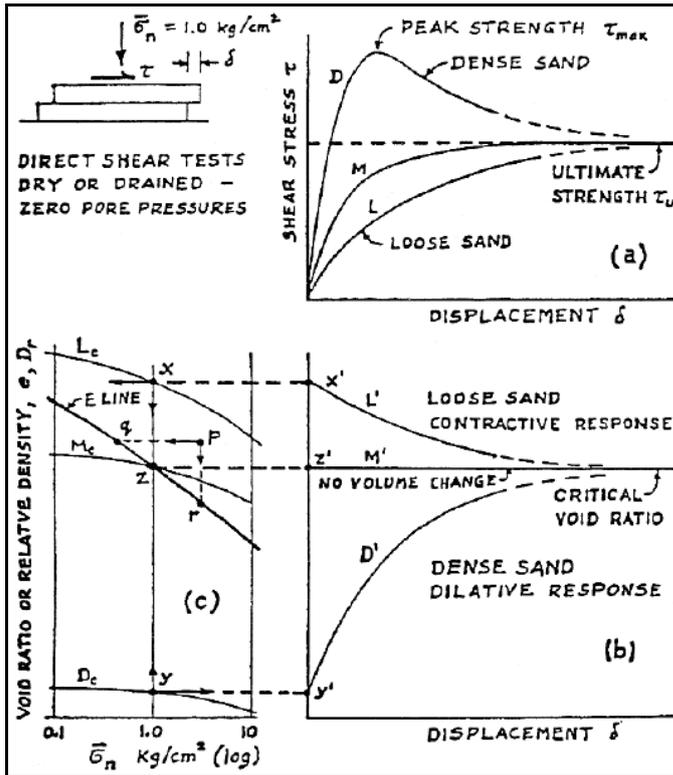


Figure 22 : Notion d'indice des vides critique :
 (a) contrainte-déplacement, (b) indice des vides-déplacement, (c) indice des vides-contrainte normale (Casagrande, 1976).

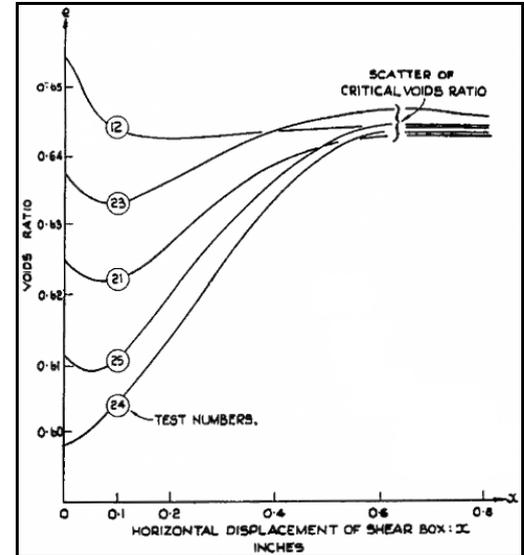


Figure 23 : Confirmation de l'indice des vides critique par Roscoe et al. (1958).

Cette ligne, nommée *CSL* "Critical State Line" par Roscoe *et al.* (1958) et développée en *SSL* "Steady State Line" par Castro (1969) pour l'étude de la liquéfaction (cf. 2.4.2), délimite le domaine contractant du domaine dilatant et par conséquent, peut être aussi déterminée pour un essai non drainé. Dans ce cas, l'évolution des surpressions interstitielles définit la ligne d'état critique *E*. Il est à noter que cette ligne est spécifique à un sol, mais indépendante de son état de contraintes, contrairement à des paramètres d'état tel que l'angle de frottement. D'après ces données, on définit l'état critique de la manière suivante :

- L'écoulement plastique du matériau s'effectue à taux de déformation volumique nul : $\dot{\epsilon}_v = 0$;
- L'indice des vides du matériau à l'état critique e_{cr} représente l'ensemble des points de la ligne d'état critique *CSL* et est associé à un volume spécifique v défini par la relation suivante, sachant que Γ est le volume du matériau à l'état critique pour une contrainte moyenne effective p' égale à 1 kN/m^2 et λ est la pente de la *CSL* :

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (21)$$

- L'inclinaison des contraintes η_{cr} ou M , appliquées à l'état critique, est un paramètre intrinsèque du matériau $\eta_{cr} = (q/p')_{cr} = \text{constante}$ et est définie par les équations (17).

En effet, un sable, caractérisé par un indice des vides e élevé, équivalent à un indice de densité I_D faible, est considéré comme lâche s'il se trouve à droite et au-dessus de la ligne d'état critique E , comme le point "p" de la figure 22c. Lors d'un cisaillement drainé, le matériau aura tendance à se contracter pour se restructurer vers un état plus dense et l'indice des vides diminuera sans augmentation des pressions interstitielles. Le chemin des contraintes au sein du volume de sol est, dans ce cas, représenté par le segment de droite $p-r$. En conditions non drainées, le cheminement vers un état plus dense est empêché puisque le volume et l'indice des vides restent constants. Ainsi, le volume de sol répond par une augmentation de la pression interstitielle causant une diminution des contraintes effectives en accord avec le postulat de Terzaghi (cf. équation (1)) et ce, jusqu'à atteindre l'état critique. Le chemin des contraintes est alors représenté par le segment $p-q$.

Par analogie, un sable est considéré comme dense s'il se trouve à gauche et en dessous de la ligne d'état critique. En conditions non drainées, l'échantillon de sol ne pourra pas se dilater, la réponse du sol montre une diminution des pressions interstitielles conduisant à une augmentation des contraintes effectives jusqu'à atteindre l'état critique représenté par la ligne E (figure 24a). Dans des conditions drainées, l'échantillon de sol sera libre de se dilater tout en maintenant une pression interstitielle constante. L'indice des vides augmente jusqu'à la ligne E . Par conséquent, le cisaillement non drainé d'un échantillon de sable lâche dont l'état initial de densité se situe au-dessus de la ligne E peut provoquer sa liquéfaction, alors qu'un sable avec un état initial au-dessous de cette ligne résiste à la liquéfaction. Ainsi, la ligne E constitue aussi une frontière entre les états pour lesquels un sable est susceptible ou non à se liquéfier (figure 24b). Or, les investigations, survenues après la rupture par liquéfaction statique, du barrage de Fort Peck à Montana (U.S.A) ont montré que les états initiaux des sols liquéfiés se trouvaient au-dessous de la ligne E . Ce qui a poussé Casagrande (1976) et autres chercheurs (Castro, 1969 ; Poulos, 1971 ; Castro et Poulos, 1977 ; Poulos, 1981 ; Castro *et al.*, 1982) à apporter des modifications et développer le concept d'état stable de déformations (cf. 2.4.2).

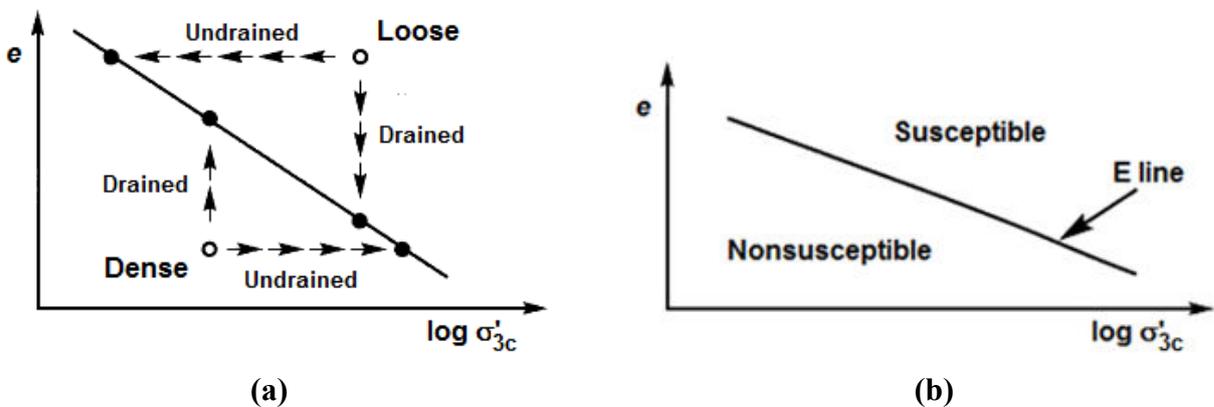


Figure 24 : Comportement d'échantillons sous cisaillement : (a) états de densité, (b) susceptibilité à la liquéfaction (d'après Kramer, 1996).

2.3.3 Etat caractéristique

L'état critique ne permet pas de suivre les déformations irréversibles ou plastiques au cours du cisaillement, car le point de changement de comportement apparaît pour des déformations assez faibles (1 à 2 %). Un autre concept très intéressant pour caractériser le comportement volumique des sables denses, de type contractant-dilatant, et de rendre compte de ces déformations irréversibles est l'état caractéristique. Ainsi défini par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Luong (1980), l'état caractéristique correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant, lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Il traduit le seuil correspondant à la fin de l'enchevêtrement des grains et au début de leur désenchevêtrement. A ce seuil, est associé une inclinaison des contraintes $\eta_{car} = (q/p')_{car}$ et un angle de frottement caractéristique ϕ'_{car} . Cet angle, qui caractérise la capacité d'enchevêtrement du matériau, est considéré comme un paramètre intrinsèque du matériau indépendant de son état de densité, de la granulométrie et du chemin des contraintes suivi. De plus, dans le plan des contraintes (q, p') , cet état est défini par la droite caractéristique passant par l'origine et de pente η_{car} . Ishihara *et al.* (1975) a aussi qualifié cette droite par la ligne de transformation de phase.

Dans un essai triaxial drainé, l'état caractéristique, défini par l'inclinaison des contraintes η_{car} , correspond à une vitesse de déformation volumique irréversible nulle ($\dot{\epsilon}_v^p = 0$) avec inversion du sens de ces déformations. Par contre, en condition non drainée, il correspond au niveau de contrainte pour lequel se manifeste une annulation ponctuelle du taux de génération de la surpression interstitielle ($\dot{u} = 0$) avec inversion du sens de Δu . On récapitule ces données par les relations suivantes :

$$\text{Pour } \eta = \eta_{car} \text{ on a } \begin{cases} \dot{\epsilon}_v^p = 0, & \text{essai drainé} \\ \dot{u} = 0, & \text{essai non drainé} \end{cases} \quad (22)$$

L'angle caractéristique déduit des équations (17) est donné par les relations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \phi'_{car} &= \text{Arcsin} \left(\frac{3\eta_{car}}{6 + \eta_{car}} \right) \text{ (compression)} \\ \phi'_{car} &= \text{Arcsin} \left(\frac{3\eta_{car}}{6 - \eta_{car}} \right) \text{ (extension)} \end{aligned} \right\} \text{ avec } \eta_{car} = \left(\frac{q}{p'} \right)_{car} \quad (23)$$

La droite caractéristique n'est pas symétrique, c'est-à-dire que le seuil caractéristique est plus faible en extension qu'en compression. Si on note respectivement η_{car}^+ le seuil en compression et η_{car}^- le seuil en extension, on a la relation suivante :

$$\left| \eta_{car}^+ \right| > \left| \eta_{car}^- \right| \quad (24)$$

Par conséquent, le seuil caractéristique sépare, dans le plan (q, p') , le domaine des contraintes admissibles du matériau en deux zones correspondant à deux types de comportements volumiques du sol (figure 25a) :

- Un domaine sub-caractéristique ($|\eta| < |\eta_{car}|$) délimité par les droites caractéristiques LC dans lequel le matériau est contractant ($\dot{\epsilon}_v^p > 0$ ou $u > 0$),
- Un domaine sur-caractéristique ($|\eta| > |\eta_{car}|$) situé au-delà de la droite LC et jusqu'à la droite de rupture LR où le matériau est dilatant ($\dot{\epsilon}_v^p < 0$ ou $u < 0$).

Par ailleurs, le concept d'état caractéristique est très intéressant pour étudier le comportement des sables denses drainés et non drainés sous sollicitation cyclique, notamment pour interpréter le phénomène de mobilité cyclique (figure 25). Les différents types de comportements cycliques cités sur cette figure seront explicités dans la partie cyclique de ce chapitre (cf. 2.5.1).

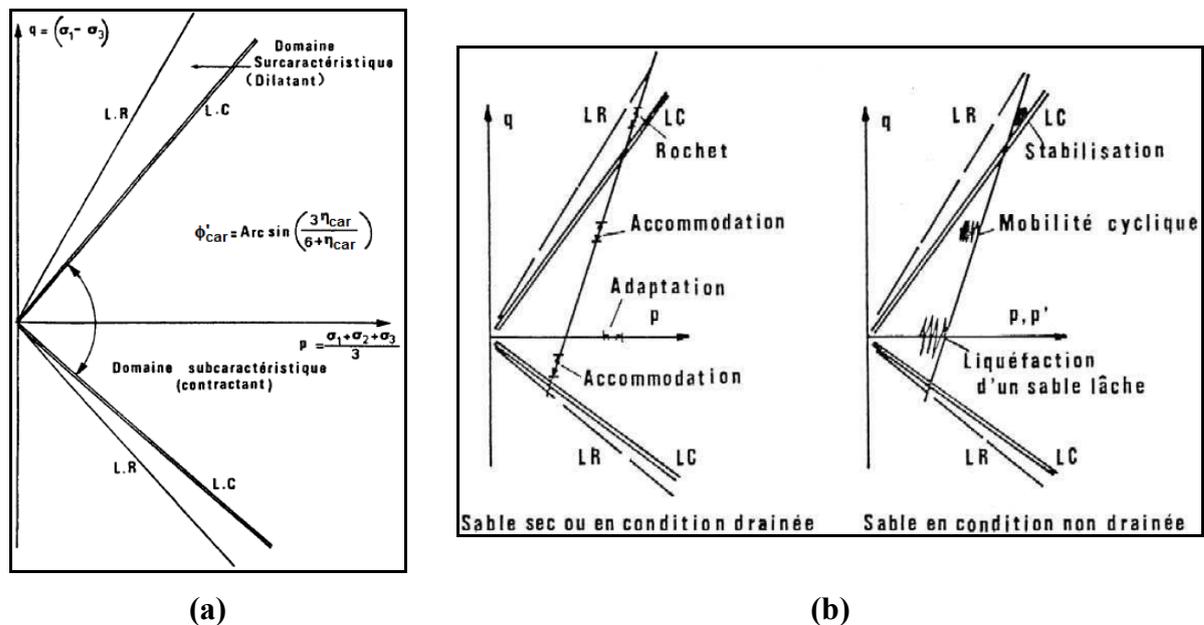


Figure 25 : Etat caractéristique : (a) comportement monotone, (b) comportement cyclique drainé et non drainé (Luong, 1980, 1987).

2.4 MISE EN EVIDENCE DE LA LIQUEFACTION STATIQUE

Suite aux nombreux cas de glissements par écoulement, parfois spectaculaires, causés par la liquéfaction statique (cf. 1.2.1), plusieurs chercheurs ont accordé une attention considérable à ce phénomène montrant ainsi qu'il peut être aussi dommageable que la liquéfaction cyclique. Plusieurs aspects du comportement ont été abordés par de nombreuses études expérimentales basées sur des essais triaxiaux monotones de compression non drainés. Le but de ces études est de clarifier les conditions d'initiation du phénomène de liquéfaction,

le comportement en moyennes et grandes déformations et de mettre en évidence les facteurs l'influençant, tels que la densité relative initiale, la contrainte de consolidation, en particulier sur le pic de résistance et l'état stable, l'existence d'un déviateur initial de contraintes, le mode de dépôt, l'existence des fines, etc.

La liquéfaction statique est le résultat d'un comportement instable lié à la chute brutale de la résistance au cisaillement des matériaux granulaires lâches ($0.40 < I_D < 0.20$) à très lâches ($I_D < 0.20$), essentiellement contractants et sous chargement monotone accompagnée d'un état stable de déformation. Ce comportement est donc caractérisé par un effondrement post-pic, développement de surpressions interstitielles et d'une résistance résiduelle à la fin de l'écoulement. Nous allons présenter, dans un premier temps, la mise en évidence en laboratoire de ce phénomène et les concepts qui lui sont rattachés.

2.4.1 Etude du phénomène au laboratoire

Les premiers travaux qui ont permis de mettre en évidence le phénomène de la liquéfaction statique au laboratoire ont été réalisés, dans les années cinquante, par la *U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station* pour expliquer les problèmes d'instabilité des berges du Mississippi et par Bjerrum *et al.* (1961) pour comprendre les nombreux glissements survenus dans les fjords norvégiens. Ces derniers présentaient les résultats d'une série d'essais triaxiaux non drainés réalisés sur des éprouvettes de sable fin provenant de cette région, consolidées de manière anisotrope et cisillées à contrainte contrôlée. Ils mettaient en évidence le comportement liquéfiant de ce sable sous cisaillement monotone. Il convient aussi de citer les travaux de Taylor (1948), qui met en évidence sur un sable lâche, une perte importante de résistance au cisaillement analogue à une liquéfaction statique à l'aide d'essais triaxiaux réalisés sur des éprouvettes de sable sec maintenues à volume constant par contrôle de la pression de confinement. De même, Healy (1963) montre l'influence de la densité sur la résistance au cisaillement non drainée d'un sable et met en évidence le comportement liquéfiant du sable très lâche. Les travaux réalisés par Castro (1969), au sein de l'équipe de Casagrande (1976), sont considérés comme une base de référence consacrée à la liquéfaction des sables. Il met clairement en évidence l'influence de l'indice des vides et de l'anisotropie de contrainte sur l'allure des courbes de liquéfaction de différents sables ainsi que l'analogie existant entre liquéfaction statique et liquéfaction cyclique. Par la suite, nombreuses recherches se sont succédées dans ce domaine à travers plusieurs pays concernés par ce phénomène (Etats-Unis, Canada, France, Japon, etc.).

En effet, à l'aide de l'appareil triaxial, Castro (1969) réalise une série d'essais de cisaillement non drainés sur des échantillons de sable Banding avec différentes densités initiales. Pour analyser le comportement mécanique du matériau, les figures 26A, B et C représentent respectivement l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, l'évolution des surpressions interstitielles en fonction de la déformation

axiale et l'évolution des chemins des contraintes effectives. L'analyse des résultats a permis de distinguer trois types de comportement : la liquéfaction, la liquéfaction limitée ou "limited liquefaction" et le comportement dilatant, suivant que l'échantillon est initialement lâche, moyennement dense ou dense. Ces trois comportements sont comme suit :

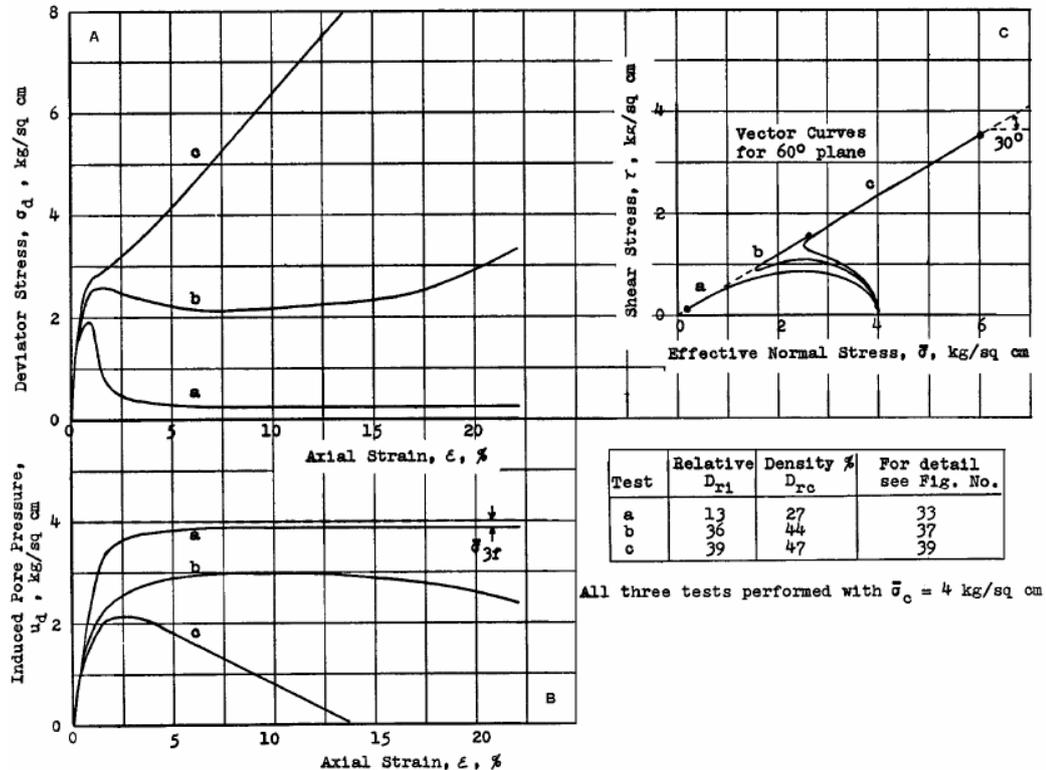


Figure 26 : Essais triaxiaux non drainés sur le sable Banding : (A) déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, (B) surpressions interstitielles en fonction de la déformation axiale, (C) évolution des chemins des contraintes effectives (Castro, 1969).

- Le comportement de liquéfaction représenté par l'essai (a) est réalisé sur un échantillon lâche ($D_r = 27\%$). La figure 26A montre que le déviateur des contraintes de cet essai atteint un pic très marqué et faible de résistance au cisaillement pour un niveau faible de déformation axiale ($\epsilon_1 = 1\%$), suivi d'une baisse brutale et très rapide de la résistance (radoucissement) avec stabilisation progressive autour d'une valeur ultime constante très faible (état résiduel), appelé état stable de déformations (Poulos, 1971 ; Castro, 1975 ; Castro et Poulos, 1977 ; Poulos, 1981). Le phénomène de liquéfaction concerne toute la partie radoucissante du comportement, depuis l'initiation au pic jusqu'à l'état ultime correspondant à l'état du matériau atteint l'écoulement. L'évolution des surpressions interstitielles sur la figure 26B rend compte du caractère très contractant du sable, avec un taux de génération très important accompagnant l'augmentation du déviateur des contraintes dès le début de l'essai. Ces surpressions continuent à augmenter même après le pic du déviateur jusqu'à atteindre une valeur stable assez élevée proche de la contrainte de consolidation pour un niveau de déformation proche de 6% correspondant à l'état stable. Au-delà, les surpressions interstitielles commencent à se stabiliser et

deviennent constantes à la stabilisation du déviateur des contraintes dans le plan (q, ε_1) . L'échantillon atteint un état de plasticité parfaite et continue à se déformer à volume constant et sous surpressions interstitielles et résistance constants. Le plan (q, p') montre que le chemin des contraintes effectives marque un pic prononcé, suite à une décroissance continue de la contrainte moyenne effective et migre à gauche vers l'origine jusqu'au point d'état stable (figure 26C). Dans la nature, ce type de comportement est observable dans les sables lâches saturés où la perte significative de la résistance au cisaillement est caractéristique de la rupture par liquéfaction. Un autre exemple typique de liquéfaction statique obtenue sur le sable d'Hostun RF, dans un état lâche (Canou *et al.*, 1991), est présenté sur la figure 27 où on distingue le même comportement que celui décrit par Castro pour ce cas. Il faut noter que l'angle de frottement interne du matériau est obtenu à l'état résiduel et non pas au maximum du déviateur. Cela montre que ce type de comportement diffère de celui que l'on observe lors des essais drainés ou non drainés sur sables moyens à denses, pour lesquels le point de résistance maximal correspond au maximum du rapport (q/p') .

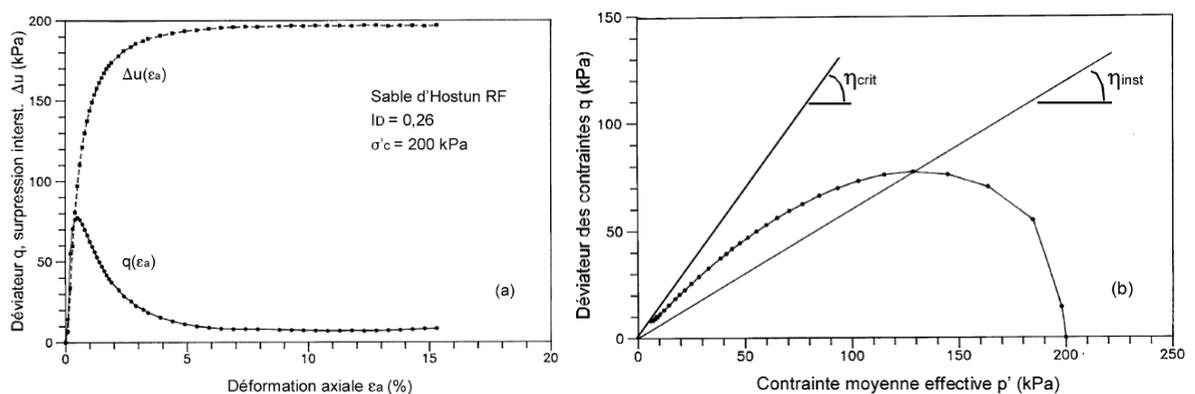


Figure 27 : Essai de liquéfaction statique : (a) courbes de cisaillement et de surpression interstitielle, (b) chemins des contraintes effectives (Canou *et al.*, 1991).

- Le comportement dit "liquéfaction limitée" est caractéristique de l'essai (b) correspondant à un échantillon moyennement dense ($D_r = 44 \%$). Il représente un comportement intermédiaire entre la liquéfaction et le comportement dilatant. Le déviateur des contraintes (figure 26A) augmente jusqu'à atteindre un pic au-delà duquel il commence à baisser légèrement pour se stabiliser en moyennes déformations, puis au-delà de 15 % de déformation axiale, on observe un regain de résistance. Les surpressions interstitielles (figure 26B) augmentent jusqu'à une valeur maximale inférieure à la contrainte de consolidation correspondante à une déformation axiale de l'ordre de 7 %, puis se stabilisent jusqu'à 13 % de déformation où elles commencent à diminuer. Le chemin des contraintes effectives de la figure 26C montre deux tendances : une migration vers la gauche caractérisant le comportement contractant jusqu'à une valeur minimale du déviateur, puis un revirement vers la droite coïncidant avec l'inversion du sens de génération de la surpression interstitielle et remonte le long

de la droite de rupture suite à l'apparition d'une dilatance. Le point de changement du comportement est appelé état de transformation de phase (Ishihara *et al.*, 1975) ou état caractéristique (Luong, 1980).

- Le comportement dilatant de l'essai (c) correspond à un échantillon dense ($D_r = 47\%$). Dans la figure 26A, le déviateur des contraintes augmente jusqu'à un pic moins prononcé ($\varepsilon_1 = 2\%$), au-delà duquel il continue à augmenter de façon linéaire. Cette évolution est accompagnée par une augmentation des surpressions interstitielles jusqu'à atteindre un pic à 2.5 % de déformation axiale (figure 26B), puis une diminution jusqu'à s'annuler à 14 % de déformation axiale. Ces surpressions pouvant même devenir inférieures à la pression atmosphérique. Le chemin des contraintes effectives de la figure 26C montre que la phase de contractance est moins importante que dans l'essai (b) et que la dilatance prend place et prédomine le comportement. Ce comportement est typique des sables denses présentant un caractère dilatant, mais peuvent, toutefois, se liquéfier s'ils sont soumis à des conditions de chargements particulières.

En utilisant les résultats des essais réalisés sur le sable Banding, Castro (1969) a distingué trois régions caractérisant chacune un type de comportement et délimitées par deux lignes notées *L* et *P* (figure 28). Un échantillon dont l'état initial est au-dessus de la ligne *L* est susceptible à la liquéfaction comme le comportement de type (a), tandis que si l'état initial se situe au-dessous de la ligne *P*, l'échantillon développe un comportement dilatant de type (c). Le comportement "liquéfaction limitée", de type (b), est observé pour les échantillons ayant un état initial compris entre les deux lignes.

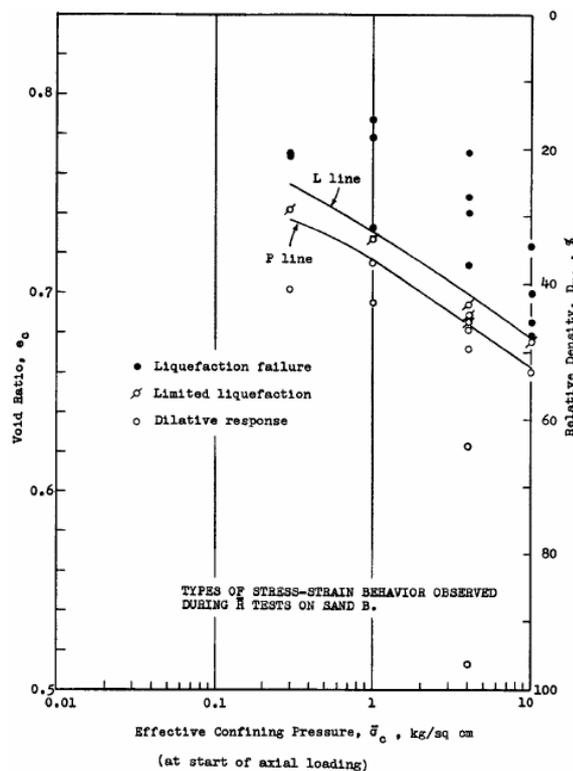


Figure 28 : Trois comportements mécaniques délimités par les lignes *L* et *P* (Castro, 1969).

2.4.2 Etat stable de déformation

Le concept d'état stable de déformation ou état permanent de déformation, en anglais *Steady State of deformation SS*, a été introduit par Castro (1969) dans le cadre de l'analyse de stabilité des sols potentiellement liquéfiables, tels que les sables lâches. En se basant sur des essais triaxiaux non drainés, effectués sur des échantillons de sables de différents indices des vides, puis consolidés de manière isotrope ou anisotrope et cisailés à contrainte contrôlée, Castro met en évidence, dans les sables lâches à indices des vides élevés, des diminutions importantes de la résistance au cisaillement, amorcées au pic et suivies d'un état résiduel (état ultime) où l'échantillon continue de se déformer à état de contraintes, indice des vides et pression interstitielle constants comme le montre la figure 29a. Cet état résiduel représente l'état stable. De la même manière que Casagrande, Castro a montré que la résistance au cisaillement non drainée à cet état ne dépendait que de l'indice des vides initial du sable. Il met en évidence l'existence d'une relation entre l'indice des vides et la contrainte effective minimale à l'état ultime. Ainsi, dans le plan (e, σ'_3) , cette relation correspond, pour un sable donné, à une courbe unique appelée ligne d'indice des vides critique e_F , qui représente le lieu des états ultimes pour lesquels le sol est en état de liquéfaction (figure 29b).

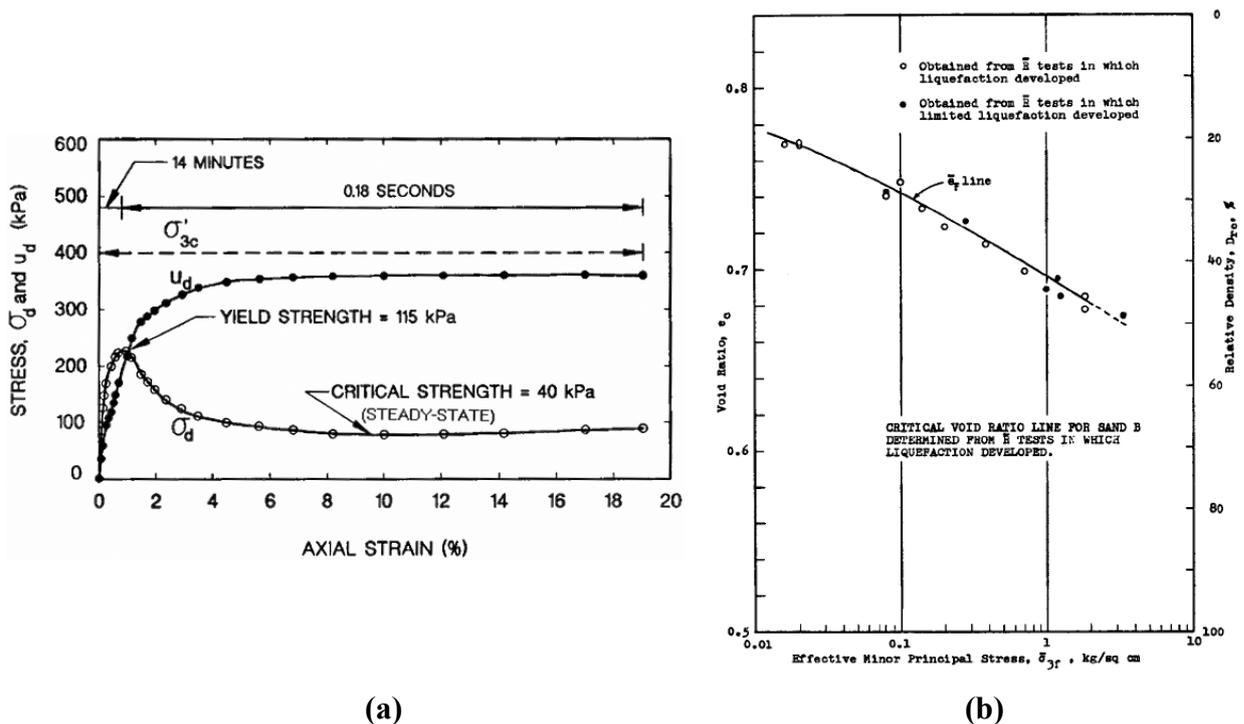


Figure 29 : Etat stable de déformation : (a) essai de liquéfaction sur le sable Bending, (b) ligne e_F issue d'essais de liquéfaction (Castro, 1969).

D'après Castro (1969), Poulos (1971), Castro et Poulos (1977), la ligne d'état critique devient, dans ce cas, la ligne d'état stable. Celle-ci forme, dans le plan (e, σ'_3) , une frontière entre deux comportements volumiques différents : le comportement contractant susceptible de liquéfaction et le comportement dilatant, plus stable (figure 30a). Tout état initial d'un sol qui

se situerait au-dessus, ou à droite, de la ligne d'état stable développera une réponse contractante qui pourra aboutir au phénomène de liquéfaction. Par contre, si cet état se trouve au-dessous, ou à gauche de la ligne d'état stable, le sol développera une réponse dilatante et sera plus stable vis-à-vis de la liquéfaction. Par la suite, Poulos *et al.* (1985) ont défini aussi une deuxième condition nécessaire pour le déclenchement de la liquéfaction : les contraintes de cisaillement statiques agissant dans le massif de sol doivent être supérieures à la résistance de cisaillement non drainée à l'état stable. Dans cette condition, le sol se trouve dans un état d'équilibre instable favorable au déclenchement du phénomène de la liquéfaction.

Par ailleurs, en réalisant une série d'essais drainés, Castro (1969) obtient une ligne d'état critique e_s , similaire à la ligne E définie auparavant par Casagrande (1936, 1976) et qui donne des résistances ultimes plus élevées que la ligne e_F déterminée à partir d'essais de liquéfaction (figure 30b). Ceci pouvant s'expliquer, contrairement à l'essai drainé, par le développement dans le cas non drainé d'une "structure d'écoulement" (flow structure), postulée par Casagrande, apparaissant uniquement pendant la liquéfaction et offrant une résistance minimale au cisaillement. Alarcon et Leonards (1985), Alarcon-Guzman *et al.* (1988) confirment cette constatation.

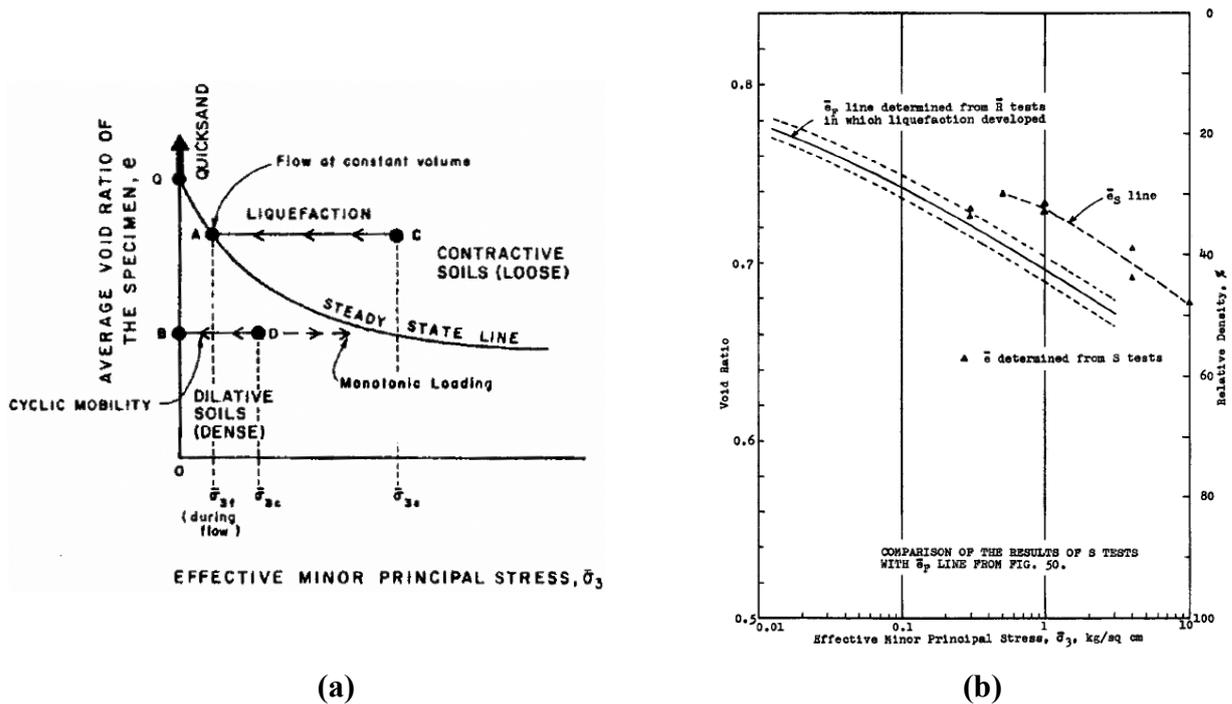


Figure 30 : Caractéristiques de la ligne d'état stable : (a) représentation de la ligne dans le plan ($e, \bar{\sigma}_3$) (Castro et Poulos, 1977), (b) comparaison de la ligne e_s avec la ligne e_F (Castro, 1969).

D'autres études sur ce concept se sont ensuite succédées en connexion avec les recherches sur la liquéfaction (Poulos, 1981 ; Castro *et al.*, 1982 ; Poulos *et al.*, 1985 ; Verdugo, 1992a, b ; Ishihara, 1993; Verdugo et Ishihara 1996). Poulos (1981) constate que l'état stable est aussi caractérisé par une vitesse de déformation constante. Il redéfinit alors l'état stable comme étant l'état dans lequel une masse de sol se déforme d'une façon continue

en conservant le même volume, même état de contraintes (contrainte normale effective et contrainte de cisaillement constantes) et ceci pour une même vitesse de déformation. Il est important de noter que, d'après Poulos (1981), l'état stable de déformation n'est pas un état statique, il n'existerait que si la déformation due au chargement de cisaillement est maintenue. Il généralise que l'état stable de déformation peut se produire pour tout type de sol et pour tous types de chargement et drainage pouvant conduire à la destruction de la structure originale et à la formation d'une structure d'écoulement, similaire à celle proposée par Casagrande et où la mémoire de la structure initiale est perdue. Cet état est atteint donc lorsque la structure du sol devient stable, après que toutes les ruptures des grains aient eu lieu, de telle sorte que la contrainte de cisaillement nécessaire pour poursuivre la déformation et la vitesse de déformation restent constantes. Le matériau est alors très remanié et son état, atteint en grandes déformations, ne dépend que de la vitesse de déformation et des contraintes effectives normales. Par contre, cette nouvelle structure est pratiquement indépendante de l'état initial (structure, mode de mise en place, anisotropie initiale, etc.).

2.4.2.1 Etat quasi-stable de déformation

Castro (1969) avait observé que les sables moyennement lâches peuvent manifester un comportement du type liquéfaction limitée (cf. 2.4.1). Ce comportement est caractérisé par la chute de la résistance au cisaillement après le pic du déviateur des contraintes jusqu'à un état temporaire associé à une résistance minimale, suivie par un regain de résistance jusqu'à de grandes déformations. Ishihara *et al.* (1975) définit l'état du minimum de résistance comme "l'état de transformation de phase" correspondant à la transition du caractère contractant au caractère dilatant (cf. 2.3.3). Toutefois, cette définition, donnée au sens large, englobe aussi le comportement dilatant ne présentant pas de perte de résistance et se produisant à des déformations plus faibles (1 à 2 %). Par contre, l'état du minimum de résistance associé à une réponse type liquéfaction limitée se développe après chute temporaire de la résistance au cisaillement et s'étale sur un intervalle allant des petites aux moyennes déformations formant ainsi un palier avant que le déviateur des contraintes n'augmente de nouveau (figure 31a). Dans ces conditions, il serait donc plus juste de considérer cet état comme un cas particulier de la transformation de phase. Par ailleurs, Alarcon-Guzman *et al.* (1988) qualifie ce palier par l'état quasi-stable de déformation (*Quasi-Steady State, QSS*) pour sa similarité avec l'état stable défini par Poulos (1981).

Dans le même contexte, Verdugo (1992a, b), Ishihara (1993), Verdugo et Ishihara (1996) suggèrent l'existence de ces deux états stables. D'après la figure 31b, Ishihara (1993) trouve que les échantillons, de même indice des vides et cisailés sous deux pressions de consolidation différentes, manifestent un état stable de déformation, correspondant au point *R*, et un état quasi-stable représentant les points *P* et *Q*. Les deux échantillons atteignent le même état stable de déformation. De plus, la ligne d'état quasi-stable est légèrement en dessous de la

ligne d'état stable, cependant, les deux lignes peuvent éventuellement coïncider si la contrainte initiale de consolidation n'est pas très grande.

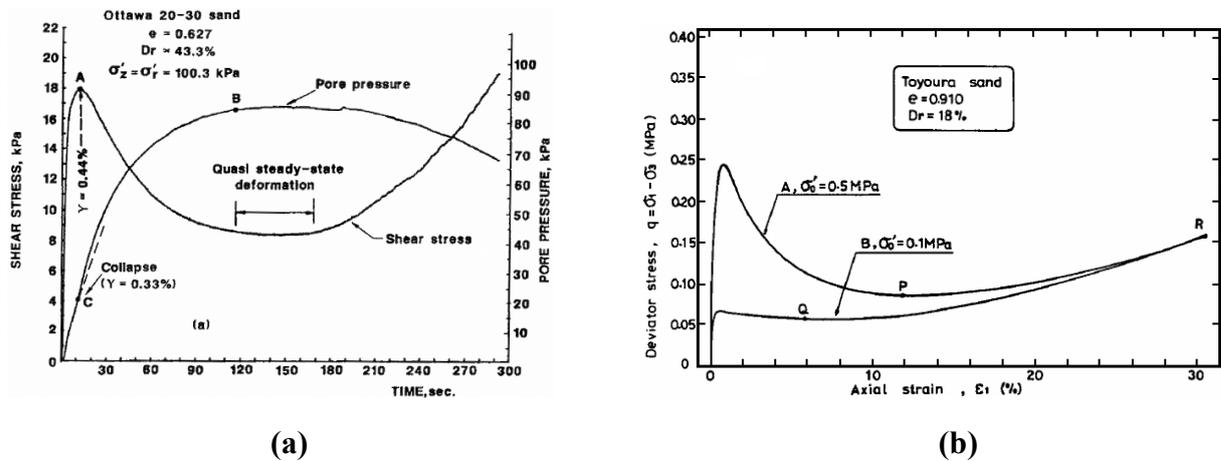


Figure 31 : Etat quasi-stable : (a) Alarcon-Guzman et al. (1988), (b) Ishihara (1993).

Par ailleurs, Vaid et Chern (1985a), Vaid et al. (1990a), Vaid et Thomas (1995) comparent, selon la figure 32a, la ligne d'état stable déterminée sur un comportement de type liquéfaction et la ligne d'état quasi-stable déterminée sur un comportement de type liquéfaction limitée. Les points correspondant à ces états dans le plan (q, p') définissent une droite unique passant par l'origine indépendamment de la densité relative, de l'état initial de contraintes, du type de réponse et du mode de chargement (figure 32b). Ceci implique que l'angle de frottement mobilisé du sable est unique et identique dans les deux états. Par conséquent, la liquéfaction et la liquéfaction limitée peuvent être analysées dans le même contexte (Castro, 1969 ; Sladen et al., 1985a ; Mohamad et Dobry, 1986 ; Alarcon-Guzman et al., 1988). Verdugo et Ishihara (1996) ont confirmé les constatations faites sur l'angle de frottement avec la remarque que l'état stable qu'ils considèrent est celui obtenu en grandes déformations pour un comportement type liquéfaction limitée, alors que Vaid et son équipe analysent l'état stable relatif au phénomène de liquéfaction.

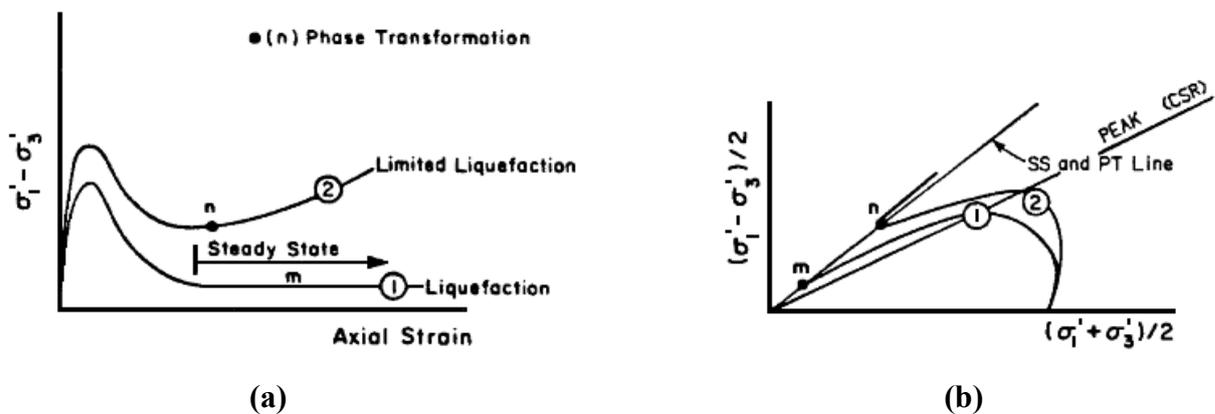


Figure 32 : Etats stable et quasi-stable de déformation : (a) contrainte - déformation, (b) chemin des contraintes (Vaid et al., 1990a).

D'un autre côté, Been *et al.* (1991) ne semblent pas en accord avec l'assimilation faite entre l'état quasi-stable et l'état stable. Pour eux, ceci est incohérent avec la définition même de l'état stable qui signifie que le sol continue à se déformer sans aucun changement de la valeur des contraintes. Cependant, ils attribuent l'état quasi-stable à une éventuelle déformation non homogène qui se développerait dans l'échantillon. Chu (1992) contredit cette idée et suggère que l'état quasi-stable est une propriété du matériau. En réalisant des essais non drainés à différents indices des vides, il montre que l'état stable ou l'état quasi-stable dépend uniquement de l'indice des vides et fait la constatation que lorsque l'état quasi-stable a lieu, aucun signe de non homogénéité de la déformation n'est observé. Zhang et Garga (1997) remettent en cause l'existence de l'état quasi-stable de déformation comme étant un comportement réel du matériau. Ils affirment que c'est un comportement induit par les conditions d'essais qui pourrait provenir principalement des effets d'extrémité, du changement de volume dû à la variation de pénétration de membrane, de la compressibilité du fluide interstitiel et de la correction de la section conventionnelle. Ceci a suscité diverses réactions de la part de nombreux chercheurs.

2.4.2.2 Relation entre l'état stable et l'état critique

En résumé, d'après les définitions données à l'état critique par Casagrande (1936), Roscoe *et al.* (1958) et à l'état stable de déformation par Castro (1969), Poulos (1981), les deux concepts sont pratiquement identiques (Been et Jefferies, 1985 ; Sladen *et al.*, 1985a). En effet, tous les deux sont caractérisés par une déformation continue à volume et contraintes constants (état de plasticité parfaite). Cependant, Poulos (1981) signale que l'état stable peut se différencier de l'état critique par le fait que celui-ci est associé à une structure d'écoulement et nécessite une vitesse de déformation constante, alors que ces deux conditions n'ont pas été introduites dans la définition de l'état critique. Selon Castro *et al.* (1982), la différence entre les deux concepts est significative seulement pour les argiles mais pas pour les sables. Cette conclusion a été confirmée par les travaux de Lupini *et al.* (1981) et de Been *et al.* (1991).

De plus, il apparaît que ce sont les conditions de drainage (état critique déduit à partir d'essais drainés et état stable déterminé à partir d'essais non-drainés sur des échantillons de sable très lâches) qui sont à l'origine de certaines divergences d'opinion quant à la similarité des deux concepts (Castro, 1969 ; Alarcon et Leonards, 1985 ; Alarcon-Guzman *et al.*, 1988). Ceci n'est pas en accord avec les observations de Been *et al.* (1991) qui montrent que les deux concepts sont identiques pour les deux conditions de drainage. Ceci confirme les données présentées par Poulos *et al.* (1988) sur le sable Syncrude Tailing. De plus, Chu (1995), Riemer et Seed (1995) arrivent aux mêmes conclusions. C'est pour cela, du point de vue terminologique, Hird et Hassona (1986), Chu (1995) proposent que le terme état critique soit utilisé pour faire référence au comportement des sables sous chargement drainé, alors que le terme état stable semble plus approprié pour le comportement de liquéfaction.

Selon Verdugo (1992*a, b*), Verdugo et Ishihara (1996) montrent que les états ultimes obtenus sur le sable de Toyoura en conditions drainées et non drainées convergent vers la même ligne d'état stable/état critique dans l'espace (q, p', e) . Zhang et Garga (1997) arrivent aux mêmes observations. Selon eux, une droite unique relie les points de chaque état (stable, quasi-stable) en conditions drainées et non drainées. D'après Benahmed (2001), l'état critique et l'état stable sont analogues dans le plan (q, p') . Les points des deux états, correspondant aux essais drainés et non drainés, sont alignés sur une seule et même droite passant par l'origine, tandis qu'un fuseau assez distinct est obtenu dans le plan $(e, \log p')$. Benahmed attribue cette différence à deux structures d'écoulement différentes et aux phénomènes d'attrition et de broyage des grains en conditions drainées.

2.4.2.3 Unicité et non unicité de l'état stable de déformation

Si le concept de l'état stable de déformation a été largement validé, il reste néanmoins des thèses contradictoires sur son unicité. Les auteurs sont donc partagés entre ceux qui soutiennent la thèse de l'existence d'un état stable unique et d'autres qui avancent sa dépendance avec d'autres paramètres.

Castro (1969), Casagrande (1976), Castro et Poulos (1977), Poulos (1981), Castro *et al.* (1982), Poulos *et al.* (1985), Sladen *et al.* (1985*a*), Sladen et Oswell (1989), Been et Jefferies (1985), Been *et al.* (1991), McRoberts et Sladen (1992), Ishihara (1993), Verdugo (1992*a, b*), Verdugo et Ishihara (1996) soutiennent l'hypothèse d'un état stable unique et montrent que celui-ci est une fonction de l'indice des vides seulement et qu'il est indépendant des contraintes effectives initiales, de l'histoire de consolidation, des chemins de contraintes, de la structure initiale de fabrication, du mode et de la vitesse de déformation, etc.

Cependant, Alarcon-Guzman *et al.* (1988), Hird et Hassona, (1990), Konrad (1990*a, b*), Konrad *et al.* (1991), Konrad (1993), Vaid *et al.* (1990*a*), Vaid et Thomas (1995), Nigussey et Islam (1994), Hyodo *et al.* (1994), Riemer et Seed (1997), Uthayakumar et Vaid (1998), Meneses-Loja *et al.* (2000) montrent que l'état stable ne dépend pas uniquement de l'indice des vides, mais il est aussi affecté par les paramètres cités et par la présence des fines. Ishihara (1993), Verdugo (1992*a, b*), Ishihara et Verdugo (1996) quant à eux font la distinction entre l'état stable et l'état quasi-stable et montrent que l'état stable dépend uniquement de l'indice des vides et que c'est l'état quasi-stable qui est affecté par les autres paramètres.

2.4.3 Critères de perte de stabilité des matériaux granulaires

Les études sur la liquéfaction ne se limitent pas seulement à son déclenchement mais à l'initiation de l'instabilité du matériau vis-à-vis de ce phénomène. Il est donc primordial d'identifier les paramètres permettant d'évaluer le potentiel d'instabilité en termes de conditions de contraintes et de déformations. Suite à l'étude de nombreux glissements

survenus dans les massifs de sable artificiels mis en place à Nerlerck dans la mer de Beaufort au Canada, Sladen *et al.* (1985a) ont proposé une méthode d'analyse de la liquéfaction basée sur l'existence, dans l'espace tridimensionnel (q, p', e) (*contrainte normale - résistance au cisaillement - indice des vides*), d'une surface limite appelée surface d'effondrement déterminée expérimentalement à partir d'essais triaxiaux réalisés sur des sables très lâches de différentes origines.

En effet, l'existence de cette surface est fondée sur l'observation suivante : lorsque l'on cisaille en condition non drainée différentes éprouvettes triaxiales ayant le même indice des vides, à partir de différentes contraintes de consolidation isotrope (contraintes moyennes effectives différentes), on constate que les chemins de contraintes se terminent tous au même point de la ligne d'état stable. En outre, les sommets de ces chemins de contraintes sont alignés et la droite qui les joint passe par le point d'état stable correspondant (figure 33a). Cette droite qui joint les pics de résistance (pics de déviateur des contraintes) est appelée droite d'effondrement. Sa position change avec la variation de l'indice des vides alors que la pente reste constante. Autrement dit, si une autre série d'essais est réalisée pour un indice des vides différent, on obtiendra une nouvelle droite d'effondrement parallèle à la première : il existerait donc une infinité de droites parallèles les unes aux autres. Lorsque l'indice des vides e varie, l'ensemble de ces droites parallèles va donc décrire dans l'espace (q, p', e) une surface cylindrique s'appuyant sur la ligne d'état stable et appelée surface d'effondrement d'après la figure 33b. Cette surface matérialise le lieu des états représentatifs du matériau pour lesquels le mécanisme de liquéfaction va s'initier. Cela implique que tout sol dont l'état de contrainte s'approcherait de cette surface pourrait montrer un phénomène d'instabilité et s'effondrer, d'où le terme de "surface d'effondrement".

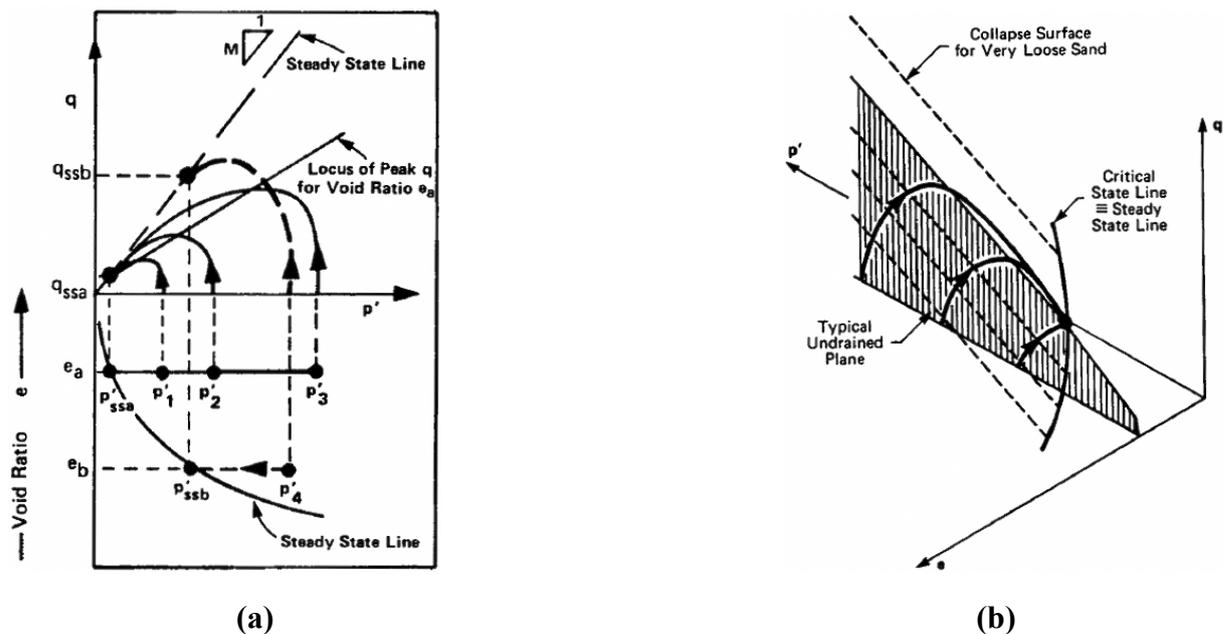


Figure 33 : Mise en évidence schématique de la surface d'effondrement : (a) droite d'effondrement, (b) surface d'effondrement (Sladen *et al.*, 1985a).

Les paramètres utilisés pour décrire la position de la surface d'effondrement sont appelés paramètres d'effondrement a_L et α_L (figure 34a). Ils peuvent être convertis en paramètres analogues aux paramètres de rupture de Mohr-Coulomb (c_L , ϕ_L) et peuvent, par conséquent, être utilisés dans les analyses de stabilité à l'équilibre limite de massifs sableux. La droite d'effondrement permet, par rapport au phénomène de liquéfaction, de délimiter dans le plan (t, s') , ou dans le plan (q, p') , un domaine de comportement stable d'un domaine de comportement instable et de considérer trois zones (figure 34b). Une zone C, très instable, où la liquéfaction se développe sous n'importe quel état initial de contraintes. Une zone A, stable, du fait que le niveau de contraintes est inférieur à celui de l'état stable. Enfin, une troisième zone B où les conditions initiales sont situées au-dessous de la surface d'effondrement mais au-dessus de l'état stable. Dans ce dernier cas, la liquéfaction ne peut y avoir lieu que si les chemins des contraintes effectives franchissent la droite d'effondrement.

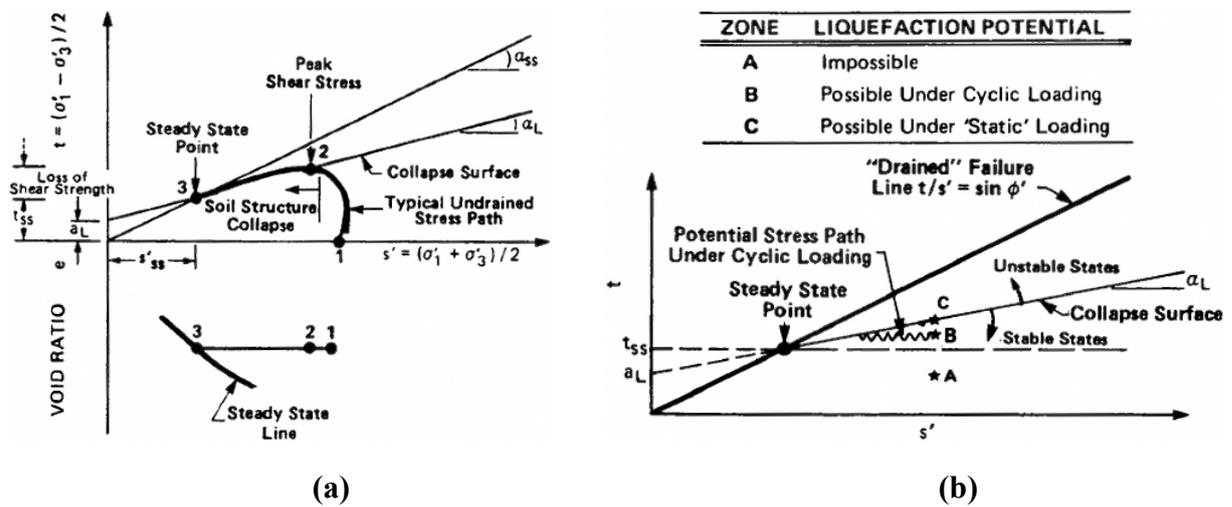


Figure 34 : Caractéristiques de la surface d'effondrement : (a) paramètres de la surface d'effondrement, (b) domaines et zones de comportement (Sladen et al., 1985a).

Le concept de surface d'effondrement représente une extension du concept d'état stable, proposé par certains auteurs (Castro, 1969 ; Poulos, 1971 ; Castro et Poulos, 1977 ; Poulos, 1981 ; Castro et al., 1982) et suit les principes de la mécanique de l'état critique pour analyser l'initiation de l'instabilité à la liquéfaction (Schofield et Wroth, 1968 ; Atkinson et Bransby, 1982 ; Atkinson, 1993).

Par ailleurs, puisque l'état caractéristique, proposé par Luong (1980), permet de décrire le comportement des sables moyens à denses, ce concept vient de le compléter pour mieux comprendre et analyser le comportement non drainé des sables dans le domaine des faibles à très faibles densités (lâches à très lâches) pour lesquelles l'hypothèse de l'état caractéristique n'est pas applicable. Il est à noter que l'inclinaison de la droite caractéristique dans le plan (q, p') est beaucoup plus forte ($\phi_{car} \cong 30^\circ$) que celle de la droite d'effondrement ($\phi_L \cong 15$ à 20°) (figure 35).

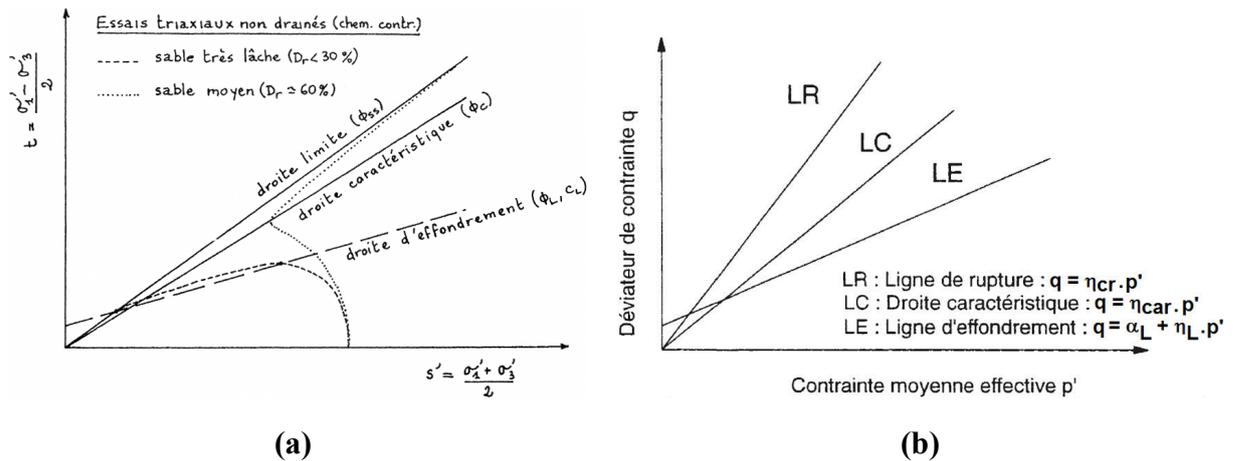


Figure 35 : Représentation des trois concepts : (a) plan (t, s') (Canou, 1989), (b) plan (q, p') (Dupla, 1995).

D'après Sladen *et al.* (1985a), la surface d'effondrement reste valable pour les types de chargement cyclique, monotone non drainé à partir d'un état initial isotrope ou anisotrope, etc. En effet, en exploitant les résultats d'essais anisotropes et cycliques réalisés sur le sable Banding, Castro *et al.* (1982) confirmaient la validité de ce concept pour ces cas de chargement, ce qui laisse à penser que les phénomènes de liquéfaction statique et cyclique sont deux phénomènes analogues, qu'il est possible de les réunir sous le concept de la surface d'effondrement, ce qui était impossible avec le concept d'état stable. Il y a en effet une grande similitude entre le chemin de contrainte suivi dans le plan (q, p') lors du cycle "critique" en cyclique et le chemin de contrainte suivi lors de la liquéfaction statique, avec amorce de l'effondrement pour une valeur particulière de q/p' . Castro (1969) avait déjà remarqué que si l'on consolidait une éprouvette de façon anisotrope, il suffisait d'un faible incrément de contrainte pour initialiser la liquéfaction. Cette constatation permet d'expliquer certains glissements de terrain quasi spontanés, ainsi que le mécanisme régressif de certains glissements par liquéfaction.

Par la suite, d'autres études ont été réalisées pour vérifier la validité et le caractère intrinsèque du concept de la surface d'effondrement. Canou (1989), Canou *et al.* (1990, 1992) ont évalué ce concept à partir d'essais de compression isotrope et anisotrope sur des échantillons de sable d'Hostun *RF* et confirmaient sa validité pour une certaine gamme d'indices des vides. Cela a permis de l'étendre à des sables plus lâches que ceux testés par Sladen *et al.* (1985a) et pour lesquels la résistance résiduelle est nulle. Par ailleurs, ils introduisaient, dans le cas d'une consolidation anisotrope, un rapport de contrainte initial K_c limite au-delà duquel la droite d'effondrement évolue. Aussi, Ishihara (1993) a confirmé l'existence de la droite d'effondrement pour d'autres sables avec diverses procédures de mise en place.

Vaid et Chern (1983a, 1985a, b) montrent, grâce à des essais triaxiaux de compression sur le sable d'Ottawa et un sable de mine, qu'il existe, dans le plan (t, s') , un rapport de

contrainte effective σ'_1/σ'_3 critique correspondant au pic du déviateur de contrainte au-delà duquel la liquéfaction est initiée et l'instabilité du matériau est déclenchée. Ce rapport est dénommé *rapport de contraintes critique* ou *Critical Stress Ratio (CSR)*. Pour différents chemins des contraintes effectives, les points des valeurs du *CSR* se trouvent tous alignés et peuvent être joints par une droite passant par l'origine. Ceci implique que la liquéfaction s'initie pour une valeur unique du rapport de contrainte effective critique, indépendamment des conditions initiales de contraintes et de densité du matériau (Mohamad et Dobry, 1986). Cette droite est la limite inférieure de la région d'instabilité potentielle délimitée par la ligne de transformation de phase (*PT*) et par le segment de la droite (*ab*) illustré sur la figure 36a. Elle définit dans l'espace tridimensionnel (q, p', e) la surface d'écoulement de liquéfaction (*Flow Liquefaction Surface FLS*). De plus, la droite *CSR* sera nommée par Lade (1992) *ligne d'instabilité*.

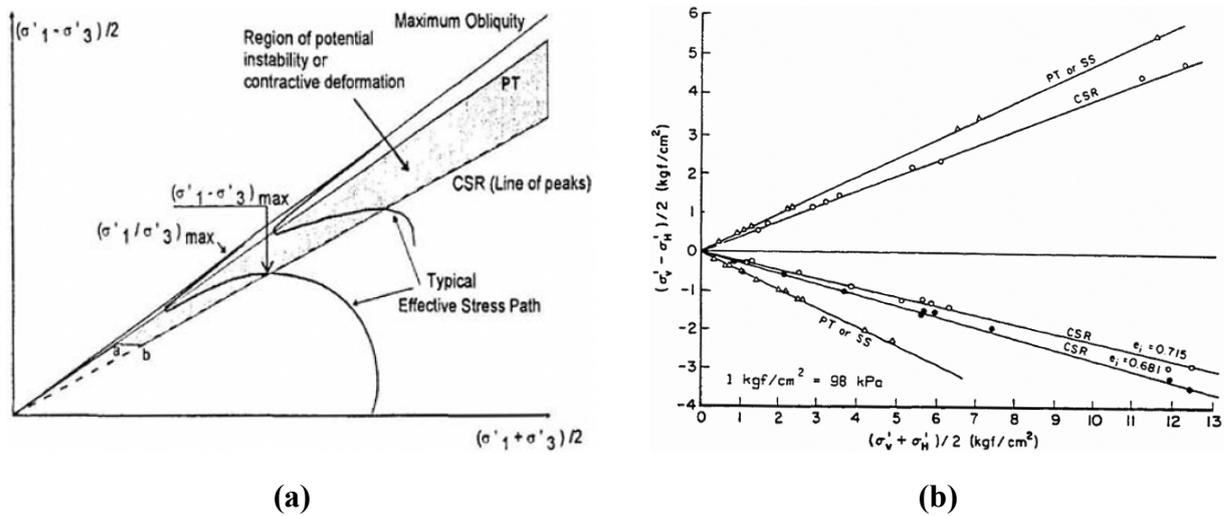


Figure 36 : Conditions d'initiation à la liquéfaction : (a) région d'instabilité potentielle (Vaid et Chern, 1985a), (b) initiation de la liquéfaction en compression et en extension (Vaid et al., 1990a).

Par ailleurs, en compression, la valeur du *CSR* est unique pour la droite des rapports de contraintes critiques. Par contre, la liquéfaction en extension semble se déclencher pour des valeurs de *CSR* différentes. En effet, à chaque indice des vides de déposition est associée une valeur de *CSR* unique indépendante des conditions de consolidation (figure 36b). L'angle de frottement mobilisé correspondant à la droite *CSR* est plus faible en extension qu'en compression et tend à croître avec l'augmentation de la densité initiale.

En se basant sur des essais de cisaillement non drainés, Alarcon-Guzman *et al.* (1988) ont montré que les chemins des contraintes effectives forment une surface d'état limite (*State Boundary*). Ils ont également défini une ligne de rapport de contraintes critique (*Critical State Ratio line ou CSR-line*) correspondant à l'initiation de l'instabilité. Cependant, contrairement aux observations de Vaid et Chern (1985a), la position de cette

droite semble être affectée par les conditions initiales en termes d'indice des vides, de pression de consolidation, du mode de fabrication et du type d'essais (drainés ou non drainés).

De la même manière, Sasitharan et ses coauteurs (1993, 1994a, b) montrent, pour une série d'essais triaxiaux sur le sable d'Ottawa, qu'à un indice des vides constant, la partie descendante de la courbe (q, p') , située le long du chemin de contrainte, entre le pic de déviateur des contraintes et l'état permanent, définit un état de contraintes formant une frontière au-dessus de laquelle aucun état de contrainte n'est possible (figure 37a). Cet état représente une surface d'état limite (figure 37b) dans l'espace tridimensionnel (q, p', e) dont les conditions d'écoulement sont similaires à celles de la surface d'effondrement proposée par Sladen *et al.* (1985a). La liquéfaction est initiée lorsque le chemin de contrainte suivi tente de traverser cette surface indépendamment du mode de chargement amenant le matériau à cet état de contraintes.

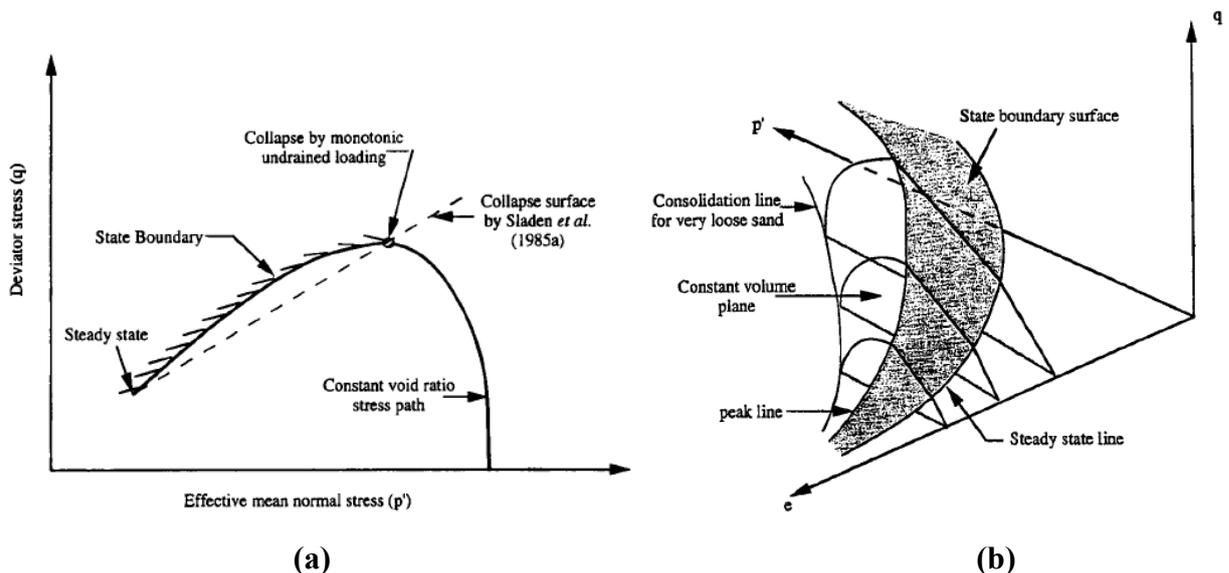


Figure 37 : Représentation de la surface d'état limite : (a) plan (q, p') , (b) plan (q, p', e) (Sasitharan *et al.*, 1993).

A partir des essais expérimentaux, en conditions drainées et non drainées réalisés sur le sable, Lade (1992) a proposé sa condition d'instabilité basée sur le travail de second ordre. En s'appuyant sur les postulats de Drucker et de Hill, il constate qu'un matériau a un comportement instable si, en premier lieu, le travail est négatif ($d^2W < 0$) ce qui est assuré dans la zone hachurée de la figure 38a. L'état de contrainte au-delà duquel l'instabilité peut être atteinte en condition non drainée correspond au sommet de la surface de charge. Il est à noter que cette condition est nécessaire mais pas suffisante pour détecter l'instabilité. Lade a défini dans le plan (q, p') une droite nommée ligne d'instabilité où le domaine entre la ligne de rupture et la ligne d'instabilité est une zone potentiellement instable (figure 38b). Il existe en plus une région d'instabilité temporaire, ainsi qu'une région de comportement stable. Cette ligne regroupe les pics de déviateurs des contraintes pour différentes contraintes de consolidation. Elle passe par l'origine que par l'état ultime qui représente l'état stable.

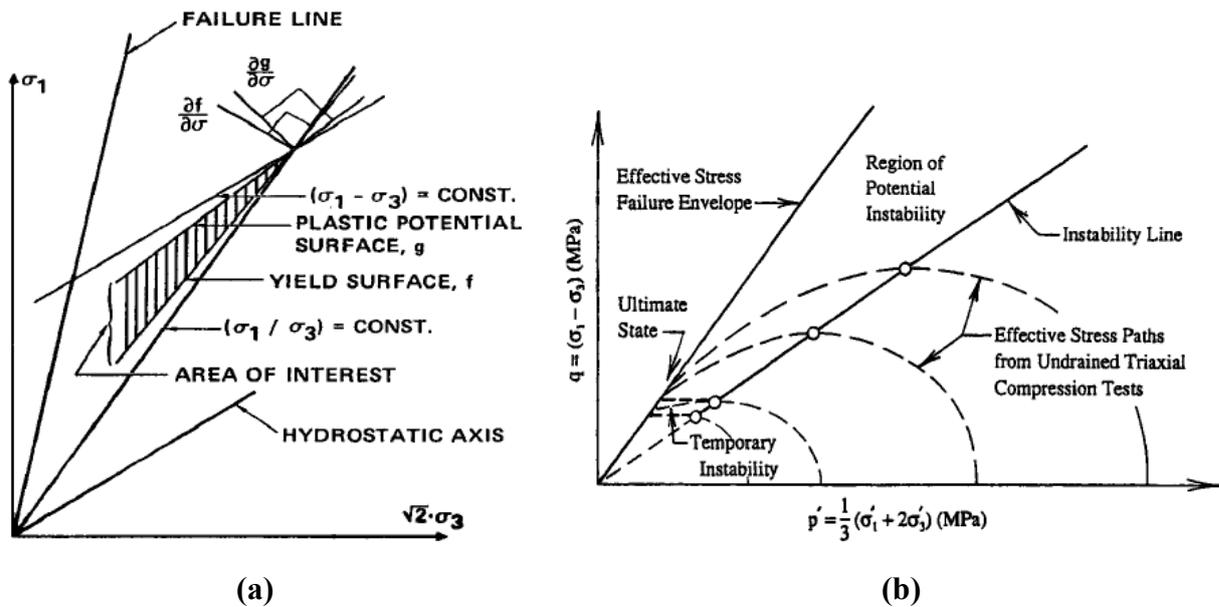


Figure 38 : Critère d'instabilité de Lade : (a) surface de charge, (b) ligne d'instabilité (Lade, 1992).

2.5 COMPORTEMENT MECANIQUE SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Un sol soumis à des sollicitations cycliques telles que les séismes ou toutes autres actions comme les machines vibrantes, les chocs ou explosions, les cycles de vidange et de remplissage de réservoirs, l'effet de la houle sur le fond marin, le mouvement des marées, les fluctuations saisonnières des nappes phréatiques, etc. a tendance à se densifier en condition drainée au cours des cycles qui peuvent fortement différer par leur amplitude, leur fréquence, leur durée et la régularité du signal. Cette densification, contrôlée par les propriétés de contractance et de dilatance qui dépendent de l'état initial du matériau, est d'ailleurs d'autant plus grande que le matériau est lâche. Dans certains cas, lorsque le chargement est rapide (condition non drainée), des grandes déformations peuvent apparaître dans les massifs dues à une accumulation des surpressions interstitielles au cours des cycles qui se traduit par l'annulation des contraintes effectives en certains points du massif.

Les sollicitations de type sismique, dont l'amplitude peut parfois être relativement élevée et rapide pour provoquer un comportement non drainé du sol, qui conduit à des phénomènes de rupture par liquéfaction, ont suscitées le plus d'intérêt et d'investigations expérimentales pour mettre en évidence les paramètres influençant le comportement cyclique des sables à travers des études en laboratoire par des dispositifs expérimentaux. Ces dispositifs peuvent reproduire assez fidèlement les conditions de contraintes et de déformations des sollicitations sismiques malgré les irrégularités des contraintes de cisaillement sur site.

Ainsi, l'essai triaxial cyclique permet de se rapprocher au laboratoire de l'état de contrainte développé sur un élément de sol lors de la sollicitation sismique. L'intérêt pour le comportement des sables sous chargement cyclique non drainé relatif aux actions sismiques

est né suite aux conséquences dramatiques qu'ont subies les villes de Niigata (Japon) et Valdez (Alaska) lors des séismes qui ont eu lieu en 1964. En effet, les sévères dommages observés ont été attribués au phénomène de liquéfaction et aux déformations excessives développées par les couches de sables saturés. La littérature géotechnique renferme une gigantesque base de données sur la liquéfaction statique et cyclique des sables saturés en rapport avec les différents cas de rupture par liquéfaction à travers le monde.

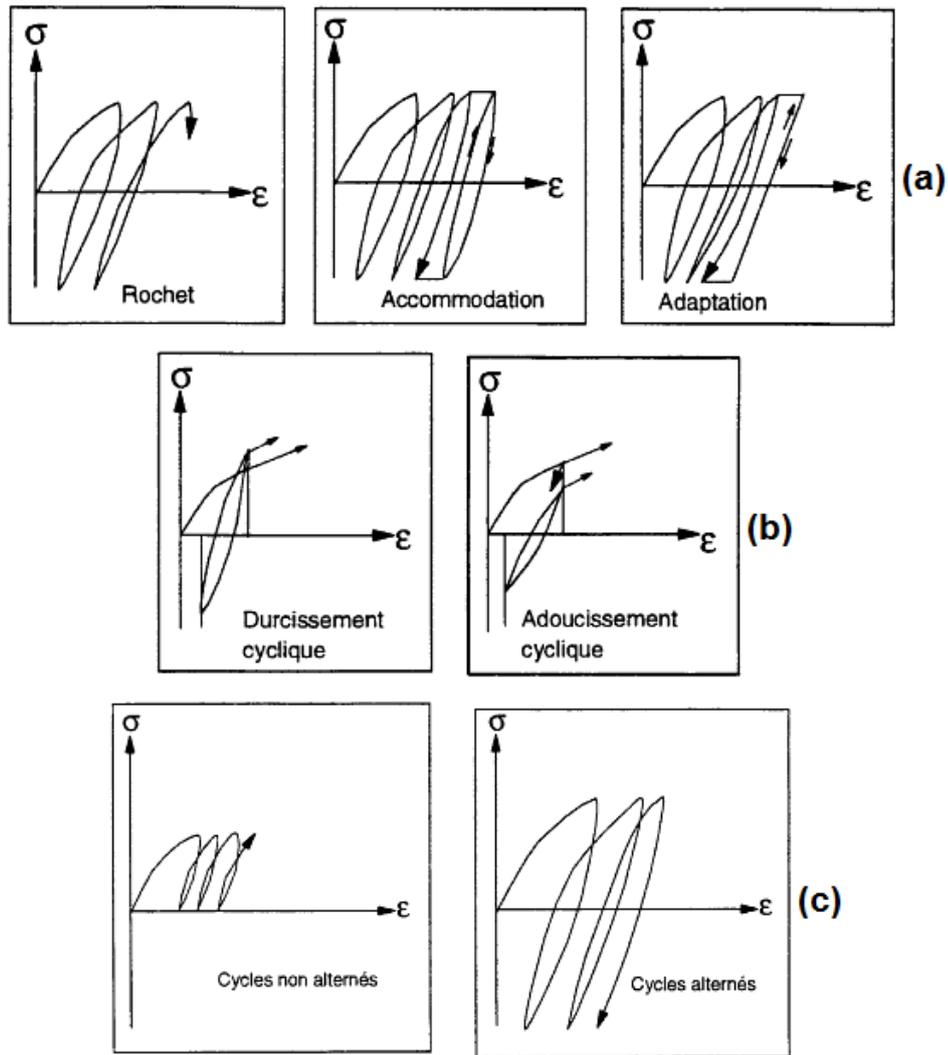
Le comportement mécanique des sables saturés sous sollicitations cycliques ressemble bien au comportement sous chargement monotone, auquel il faut lui ajouter les spécificités liées au caractère cyclique des sollicitations appliquées. On va en particulier retrouver les notions de rupture de Mohr-Coulomb, d'état critique ou état stable, d'état caractéristique et de surface d'effondrement ou surface d'instabilité. Dans le cas cyclique comme dans le cas monotone, le comportement volumique du matériau contractant ou dilatant sera déterminant sur les réponses mécaniques observées, en particulier dans le cas non drainé. La réponse d'un sol à une sollicitation cyclique présente cependant toujours des caractéristiques générales qui sont brièvement rappelées dans le paragraphe suivant.

2.5.1 Principaux types de comportements cycliques des sols

Sous l'effet de chargements cycliques à contraintes imposées, la réponse des sols se traduit par des variations d'amplitudes de déformations et peut avoir l'un des trois états limites de comportement suivants d'après la figure 39a (Hardin et Drnevich, 1972 ; Lemaitre et Chaboche, 1985 ; Di Benedetto, 1987 ; Loret, 1987) :

- Le rochet : au cours de la sollicitation, la déformation augmente régulièrement cycle après cycle jusqu'à atteindre la rupture soit par liquéfaction, soit par mobilité cyclique. Ces deux types de ruptures seront étudiés par la suite.
- L'accommodation : l'amplitude des déformations du chemin contrainte-déformation se réduit au cours de chaque cycle pour finalement se stabiliser sur une boucle d'hystérésis. Ceci rend compte du caractère dissipatif du matériau sans accumulation ultérieure des déformations durant les cycles de chargement.
- L'adaptation : le comportement est sensiblement identique au cas précédent, mais cette fois-ci, le chemin contrainte-déformation se stabilise, après un certain nombre de cycles, sur un segment de droite, rendant compte du comportement réversible caractéristique d'une réponse parfaitement élastique non dissipative.

Les phénomènes d'adaptation et d'accommodation correspondent à une stabilisation de la déformation après quelques cycles, ils diffèrent du rochet où la déformation résiduelle dans le sol augmente régulièrement cycle après cycle. Par conséquent, le phénomène de rochet est dangereux pour la sécurité des ouvrages car il conduit à la ruine du massif de sol ou de la structure construite sur ce massif.



**Figure 39 : Différents types de comportements observés sous chargement cyclique :
 (a) contrainte imposée, (b) déformation imposée, (c) cycles alternés et non alternés
 (Hardin et Drnevich, 1972 ; Lemaitre et Chaboche, 1985 ; Di Benedetto, 1987 ; Loret, 1987).**

En revanche, les essais cycliques contrôlés en déformation imposée conduisent à une réponse du matériau en contrainte d'amplitude variable dans le temps. Il peut se produire, suivant la nature du matériau, l'un des deux comportements suivants (figure 39b) :

- Le durcissement cyclique : au cours de la sollicitation, l'amplitude de contrainte augmente cycle après cycle donnant une boucle d'hystérésis du diagramme contrainte-déformation croît au cours des cycles et se stabilise, témoignant d'une rigidification du matériau.
- L'adoucissement cyclique : le comportement est contraire au précédent, la diminution de l'amplitude de contrainte et la décroissance avec stabilisation de la boucle d'hystérésis témoignent du ramollissement du matériau.

Ces deux phénomènes peuvent aussi se manifester dans le cas des essais cycliques à contrainte imposée, l'amplitude des déformations diminue pour le durcissement cyclique et augmente pour l'adoucissement cyclique.

Les essais cycliques présentés ci-dessus sont des essais alternés, c'est-à-dire que dans le cas des essais à contrainte contrôlée par exemple, le déviateur oscille avec asservissement entre une amplitude $\pm q_{cyc}$ englobant la compression et l'extension du matériau (figure 39c). Dans le cas des essais à déformation imposée, c'est la déformation axiale qui est contrôlée et asservie au lieu du déviateur. Pour l'essai non alterné, le déviateur peut être de compression ($q_{cyc} > 0$) ou d'extension ($q_{cyc} < 0$). Cependant, c'est le cas alterné qui simule le mieux le chargement sismique.

2.5.2 Comportement en condition drainée

Sous l'effet des cycles successifs d'un chargement cyclique drainé, les sols granulaires se densifient suivant l'état de la sollicitation et les conditions initiales de l'essai. Ces dernières caractérisent principalement les variations de volume englobant la contractance et la dilatance du matériau. L'état caractéristique constitue dans ce cas un phénomène important dans le comportement de ces matériaux. La droite caractéristique *LC* d'après Luong (1980), ou la ligne de transformation de phase d'après Ishihara *et al.* (1975), délimite le domaine contractant sub-caractéristique du domaine dilatant sur-caractéristique. En effet, Luong (1980) a montré que tant que le chemin des contraintes, correspondant à la sollicitation appliquée, reste à l'intérieur du domaine sub-caractéristique, le matériau est contractant dans la phase charge-décharge et l'on assiste à une densification continue lors de l'application des cycles, engendrant un durcissement progressif jusqu'à stabilisation du matériau par adaptation ou accommodation. Cette densification est d'ailleurs d'autant plus grande que le sable est lâche. Luong (1980) donne pour cela une synthèse des comportements observés dans le cas du comportement drainé et non drainé (cf. figure 25b). Dans le cas où le chemin des contraintes franchit en charge le seuil caractéristique, on observe alors une phase de dilatance qui est suivie, lors de la décharge suivante, par une phase de contractance accrue, accélérant le processus de densification. Le mécanisme de densification résultant d'une décharge à partir d'un état sur-caractéristique correspond à un important réarrangement des grains avec réorientation de la structure selon un mécanisme fortement irréversible induisant une forte plastification.

Pour mettre en évidence le mécanisme de densification, deux exemples types de résultats d'un essai triaxial cyclique drainé, avec des amplitudes d'inclinaison des contraintes η constantes, sont donnés à la figure 40 (Tatsuoka et Ishihara, 1974). L'un des deux essais réalisé avec une amplitude de cycles faible se densifie progressivement dans le domaine contractant jusqu'à l'adaptation (figure 40a), et l'autre avec une plus forte amplitude donnant une inclinaison des contraintes au-delà de l'état caractéristique (domaine sur-caractéristique)

conduit à la rupture (figure 40b). Dans les deux cas, les courbes de variation de la déformation volumique ε_v en fonction de l'inclinaison des contraintes q/p' montrent que le premier cycle induit une importante déformation de volume. Par ailleurs, le matériau soumis à une grande amplitude de cycles, bien qu'une dilatance soit observée à la fin de chaque cycle, la déformation volumique n'atteint pas de palier de stabilisation, mais on assiste au développement du mécanisme de rochet. Ces résultats ont été confirmés par les travaux de Mohkam (1983) sur le sable d'Hostun RF.

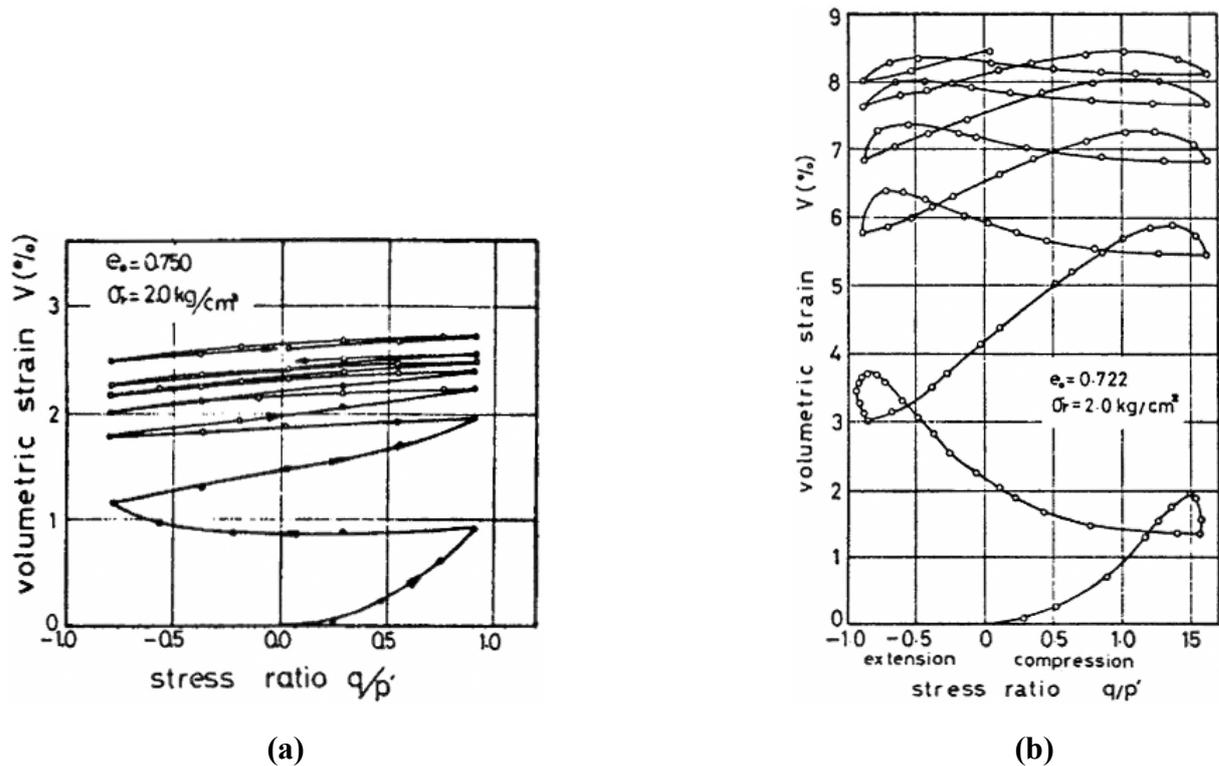


Figure 40 : Essais triaxiaux cycliques drainés de deux échantillons de sable lâche avec des inclinaisons de contraintes contrôlées : (a) amplitude modérée, (b) forte amplitude (Tatsuoka et Ishihara, 1974).

2.5.3 Comportement en condition non drainée

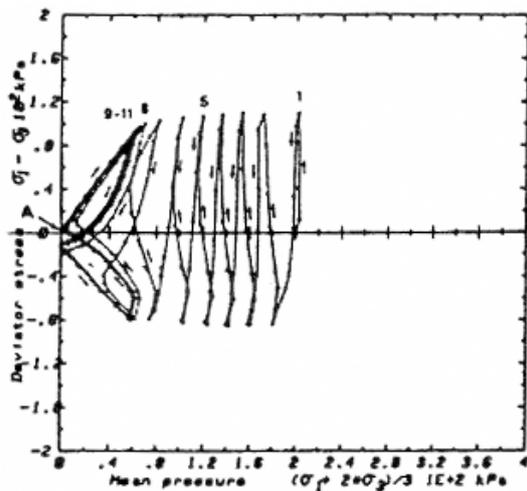
Par analogie avec le comportement drainé, le développement de surpressions interstitielles positives ou négatives, d'origine anélastique, dépend du domaine sub-caractéristique ou sur-caractéristique où la sollicitation est appliquée. Ceci va contrôler l'évolution des surpressions interstitielles au sein du matériau, c'est-à-dire les contraintes effectives et par conséquent, le conduire éventuellement à la rupture. En effet, l'accumulation de surpressions interstitielles positives au cours des cycles fait progressivement diminuer la contrainte moyenne effective et le chemin des contraintes effectives migre vers l'origine des axes. Au bout d'un certain nombre de cycles, la contrainte effective finit par s'annuler et de grandes déformations apparaissent. On distingue, dans ce cas, deux phénomènes caractéristiques des chargements cycliques non drainés qui peuvent occasionner la ruine du

matériau : la mobilité cyclique des sables denses et la liquéfaction cyclique vraie des sables lâches, telles que nous les décrirons ci-dessous. L'apparition de l'un ou de l'autre phénomène dépend principalement de la densité et de la contrainte de consolidation. Par ailleurs, dans le domaine sur-caractéristique, on observe un autre phénomène, le comportement dilatant fait réduire la pression interstitielle, ce qui fait déplacer le chemin de contrainte effective dans le plan (q, p') vers la droite caractéristique et conduit à la stabilisation (cf. figure 25b).

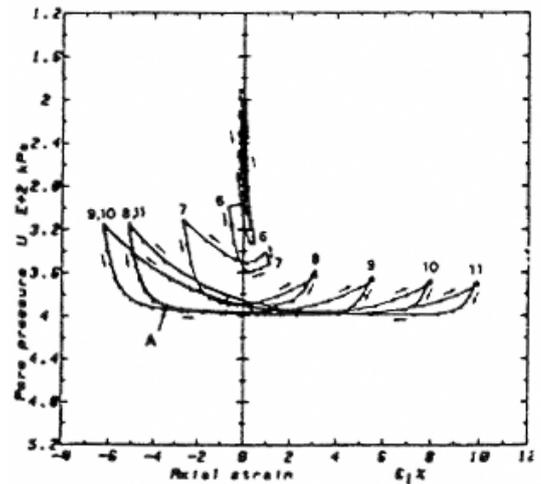
2.5.3.1 Mobilité cyclique

La mobilité cyclique est un phénomène observable lors du chargement cyclique d'un sable de densité moyenne à forte en condition non drainée. Elle se différencie du phénomène de liquéfaction par le fait qu'il conduit à la rupture par accumulation de déformations significatives et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement. Par ailleurs, ce phénomène a longtemps été appelé liquéfaction à partir des premiers travaux de Seed et Lee (1966) et Lee et Seed (1967a). Or, leurs résultats expérimentaux montrent que les déformations développées progressent incrémentalement avec la progression de la surpression interstitielle durant les cycles de chargement, en outre, celles-ci ne sont pas associées à un état d'écoulement observable pour le cas d'un sable lâche. A partir de là, afin d'éviter toute confusion dans l'utilisation du terme liquéfaction pour décrire deux réponses entièrement différentes, l'une associée à la perte substantielle de la résistance avec une rupture par écoulement et l'autre à la rupture par accumulation de grandes déformations, Castro (1969) et Casagrande (1976) introduisent le terme de "mobilité cyclique" pour définir la réponse d'un sable dilatant soumis à un chargement cyclique à l'appareil triaxial lorsque le pic de la pression interstitielle atteint momentanément la valeur de la pression de confinement. Finalement, Seed (1979) dans sa révision de l'état de l'art sur la liquéfaction des sols, présente une synthèse générale distinguant clairement le phénomène de mobilité cyclique du phénomène de liquéfaction vraie qui ne peut apparaître que dans les sables lâches. Plusieurs études sur la mobilité cyclique ont été entreprises par de nombreux autres chercheurs où les deux phénomènes sont clairement identifiés.

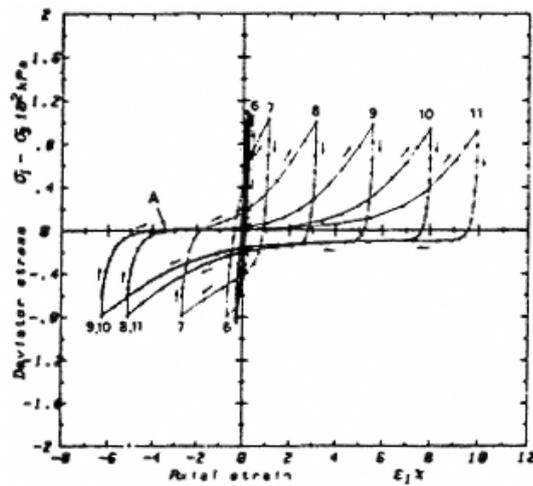
D'après les courbes typiques de la figure 41 (Mohkam, 1983) représentant un sable dense soumis à un chargement cyclique alterné en condition non drainée, on note, dans le plan (q, p') , que chaque cycle de chargement réduit davantage la contrainte moyenne effective p' par suite de l'augmentation de la pression interstitielle. Lorsque l'état de contrainte franchit le seuil caractéristique ou la ligne de transformation de phase, en général en extension, le chemin des contraintes effectives remonte suivant la droite caractéristique (augmentation de p') jusqu'au prochain déchargement. A ce niveau, l'inversion du chargement induit une diminution rapide de la contrainte moyenne effective p' et l'état de contrainte s'approche de plus en plus de l'origine des axes. Ce passage répété en charge-décharge donne lieu aux boucles d'hystérésis définissant le phénomène de mobilité cyclique. Ainsi, de manière analogue



(a)



(b)



(c)

Figure 41 : Mise en évidence de la mobilité cyclique : (a) courbe (q, p') , (b) courbe $(\Delta u, \varepsilon_1)$, (c) courbe (q, ε_1) (Mohkam, 1983).

aux observations faites dans le cas drainé, les phases de décharge (en compression et en extension) deviennent fortement contractantes entraînant ainsi le développement de fortes surpressions interstitielles positives d'origine plastiques et une migration rapide du chemin des contraintes effectives vers l'origine avec des valeurs très faibles de p' . Lors des phases de recharge, aussi bien en compression qu'en extension, le taux de génération des surpressions interstitielles devient négatif, le matériau passe à la phase de dilatance, se stabilise et regagne de la résistance limitant ainsi les déformations résultantes, ce qui pérennise le mécanisme et permet de le reproduire un certain nombre de fois à l'appareil triaxial. On observe ainsi un mécanisme dit en "ailes de papillon", avec une boucle de dilatance ultime de compression et une boucle d'extension. Ce mécanisme est caractérisé par deux passages, par cycle, par un état des contraintes effectives quasi nul correspondant à l'apparition de la liquéfaction initiale ou transitoire, l'un en fin de décharge de compression et l'autre en fin de décharge d'extension où $q = 0$ et $p' \approx 0$. L'accumulation des grandes déformations se fait au passage par ces états

ponctuels pour lesquels le niveau de contraintes effectives est pratiquement nul et les contacts intergranulaires étant pratiquement annulés. De la même manière, la surpression interstitielle atteint deux fois par cycle un maximum égal à la pression de consolidation σ'_c (figure 42). Les maxima correspondent à des points de liquéfaction temporaire et cette phase s'accompagne de grandes déformations (Schwab et Dormieux, 1985). L'essai cependant est arrêté lorsque les déformations axiales deviennent trop grandes et dépassent les limites du dispositif synonymes de rupture sur site. La rupture est définie alors en fonction du nombre de cycles nécessaire pour atteindre une valeur donnée de la déformation axiale, qui est choisie suivant la limite supportée par les ouvrages.

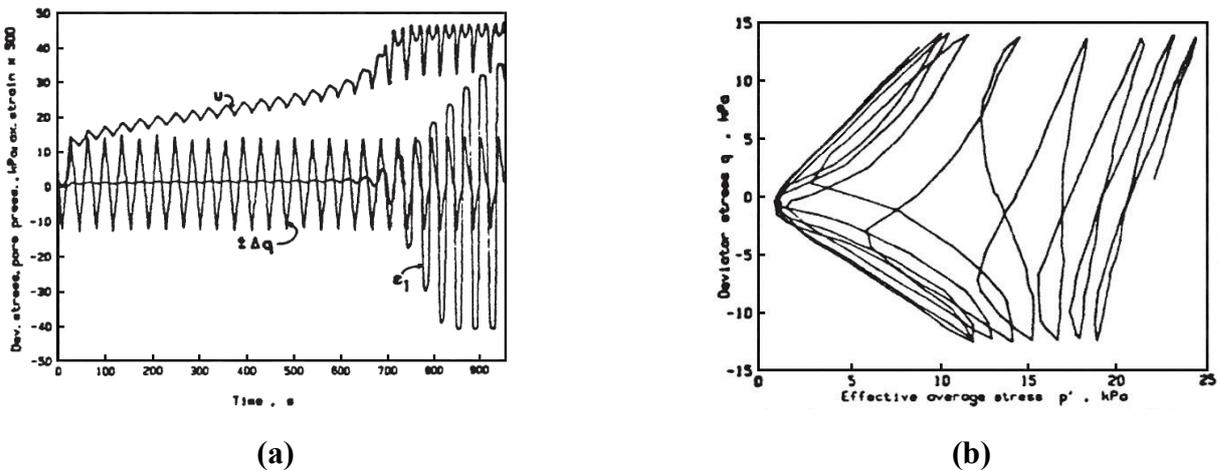


Figure 42 : Essai de mobilité cyclique : (a) courbes $(\Delta u, t)$, (q, t) et (ε_1, t) , (b) courbe (q, p') (Schwab et Dormieux, 1985).

2.5.3.2 Liquéfaction cyclique vraie

Le phénomène de liquéfaction cyclique vraie a été mis en évidence au laboratoire pour la première fois par Castro (1969). Suite à des essais cycliques non drainés, il a pu montrer qu'un sable lâche soumis à un chargement cyclique en condition non drainée, présente un phénomène semblable à la liquéfaction statique sous chargement monotone, nommé liquéfaction vraie, avec un brusque radoucissement du matériau émanant d'une chute rapide de la résistance au cisaillement jusqu'à l'état stable. Par la suite, d'autres travaux ont permis de mieux connaître ce phénomène (Castro, 1975 ; Vaid et Chern, 1983a ; Canou *et al.*, 1994 ; Hyodo *et al.*, 1994). Par ailleurs, ce phénomène entièrement différent du mécanisme mis en jeu dans le phénomène de mobilité cyclique se traduit par une augmentation progressive, régulière et quasi-linéaire de la surpression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge, sans pratiquement aucune accumulation de déformations axiales qui restent très faibles dans un premier temps, jusqu'à atteindre un cycle particulier appelé "cycle ultime ou critique" où la surpression croît rapidement et tend vers une valeur proche ou égale à la contrainte moyenne effective initiale. Cette augmentation subite est accompagnée par un développement rapide de grandes déformations et une chute brutale de la résistance au cisaillement jusqu'à atteindre une valeur

résiduelle très faible qui reste constante par la suite. Cette dernière est fonction de la densité relative et n'est nécessairement pas égale à zéro. Ce phénomène a été en particulier la cause de l'affaissement important de certains immeubles lors du tremblement de terre de Niigata, Japon, en 1964. Contrairement au phénomène de mobilité cyclique pour lequel le caractère dilatant du sable dans la zone sur-caractéristique limite les déformations, le phénomène de liquéfaction vraie peut être responsable d'écoulement du matériau de grande envergure sur site, car la résistance résiduelle du matériau est très faible. L'écoulement ne s'arrête alors que lorsque l'état de contrainte dans le massif devient compatible avec la résistance résiduelle du sol, c'est-à-dire pour des pentes très faibles. Un des résultats de ce phénomène est clairement illustré sur la figure 43 d'après Castro (1969). Sur la courbe du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, on constate au cours du cycle critique (dans le cas de l'essai présenté, au cours du 11^e cycle) une chute brusque de la résistance au cisaillement avec un développement très rapide de grandes déformations (25 % en 0.3 s) et apparition d'un état ultime avec une valeur résiduelle très faible.

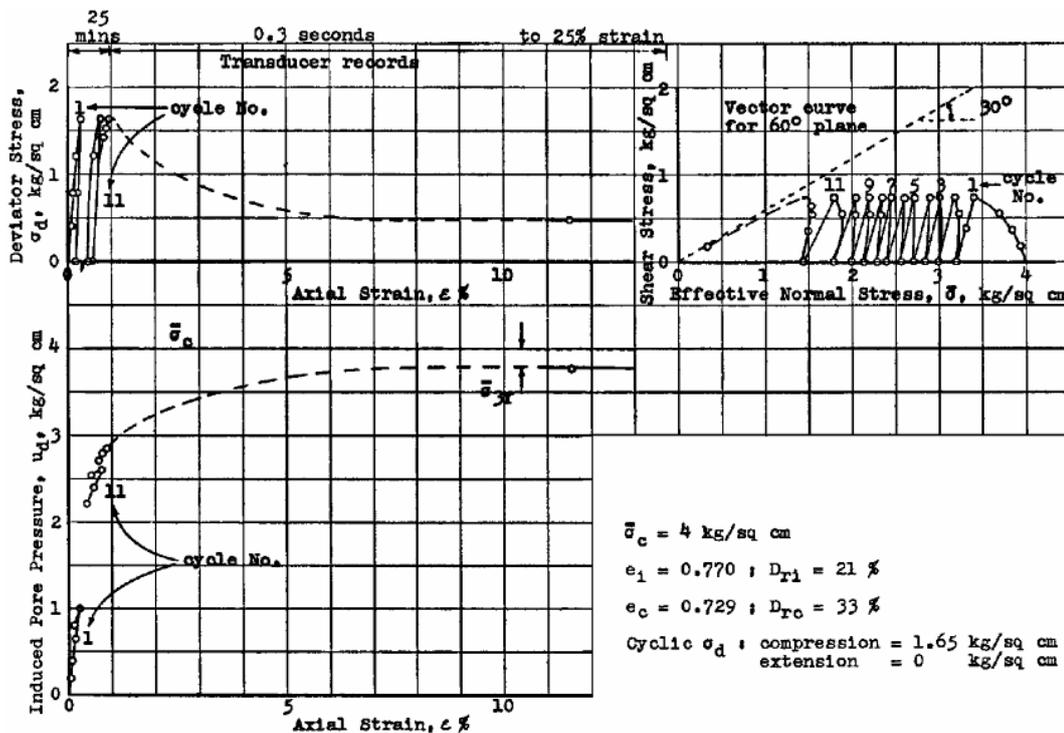


Figure 43 : Essai triaxial cyclique non drainé sur sable lâche : liquéfaction vraie (Castro, 1969).

Le matériau s'écoule tel un fluide, ce qui explique l'importance de la déformation axiale de l'éprouvette. Suite au temps très court (0.3 s), le phénomène est si brutal que l'asservissement de l'appareil ne peut plus suivre. La surpression interstitielle augmente rapidement pour atteindre, au cours du cycle critique, une valeur proche de la contrainte de consolidation. Le serrage des cycles dans la première phase avant le cycle critique témoigne de déformations quasi-constantes et très faibles. Le chemin des contraintes effectives dans le

plan (q, p') migre vers la gauche, rendant compte du caractère contractant du sable et montre, lors du cycle critique, un comportement similaire au phénomène de liquéfaction statique.

2.5.4 Evaluation de la résistance au cisaillement cyclique

La résistance au cisaillement cyclique τ_{cyc} est définie par la demi-amplitude du déviateur cyclique q_{cyc} , requise pour provoquer le phénomène de liquéfaction correspondant à un nombre de cycles spécifié N_{liq} (cycle critique) dans le cas du sable lâche, ou un taux de déformation donné dans le cas du sable dense. On définit aussi le rapport de contrainte cyclique CSR (cf. 1.3.2), appelé aussi taux de cisaillement cyclique TCC , comme étant le rapport de la résistance au cisaillement cyclique τ_{cyc} à la contrainte de consolidation σ'_c .

$$\tau_{cyc} = \frac{q_{cyc}}{2} \quad (25)$$

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} \quad (26)$$

L'évaluation de la résistance au cisaillement cyclique peut être réalisée au laboratoire avec l'appareil triaxial, en effectuant, pour une densité donnée, une série d'essais cycliques à différents rapports de contrainte cyclique. En reportant dans le plan $(\log N_{liq}, CSR)$ le rapport de contrainte cyclique appliqué CSR en fonction du nombre de cycles N_{liq} , on obtient pour, chaque série d'essais relative à un indice de densité I_D (ou densité relative D_r), une courbe unique, appelée courbe de résistance au cisaillement cyclique RCC (figure 44), ayant pour but de montrer la susceptibilité du matériau à se liquéfier (Pecker, 1984). On remarque que lorsque le nombre de cycles N_{liq} augmente le rapport CSR diminue et pour une valeur donnée du CSR , on constate que N_{liq} augmente fortement lorsque la densité du sable croît.

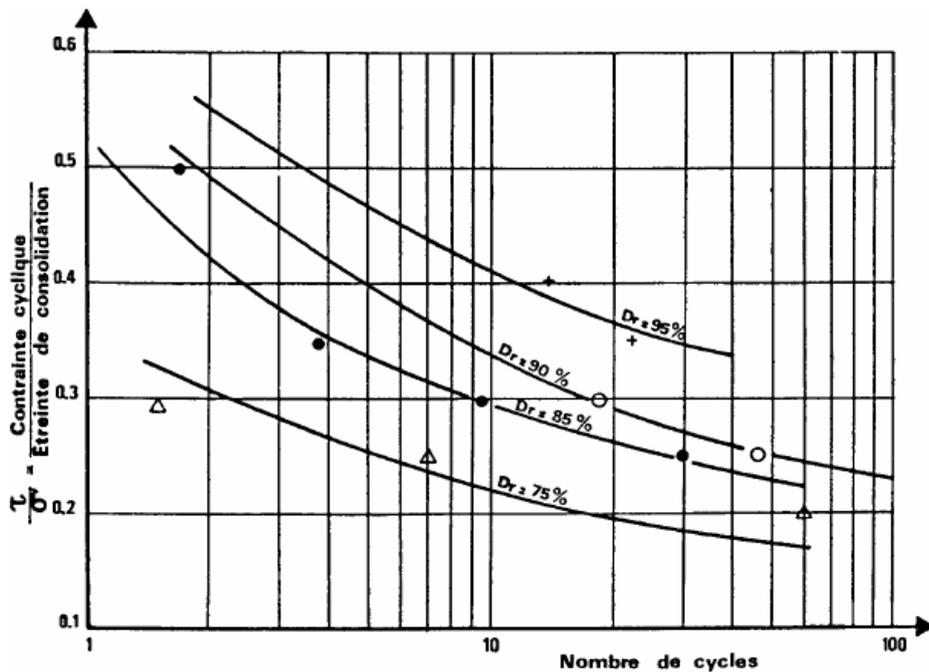


Figure 44 : Courbes de résistance au cisaillement cyclique (RCC) (Pecker, 1984).

Par ailleurs, le critère de liquéfaction définissant le choix du cycle critique N_{liq} peut être défini de deux manières qui peuvent être similaires dans de nombreux cas :

- Etat de liquéfaction du matériau : on définit N_{liq} comme étant le nombre de cycles nécessaire pour atteindre l'état où la pression interstitielle devient égale à la contrainte de consolidation initiale ($u = \sigma_c$ ou bien $\Delta u = \sigma'_c$). Dans le cas de la liquéfaction vraie, cette valeur correspond au nombre de cycles nécessaire pour déclencher la rupture par écoulement. Cependant, cet état étant passager dans le cas des sables denses (mobilité cyclique), on définit alors N_{liq} comme le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la première fois cet état de liquéfaction temporaire (liquéfaction initiale). Néanmoins, il semble plus raisonnable de définir pour la mobilité cyclique un critère lié aux déformations du matériau en utilisant le cas suivant (Pecker, 1984).
- Niveau de déformation cumulé atteint : on définit le paramètre N_{liq} en se fixant arbitrairement un niveau de déformation axiale cumulé crête à crête $\Delta \varepsilon_1$. Le choix de la déformation de référence peut être arbitraire ou en relation avec les déformations maximales tolérées dans le calcul des ouvrages. Ishihara (1985) parle d'un pourcentage de 3 % comme critère de rupture et il mentionne le taux de 5 %. dans Ishihara (1993). Pour cela, on utilise dans cette étude une déformation axiale de 5 % crête à crête.

D'un autre côté, une tâche importante consiste à évaluer le risque de liquéfaction d'un site (cf. 1.3.2). Dans ce cas, il faut pouvoir comparer les contraintes de cisaillement développées par le séisme et la *RCC*, c'est-à-dire faire le lien entre un chargement aléatoire (tremblement de terre) et un chargement cyclique d'amplitude constante (essais triaxiaux). On doit donc transformer un diagramme temporel $\tau(t)$, pour une profondeur donnée, en un diagramme équivalent de N_{eq} cycles d'amplitude constante τ_{eq} . L'évaluation du risque de liquéfaction d'un site se fait en comparant le point représentatif du séisme (τ_{eq} , N_{eq}) et la *RCC* du sol en place. Le résultat de cette comparaison est quantifiable sous la forme d'un coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction :

$$F_s = \frac{\tau_{eq}}{\tau_a} \quad (27)$$

où τ_a est la résistance cyclique du matériau déterminée au laboratoire.

Les méthodes d'évaluation de N_{eq} et de τ_{eq} sont assez nombreuses, les travaux de Seed et de son équipe sont parmi les plus importants dans ce domaine (Seed *et al.*, 1983). Par ailleurs, et pour tenir compte du risque de liquéfaction statique, d'autres auteurs ont proposé des formules et des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol. Partant du concept d'état stable, Casagrande (1976), Poulos *et al.* (1985) se basent dans leur méthodologie sur la détermination de l'état initial du matériau par rapport à la courbe d'état stable. Néanmoins, d'après Sladen *et al.* (1985a), Kramer et Seed (1988), Lade (1992, 1993),

les procédures basées sur le concept d'état stable montrent leurs limites. Selon eux, ce concept décrit le comportement du sol en grandes déformations alors que le mécanisme d'initiation de la liquéfaction se produit en petites déformations. Kramer et Seed (1988) proposent alors de faire une distinction entre l'initialisation et les effets potentiels de la liquéfaction en proposant un coefficient de sécurité. Le concept de surface d'effondrement, proposé par Sladen *et al.* (1985a) et utilisé par ces derniers pour analyser les glissements de Nerlerk au Canada (Sladen *et al.*, 1985b), est donc particulièrement intéressant pour affiner les méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction d'un site, dans la mesure où il permet une meilleure prise en compte de la courbe de résistance au cisaillement non drainée du matériau dans sa totalité, et en particulier le pic de résistance, et que de plus, le concept semble rester valable pour différents types de chargements.

Comme déjà mentionné au chapitre 1, le problème principal posé par ce type de méthodes concerne la représentativité des éprouvettes testées au laboratoire par rapport à l'état réel du matériau sur site. Il est en effet très difficile de prélever des matériaux granulaires sur site sans modification de leurs caractéristiques (structure, densité, etc.). Un autre problème concerne l'évaluation du comportement du massif sous séisme, qui est liée à de nombreuses approximations et en particulier, à la loi de comportement adoptée pour le matériau.

2.5.5 Analogies entre les comportements monotone et cyclique

D'après les différentes études entreprises pour déterminer la relation entre les comportements monotone non drainé et cyclique du sable, les concepts du comportement mécanique des sols granulaires (état critique, état caractéristique, état stable de déformation, droite d'effondrement) mis en évidence pour le chargement monotone restent valables pour le chargement cyclique (Castro *et al.*, 1982 ; Symes *et al.*, 1984 ; Poulos *et al.*, 1985 ; Vaid et Chern, 1985a ; Sladen *et al.*, 1985a ; Mohamad et Dobry, 1986 ; Alarcon-Guzman *et al.*, 1988 ; Vaid *et al.*, 1989 ; Georgiannou *et al.*, 1991 ; Konrad, 1993 ; Hyodo *et al.*, 1994 ; De Gennaro *et al.*, 2004). En effet, Sladen *et al.* (1985a) montrent que le concept de la surface d'effondrement établi en monotone reste valide et applicable sous chargement cyclique.

Par ailleurs, Vaid et Chern (1985a) montrent, à partir des résultats d'essais triaxiaux monotones et cycliques sur deux sables (d'Ottawa et de mine), que la liquéfaction a lieu à la même valeur du rapport de contraintes critique dans les deux modes de chargement, indépendamment de l'état initial. Ils montrent sur la figure 45 que les lignes de transformation de phase (*PT* line) et du rapport de contraintes critique (*CSR* line) obtenues en monotone englobent également les points des essais cycliques. Ils concluent donc que la liquéfaction cyclique est initiée lorsque le chemin de contraintes effectives franchit la ligne *CSR*. Ils précisent aussi que le sable qui manifeste un comportement contractant en monotone est liquéfiable sous chargement cyclique seulement si l'amplitude de la contrainte cyclique est

supérieur à la valeur de la résistance à l'état stable obtenue en monotone, et le nombre de cycles appliqué est suffisant pour amener l'état de contrainte vers la ligne *CSR*.

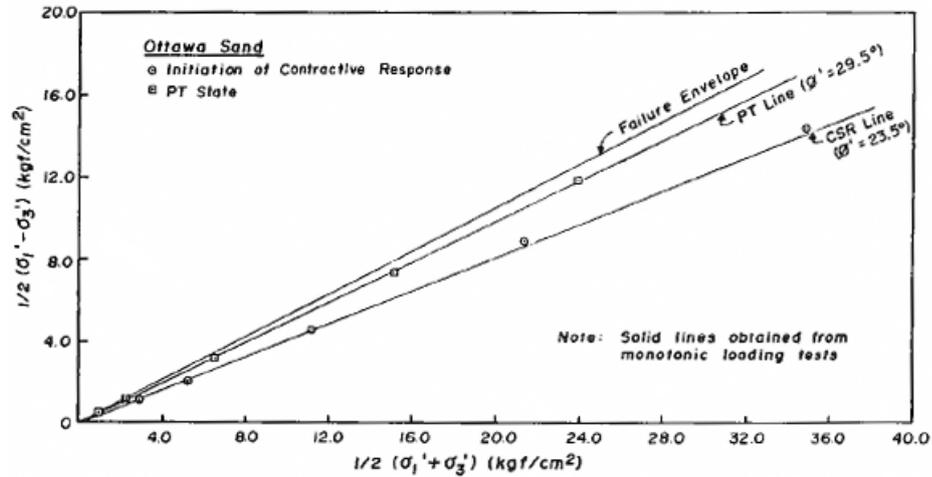


Figure 45 : Conditions d'initiation de la contractance et de la ligne de transformation de phase sous chargement cyclique (Vaid et Chern, 1985a).

Contrairement à Vaid et Chern, Alarcon-Guzman *et al.* (1988) réalisent des essais de cisaillement sur le même sable d'Ottawa et trouvent que l'angle correspondant au rapport de contraintes ($\phi'_{mob} = 16.6^\circ$) pour lequel l'effondrement s'est initié en cyclique est plus grand de l'angle de la résistance mobilisée au pic en monotone ($\phi'_{mob} = 13^\circ$ d'après la figure 46). Par conséquent, la ligne du rapport de contraintes critique obtenue en monotone ne peut être utilisée pour la prédiction du potentiel de rupture sous des conditions de chargement cyclique car celle-ci pourrait mener à une sous-estimation de la résistance au cisaillement du sable.

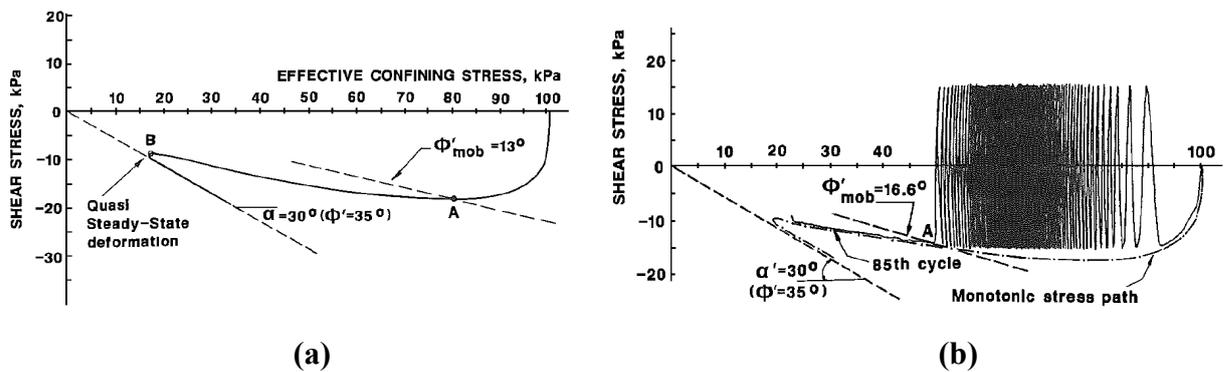


Figure 46 : Condition d'effondrement du sable d'Ottawa : (a) essai monotone, (b) essai cyclique (Alarcon-Guzman *et al.*, 1988).

Par ailleurs, ils montrent que l'effondrement sous chargement cyclique a lieu lorsque l'état de contrainte atteint le chemin de contraintes effectives formé en monotone et le franchit. A partir de là, ils déduisent que le chemin de contraintes monotone constitue une enveloppe de rupture qui détermine le comportement cyclique, ce qui stipule que les deux chemins sont analogues ou similaires. Georgiannou *et al.* (1991) étudient le comportement de deux sables argileux sous chargement triaxial cyclique non drainé en se basant sur leur

enveloppe de rupture définie à partir des essais monotones. Ils démontrent que le comportement cyclique est déterminé par l'enveloppe de rupture limite que forme les chemins de contraintes effectives en compression et extension triaxiales monotones. Lorsque l'état de contraintes effectives en cyclique atteint l'enveloppe limite en compression, les sables argileux se ramollissent, par contre s'il l'atteint en extension, ceux-ci se liquéfient. Ils identifient également un seuil de contraintes au-dessous duquel le comportement cyclique reste stable. Hyodo *et al.* (1994) réalisent la même approche et attribuent les différences qui peuvent exister entre le comportement monotone et le comportement cyclique au fait que les essais cycliques sont réalisés à contrainte contrôlée tandis que les essais monotones sont réalisés à déformation contrôlée.

2.6 PARAMETRES AYANT UNE INFLUENCE SUR LA LIQUEFACTION

De nombreux auteurs (Finn *et al.*, 1970 ; Martin *et al.*, 1978 ; Seed, 1979 ; Ishihara et Okada, 1982 ; Pecker, 1984 ; Schlosser *et al.*, 1987) ont mis en évidence les paramètres ayant une influence sur le comportement mécanique des matériaux granulaires (sables et mélanges sables-fines) à la liquéfaction statique et cyclique.

Parmi les principaux paramètres, on peut citer entre autre l'indice de densité ou indice des vides correspondant, la contrainte de consolidation isotrope ou pression de confinement, la granulométrie et les caractéristiques granulaires, l'existence d'un déviateur initial, la surconsolidation, le mode de chargement, l'histoire des contraintes, le degré de saturation, le mode de déposition ou structure sableuse et la présence des fines.

A ces facteurs, peuvent se rajouter d'autres paramètres liés à l'expérimentation tels que la pénétration de membrane, les dimensions des échantillons, le frettage ou non des extrémités, la nature du chargement (contrainte ou déformation contrôlée), la fréquence des cycles et le type d'appareillage. Nous présentons dans les paragraphes suivants les différents paramètres tout en mettant l'accent sur ceux qui nous paraissent les plus importants aux phénomènes de liquéfaction statique et cyclique.

2.6.1 Indice de densité

L'indice de densité I_D (aussi appelé densité relative D_r , exprimée alors en %) ou l'indice des vides e joue un rôle primordial dans le comportement des sols et un effet important sur l'initiation de l'instabilité. En effet, le comportement des matériaux granulaires soumis à une contrainte de cisaillement est principalement gouverné par les déformations volumiques qui s'y développent. Celles-ci, en relation avec la notion de contractance et de dilatance, sont contrôlées par l'indice de densité ou l'indice des vides du matériau. En d'autres termes, le comportement de ces sols est profondément affecté par leur indice des vides initial qui représente un paramètre de base vis-à-vis des problèmes de rupture et principalement du risque de liquéfaction.

Pour mieux comprendre cette influence, il faut d'abord rappeler le concept de l'indice des vides critique, postulé par Casagrande en 1936, où il met en évidence un indice des vides délimitant deux zones, l'une où le sol est potentiellement liquéfiable et l'autre où il n'y a pas de risque de liquéfaction. Ensuite, bien que Castro (1969) ait montré l'influence de la densité relative initiale sur le comportement à la liquéfaction, d'autres auteurs viennent confirmer ses constatations en étudiant d'autres matériaux et en utilisant différentes procédures expérimentales.

Yoshimine et Ishihara (1998) présentent sur la figure 47 des résultats d'essais triaxiaux de compression monotones non drainés, réalisés par Verdugo (1992a, b) sur le sable de Toyoura, à une contrainte de consolidation isotrope fixe de 490 kPa et à différents indices des vides. A un indice de densité faible, cas des échantillons lâches ($e = 0.910, 0.901$), le comportement observé est de type contractant avec une susceptibilité à la liquéfaction matérialisée par un fort radoucissement. Les chemins des contraintes effectives migrent vers l'origine du plan triaxial dans le cas de ces échantillons. Particulièrement, l'essai à indice des vides $e = 0.930$ perd totalement sa résistance au cisaillement et la contrainte moyenne effective s'annule totalement en fin d'essai.

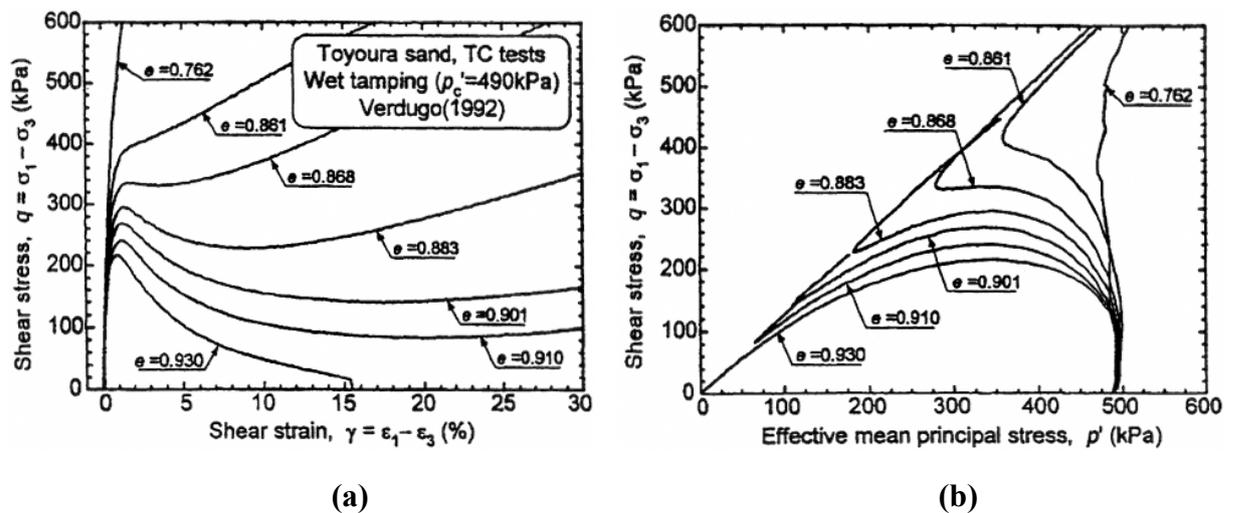


Figure 47 : Effet de l'indice de densité sur le comportement monotone non drainé du sable :
(a) contrainte-déformation, (b) chemin des contraintes (Yoshimine et Ishihara, 1998).

Lorsque l'indice des vides commence à baisser, on remarque que les échantillons évoluent vers la stabilité, le comportement contractant se transforme graduellement en un comportement dilatant en passant par une phase intermédiaire correspondant à la liquéfaction temporaire ou liquéfaction limitée (Castro, 1969). Pour l'échantillon dont l'indice des vides est faible ($e = 0,762$), les contraintes moyennes effectives ne présentent presque aucune réduction et les chemins des contraintes effectives s'éloignent de l'origine en remontant la droite de rupture. On constate aussi que le pic du déviateur des contraintes augmente avec l'augmentation de la densité, ce qui implique que le potentiel de l'initiation de la liquéfaction diminue avec la diminution de l'indice des vides. Ceci montre l'influence considérable de l'état

de densité initiale des sables sur le comportement à la liquéfaction. Ces conclusions rejoignent et confirment celles présentées par Castro (1969), Sladen *et al.* (1985a), Kramer et Seed (1988), Alarcon-Guzman *et al.* (1988), Canou (1989), Konrad (1990a, b), Konrad *et al.* (1991), Been *et al.* (1991), Benahmed (2001) et d'autres.

Dans le cas du comportement cyclique, l'indice de densité reste le facteur le plus déterminant dans le comportement des sables sous chargement cyclique. En effet, c'est de lui que dépend la nature de la réponse cyclique (liquéfaction ou mobilité cyclique) et la valeur de la résistance au cisaillement caractérisant le potentiel de liquéfaction. Lee et Seed (1967a), Seed et Idriss (1971), Seed (1979) montrent que l'augmentation de la densité diminue le potentiel de liquéfaction. En d'autres termes, 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 (figure 48). Les mêmes constatations ont été rapportées dans d'autres travaux (Ishihara *et al.*, 1975 ; Castro et Poulos, 1977 ; Vaid et Chern, 1985a ; Ladd *et al.*, 1989).

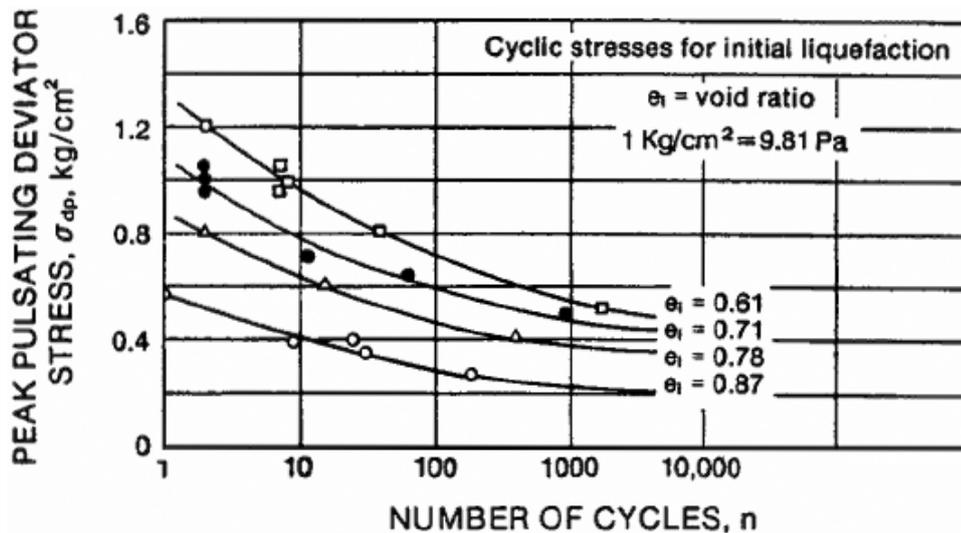


Figure 48 : Effet de l'indice de densité sur la résistance au cisaillement cyclique (Lee et Seed, 1967a).

2.6.2 Contrainte de consolidation isotrope

La contrainte de consolidation σ'_c ou p'_c influe non seulement sur les sables lâches mais également sur les sables denses lorsqu'elle est très élevée. En effet, l'instabilité ou la liquéfaction résulte généralement du cisaillement non drainé d'un sol contractant, c'est le cas du sable lâche sous haute ou basse pression de confinement ou du sable dense sous haute pression de confinement, car son accroissement fait augmenter, dans les deux cas, le caractère contractant du matériau. Ainsi, pour un indice des vides donné, l'effet de la contrainte de consolidation apparaît au niveau du pic du déviateur des contraintes et sur le comportement volumique du matériau.

Cependant, dans un essai non drainé, elle n'a pas d'influence sur l'état final du matériau (état stable) où la résistance au cisaillement à cet état est la même, quel que soit l'état isotrope initial (cf. figure 33a). Comme le point précédent, cet aspect a largement été exploré par de nombreuses études (Vaid et Chern, 1985a ; Alarcon-Guzman *et al.*, 1988 ; Kramer et Seed, 1988 ; Canou, 1989 ; Konrad, 1990a, b ; Canou *et al.*, 1991 ; Been *et al.*, 1991 ; Konrad *et al.*, 1991 ; Ishihara, 1993 ; Vaid et Thomas, 1995 ; Vaid et Sivathayalan, 1996b ; Riemer et Seed, 1997 ; Yamamuro et Lade, 1997 ; Benahmed, 2001).

A titre d'exemple, des essais réalisés par Verdugo (1992a, b) et présentés par Yoshimine et Ishihara (1998), à des indices des vides constants et à différentes contraintes de consolidation, montrent clairement qu'à faible pression de confinement, l'échantillon manifeste un comportement dilatant. Le déviateur des contraintes augmente continuellement jusqu'à une valeur stable (figure 49a). Le chemin des contraintes correspondant évolue à droite de la contrainte de consolidation (figure 49b). L'augmentation du niveau de contrainte de consolidation entraîne l'augmentation du caractère contractant avec un pic de résistance plus prononcé et plus marqué. Le déviateur chute temporairement puis rejoint la même résistance finale. Dans ce cas, le chemin des contraintes effectives montre une diminution de la pression effective jusqu'à de grandes déformations où un regain de résistance est observé. Tous les échantillons atteignent le même état de résistance finale qui est l'état stable de déformations.

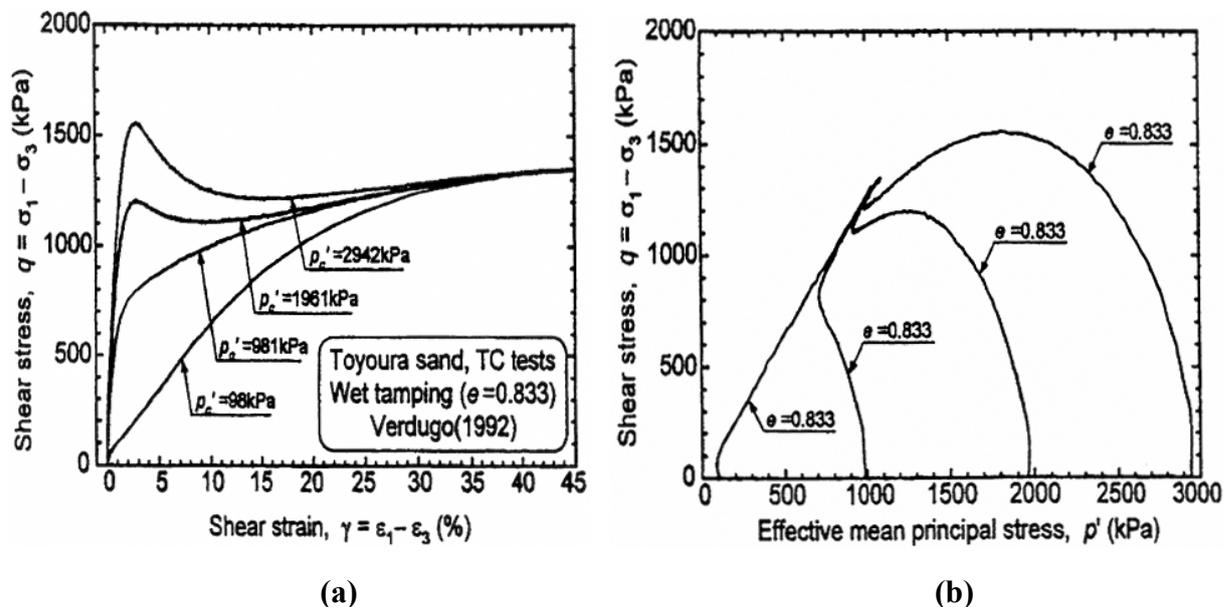


Figure 49 : Effet de la contrainte de consolidation sur le comportement monotone non drainé du sable : (a) contrainte-déformation, (b) chemin des contraintes (Yoshimine et Ishihara, 1998).

Benahmed (2001) montre que l'augmentation du niveau de consolidation isotrope a pour effet de stabiliser le matériau vis-à-vis de la liquéfaction dans le sens où elle augmente sa résistance au cisaillement au pic et donc le seuil à franchir pour initier l'instabilité. Les chemins des contraintes dans le plan (q, p') sont pratiquement homothétiques pour les sables lâches ou denses. Ils délimitent une surface orientée vers l'origine des axes pour les essais lâches, tandis qu'ils se tournent vers la droite (comportement dilatant) pour les essais denses. L'augmentation du niveau de la contrainte permet de distinguer alors le passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant.

De plus, l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement (Lancelot *et al.*, 1996 ; Gay *et al.*, 2003). L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses. De plus, les études réalisées montrent que le phénomène de la liquéfaction statique "totale" se manifeste sous basses pressions sur des sols lâches. Ceci est confirmé par des cas réels qui se sont produits à des faibles profondeurs allant de 5 à 40 mètres, le plus souvent à moins de 20 m de hauteur.

Dans le cas du comportement cyclique, plusieurs études ont montré qu'à un indice de densité donnée, l'amplitude de cisaillement nécessaire pour induire la liquéfaction augmente avec la contrainte de consolidation (Seed et Lee, 1966 ; Lee et Seed, 1967 ; Peacock et Seed, 1968 ; Casagrande, 1976 ; Tokimatsu *et al.*, 1986 ; Chen et Lee, 1994 ; Yasuda *et al.*, 1997 ; Benahmed, 2001). 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 et Poulos (1977) indiquent que, dans le cas de la mobilité cyclique, l'augmentation de la contrainte de consolidation diminue le rapport de la contrainte cyclique induisant la mobilité cyclique. Vaid et Finn (1979), quant à eux, présentent des résultats d'essais anisotropes, consolidés à différentes contraintes initiales de confinement, qui ne montrent aucune influence de celle-ci sur la résistance au cisaillement cyclique.

Par ailleurs, Bouckovalas *et al.* (2003) rapportent que la pression de confinement a une influence significative sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-fines. La figure 50 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles pour une pression de confinement de 49 kPa. On note, dans ce cas, que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la teneur en fines. Par contre, pour un confinement de 196 kPa, on observe la tendance inverse, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

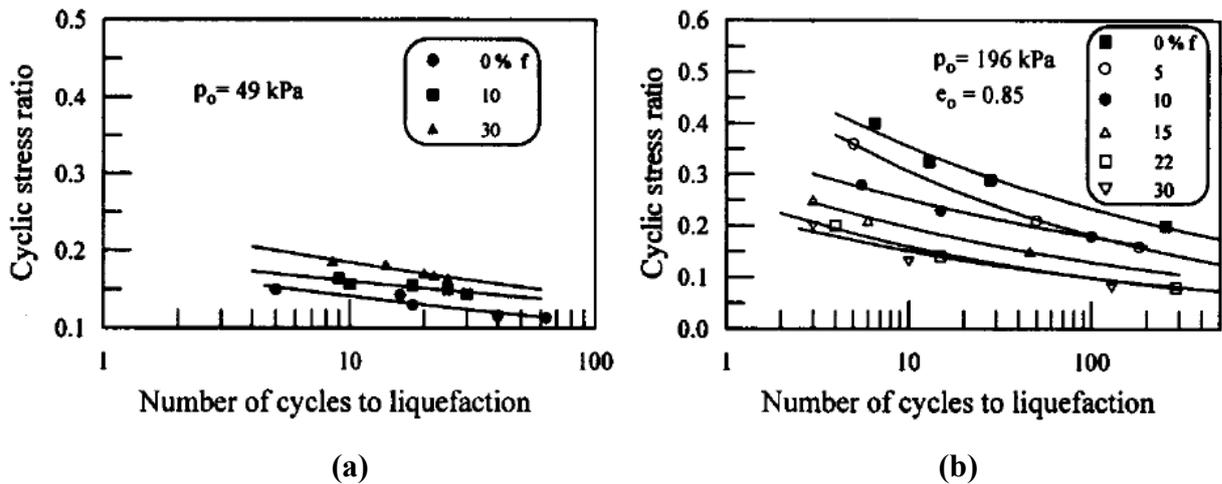


Figure 50 : Effet de la teneur en fines et de la pression de confinement sur la résistance à la liquéfaction : (a) $p_0 = 49 \text{ kPa}$, (b) $p_0 = 196 \text{ kPa}$ (Bouckovalas et al., 2003).

2.6.2.1 Influence combinée de l'indice des vides et de la contrainte de consolidation

Depuis les travaux de Casagrande (1936), l'importance de l'influence combinée de l'indice des vides et de la contrainte de consolidation isotrope sur le comportement des sols est largement admise. En effet, selon la théorie de l'état critique, le comportement du matériau est déterminé par la combinaison de ces deux paramètres. Dans le cadre de l'étude du comportement des argiles et pour tenir compte de cette influence, Roscoe et Porooshasb (1963) avaient observé, lors d'essais drainés, une analogie de comportement entre des échantillons dont les états initiaux sont à équidistance de l'état critique. En 1967, Cole a reporté les mêmes conclusions concernant des échantillons de sable testés à l'appareil de cisaillement simple. Been et Jefferies (1985) ont repris cette similarité et postulent que le comportement d'un sable peut être caractérisé par deux variables :

- le paramètre d'état ψ qui est une combinaison de l'indice des vides et de la contrainte moyenne,
- un paramètre de structure qui caractérise l'arrangement des grains de sable.

Le paramètre d'état ψ est défini, dans le plan $(e, \log p')$, comme étant la différence entre l'indice des vides initial du matériau e_i et l'indice des vides correspondant à l'état stable e_{ss} à la même contrainte de consolidation comme le montre la figure 51a. Il sert à mesurer la distance entre le point représentant, dans l'espace $(e, \log p')$, le matériau à son état initial et la ligne d'état stable SSL.

$$\psi = e_i - e_{ss} \quad (28)$$

Par conséquent, deux échantillons dont les états initiaux sont à la même distance algébrique de l'état stable devraient manifester le même type de comportement. En particulier, pour des essais de cisaillement monotone en condition drainée au même paramètre d'état ψ , les courbes de variations de volume en fonction de la déformation axiale seraient identiques.

En condition non drainée, les chemins des contraintes effectives seraient homothétiques. Autrement dit, tous les essais drainés ou non qui démarrent sur une droite " λ line" parallèle à la droite d'état limite *SSL* auront le même comportement (figure 51b). Il suffit donc d'un seul paramètre ψ pour évaluer le comportement d'un sable et par conséquent, son potentiel de liquéfaction. Ainsi, la valeur de ψ et en particulier son signe, permet de quantifier certains aspects du comportement des sables. S'il est négatif, le matériau est essentiellement dilatant (comportement type d'un sable dense), par contre, s'il est positif, le matériau est uniquement contractant, le comportement est, dans ce cas, de type sable lâche avec risque de liquéfaction si la valeur est grande.

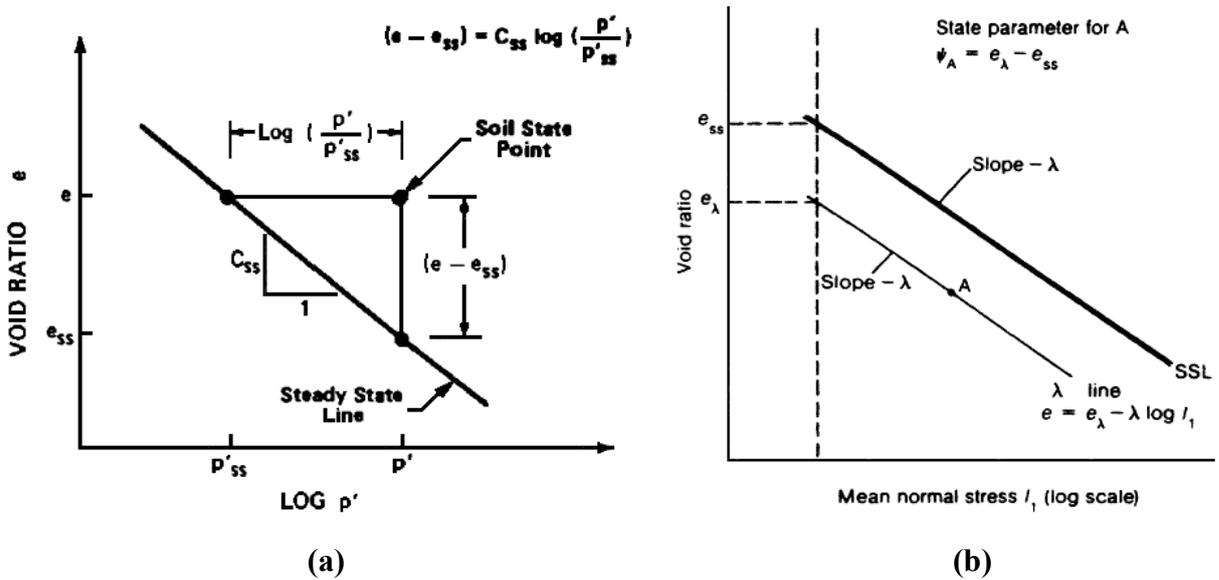


Figure 51 : Définition du paramètre d'état ψ : (a) Sladen et al. (1985a), (b) Been et Jefferies (1985).

Par ailleurs, le paramètre d'état trouve tout son intérêt dans la réalisation de corrélations pour caractériser la réponse de différents sables, comme l'angle de dilatance ou l'angle de transformation de phase pour l'état caractéristique, l'angle de frottement interne, le pic de résistance au cisaillement et la résistance en pointe normalisée obtenue au pénétromètre, tels que le montrent les travaux de Been et al. (1986, 1987). Canou (1989) a aussi établi des corrélations entre le paramètre d'état et la surpression interstitielle de fonçage mesurée au piézocône dans un sable.

Le paramètre d'état ψ est basé sur l'hypothèse d'unicité de l'état stable pour les sables. Or, comme on l'a vu précédemment, cette hypothèse est loin de faire l'unanimité. Cela a donc donné lieu à d'autres variantes dans la définition de ψ . Konrad (1990a, b) notamment, proposait de prendre comme référence, pour définir ψ , la ligne *UF* qui est la limite supérieure de la zone d'état stable. De plus, le paramètre d'état ψ n'est valable que dans un certain domaine d'états initiaux. Il ne permet pas de prévoir si la résistance résiduelle, correspondant à un état initial donné, est nulle ou non. Cela est censé aussi faire partie de la mesure du comportement. Le paramètre d'état ψ n'est donc valable que pour des indices des vides e

strictement inférieurs à e_0 , tel que e_0 indice des vides au-delà duquel la résistance résiduelle est nulle quel que soit le niveau de consolidation admissible.

Basé sur ces observations et pour tenir compte de l'existence de e_0 , Ishihara (1993) introduit une deuxième ligne de référence, la ligne correspondant à $e = e_0$ dans le plan (e, p') . En outre, le domaine admissible des états initiaux est limité par la ligne de consolidation isotrope correspondant à l'état le plus lâche (*ICL*) que l'on peut obtenir par une méthode de mise en place donnée. Dès lors, à partir d'une certaine pression de confinement p'_{cr} , cette ligne est prise comme ligne de référence. Ainsi, en prenant l'état quasi-stable comme référence et en élargissant le domaine de validité de la notion de paramètre d'état, Ishihara (1993) définit un nouveau paramètre nommé indice d'état I_s comme suit (figure 52) :

$$I_s = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_s} \quad (29)$$

avec :

e_0 : indice des vides minimum correspondant à une résistance résiduelle nulle,

e : indice des vides initial,

e_s : indice des vides à l'état quasi-stable pour une pression de confinement donnée.

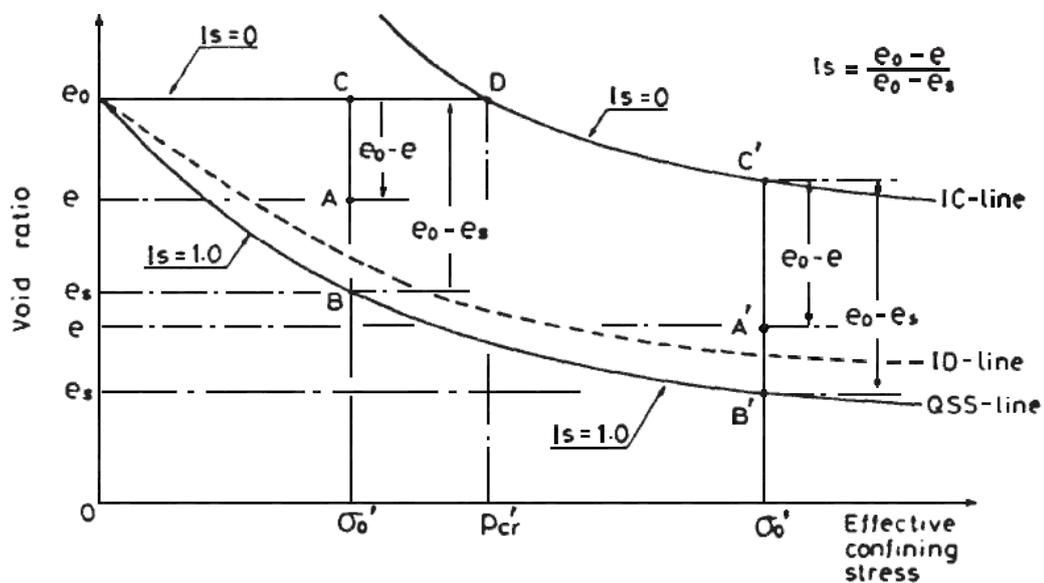


Figure 52 : Définition de l'indice d'état I_s (Ishihara, 1993).

La ligne d'état quasi-stable (*QSSL*), constituant la première ligne de référence, correspond à $I_s = 1$, alors que la deuxième ligne de référence, qui est la ligne $e = e_0$ ou la ligne *ICL*, correspond à $I_s = 0$. Pour cette dernière, dans le cas où la pression de confinement $p' < p'_{cr}$, la ligne $I_s = 0$ est définie par la droite $e = e_0$, en revanche, si $p' > p'_{cr}$, alors la ligne $I_s = 0$ est égale à la ligne *ICL*. Ainsi, le comportement du matériau est déduit de la valeur de l'indice d'état trouvé. On a les cas suivants :

- $I_s < 0$: la résistance résiduelle est nulle,
- $I_s = 0$: la résistance résiduelle est nulle ou non nulle pour respectivement une pression de confinement initiale inférieure à p_{cr} ou supérieure à p_{cr} ,
- $0 < I_s < I_l$: apparition de l'état quasi-stable, avec un minimum de résistance et des déformations modérées. I_l est une valeur spécifique pour chaque sable sur la ligne *IDL* (*Initial Dividing Line*) comparable à la zone de transition de Castro (1969) et correspond à une ligne à I_s constant. A titre d'exemple, $I_l = 0,72$ dans le cas du sable de Toyoura,
- $I_s > I_l$: apparition de l'état stable et grandes déformations.

Par ailleurs, l'indice d'état garde toutes les propriétés du paramètre d'état, notamment l'homothétie des chemins de contraintes effectives dans des essais à I_s constant. Le paramètre de structure introduit par Been et Jefferies (1985) fait référence à des caractéristiques liées au mode de fabrication du matériau. L'influence de la méthode de préparation des éprouvettes homogènes sur les résultats des essais triaxiaux, la position de la droite d'état stable et le risque de liquéfaction a suscité de nombreux travaux (Mulilis *et al.*, 1977 ; Canou, 1989 ; Ishihara, 1993) qui montrent que seul le comportement avant l'état stable et donc le risque de liquéfaction, est influencé par la méthode de préparation des éprouvettes. Ce paramètre sera traité en détail ultérieurement (cf. 2.6.9).

2.6.3 Granulométrie et caractéristiques granulaires

La littérature géotechnique rapporte que la granulométrie du matériau, la forme et les caractéristiques granulaires (coefficient d'uniformité C_u , coefficient de courbure C_c , sphéricité, diamètre efficace D_{10} , diamètre moyen D_{50} , etc.) affectent d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir d'études menées au laboratoire (Lee et Fitton, 1969 ; Wong *et al.*, 1974) ou des observations *in situ* (Tsuchida, 1970 ; Seed et Idriss, 1971), plusieurs fuseaux granulométriques ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 53 montre un exemple de ces courbes. On note que les graves et les sols ayant de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité par comparaison aux autres types de sols.

Par ailleurs, la forme du grain ou la granulométrie peuvent favoriser la formation d'une structure plus ou moins lâche. A l'aide d'essais de liquéfaction réalisés sur trois sables qui diffèrent surtout par leur angularité, Castro (1969) indique que les caractéristiques granulaires ont une influence non négligeable sur la forme des courbes de résistance au cisaillement obtenues. Il montre que l'angularité diminue le caractère liquéfiant du matériau, le sable ayant les grains les plus arrondis étant le plus liquéfiable. Castro et Poulos (1977) ; Poulos *et al.* (1985) présentent des études assez détaillées confirmant que les paramètres granulométriques et d'angularité peuvent influencer fortement sur les caractéristiques de

liquéfaction d'un sable et en particulier, sur la position de la ligne d'état stable. Les sables fins uniformes à grains arrondis seraient ceux pour lesquels la ligne d'état stable se trouve le plus à gauche dans le plan (e, σ'_3) et seraient donc les plus critiques vis-à-vis de la liquéfaction.

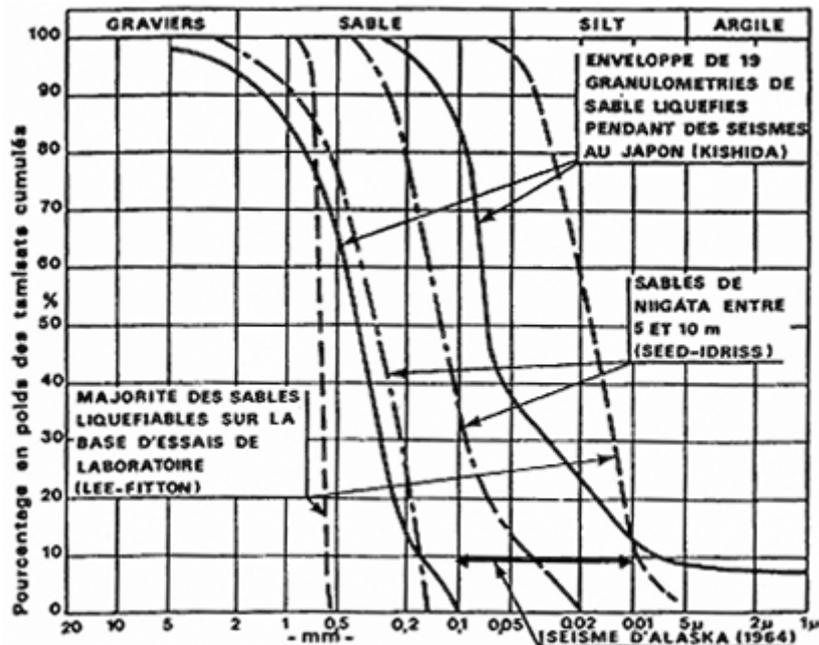


Figure 53 : Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (Pecker, 1984).

Vaid *et al.* (1990b) ont signalé que, pour des densités relatives faibles, les caractéristiques granulaires d'un sol contrôlent, dans un essai cyclique, la génération de la surpression interstitielle d'une manière que les échantillons mal classés ont des valeurs plus élevées par rapport à des échantillons bien classés. Polito (1999) a indiqué que pour les sables propres, la surpression interstitielle cyclique générée diminue à mesure que le diamètre moyen D_{50} augmente. Par conséquent, les sables fins sont plus vulnérables à la liquéfaction que les sables grossiers. Compte tenu de l'état à la rupture des matériaux testés et que le nombre de cycles augmente, l'influence individuelle des paramètres du diamètre moyen D_{50} et du coefficient d'uniformité C_u sur la surpression interstitielle développée diminue. Polito (1999) a indiqué également que la résistance à la liquéfaction n'est pas considérablement influencée par le diamètre moyen D_{50} pour les matériaux testés avec $D_{50} > 0.25 \text{ mm}$.

Cependant, l'effet du diamètre moyen D_{50} sur la résistance à la liquéfaction est plus grand que l'effet de la granulométrie des matériaux étudiés. Yilmaz *et al.* (2008) ont indiqué qu'il était possible d'établir une corrélation entre la résistance cyclique et les paramètres D_{10} , D_{30} et D_{50} que de corrélérer le coefficient d'uniformité C_u ou le coefficient de courbure C_c à la résistance de liquéfaction cyclique. Belkhatir *et al.* (2011) ont indiqué que la résistance au cisaillement au pic et la résistance résiduelle non drainée peuvent être corrélées au diamètre moyen D_{50} et au coefficient d'uniformité C_u (figures 54a, b). Ils ont découvert que le diamètre efficace D_{10} , le diamètre moyen D_{50} et le coefficient d'uniformité C_u sont des

paramètres de classement pertinents pour caractériser la résistance au cisaillement (résistance à la liquéfaction) des mélanges de sable limoneux par rapport au coefficient de courbure C_c . Chang *et al.* (1982) ont rapporté que la résistance à la liquéfaction cyclique d'un sable propre a été fortement influencée par le diamètre moyen D_{50} et le coefficient d'uniformité C_u à condition que $D_{50} < 0.23 \text{ mm}$. Cependant, les influences individuelles de D_{50} et C_u ne sont pas isolées. Vaid *et al.* (1990b) ont étudié l'influence de C_u en testant trois sables propres avec le même D_{50} . Ils ont conclu que la résistance de liquéfaction cyclique d'un sable propre augmente avec C_u à faible densité relative et la tendance a été inversée pour les densités relatives élevées.

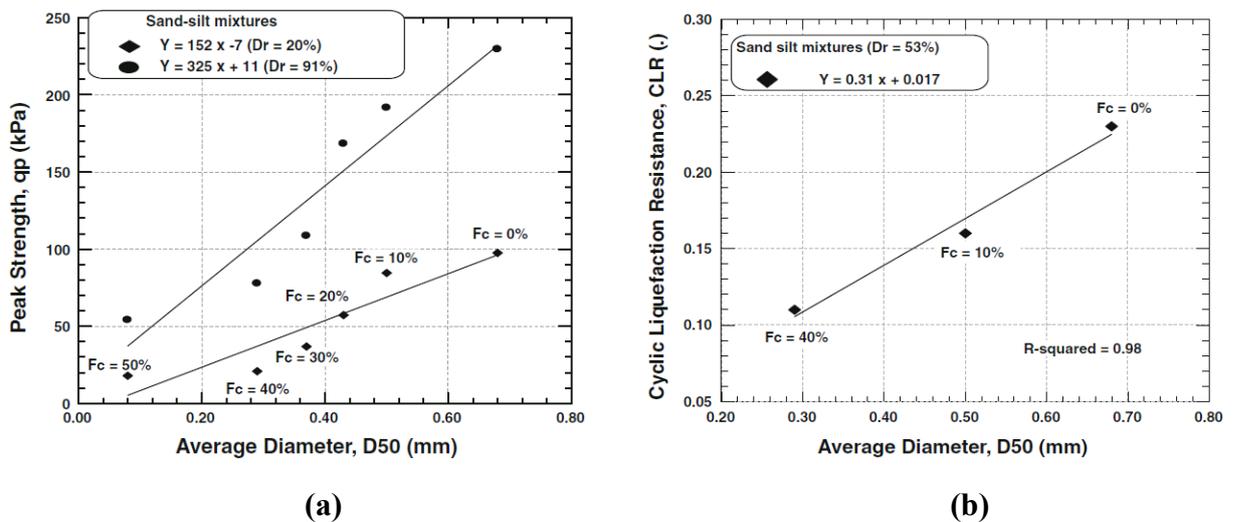


Figure 54 : Effet du diamètre moyen D_{50} sur la résistance au cisaillement d'un sable limoneux : (a) comportement monotone, (b) comportement cyclique (Belkhatir *et al.*, 2011).

2.6.4 Déviateur initial de contraintes

Dans la nature, les sols ne sont généralement pas consolidés de manière isotrope et sont soumis à une contrainte de cisaillement initiale, plus ou moins importante en fonction de la configuration du sol (état des terres au repos K_0 , présence de déclivités, etc.). Dans la littérature, plusieurs études de la liquéfaction statique et cyclique ont révélé le rôle majeur que joue l'histoire de préchargement dans le changement du comportement des sols. Les premières études dans ce cadre ont été réalisées par Bjerrum *et al.* (1961) où ils observent que lorsque l'échantillon de sable très lâche est consolidé de manière anisotrope, un incrément de déviateur très faible est suffisant pour amorcer la liquéfaction. Par la suite, Castro (1969) montre, de manière ponctuelle, que l'initiation de la liquéfaction semble être favorisée par l'existence d'un déviateur initial de contrainte. Ce résultat est confirmé par les travaux de Castro et Poulos (1977), de Seed (1983) menés en liaison avec les sinistres des ports de Nice et de Dunkerque, de Kramer et Seed (1988) et de Canou (1989) réalisés sur des sables différents. Ceci permet en particulier, d'expliquer, dans des cas d'anisotropie de contrainte suffisamment forte, des glissements spontanés à caractère régressif qui ont eu lieu soit au sein

des talus sous-marin, berges de rivières ou pentes raides, semblent avoir trouvé leur explication dans l'existence de cette anisotropie, surtout lorsque ces glissement présentent des causes de rupture difficilement identifiables (Bjerrum *et al.*, 1961 ; Castro, 1969, 1975 ; Casagrande, 1976 ; Vaid et Finn, 1979 ; Schlosser, 1985 ; Sladen *et al.*, 1985b ; Blondeau, 1986 ; Vaid *et al.*, 1989). En effet, lorsque la première tranche de matériau adjacente à la pente a été emportée, l'anisotropie de contrainte du matériau restant augmente et peut entraîner la liquéfaction d'une nouvelle tranche de sol, et le glissement se développe alors de manière régressive.

Canou (1989) et Canou *et al.* (1991) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur le sable d'Hostun RF avec un rapport d'anisotropie K_c allant de 1 (cas isotrope) à 2,65 (figure 55a). A noter que $K_c = \sigma'_{cv} / \sigma'_{ch}$, où σ'_{cv} est la contrainte effective axiale et σ'_{ch} la contrainte effective radiale. Ils montrent que plus K_c est élevé, plus la résistance au cisaillement non drainée mobilisable est faible. Donc un large déviateur initial de contrainte réduit considérablement la résistance au cisaillement d'un sable. D'autres travaux (Georgiannou *et al.*, 1991 ; Di Prisco *et al.*, 1995 ; Matiotti *et al.*, 1996 ; Doanh *et al.*, 1997 . Finge-Bousaïd, 2004) confirment ces résultats. On peut aussi définir l'état de consolidation anisotrope appliqué à une éprouvette triaxiale à partir de l'inclinaison des contraintes η_c , telle que $\eta_c = q_c / p'_c$ correspond à l'état de cisaillement initial atteint par le matériau dans le plan des contraintes (q, p'). Ibrahim (1998) a étudié aussi ce point en réalisant une consolidation anisotrope à partir d'une faible pression de confinement (20 kPa) jusqu'au niveau d'anisotropie souhaitée (figure 55b). Les résultats montrent qu'il existe toujours un incrément de résistance non drainée mobilisée suivant le chargement non drainé. Cependant, les valeurs de cet incrément diminuent avec l'augmentation du niveau d'anisotropie.

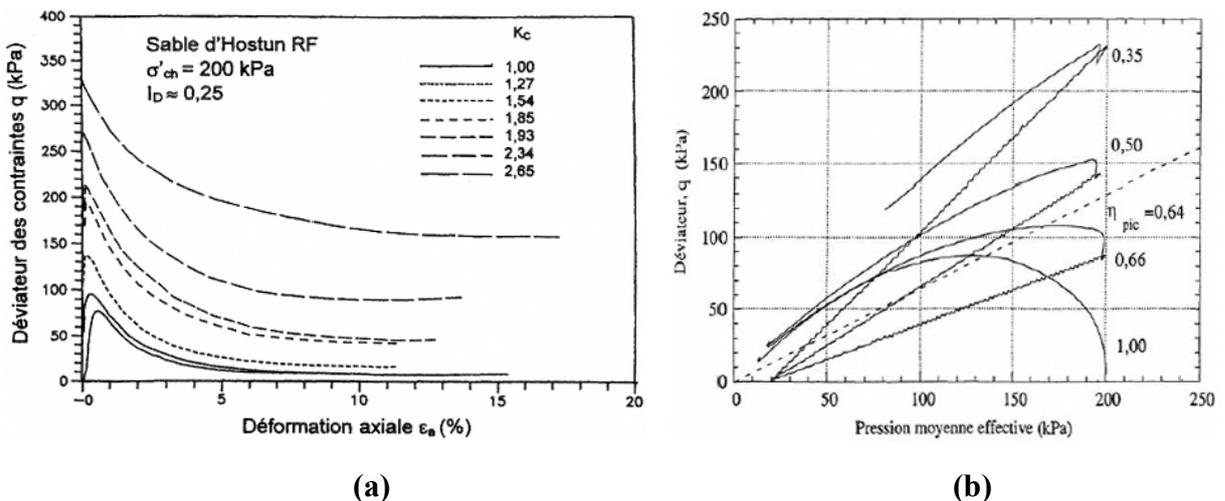


Figure 55 : Effet d'un déviateur initial de contrainte sur le comportement non drainé du sable d'Hostun RF : (a) Canou *et al.* (1991), (b) Ibrahim (1998).

Sous sollicitation cyclique, le comportement du sol pourrait dépendre de la présence de la contrainte de cisaillement initiale. Il est donc très important de savoir si l'existence

de celle-ci présente un avantage ou un inconvénient vis-à-vis de sa stabilité. Lee et Seed (1967b) et Seed (1979) montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec la valeur du rapport d'anisotropie de contrainte initiale K_c . Ils signalent qu'une inversion de faible amplitude de la contrainte cyclique suffirait pour conduire le matériau à la rupture. Cependant, Yoshimi et Oh-oka (1975) présentent des résultats opposés indiquant que la présence d'un déviateur initial a un effet défavorable sur la résistance au cisaillement et que le chargement doit être alterné avec une inversion d'amplitude assez importante pour induire la liquéfaction et de larges déformations. Cette dernière observation a également été retrouvée par Vaid et Finn (1979), Mohkam (1983) et Hyodo *et al.* (1989, 1991, 1994).

De plus, dans une étude très approfondie sur l'influence de la présence d'un déviateur initial, Vaid et Finn (1979) et Vaid et Chern (1983a, 1985a) ont trouvé que la résistance au chargement cyclique pouvait augmenter, diminuer ou rester inchangée en fonction de la densité relative, de la valeur de K_c et du critère de rupture représenté par le niveau de déformations retenu (figure 56). Cependant, Vaid et Finn (1979) notent que si la résistance au cisaillement cyclique est mesurée en terme de la contrainte de cisaillement maximale (statique et cyclique), l'augmentation de la résistance avec l'augmentation de K_c est indépendante de la densité relative et du critère de rupture. Par ailleurs, le coefficient K_0 de poussée des terres au repos ($K_0 = \sigma'_h/\sigma'_v$) influe fortement sur la résistance au cisaillement cyclique qui augmente avec l'augmentation de ce coefficient (Seed et Peacock, 1971).

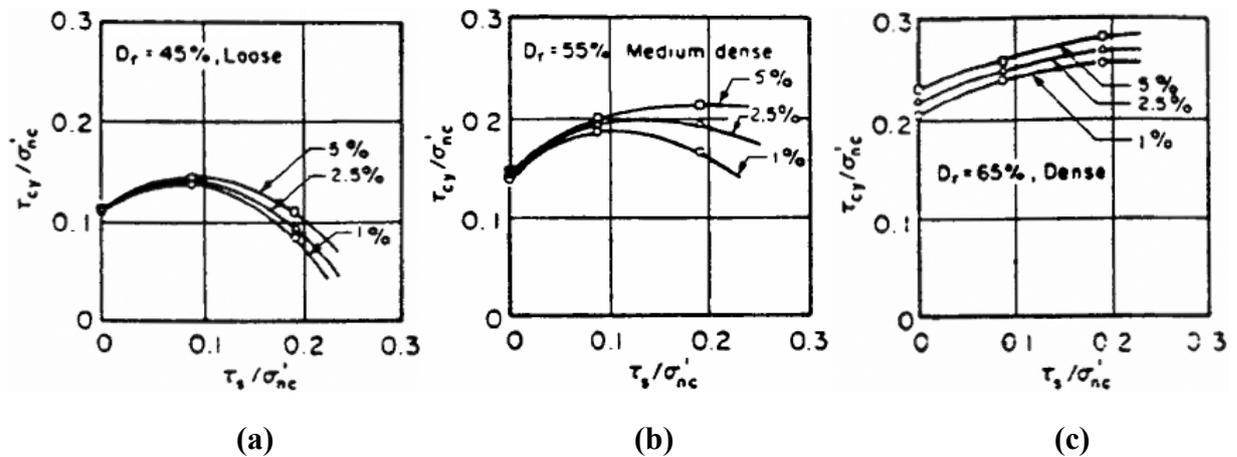


Figure 56 : Effet d'un déviateur initial de contrainte sur le rapport de contrainte cyclique causant plusieurs niveaux de déformation en dix cycles : (a) état lâche, (b) état moyennement dense, (c) état dense (Vaid et Chern, 1983a).

Par ailleurs, le concept de surface d'effondrement proposé par Sladen *et al.* (1985a) (cf. 2.4.3) permet de comprendre le rôle joué par l'anisotropie de contrainte initiale. Dans le plan (q, p') , une anisotropie de contrainte initiale rapproche le point représentatif de l'état du sol de la surface d'effondrement diminuant d'autant l'incrément de déviateur non drainé nécessaire pour atteindre cette surface et amorcer l'effondrement. Dans le même contexte, Blondeau (1986) a montré que le risque d'atteindre la surface d'effondrement est

plus élevé si l'état initial de contraintes est anisotrope sous chargement monotone ou cyclique. Ainsi, plus l'anisotropie augmente, moins les sols mobilisent un incrément de résistance à l'instabilité et le déclenchement de cette dernière se produit pour de faibles déformations axiales si le niveau d'anisotropie est plus élevé. Autrement dit, pour des rapports d'anisotropie ou coefficient de consolidation K_c suffisamment élevés, on a affaire à un matériau tellement instable qu'il présente, dès le début du cisaillement non drainé, un comportement radoucissant avec développement de la liquéfaction sans être capable de mobiliser de résistance au cisaillement non drainé supplémentaire.

2.6.5 Surconsolidation

Le rapport de surconsolidation ($OCR = p'_{max}/p'_f$) représente, dans le cas d'une surconsolidation isotrope à l'appareil triaxial, le rapport entre la pression effective maximale p'_{max} atteinte à la fin de la consolidation isotrope et la pression effective à la décharge p'_f avant la phase du cisaillement. Di Prisco *et al.* (1995) ont présenté une étude comparative entre le comportement non drainé d'un échantillon normalement consolidé ($OCR = 1$) et celui d'un échantillon surconsolidé ($OCR = 2$). Cette surconsolidation de degré 2 est réalisée en consolidant d'une façon isotrope l'échantillon à une pression de 200 kPa, puis le décharger jusqu'à 100 kPa. Comme le montre la figure 57a, des comportements qualitativement identiques sont obtenus avec une différence au niveau de la résistance non drainée au pic. Des mêmes observations ont été enregistrées par Gajo et Piffer (1999) où la résistance non drainée au pic est plus élevée pour l'essai surconsolidé et ce malgré une densité initiale identique (figure 57b).

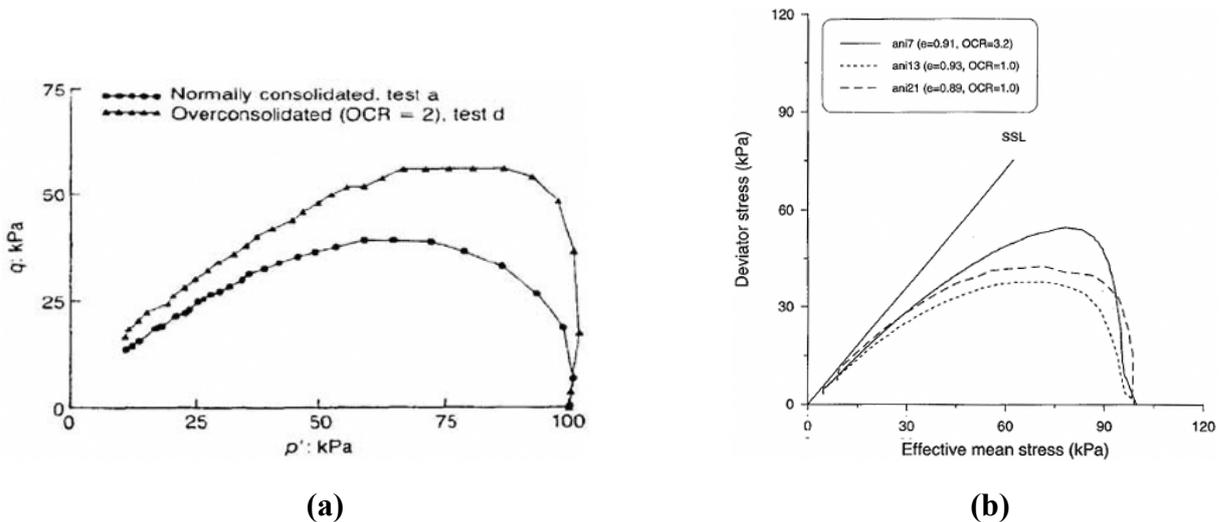


Figure 57 : Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement monotone non drainé : (a) Di Prisco *et al.* (1995), (b) Gajo et Piffer (1999).

Finge-Bousaïd (2004) a réalisé une étude systématique pour étudier l'effet de la surconsolidation isotrope sur le comportement à la liquéfaction du sable d'Hostun *RF* très lâche. Contrairement aux études citées précédemment, le comportement non drainé est étudié

en extension et en compression avec un coefficient de surconsolidation OCR allant de 2 jusqu'à 8. Les résultats de cette étude présentés à la figure 58, montrent que les échantillons atteignent une liquéfaction totale pour de faibles coefficients de surconsolidation et une liquéfaction partielle au-delà. La résistance non drainée augmente avec l'augmentation du coefficient de surconsolidation. Par ailleurs, Di Prisco *et al.* (1995) ont montré que la surconsolidation anisotrope sur un échantillon de sable d'Hostun RF a pour effet d'augmenter la résistance non drainée avec une légère inclinaison initiale des chemins de contraintes effectives. Par contre, on constate une chute continue du déviateur de contraintes pour l'essai normalement consolidé.

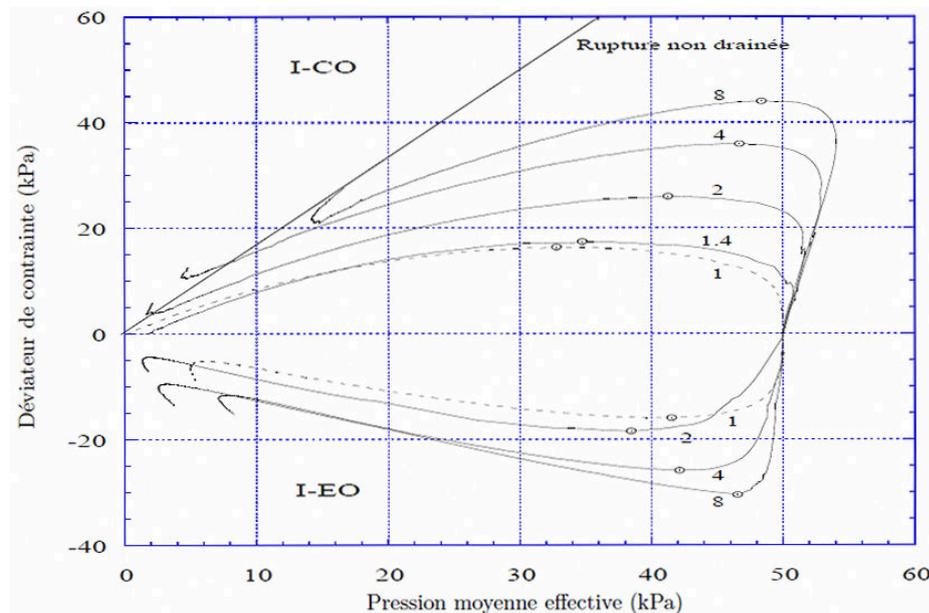


Figure 58 : Effet d'une surconsolidation isotrope sur le comportement à la liquéfaction du sable d'Hostun RF (Finge-Bousäid, 2004).

Concernant le chargement cyclique, plusieurs chercheurs ont montré que la surconsolidation a un effet significatif sur le comportement mécanique des sols. A une même valeur de densité, le sable surconsolidé présente une résistance à la liquéfaction plus grande que celle d'un sable normalement consolidé (Seed et Peacock, 1971 ; Seed *et al.*, 1975 ; Ishihara et Takatsu, 1979 ; Tokimatsu *et al.*, 1986). Les résultats d'essais triaxiaux cycliques obtenus sur le sable de rivière Fuji par Ishihara et Okada (1978) démontrent clairement cet effet tel que le montre la figure 59. Pour une même valeur d'indice des vides, en augmentant le degré de surconsolidation OCR de 1 à 3, on passe d'un comportement parfaitement instable (figures 59a, b, c), avec une réduction très importante de la contrainte moyenne effective, à un comportement de stabilisation (figures 59d, e, f) avec pratiquement aucune variation de la valeur de p' pour le dernier cas. Dans le même contexte, en réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun RF , Bouferra (2000) a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles, alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait seulement 6 cycles pour obtenir la liquéfaction.

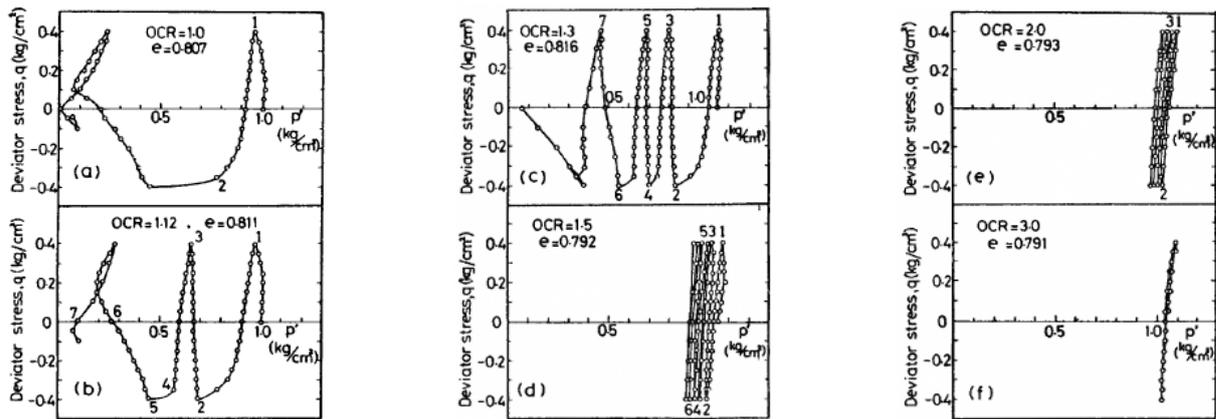


Figure 59 : Effet de la surconsolidation sur le comportement cyclique d'échantillons de sable :
 (a) $OCR = 1$, (b) $OCR = 1.12$, (c) $OCR = 1.3$, (d) $OCR = 1.5$, (e) $OCR = 2$, (f) $OCR = 3$
 (Ishihara et Okada, 1978).

Par ailleurs, les résultats obtenus par Ishihara *et al.* (1978) sur des sols ayant différentes teneurs en éléments fins montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec le coefficient de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. Arab (2008) a réalisé une série d'essais cycliques non drainés sur le mélange de sable d'oued Rass avec le limon de Sidi M'hamed (SM) surconsolidé avec un coefficient de surconsolidation $OCR = 5$. Les essais ont été réalisés à un indice de densité $I_D = 0.65$ pour trois amplitudes de chargement ($q_{cyc} = 30, 40$ et 60 kPa) afin de déterminer l'influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction (figure 60). Les trois chargements conduisent tous à la liquéfaction des échantillons. Pour le chargement élevé ($q_{cyc} = 60 \text{ kPa}$), la liquéfaction est observée après 8 cycles, alors que pour le même chargement, le sol normalement consolidé subissait une liquéfaction après 5 cycles (figure 60a). Pour le chargement à l'amplitude $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$, le sol surconsolidé est liquéfié après 26 cycles alors que le sol normalement consolidé est liquéfié après 8 cycles (figure 60b). L'influence de la petite amplitude est encore plus forte. En effet, pour un chargement avec $q_{cyc} = 30 \text{ kPa}$, le sol normalement consolidé est liquéfié après 25 cycles à comparer avec les 236 cycles qui sont nécessaires à la liquéfaction du sol surconsolidé (figure 60c).

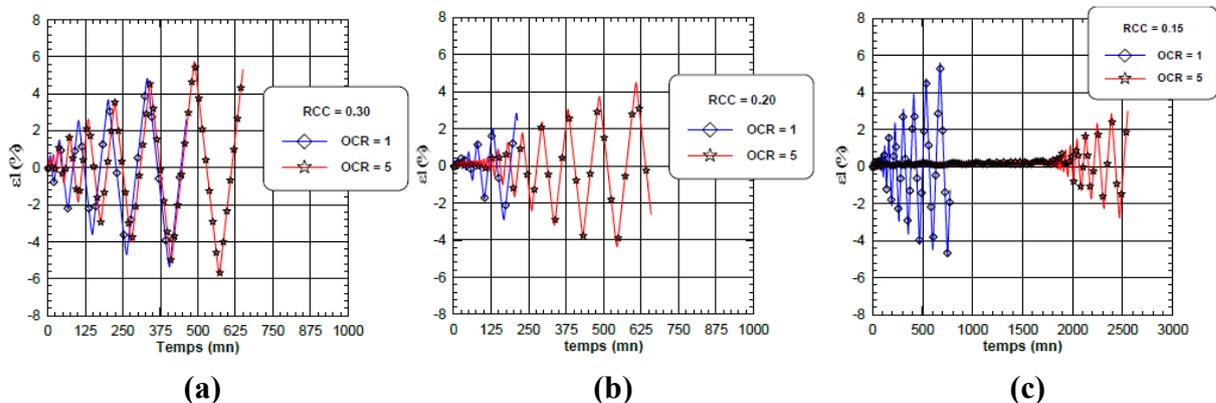


Figure 60 : Effet de la surconsolidation sur la réponse non drainée du mélange sable d'oued Rass avec le limon SM : (a) $q_{cyc} = 60 \text{ kPa}$, (b) $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$, (c) $q_{cyc} = 30 \text{ kPa}$ (Arab, 2008).

2.6.6 Mode de chargement (compression/extension)

L'orientation des sollicitations appliquées au sol a pour effet de modifier sa réponse. La différence entre les comportements résultants est due à l'effet de la rotation et du changement de la direction de la contrainte principale majeure σ_1 par rapport au plan de litage formé par le processus de déposition des grains. C'est le cas de certaines formations géologiques, mise en évidence par Symes *et al.* (1984), Vaid *et al.* (1990a), Vaid et Thomas (1995), Vaid et Sivathayalan (1996b) et Uthayakumar et Vaid (1998), et présentant une anisotropie inhérente due au mode de déposition des sables par pluviométrie sous air ou sous eau. En compression, la contrainte principale agit dans la direction verticale qui est dans la majorité des cas celle de la direction de déposition, alors qu'en extension, celle-ci est horizontale et parallèle au plan de litage. A noter que la compression triaxiale correspond à α égal à 0° et l'extension à α égal à 90° , où α étant l'angle que fait la contrainte principale σ_1 avec la normale au plan de litage.

Les séismes, la houle, les mouvements des marées sont des exemples parmi tant d'autres qui donnent lieu au changement de direction de la contrainte principale. Ce changement de direction a comme effet l'augmentation de la déformabilité, et par conséquent, une influence sur la réponse non drainée du matériau. En effet, des échantillons ayant un comportement dilatant ou de liquéfaction limitée sous une compression triaxiale, peuvent être contractants et se liquéfier en extension triaxiale non drainée (Miura et Toki, 1982 ; Kuerbis *et al.*, 1988 ; Vaid *et al.*, 1990a ; Vaid et Thomas, 1995 ; Vaid et Sivathayalan, 1996b ; Doanh *et al.*, 1997 ; Riemer et Seed, 1997 ; De Gennaro *et al.*, 2004). L'exemple qui illustre mieux ces points est l'étude réalisée par Yoshimine *et al.* (1998) sur le sable de Toyoura en compression et en extension monotones non drainées (figure 61). Les échantillons de densités très lâches ont été reconstitués par la méthode de déposition sèche et consolidés sous des contraintes isotropes allant de 50 à 500 *kPa*. Tous les échantillons cisailés en compression ont manifesté un comportement du type liquéfaction limitée ou carrément dilatant, alors qu'en extension, la réponse a été uniquement contractante avec même une résistance ultime nulle.

Cette constatation a été aussi relevée par Benahmed (2001) où elle a étudié l'effet du mode de chargement sur le comportement non drainé de deux échantillons de sable d'Hostun *RF*, de même densité initiale et consolidés à la même pression. L'échantillon sollicité en extension manifeste un comportement contractant de type liquéfaction tandis que celui sollicité en compression manifeste un comportement plus stable caractérisé par une augmentation continue du déviateur de contraintes. Elle souligne également que la droite de rupture en extension est plus inclinée que celle de compression. Selon l'auteur, ceci explique l'initiation du phénomène de la liquéfaction cyclique en extension au cours d'un chargement cyclique alterné par rapport à l'axe isotrope. Dans le même contexte, De Gennaro et ses coauteurs (2004) confirment ces constatations et fournissent des résultats complémentaires.

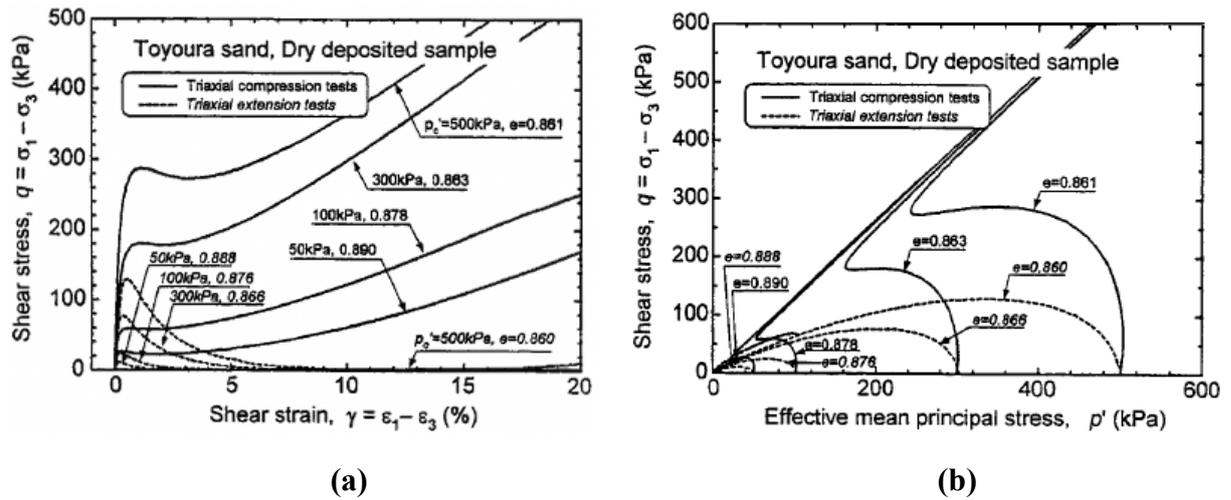


Figure 61 : Effet du mode de sollicitation sur le comportement non drainé :
 (a) contrainte-déformation, (b) chemin des contraintes (Yoshimine et al., 1998).

2.6.7 Histoire de chargement (contraintes/déformations)

D'après de nombreux travaux antérieurs, l'histoire de chargement, sollicité à l'échantillon sous forme de contraintes ou de déformations, peut affecter considérablement la résistance à la liquéfaction des sables. Finn *et al.* (1970) rapportent dans leur étude que lorsqu'un échantillon de sable est soumis au préalable à une faible déformation de cisaillement suivi d'un drainage avant de lui appliquer un chargement cyclique, sa résistance à la liquéfaction se voit augmenter. En revanche, si cette déformation préalable est importante, sa résistance sera réduite. Ces résultats ont été confirmés par les travaux de Ishihara et Okada (1978) et Vaid et Finn (1979). Ils attribuent cette différence de comportement au fait qu'un chargement préalable, selon sa valeur, peut densifier un matériau lâche et le rendre plus résistant ou transformer un matériau dilatant par désenchevêtrement en un matériau parfaitement contractant donc instable avec une résistance plus faible. Cette quantification est faite en relation avec la théorie de la transformation de phase ou l'existence du rapport de contrainte effective critique (*CSR*).

La figure 62a montre les résultats d'essais de deux échantillons de sable, l'un n'ayant subi aucun préchargement et l'autre ayant été soumis à des petites déformations simulant de faibles vibrations sismiques (Seed *et al.*, 1977). Bien qu'aucune densification significative ne soit notée sur l'échantillon préchargé, celui-ci présente une résistance à la liquéfaction plus grande que celle du sable sans préchargement. Tokimatsu et Hosaka (1986) réalisent des essais cycliques non drainés sur des échantillons reconstitués au laboratoire et préchargés auparavant en condition drainée jusqu'à des déformations axiales de 0.3, 0.5, 1, 2 et 3 % pour simuler l'histoire des contraintes de cisaillement lors des opérations d'échantillonnage. Les résultats obtenus sont comparés à un échantillon idéal qui n'a subi aucune histoire de contrainte (figure 62b). On constate que la résistance des échantillons préchargés décroît avec la croissance de la déformation axiale de préchargement. Les échantillons soumis à 2 et 3 %

de déformation axiale ne présentent que 20 à 30 % de la résistance au cisaillement de l'échantillon vierge. Tokimatsu et Hosaka concluent que l'effet de l'histoire des contraintes est très significatif. Wichtmann *et al.* (2005) trouvent qu'un échantillon sans pré-cisaillement initial atteint la liquéfaction au bout de 5 cycles, alors qu'il l'atteint après 8 cycles pour un échantillon pré-cisailé avec un déviateur d'amplitude $q_{preload}^{ampl} = 30 \text{ kPa}$ et un nombre de cycles $N_{preload} = 10$ cycles (figures 63-1, 2). Tandis que le pré-cisaillement avec un déviateur d'amplitude $q_{preload}^{ampl} = 50 \text{ kPa}$ et un nombre de cycles $N_{preload} = 10$ et 100 cycles retardent la liquéfaction et l'atteint après 43 et 205 cycles respectivement (figures 63-3, 4).

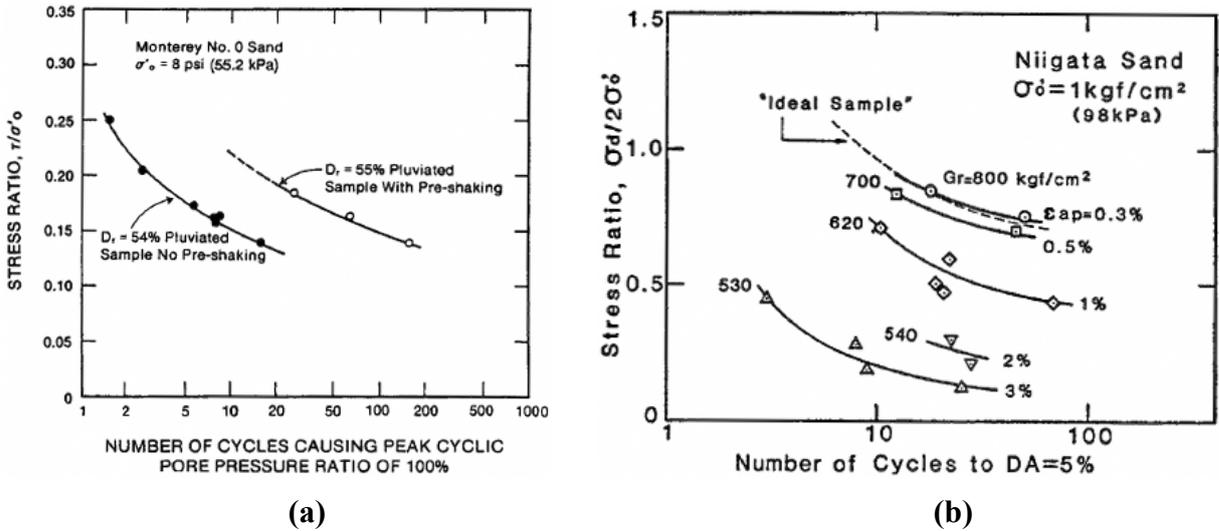


Figure 62 : Effet de l'histoire des contraintes de cisaillement sur les caractéristiques de liquéfaction : (a) Seed et al. (1977), (b) Tokimatsu et Hosaka (1986).

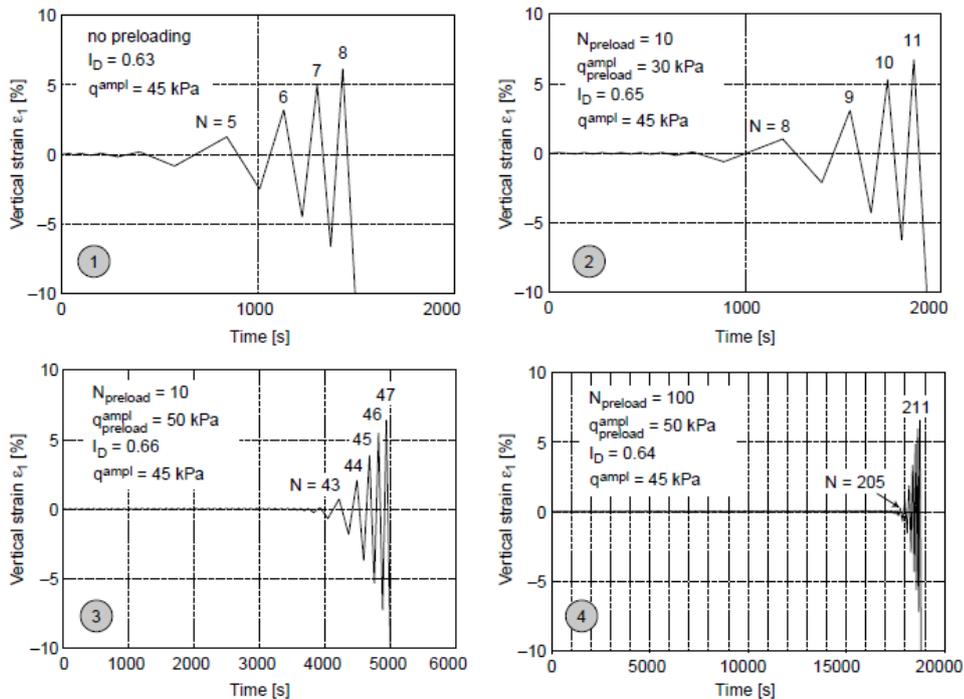


Figure 63 : Effet du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction (Wichtmann et al., 2005).

2.6.8 Saturation

La qualité de la saturation est évaluée, lors d'un essai triaxial, par la mesure du coefficient de Skempton B qui peut être lié au degré de saturation S_r par la relation suivante (Lade et Hernandez, 1977) :

$$B = \frac{1}{1 + n k_s \left(\frac{S_r}{k_w} + \frac{1 - S_r}{u_a} \right)} \quad (30)$$

où k_s et k_w désignent respectivement les modules de déformations volumiques du squelette solide et de l'eau, n est la porosité et u_a est la pression interstitielle de l'échantillon.

Néanmoins, le coefficient de Skempton B est généralement estimé par la relation suivante, dans laquelle on applique, en condition non drainée, un incrément de pression de confinement $\Delta\sigma_3$ dans la cellule triaxiale et on mesure la réponse de la pression interstitielle Δu dans l'échantillon (Skempton, 1954).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (31)$$

En effet, dans un échantillon parfaitement saturé et en condition non drainée, la variation de volume totale est nulle et, l'eau interstitielle étant nettement moins compressible que le squelette, la tendance à la variation de volume est entièrement contrebalancée par l'augmentation de la pression de l'eau. Par contre, dans un échantillon partiellement saturé, la variation de volume est possible par compression de l'air occlus. Il en résulte une augmentation plus faible de la pression interstitielle et donc, en condition non drainée, une résistance au cisaillement cyclique plus élevée. Ainsi, dans la figure 64, la résistance à la liquéfaction d'un échantillon non saturé est plus élevée que celle d'un échantillon saturé que ce soit en monotone ou en cyclique (Arab *et al.*, 2016). Autrement dit, la résistance à la liquéfaction des sols augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B .

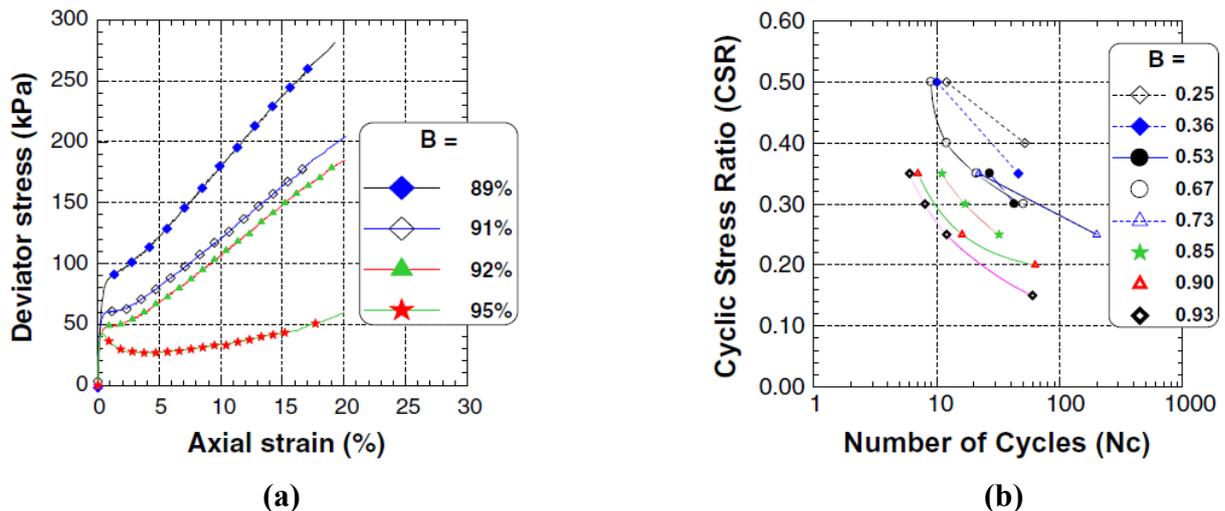


Figure 64 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement :
(a) comportement monotone, (b) comportement cyclique (Arab *et al.*, 2016).

De plus, d'après Martin *et al.* (1978) et Pecker (1984), une diminution de 2 % du degré de saturation (de 1 à 0.98) engendre une augmentation de plus de 100 % de la résistance à la liquéfaction (figure 65a). Ces résultats théoriques ont été confirmés expérimentalement par Xia et Hu (1991). Par ailleurs, Yoshimi *et al.* (1989) ont effectué des essais de liquéfaction sur le sable de Toyoura de densité moyenne ($D_r = 60\%$) avec des échantillons ayant différents valeurs de B (figure 65b). Avec un coefficient B supérieur à 0.8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction ; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0.5.

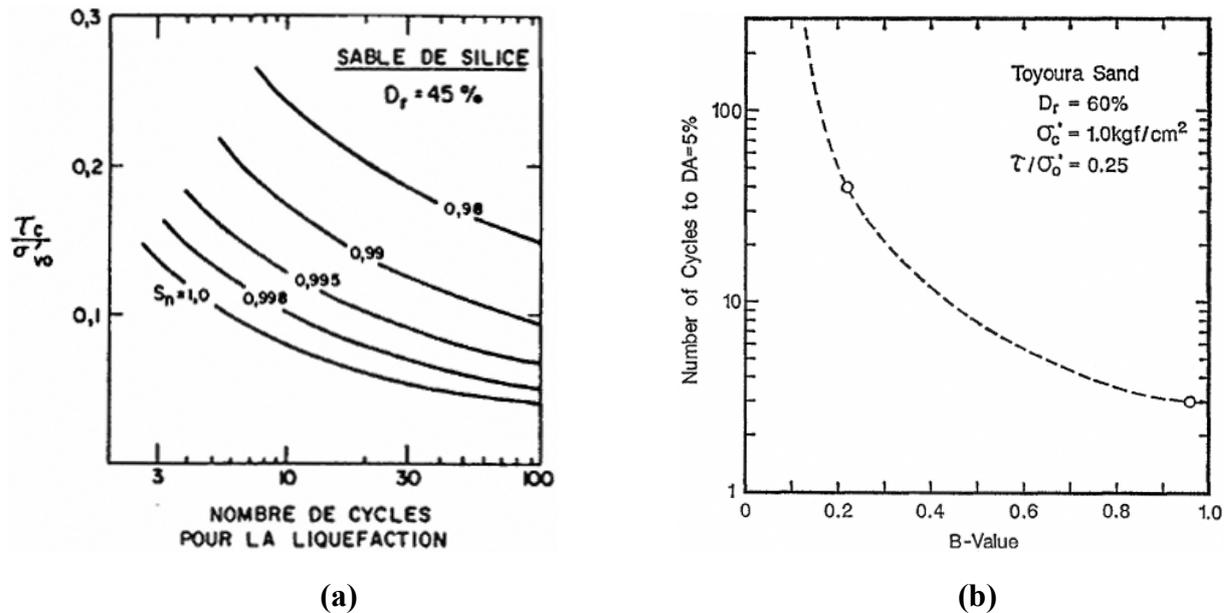


Figure 65 : Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse cyclique non drainée :
(a) Martin *et al.* (1978), (b) Yoshimi *et al.* (1989).

Il est impératif donc de s'assurer de la parfaite saturation des échantillons au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire. De ce fait, les essais de liquéfaction sont généralement réalisés sur des échantillons saturés en condition non drainée. Sherif *et al.* (1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considéré comme saturé si la valeur de B dépasse 0.8. Chaney (1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0.96 pour que le sol soit bien saturé. D'après, Mulilis *et al.* (1978), une valeur de B mesurée de 0.91 à 0.98 impliquait un degré de saturation de 99.9 %. Les essais effectués par Tatsuoka *et al.* (1986c) et Toki *et al.* (1986) exigeaient une valeur de $B \geq 0.96$ pour lancer le cisaillement, tandis que dans Tatsuoka *et al.* (1986b), on trouve un coefficient de Skempton supérieur ou égal à 0.98.

2.6.9 Mode de déposition

Les éprouvettes d'essais préparées de sols granulaires génèrent des structures particulières en termes de l'arrangement géométrique des grains. En effet, ces sols non cohésifs perdent généralement leur structure lors de l'échantillonnage et du transport subséquent, à moins d'avoir recours à des méthodes complexes telle que la congélation.

Ainsi, afin de reproduire au laboratoire la structure originale du massif de sol, il existe diverses techniques de mise en place pour la confection d'éprouvettes homogènes à partir du matériau remanié. Ces techniques de préparation qui diffèrent selon les compacités visées doivent répondre à certaines exigences, à savoir l'obtention d'une bonne homogénéité des échantillons, se rapprocher le plus près possible du mode de déposition naturelle et assurer une large gamme d'indices de densité. Les méthodes les plus répandues sont comme suit :

- **Damage humide (*Moist Tamping*)** a déjà été décrit et utilisé en premier lieu par Castro (1969) puis adopté par différents chercheurs par la suite (Been et Jefferies, 1985 ; Sladen *et al.*, 1985a ; Kramer et Seed, 1988 ; Canou, 1989 ; Konrad, 1990a ; Been *et al.*, 1991 ; Konrad *et al.*, 1991 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Vaid *et al.*, 1999 ; Benahmed, 2001). Il consiste à mélanger de manière la plus homogène le matériau granulaire (sable, mélange sable-limon) préalablement séché avec une quantité d'eau désaérée comprise entre 1 et 5 % de manière à obtenir un milieu foisonné (Ladd, 1978 ; Konrad, 1990a ; Ishihara, 1993 ; Frost et Park, 2003). La teneur en eau peut atteindre 20 % pour les sols fins (Zlatović et Ishihara, 1997). Le matériau est ensuite déposé par couche (5 à 7 couches), à l'aide d'une cuillère et à hauteur de chute nulle, dans le moule de fabrication de l'éprouvette triaxiale tout en le compactant modérément avec une dame (figure 66a). On scarifie, après chaque compactage, la partie supérieure de chacune des couches pour éviter un litage trop important du matériau (succession de couches horizontales) qui nuirait à son homogénéité. L'humidification permet de créer une cohésion capillaire entre les grains du matériau et d'obtenir des structures très lâches avec des indices de densité très faibles, avec parfois en dessous des valeurs obtenues par les normes en vigueur, pouvant engendrer une liquéfaction avec effondrement total de l'éprouvette. A l'opposé de cette constatation, d'autres chercheurs tels que Kuerbis et Vaid (1988), Ishihara (1993) et Zlatović et Ishihara (1997) stipulent que cette méthode réalise aussi des échantillons denses en augmentant l'énergie de compactage. Par ailleurs, l'utilisation de cette technique pour les sables limoneux a été l'objet de certaines critiques à cause du critère de l'homogénéité des échantillons reconstitués (Ishihara, 1993 ; Pitman *et al.*, 1994 ; Vaid, 1994 ; Vaid *et al.*, 1999).
- **Déversement sec à l'aide d'un entonnoir (*Dry Funnel Deposition*)** est réalisé de la même manière que ci-dessus sauf que chaque couche du matériau sec est déposée dans le moule à l'aide d'un entonnoir puis compactée ou vibrée, si nécessaire, en fonction de la densité voulue (figure 66b). Pour les densités lâches, le sol est déversé sans compactage avec maintien d'une hauteur de chute quasi-nulle entre le fond du tube de l'entonnoir et le niveau supérieur du sol tout au long du remplissage du moule.
- **Pluviation dans l'air (*Air Pluviation*)** est mentionnée dans la littérature pour les sables limoneux par diverses techniques (Brandon *et al.*, 1991 ; Thevanayagam, 1998 ; Vaid *et al.*, 1999 ; Georgiannou, 2006 ; Wood *et al.*, 2008). Néanmoins, la plupart de

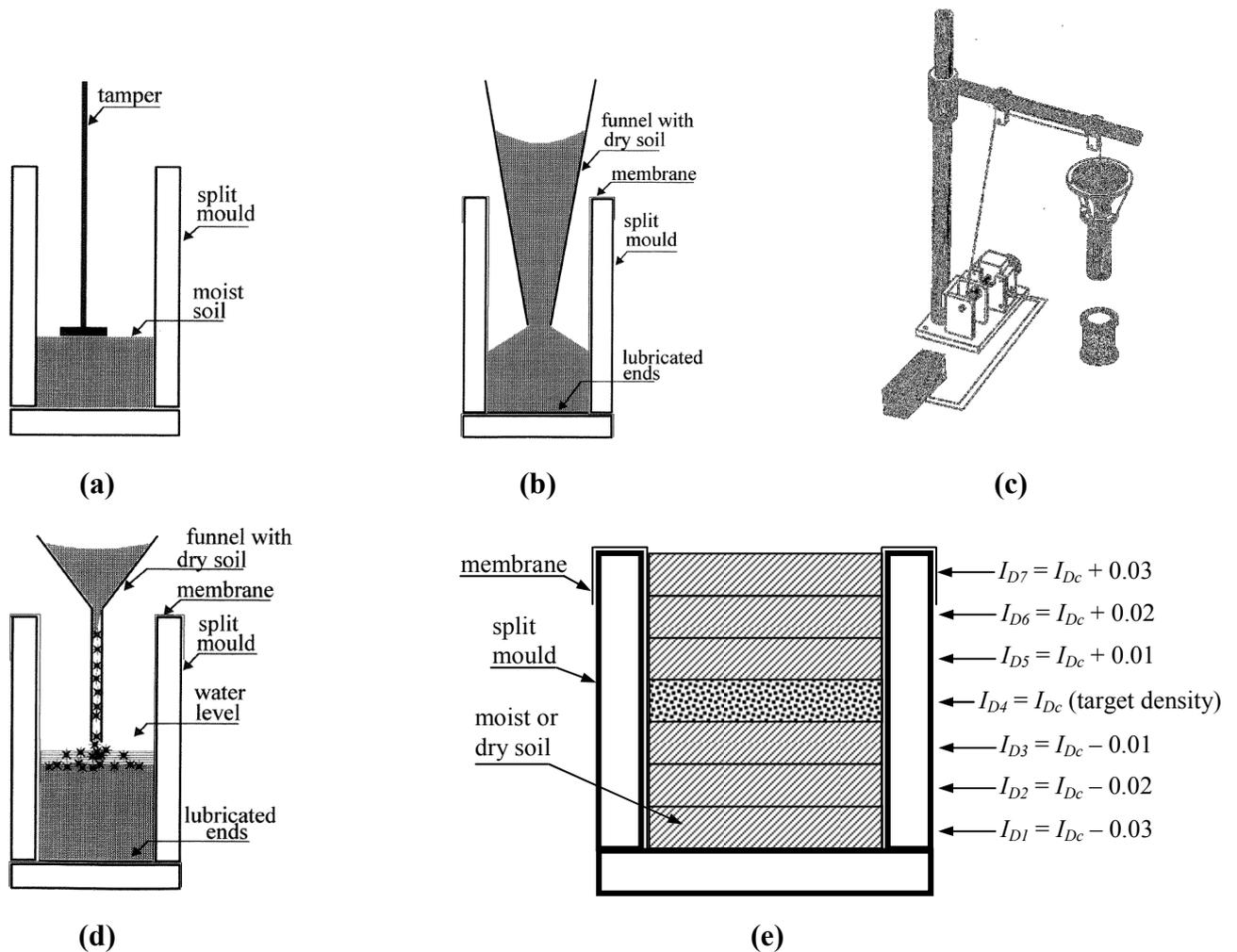


Figure 66 : Méthodes de préparation des éprouvettes : (a) damage humide, (b) déversement sec par l'entonnoir, (c) pluviation dans l'air, (d) pluviation sous l'eau, (e) préparation par sous-compactage (Ishihara, 1993 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Benahmed, 2001 ; Chan, 1985).

ces références font allusion à la méthode du déversement sec par l'entonnoir. Nous présentons une technique bien particulière dans laquelle le matériau est déversé dans le moule par un dispositif appelé "pluviateur" comparable à celui utilisé pour la détermination de l'indice des vides maximal, sauf qu'il contient des grilles contrôlant le débit de pluviation (figure 66c). En variant la hauteur de chute et le débit de pluviation, le pluviateur permet de reconstituer des structures granulaires homogènes avec une large gamme d'indices de densité. Cette technique a fait l'objet de nombreux travaux (Kolbuszewski, 1948a, 1948b ; Mulilis *et al.*, 1975 ; Miura et Toki, 1982 ; Vaid et Negussey, 1984b ; Rad et Tumay, 1987 ; Levacher *et al.*, 1994 ; Dupla, 1995 ; Francis, 1997 ; Cresswell *et al.*, 1999 ; Benahmed, 2001). La procédure de cette technique est la suivante : après avoir fixé le débit de pluviation en choisissant la grille adéquate, rempli le réservoir de sable et réglé la vitesse de remontée du moteur, le pluviateur est placé à l'intérieur du moule en faisant très attention à ce qu'il soit dans l'axe du moule et à la hauteur voulue. La pluviation est lancée en ouvrant le réservoir et

en mettant en marche le moteur en même temps jusqu'à remplissage du moule. On arrête alors le moteur, on détache le pluviateur et on procède à l'arasage de la surface de l'échantillon en aspirant le surplus de sable à l'aide d'un tuyau relié directement à une pompe à vide jusqu'au rebord supérieur du moule qui sert de repère. Généralement, on rajoute une rehausse en plexiglas à la partie supérieure du moule pour pouvoir contenir le sable et ne pas le répandre tout autour de la cellule lorsque la hauteur de pluviation est importante.

- **Pluviation sous l'eau** (*Water Pluviation*) a le même principe que le déversement sec par l'entonnoir sauf que le remplissage du matériau sec s'effectue par couches successives, à l'aide de l'entonnoir, en faisant monter l'eau désaérée dans le moule du bas (figure 66d). Le sol est déposé délicatement dans l'eau en prenant l'ouverture du tube de l'entonnoir et la hauteur de chute, entre le fond du tube et la surface de l'eau, égales à 0.3 cm (Zlatović et Ishihara, 1997). On doit contrôler à tout moment que le niveau de l'eau ne dépasse pas le niveau du sable versé. On passe à la couche suivante une fois que l'eau devient transparente. Cette méthode reproduit la déposition naturelle d'un sol. Or, d'après Verdugo (1992a), la pluviation sous eau, crée une structure hétérogène, accentuée par la présence de fines, qui influe considérablement sur la position de la ligne d'état stable. En effet, dans le cas d'éprouvettes homogènes, la structure initiale est détruite lorsque l'on atteint l'état stable ($\varepsilon_1 > 10\%$). En revanche, dans le cas d'une sédimentation sous eau, il se crée une structure stratifiée qui ne peut pas être détruite, même dans le domaine des grandes déformations.
- **Préparation par sous-compaction** (*Undercompaction Method*) est basée sur le principe d'atteindre une densité plus uniforme sur toute la hauteur de l'échantillon. En effet, le compactage de chaque couche peut densifier la couche de dessous. Par conséquent, les couches inférieures sont sujettes à un compactage supplémentaire provenant des couches supérieures. C'est pour cela, Ladd (1978) préconise que le matériau humide ou sec est placé sous forme de couches successives par sous-compaction en les mettant à des densités croissantes du bas vers le haut de l'échantillon. La méthode donne les valeurs de la densité et la hauteur des couches qui sont calculées à partir de la densité cible de l'essai. Chan (1985) modifie cette méthode en prenant une hauteur constante de chaque couche et en recommandant une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives. A titre d'exemple, si la densité désirée pour l'essai est prise égale à $I_{Dc} = 0.50$ et la hauteur du moule $H = 140\text{ mm}$, on prendra sept couches de 20 mm de hauteur, placées du bas en haut avec les indices de densité suivants $0.47, 0.48, 0.49, 0.50, 0.51, 0.52$ et 0.53 (figure 66e). On notera que la densité cible est placée au milieu de l'échantillon.
- **Dépôt en forme de boue** (*Slurry Deposition Method*) est une autre technique de préparation des échantillons couramment utilisée pour les sables limoneux dans le but de

surmonter les problèmes inhérents à la ségrégation des particules (Kuerbis et Vaid, 1988 ; Carraro et Prezzi, 2008). Elle garantit ainsi des échantillons homogènes et reproductibles similaires aux dépôts de sols formés sous l'eau. Néanmoins, elle ne permet pas d'avoir des échantillons à l'état lâche comme c'est le cas du damage humide. De plus, Murthy *et al.* (2007) rapportent que les échantillons préparés par damage humide avaient des résistances au cisaillement nettement supérieures à ceux préparés par cette méthode. Le principe de cette technique, d'après Carraro et Prezzi (2008) modifiant la méthode proposée par Kuerbis et Vaid (1988), consiste à déverser doucement, à l'aide d'un entonnoir, un mélange sec de sable et d'un pourcentage de limon dans un tube cylindrique en plexiglas rempli d'eau désaérée. Le tube est ensuite agité pendant environ 20 minutes afin d'obtenir l'uniformité requise. Enfin, le mélange du tube est déversé de nouveau dans le moule du triaxial muni d'une membrane. La densification de l'échantillon est obtenue en tapotant doucement le moule.

Cependant, ces méthodes de reconstitution produisent, suivant la disposition des grains, des structures différentes conduisant à des réponses distinctes de comportement du sol (Oda, 1972*a, b, c* ; Ladd, 1974, 1977 ; Mulilis *et al.*, 1975 ; Miura et Toki, 1982 ; Vaid et Negusse, 1984*b* ; Been et Jefferies, 1985 ; Canou, 1989 ; Vaid *et al.*, 1990*a* ; DeGregorio, 1990 ; Ishihara, 1993 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Vaid *et al.*, 1999 ; Høeg *et al.*, 2000 ; Benahmed, 2001 ; Benahmed *et al.*, 2004, 2007). Ainsi, plusieurs chercheurs s'entendent sur l'influence de ce paramètre sur le comportement du sable sous chargement monotone pour dire que la méthode de compactage humide produit une microstructure hétérogène qui affecte le comportement mécanique des échantillons (Kuerbis et Vaid, 1988; Canou, 1989 ; Benahmed *et al.*, 2004, 2007 ; Chang *et al.*, 2011).

A ce sujet, Terzaghi (1956) parle déjà de structure métastable nécessaire au développement de la liquéfaction d'un massif de sol. Bjerrum *et al.* (1961) utilisent une mise en place du sable à une teneur en eau très faible permettant d'obtenir des échantillons très lâches et une structure en agrégats métastable favorisant l'apparition de la liquéfaction statique. C'est pourquoi certains proposent des méthodes de mise en place alternatives proches de l'état de terrain comme la déposition par pluviation à sec, ou sous forme de boue (*slurry deposition method*). Pour expliquer cette divergence, Been et Jefferies (1985) trouvent des résistances au cisaillement et des comportements volumiques différents pour deux échantillons de sable de Kogyuk fabriqués par pluviation et damage humide. Ils introduisent la notion du paramètre de structure, venant s'ajouter au paramètre d'état ψ , et permettant de décrire plus complètement le comportement d'un sable en faisant référence à des caractéristiques liées au mode de fabrication du matériau (cf. 2.6.2.1).

Canou (1989), Benahmed *et al.* (2004, 2007), Della *et al.* (2009) et Della (2010) montrent, par des essais non drainés, qu'un matériau préparé par damage humide peut donner lieu à un comportement de type liquéfaction (contractant) ou liquéfaction limitée, alors que

s'il est préparé par pluviation à sec, pour le même indice de densité, il peut être dilatant et stable (figure 67a). Ils expliquent ceci par le fait que le dépôt humide favorise la formation d'une structure lacunaire en nid d'abeille ou en agrégat résultant d'une cohésion capillaire, beaucoup moins stable, produite par l'humidification du sable et que le dépôt sec, quant à lui, fournit une structure granulaire beaucoup plus régulière. Des analyses au microscope à balayage électronique (MEB) confirment que les échantillons reconstitués par damage humide possèdent une structure assez irrégulière caractérisée par une organisation des grains de sable en agrégats et macropores de taille équivalente aux agrégats très vulnérables à la liquéfaction, à cause de leur effondrement au cours du cisaillement (figures 67b, c). Cela renforce certaines analogies entre les comportements d'un sable lâche et d'une argile sensible (Lefebvre *et al.*, 1989) et semble montrer que le phénomène de liquéfaction serait associé à une structure granulaire particulière plutôt qu'à un type de sol (les sables).

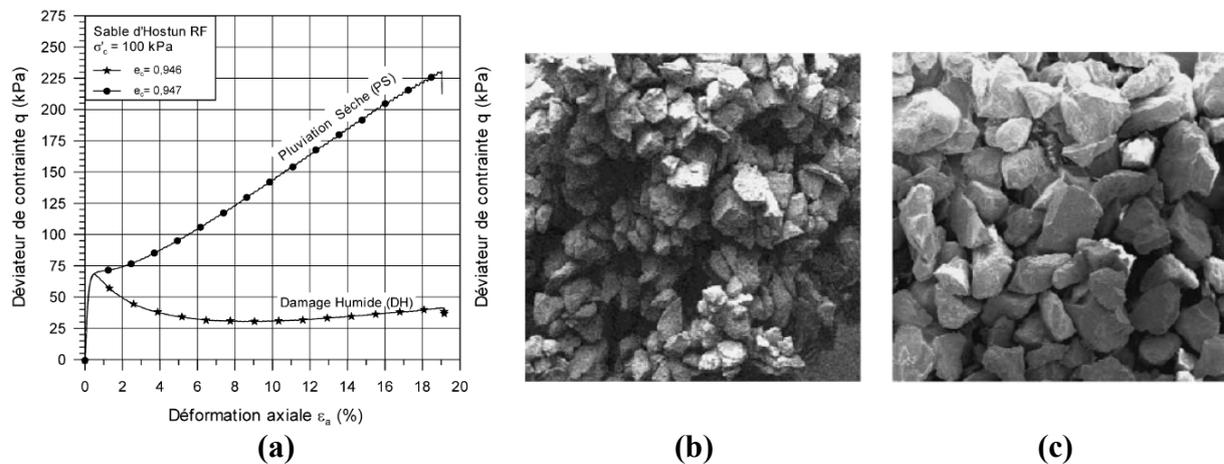
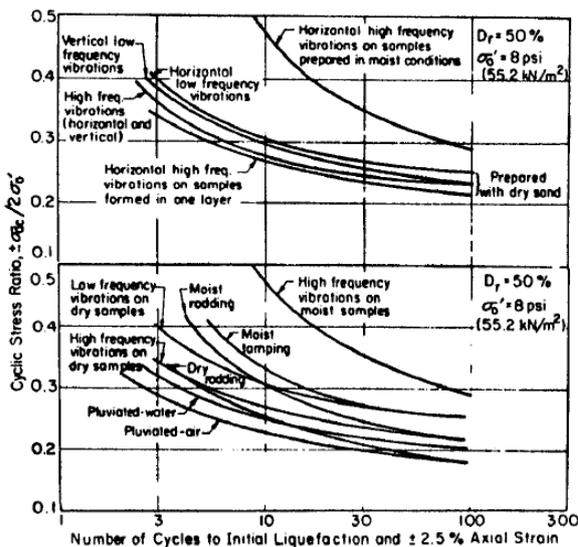


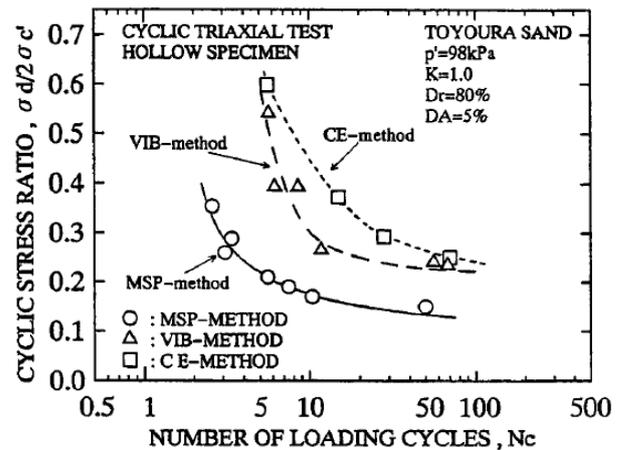
Figure 67 : Influence du mode de préparation sur la réponse non drainée d'un sable à l'état lâche : (a) courbes de cisaillement, (b) agrégats et macropores vus par le MEB (damage humide), (c) empilement régulier vu par le MEB (pluviation à sec) (Benahmed *et al.*, 2004).

Vaid *et al.* (1990a) montrent également que le dépôt humide procure une structure contractante très susceptible de se liquéfier par comparaison au dépôt par pluviation sous eau. Zlatović et Ishihara (1997) trouvent que le mode de fabrication affecte considérablement la droite de compressibilité du sable et sa réponse non drainée post-pic. Cependant, peu d'effet est observé en grandes déformations lorsque l'état stable est atteint. Vaid *et al.* (1999) mettent en évidence trois types de comportements différents : liquéfaction, liquéfaction limitée et comportement dilatant, selon que les échantillons sont préparés respectivement par damage humide, pluviation dans l'air, ou pluviation sous eau. Ils trouvent que le dépôt humide produit des structures non uniformes qui peuvent remettre en question l'interprétation des résultats au laboratoire et, qu'en revanche, la pluviation sous eau est le mode de préparation qui se rapproche le plus des dépôts alluvionnaires naturels et le mieux adapté pour les analyses de liquéfaction. Høeg *et al.* (2000) arrivent aux mêmes conclusions.

En ce qui concerne la liquéfaction cyclique, plusieurs chercheurs indiquent que le mode de préparation (et donc indirectement la structure) des échantillons a une influence non négligeable sur le potentiel de liquéfaction (Ladd, 1974, 1977 ; Mulilis *et al.*, 1975, 1977 ; Miura et Toki, 1982 ; Tatsuoka *et al.*, 1986b ; Yamashita et Toki, 1993 ; Amini et Sama, 1999). A une densité donnée, ces auteurs montrent que des écarts de résistance importants peuvent être observés entre des échantillons préparés par simple déversement sec et par vibration à fréquence élevée sur sables humides, les sables préparés humides fournissant les échantillons les plus résistants. En effet, Mulilis *et al.* (1977) présentent les résultats d'une vaste série d'essais triaxiaux cycliques à contrainte contrôlée réalisés sur des échantillons de sable de Monterey fabriqués au même indice de densité mais avec différentes méthodes de préparation (figure 68a). Ces résultats montrent clairement que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec. Par ailleurs, cette résistance varie d'un mode de dépôt à un autre et que la méthode de densification (compactage) a elle aussi un effet. Cependant, Mulilis *et al.* (1977) indiquent que cette variation n'est pas la même pour tous les types de sol.



(a)



(b)

Figure 68 : Effet du mode de dépôt sur la résistance au cisaillement cyclique :
(a) Mulilis *et al.* (1977), (b) Yamashita et Toki (1993).

Yamashita et Toki (1993) confirment ces résultats sur trois sables (Toyouura, Tohbetsu, Soma) en utilisant trois méthodes de fabrication différentes, à savoir la pluviation à travers une série de tamis (*MSP*), la pluviation à l'aide d'un entonnoir puis compactage par vibration (*VIB*) et dépôt par une force centrifugeuse dans un cylindre creux posé horizontalement (*CE*) (figure 68b). Tatsuoka *et al.* (1986b) arrivent aux mêmes conclusions en utilisant quatre méthodes de fabrication différentes à savoir la pluviation sous air, la pluviation sous eau avec vibrage, le compactage humide et le dépôt humide avec vibrage. Ils notent que l'effet du mode de dépôt commence à s'atténuer avec l'augmentation de la déformation axiale (autour de 3 %).

Dans le cas des mélanges, en réalisant des essais cycliques sur un sable limoneux, Zlatović et Ishihara (1995) ont montré que la méthode de préparation a un effet sur le comportement du sol. Pour les échantillons préparés par la méthode de déversement à sec, la résistance au cisaillement du mélange diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. Par contre, en utilisant la méthode de déposition par sédimentation, les échantillons montrent un autre comportement où la résistance diminue jusqu'à une teneur en fines $FC = 30\%$ puis elle ré-augmente (figure 69).

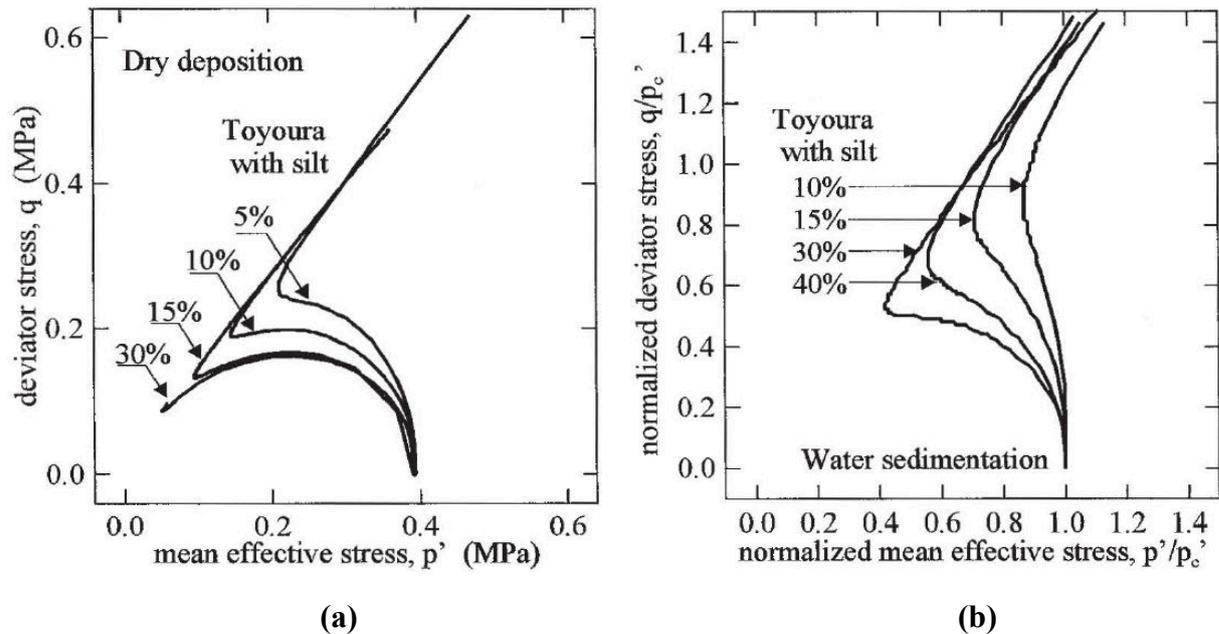
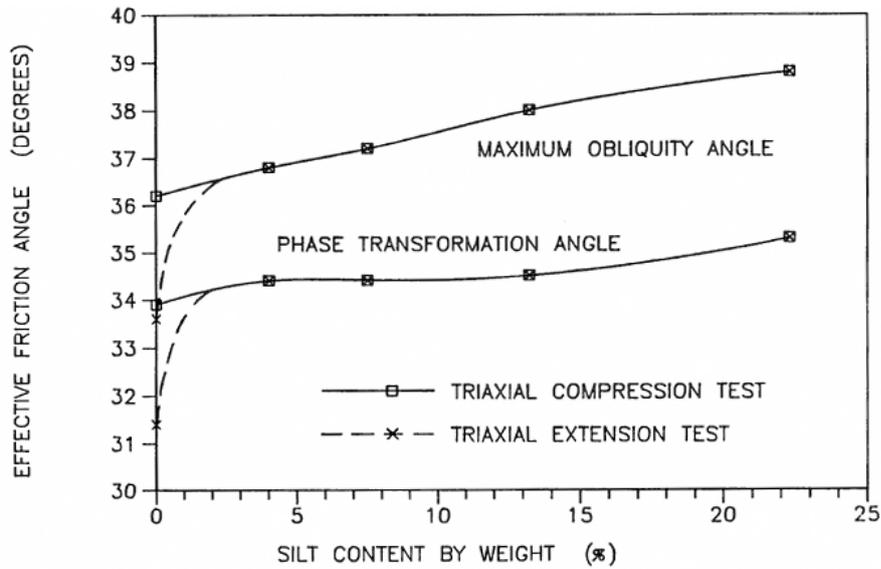


Figure 69 : Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sable limoneux :
 (a) déversement à sec, (b) déposition par sédimentation (Zlatović et Ishihara, 1995).

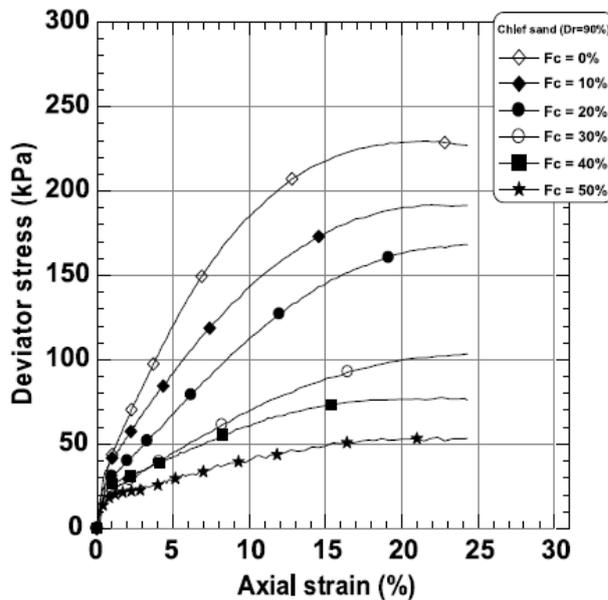
2.6.10 Présence de fines

La littérature géotechnique révèle que la plupart des cas de liquéfaction dans les milieux de sols naturels et dans les structures artificielles sont de nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines (Ishihara, 1984, 1985 ; Ishihara *et al.*, 1981, 1987 ; Seed et Harder, 1990 ; Perlea *et al.*, 1999). Ainsi, des données considérables sur la liquéfaction monotone et cyclique traitant l'effet de la teneur en fines FC sur le comportement mécanique des mélanges sable-fines sont disponibles. Néanmoins, plusieurs d'entre elles sont contradictoires et peuvent être répertoriées en trois catégories de résultats. La première concerne les études des chercheurs qui ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction du mélange (Chang *et al.*, 1982 ; Dezfoulian, 1982 ; Tokimatsu et Yoshimi 1983 ; Robertson et Campanella, 1985 ; Seed *et al.*, 1985 ; Kuerbis *et al.*, 1988 ; Chameau et Sutterer, 1994 ; Pitman *et al.*, 1994 ; Amini et Qi, 2000 ; Salgado *et al.*, 2000 ; Ni *et al.*, 2004), tandis que la deuxième tendance indique qu'elle fait diminuer la résistance à la liquéfaction (Shen *et al.*, 1977 ; Sladen *et al.*, 1985b ; Troncoso et Verdugo, 1985 ; Vaid, 1994 ; Erten et Maher, 1995 ;

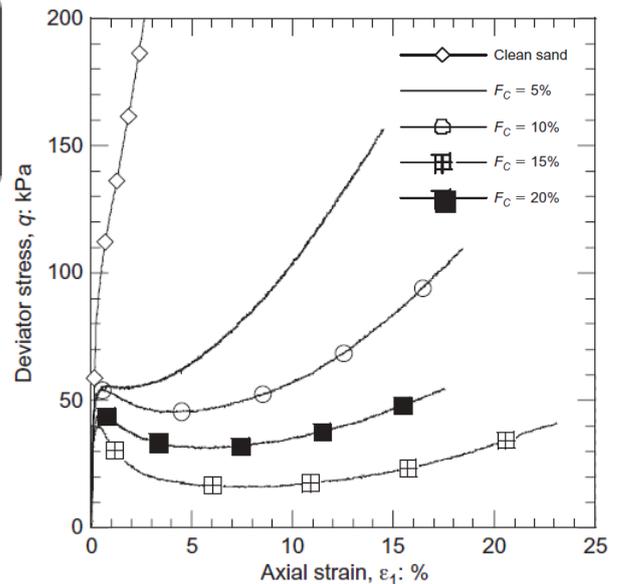
Lade et Yamamuro, 1997 ; Yamamuro et Lade, 1997 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Thevanayagam, 1998 ; Murthy *et al.*, 2007 ; Arab, 2009 ; Belkhatir *et al.*, 2010). Enfin, la troisième catégorie mentionne une limite de fines, appelée valeur seuil ou limite FC_{th} , séparant deux comportements distincts, et rapporte que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à la teneur en fines FC_{th} , puis elle augmente avec cette teneur (Law et Ling, 1992 ; Koester, 1994 ; Singh, 1996 ; Chien *et al.*, 2002 ; Xenaki et Athanasopoulos, 2003 ; Bouferra et Shahrour, 2004 ; Benghalia *et al.*, 2015).



(a)



(b)



(c)

Figure 70 : Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction statique : (a) augmentation de la résistance (Kuerbis *et al.*, 1988), (b) diminution de la résistance (Belkhatir *et al.*, 2010), (c) diminution de la résistance jusqu'à une valeur seuil, puis ré-augmentation (Bouferra et Shahrour, 2004).

Les figures 70 et 71 donnent un exemple de chaque groupe pour le cas d'un chargement monotone et cyclique. Par ailleurs, d'après Polito et Martin II (2001), la résistance à la liquéfaction cyclique augmente carrément avec l'augmentation de la teneur en fines, ou bien diminue jusqu'à la valeur seuil FC_{th} puis ré-augmente, et ceci en fixant pour l'ensemble du programme expérimental l'indice des vides intergranulaire, e_s , ou l'indice des vides global, e , respectivement. De plus, plusieurs études (Shen *et al.*, 1977 ; Troncoso et Verdugo, 1985 ; Kuerbis *et al.*, 1988 ; Vaid, 1994) ont montré que la résistance à la liquéfaction d'un sable limoneux est plus étroitement liée à son indice des vides intergranulaire que de sa teneur en fines.

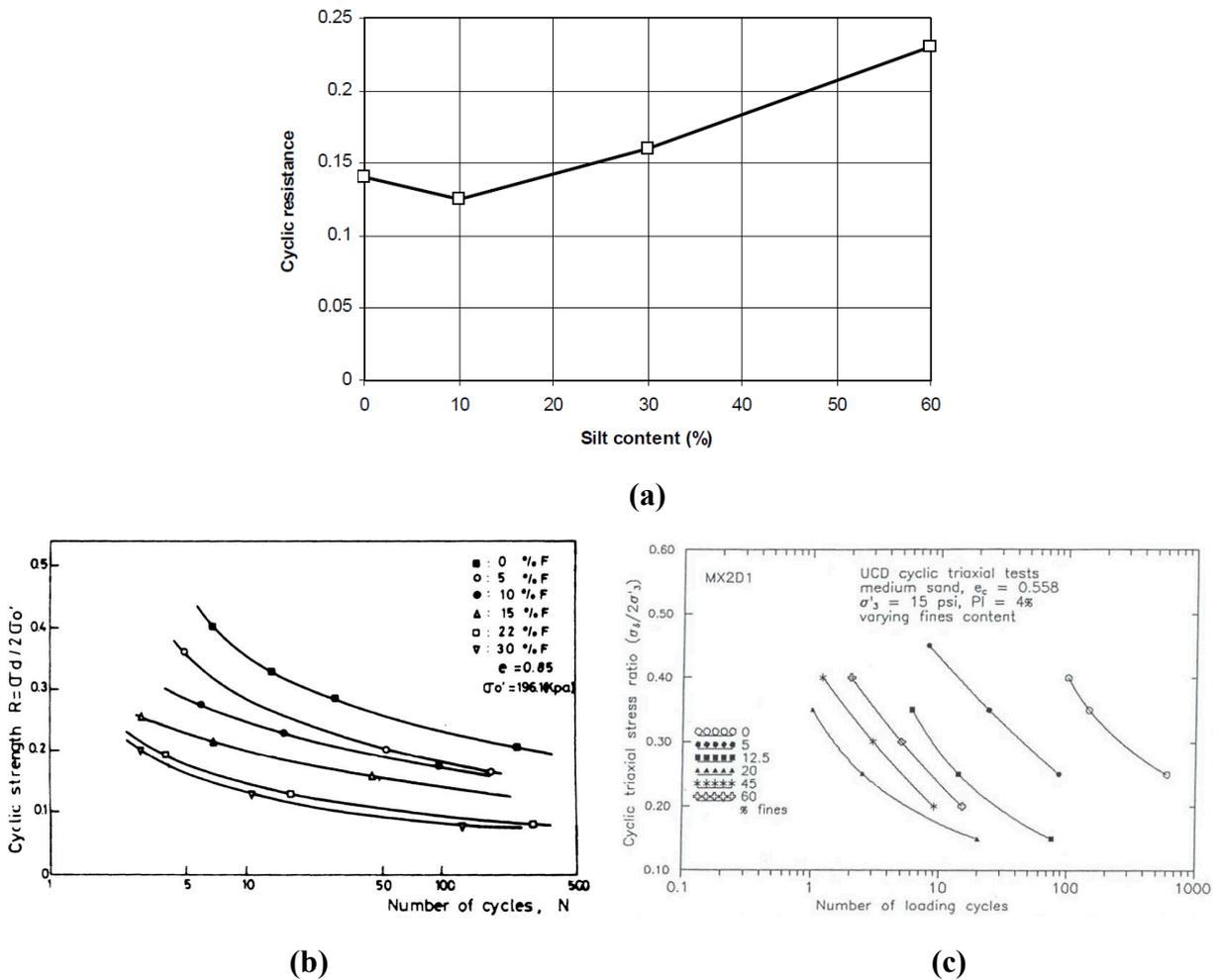


Figure 71 : Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction cyclique :
(a) augmentation de la résistance (Chang *et al.*, 1982), (b) diminution de la résistance (Troncoso et Verdugo, 1985), (c) diminution de la résistance jusqu'à une valeur minimale, puis ré-augmentation (Koester, 1994).

C'est ainsi que Finn *et al.* (1994), suggère que la divergence des différentes conclusions concernant l'effet des fines peu plastiques sur la résistance à la liquéfaction est due à l'utilisation soit de la résistance à la pénétration standard $(N_1)_{60}$, soit de l'indice des vides global du sol, ou bien l'indice des vides intergranulaire comme critères de comparaison.

De plus, le critère choisi autre que l'indice des vides intergranulaire ne permet pas de décrire le comportement mécanique d'un sol contenant des fines lorsque les fines occupent, pour une certaine teneur, les vides entre les grains, et par conséquent, n'affectent pas le comportement du mélange sable-fines.

Kenney (1977), Mitchell et Soga (2005), Thevanayagam (1998), Naeini et Baziar (2004) ont étudié l'effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sables-fines et recommandent l'utilisation de l'indice des vides intergranulaire pour l'interprétation des comportements observés au laboratoire. Plus précisément, Thevanayagam, Naeini et Baziar proposent un cadre conceptuel dans lequel le sol est supposé être composé de deux sous-matrices de sphères ayant deux diamètres différents, l'un pour les gros grains représentant les grains de sables et l'autre pour les grains fins symbolisant les fines. Tenant compte des possibles interactions entre ces éléments, les indices des vides intergranulaires, e_s , et interfines, e_f , sont introduits comme indices principaux de la densité des mélanges.

$$e_s = \frac{V_v + V_f}{V_s} = \frac{e + fc}{1 - fc}, \text{ avec } fc = \frac{FC}{100} \quad (32)$$

$$e_f = \frac{e}{fc} \quad (33)$$

Les équations (32) et (33) sont écrites en considérant pour un volume total unitaire deux intervalles de teneurs en fines avec les mêmes masses volumiques des fines et des grains solides. Le premier intervalle se rapporte à des teneurs en fines FC (%) inférieures à la valeur seuil FC_{th} qui correspond, dans la plupart des cas, au minimum des courbes des indices des vides minimal et maximal en fonction de la teneur en fines (figure 72). Hazirbaba (2005) propose pour FC_{th} la relation présentée par l'équation (34).

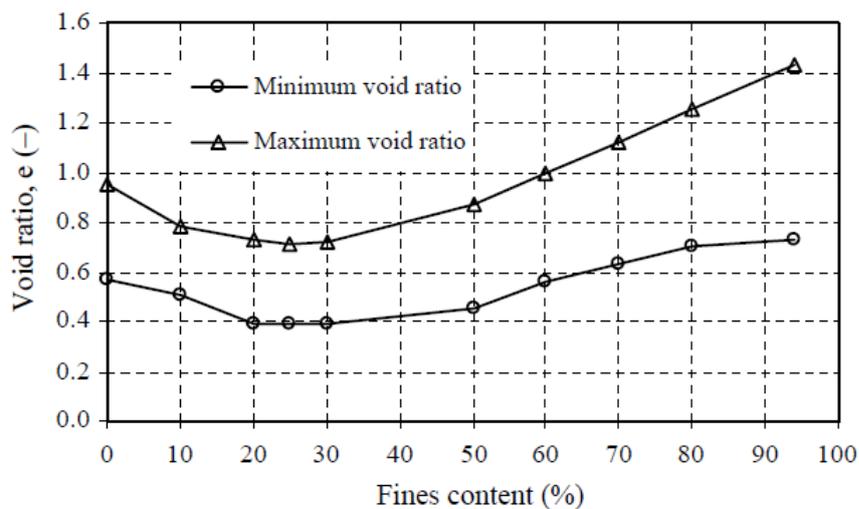


Figure 72 : Indices des vides extrêmes des mélanges sable-limon (Yang et al., 2006).

$$FC_{th} = \frac{W_{fines}}{W_{sand} + W_{fines}} = \frac{G_f \cdot e_s}{G_f \cdot e_s + G_s (1 + e_f)} \quad (34)$$

avec :

W_{fines}, W_{sand} : respectivement poids des particules fines et des grains solides du sable,

G_f, G_s : respectivement densité des fines et du sable,

e_f, e_s : respectivement indice des vides interfines et intergranulaire.

D'après Polito et Martin II (2001), FC_{th} se situe à l'intérieur de la gamme 25-45 % pour les différents types de sols. Néanmoins, cette valeur, appelée par d'autres chercheurs *LFC* (*Limiting Fines Content*) ou *TFC* (*Transitional Fines Content*) et qui constitue le passage d'une matrice de sol à prédominance sable à une matrice contrôlée par les fines, pourrait ne pas être identifiée par les essais de cisaillement monotones ou cycliques (Arab, 2009 ; Belkhatir *et al.*, 2010). Ainsi, dans cet intervalle, les fines ne participent pas activement dans le transfert des forces de contact intergranulaires ou leur contribution est secondaire. Par conséquent, elles sont supposées être situées dans les vides de la matrice des grains solides et leur variation dans cet intervalle, avec le pourcentage FC , remplissent uniquement les vides, ce qui fait diminuer les indices des vides extrêmes.

Avec l'indice des vides global, e , du sable limoneux (figures 73a, b), le volume total unitaire contiendra un volume des fines ($FC/100$), un volume des grains solides ($1 - FC/100$) et un volume des vides ($e + FC/100$). Ainsi, selon Kenney (1977), Mitchell et Soga (2005), on utilise dans cet intervalle l'indice des vides intergranulaire, e_s , qui constitue l'indice des vides de la matrice sableuse comme si les fines étaient enlevées (figure 73b).

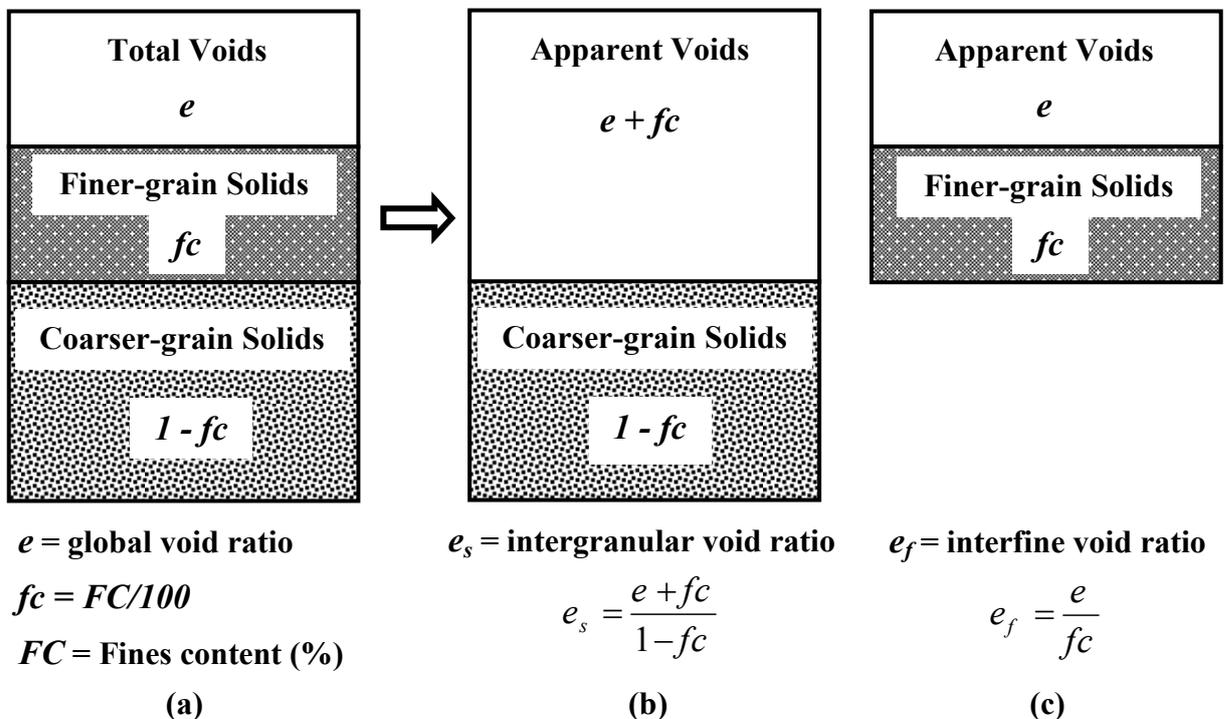


Figure 73 : Schématisation des différentes phases : (a) sable limoneux, (b) matrice de sable, (c) matrice de fines (d'après Thevanayagam, 1998).

Le deuxième intervalle concerne les teneurs en fines FC supérieures à FC_{th} où le comportement mécanique du sol est complètement dominé par les contacts entre les fines. Les grains solides deviennent, dans ce cas, isolés entre les fines et n'ont aucun effet sur les contacts de force, ou bien comme contact intermédiaire entre les différents grains de fines. Du moment que les grains solides ne sont pas des vides, leurs volumes seront négligés, contrairement au cas précédent, où les fines étaient considérées comme des vides. Ainsi, on utilise l'indice des vides inter fines, e_f , qui régit le mélange sable-limon (figure 73c).

Par ailleurs, en augmentant la teneur en fines sur l'un des deux intervalles, les fines occupent pleinement les vides entre les grains de sable et commencent à les séparer en les empêchant de se toucher. Les fines deviennent actives et peuvent renforcer le squelette solide ou le rendre instable. C'est pour cela, Thevanayagam et Martin (2002), Thevanayagam *et al.* (2002) ont proposé, pour des teneurs en fines faibles ou élevées, un nouveau concept d'indice des vides équivalent, noté par $(e_s)_{eq}$ ou $(e_f)_{eq}$, qui tient compte de la proportion des fines pouvant contribuer avec les grains solides dans les forces de contact (figure 74).

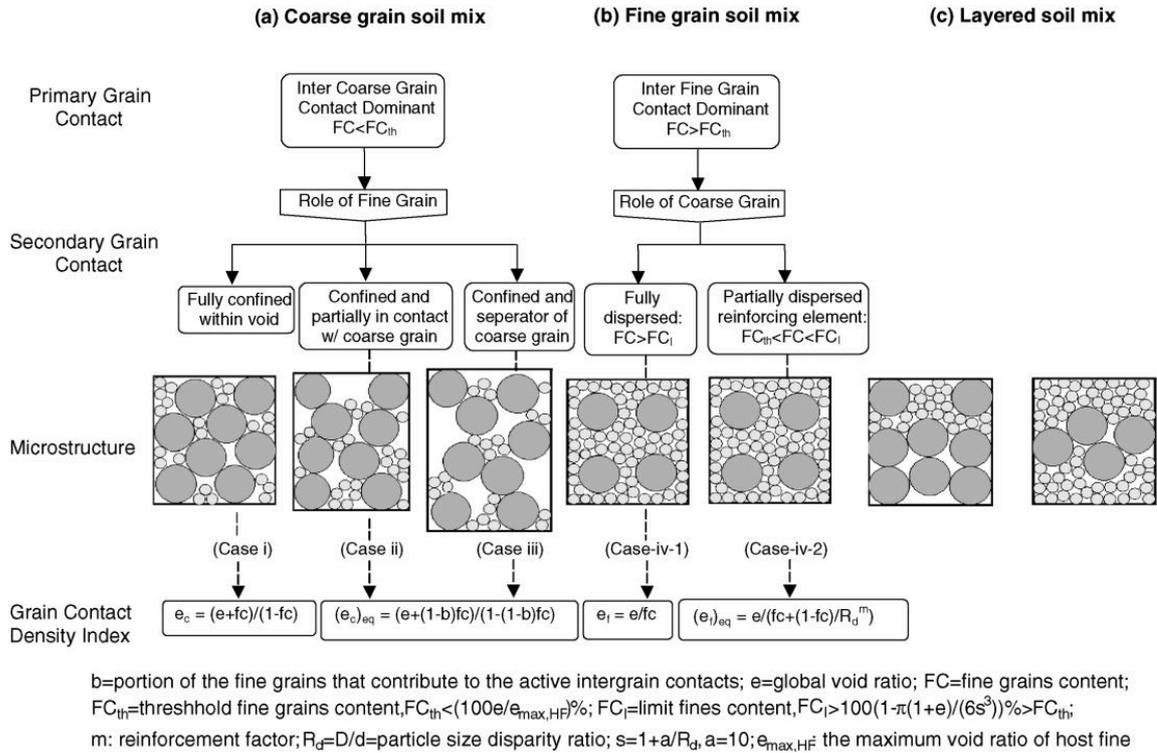


Figure 74 : Différentes configurations des mélanges sable-fines (Thevanayagam et Martin, 2002).

$$(e_s)_{eq} = \frac{e + (1-b)fc}{1 - (1-b)fc}, \text{ pour } FC < FC_{th} \quad (35)$$

$$(e_f)_{eq} = \frac{e}{fc + (1-fc)/(R_d)^m}, \text{ pour } FC > FC_{th} \quad (36)$$

Le coefficient b de l'équation (35) représente la fraction des fines qui participent activement dans les forces intergranulaires. Si $b = 0$, on revient à l'équation (32) et toutes les

fines sont considérées comme non actives. Le coefficient R_d de l'équation (36) est égal à D_{50}/d_{50} , où D_{50} et d_{50} représentent respectivement le diamètre moyen des grains de sable et des fines. Le coefficient m est utilisé dans cette formule pour examiner la contribution des grains de sable avec les fines lorsque la teneur en fines $FC > FC_{th}$. On se réfère à la littérature pour déterminer les valeurs de ces coefficients (Rahman *et al.*, 2008 ; Yang *et al.*, 2006).

De point de vue liquéfaction, la présence des fines, bien qu'elle ait pour effet d'accroître la densité, elle augmente considérablement le potentiel de liquéfaction statique (Lade et Yamamuro, 1997 ; Yamamuro et Lade, 1997 ; Belkhatir *et al.*, 2012). Ceci n'est pas conforme à l'évolution du comportement classique du sol en fonction de la densité. Ces auteurs expliquent ce constat par le fait qu'au cours du cisaillement une structure particulière très compressible se développe entre les particules les plus petites et les plus grosses du sol. En effet, au début du chargement, les fines occupent facilement les espaces vides entre les grains générant ainsi, une contraction considérable qui entraîne la liquéfaction statique sous condition non drainée. En poursuivant le cisaillement, le réarrangement des particules donne lieu à une structure ordonnée qui génère une tendance à la dilatance. Autrement dit, pour une teneur faible $FC < FC_{th}$, les fines sont entièrement confinées à l'intérieur des vides se trouvant entre les gros grains qui sont en contacts les uns contre les autres. Dans ce cas, les fines jouent le rôle uniquement de remplissage et par conséquent, le sol devient plus compressible. Durant le cisaillement, les particules limoneuses créent une grande instabilité et compressibilité de la structure en causant son effondrement, c'est-à-dire diminution de la résistance au cisaillement. Pour une teneur $FC > FC_{th}$, le comportement mécanique est dominé par le contact entre les fines qui deviennent actives et participent à l'augmentation de la résistance du sol à la liquéfaction.

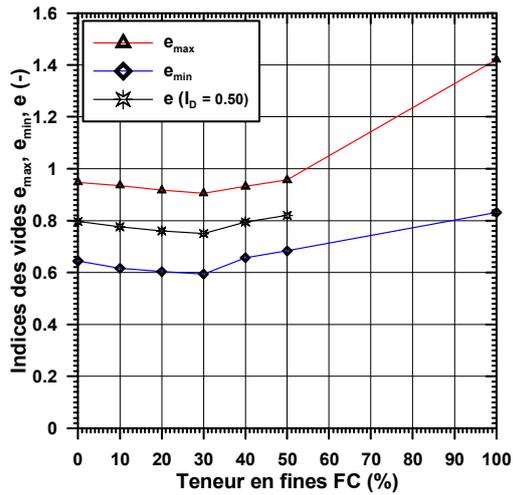
2.6.10.1 Paramètres d'un programme expérimental : notions sur les approches

Pour entreprendre un programme expérimental étudiant les mélanges sable-fines, il est impératif en premier lieu de définir quel type d'approche ou méthode doit-on utiliser. Ces approches qui définissent la méthodologie de l'étude peuvent être résumées comme suit :

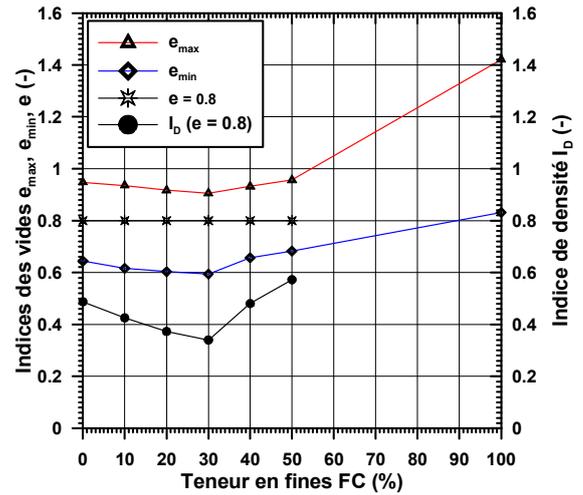
- **Approche de l'indice de densité constant**

En prenant un indice de densité I_D constant pour tous les mélanges, les indices des vides globaux, e , et les masses des différents mélanges sable-fines, définis chacun par sa masse volumique spécifique, ρ_s , et ses indices des vides extrêmes globaux (e_{max} , e_{min}), peuvent être déterminés en appliquant les relations suivantes. La figure 75a donne un exemple de cette approche.

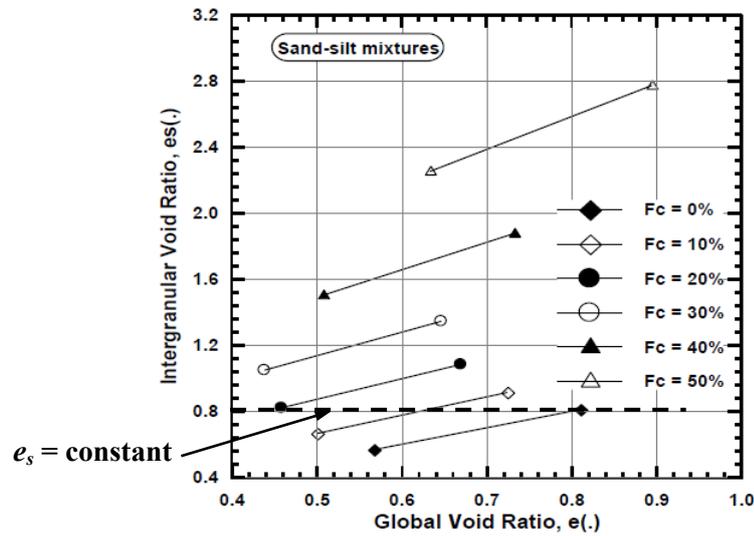
$$\left\{ \begin{array}{l} I_D = \text{constant} \Rightarrow \text{indice des vides global : } e = e_{max} - I_D (e_{max} - e_{min}) \\ \rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} \Rightarrow \text{masse de l'échantillon : } m_s = \rho_d \times V \end{array} \right. \quad (37)$$



(a)



(b)



(c)

Figure 75 : Approches des indices des vides : (a) indice de densité constant, (b) indice des vides global constant, (c) indice des vides intergranulaire constant (d'après Arab, 2009 ; Belkhatir et al., 2014).

• Approche de l'indice des vides global constant

Avec une valeur constante de l'indice des vides global, e , choisie entre les valeurs des indices des vides extrêmes globaux (figure 75b), l'indice de densité correspondant et la masse de l'échantillon pour chaque mélange sont déterminés à partir des relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe des indices des vides extrêmes} \Rightarrow e = \text{constant} \Rightarrow I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \\ \rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} \text{ (avec } \rho_s \text{ de chaque mélange)} \Rightarrow \text{masse de l'échantillon : } m_s = \rho_d \times V \end{array} \right. \quad (38)$$

- **Approche de l'indice des vides intergranulaire constant**

Sur les différents couples d'indices des vides extrêmes intergranulaires des mélanges (e_{s_max} , e_{s_min}) (figure 75c), définis par les indices des vides extrêmes globaux (e_{max} , e_{min}) en utilisant l'équation (32), on choisit un indice des vides intergranulaire, e_s , constant, défini pour une teneur en fines $FC < FC_{th}$ et coupant le maximum de droites des couples (e_{s_max} , e_{s_min}), puis on détermine la masse de chaque échantillon intersecté en utilisant les relations (2.34).

$$\begin{cases} e_{s_max} = \frac{e_{max} + fc}{1 - fc}, e_{s_min} = \frac{e_{min} + fc}{1 - fc} \Rightarrow e_s = \text{constant} \Rightarrow I_D = \frac{e_{max} - e_s}{e_{max} - e_{min}} \\ \rho_d = \frac{\rho_s}{1 + e_s} \Rightarrow m_s = \rho_d \times V \end{cases} \quad (39)$$

- **Approche de l'indice des vides interfines constant**

C'est le même procédé que le cas précédent sauf qu'on utilise l'équation (33) au lieu de (32), avec des teneurs en fines définies pour $FC > FC_{th}$.

- **Approche de l'indice des vides équivalent constant**

Après le choix de l'intervalle d'étude $[0, FC_{th}]$ ou $[FC_{th}, 100]$ et la détermination des paramètres des équations (35) et (36), la démarche suit l'un des deux cas précédents. L'intérêt de cette approche permet de représenter les différents états de densité par une seule courbe, par comparaison aux autres approches (Rahman *et al.*, 2008).

2.6.10.2 Approche de la matrice sableuse constante

En vue d'évaluer et de comparer le comportement mécanique de plusieurs sables limoneux, il est judicieux d'avoir, pour tous les échantillons, la matrice formant les grains de sable constante de point de vue masse et indice des vides. C'est pour cela, on définit pour notre cas d'étude des trois sables, l'approche de la matrice sableuse constante qui est basée sur la préparation des échantillons d'essais en gardant la masse et l'indice des vides de la matrice sableuse constants sur toute la gamme des teneurs en fines, puis on ajoute le taux de fines en fonction de sa contenance dans le sable naturel.

2.6.11 Indice de plasticité des fines

L'effet des fines sur la résistance à la liquéfaction reste aussi lié à leur indice de plasticité qui relève également de divergences d'opinion (Ishihara, 1985 ; Erten et Maher, 1995 ; Singh, 1996 ; Polito, 1999 ; Derakhshandi *et al.*, 2008). Ishihara (1993) a montré que l'indice de plasticité influe d'une manière significative sur la liquéfaction des mélanges sable-fines. Ces résultats sont illustrés par la figure 76 où la résistance à la liquéfaction est constante pour

un indice de plasticité $I_p < 10\%$. Au-delà de cette valeur, la résistance à la liquéfaction augmente linéairement avec l'indice de plasticité.

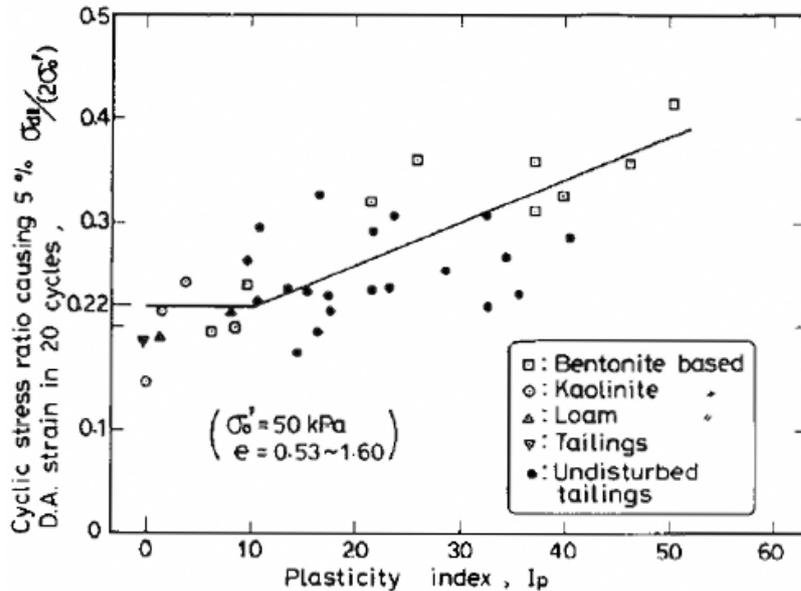


Figure 76 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara, 1993).

2.6.12 Influence d'autres paramètres

Pour les essais cycliques, l'influence du critère de rupture prend toute son importance pour le matériau qui présente une mobilité cyclique (cf. 2.5.4). Cette influence est moins significative pour les sables lâches où la rupture se fait par écoulement. En effet, dans ce dernier cas, la liquéfaction s'initie brutalement et les grandes déformations se développent brusquement et rapidement. Cependant, dans le cas des sables denses, la relation entre l'amplitude de la contrainte cyclique et du nombre de cycles conduisant à la rupture varie en fonction du critère de rupture adopté comme le montre la figure 77 (Lee et Seed, 1967a ; Vaid et Chern, 1983b, 1985a ; Ishihara, 1985 ; Toki *et al.*, 1986).

Par ailleurs, Tatsuoka *et al.* (1986c) évaluent, en parallèle avec les travaux de Toki *et al.* (1986) réalisés par cinq laboratoires au Japon, les effets de plusieurs facteurs liés à l'expérimentation tels que la fréquence du chargement (0.05 à 1 Hz), le temps de consolidation, l'utilisation du frottement ou non, l'éclatement des échantillons (H/D variant de 1.5 à 2.7), le diamètre des échantillons et la méthode de préparation sur le sable de Toyoura. Ils ont montré que la fréquence a un effet négligeable sur la résistance au cisaillement (figure 78a) allant ainsi dans le même sens que les résultats de Peacock et Seed (1968) qui ont utilisé une fréquence de 1/6 à 4 Hz et ceux de Yoshimi et Oh-oka (1975) avec des fréquences de 1 à 12 Hz.

Toutefois, Tatsuoka *et al.* (1986c) recommandent, pour le sable propre, une fréquence de 0.1 Hz pour un meilleur contrôle des cycles de contraintes en grandes déformations. De même, les paramètres temps de consolidation, frottement et éclatement de l'échantillon n'ont

pas également d'influence sur la résistance au cisaillement. Cependant, celle-ci semble être affectée par la variation du diamètre de l'échantillon. En effet, le nombre de cycle à la rupture semble augmenter avec la diminution du diamètre de l'échantillon (figure 78b). La raison évoquée pour expliquer cette influence est l'effet de la pénétration de membrane qui sera abordée dans le prochain chapitre.

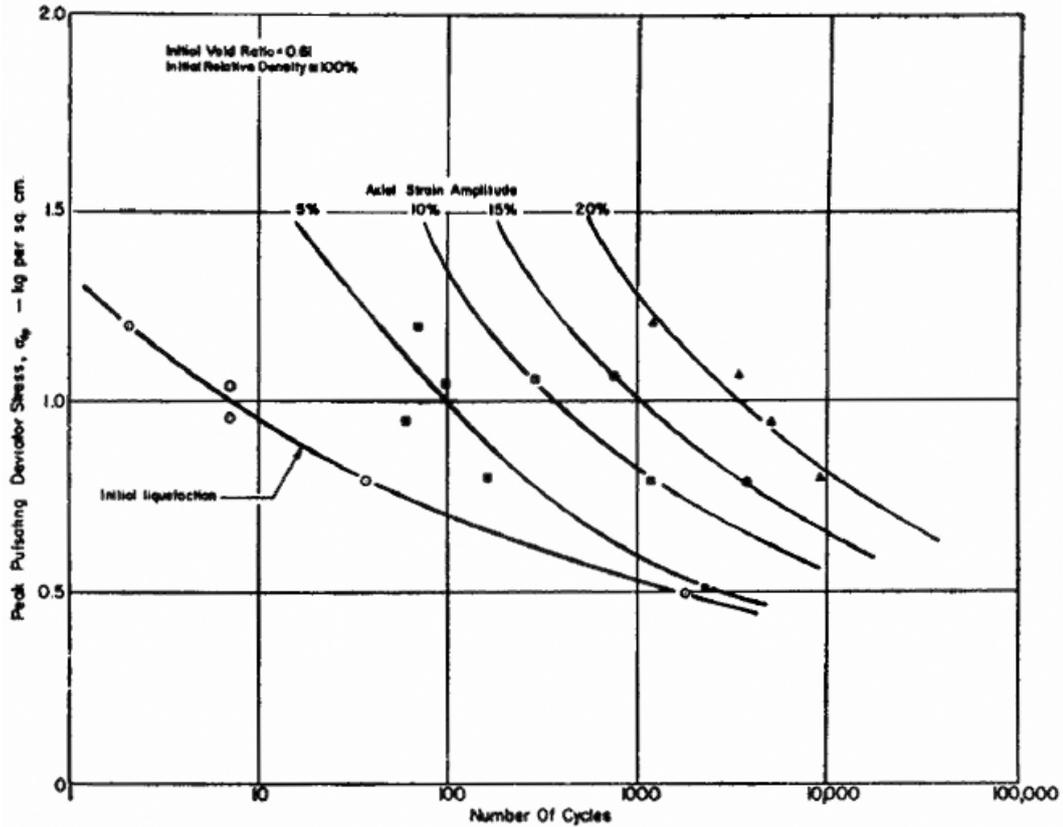


Figure 77 : Influence du critère de rupture sur l'initiation de la liquéfaction (Lee et Seed, 1967a).

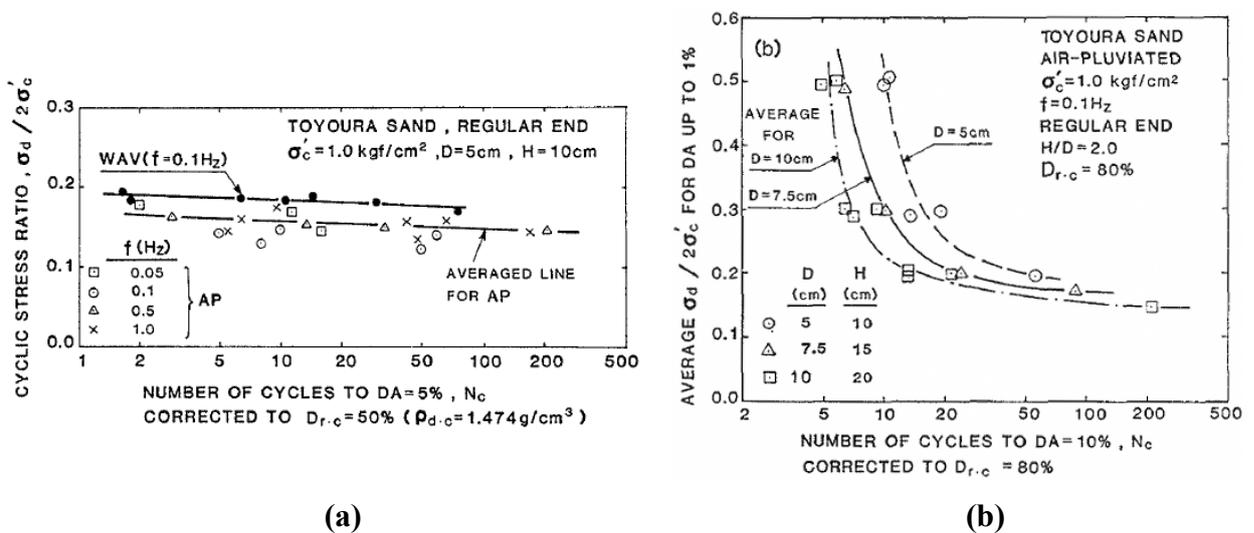


Figure 78 : Influence de certains paramètres expérimentaux sur la résistance au cisaillement cyclique : (a) fréquence de chargement, (b) diamètre des échantillons (Tatsuoka et al., 1986c).

2.7 CONCLUSION

Dans le but de recadrer les objectifs de l'étude expérimentale, l'étude bibliographique a permis d'établir une synthèse des principaux travaux de recherche entrepris dans le domaine de la liquéfaction des sols, en particulier les sables limoneux, sous sollicitations monotones et cycliques. Plusieurs concepts fondamentaux ont été mis au point pour cerner le comportement mécanique de ces matériaux de types granulaires. L'influence des différents paramètres affectant la liquéfaction des sables et des mélanges sable-fines a été établie en vue de définir le programme expérimental de notre thèse. Le phénomène de liquéfaction représente l'un des phénomènes les plus importants dans l'étude de ces sols. L'évaluation de la résistance à la liquéfaction d'un sol dépend des combinaisons des propriétés du sol, des facteurs environnants, la géologie, la profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement.

Par ailleurs, suite aux différents séismes qui ont secoué le nord de l'Algérie, le phénomène de la liquéfaction a déjà été à l'origine de désordres relativement nombreux, souvent de grande amplitude, tant dans les sols naturels que dans les massifs de sol artificiels (ouvrages géotechniques), et mérite que l'on s'y intéresse pour l'analyse et la stabilité de ces sols. Pour ce, l'étude des sables limoneux de ces régions a pour but de clarifier leur comportement mécanique au laboratoire et de développer ainsi une base de données en tenant compte des paramètres définis par l'étude bibliographique. Ces points, qui seront traités à la lumière de l'étude expérimentale effectuée dans les prochains chapitres, concernent la présence des fines non plastiques, l'indice de densité, la contrainte de consolidation, le taux de cisaillement cyclique et l'approche de l'indice de densité et de la matrice sableuse sur le potentiel de liquéfaction de ces sols.

CHAPITRE 3

CARACTERISATION DES MATERIAUX, DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

3.1 INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré principalement à la caractérisation physico-chimique des matériaux utilisés, en vue d'étudier leur comportement à la liquéfaction par des essais monotones et cycliques. Tout d'abord, comme toute région à risque sismique, le nord Algérien est caractérisé par une forte sismicité, vu sa situation sur la plaque africaine, en collision permanente avec la plaque eurasiennne. L'affrontement de ces deux plaques engendre souvent des séismes modérés à faibles, mais parfois importants pour générer des catastrophes difficiles à surmonter, car notre pays, à l'instar de beaucoup d'autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes responsables, dans certains cas, du phénomène de liquéfaction. Pour cela, on donne, en premier lieu, un aperçu sur la formation géotectonique et la sismicité historique survenue dans les régions de Chlef et d'Alger. Cette étape est suivie par l'identification des matériaux provenant de ces deux régions, afin de déterminer leurs paramètres physiques. On présente ensuite les appareillages nécessaires à la réalisation des essais de cisaillement monotones et cycliques programmés, notamment le triaxial et la boîte de cisaillement. Ces essais permettent de caractériser mécaniquement les matériaux étudiés, en vue de mettre en évidence le phénomène de liquéfaction. On décrira aussi la procédure expérimentale adaptée aux essais sur sable, depuis l'étape de préparation de l'éprouvette jusqu'au cisaillement, en mentionnant les paramètres d'influence et les difficultés rencontrées. La pertinence de chaque dispositif et du mode opératoire ont été vérifiés en réalisant des essais de répétabilité sur les matériaux utilisés, car l'étude du comportement des sols en laboratoire nécessite la réalisation d'essais, suivant un programme expérimental prédéfini, en utilisant des équipements bien instrumentés et une procédure d'essai fiable pour la confection d'éprouvettes homogènes se rapprochant le plus près possible du mode de déposition naturelle.

3.2 CADRE GEOLOGIQUE

L'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque eurasiennne et la plaque africaine. L'histoire géologique des bassins sédimentaires algériens s'inscrit dans le processus de géodynamique globale de la tectonique des plaques qui a

structuré l'Algérie en deux domaines : au nord l'Algérie alpine et au sud la plate-forme saharienne. L'affrontement entre ces deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de couches mises en place au Miocène inférieur (figure 79). Des bassins néogènes tardifs comme le Chéelif, la Mitidja et le Hodna se sont installés sur ces nappes. Les déformations sont localisées notamment dans les bassins pli-quaternaires intramontagneux et constituent les causes principales de l'occurrence des séismes.

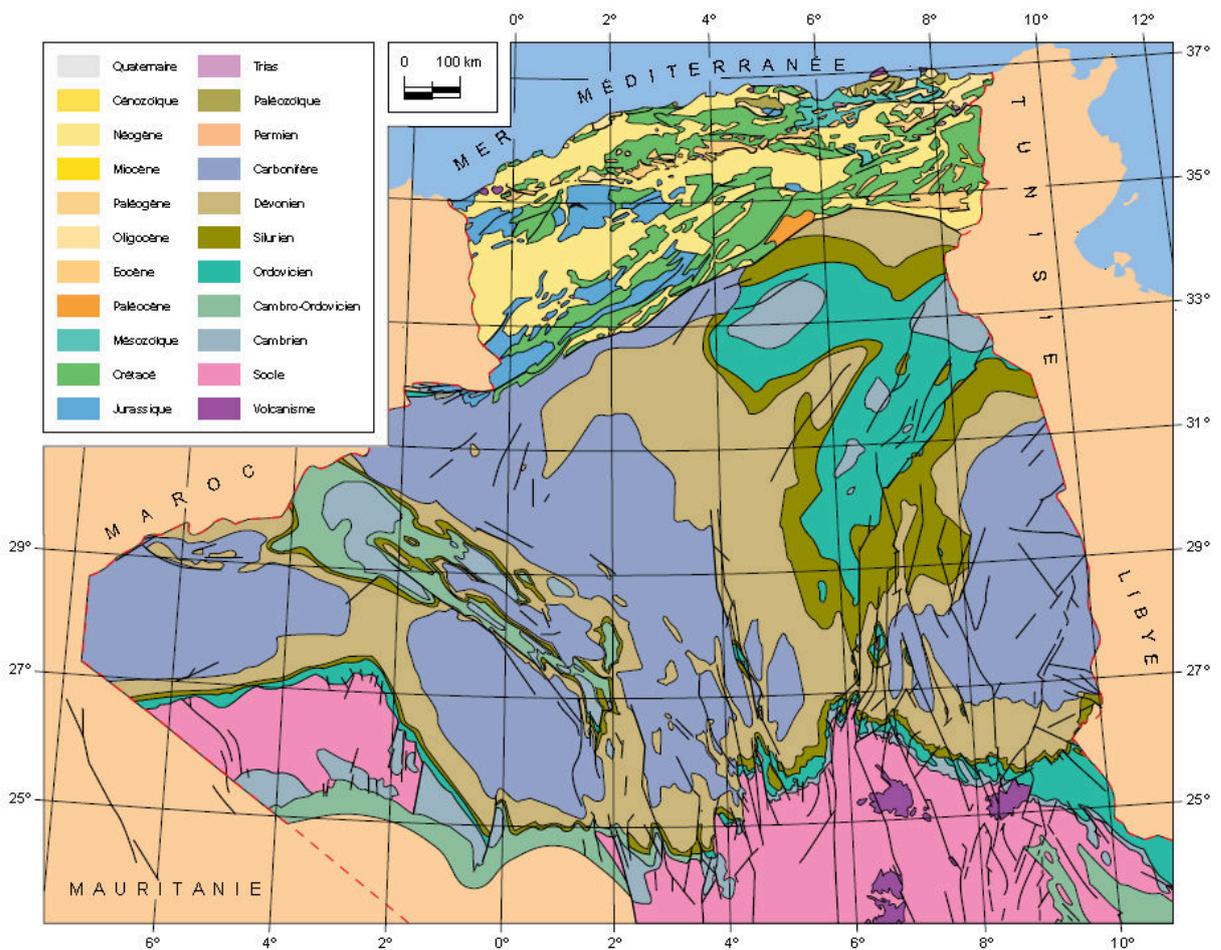


Figure 79 : Carte géologique de l'Algérie (Askri et al., 2007).

L'algérois est intégré dans l'Algérie alpine et est essentiellement structuré par la plaine de la Mitidja qui est un bassin de type intramontagneux, bordé au sud par le domaine des nappes formant l'Atlas tellien. La série sédimentaire du bassin de la Mitidja s'étend du Jurassique au Miocène. Au Pliocène, la mer y dépose des marnes bleues à intercalations gréseuses d'une épaisseur pouvant atteindre 1000 m. A l'est, la Mitidja est bordée par des affleurements de socle de type granitoïde apparaissant à Boumerdès et le long de la faille de Thénia. Le remplissage sédimentaire quaternaire de la Mitidja représente localement une épaisseur de 120 m. Proche des côtes ce sont des sables rouges du Pliocène supérieur très compacts qui affleurent et recouvrent les marnes plaisanciennes. C'est sur ce type de terrain que s'est construit notamment la ville de Boumerdès.

Le bassin inférieur du Chelif est situé dans le nord-ouest de l'Algérie, entre les montagnes de l'Atlas tellien septentrionales et méridionales. Il s'agit d'un bassin post-nappes allongé dans une direction est-ouest. Comme il a été récemment formé au Mio-Plio-Quaternaire, il offre un terrain propice pour les études néotectoniques et sismotectoniques (Meghraoui, 1986). La plaine du Chélif apparaît comme une accumulation de sédiments marins ou continentaux de quelques milliers de mètres reposant sur un substratum fortement disloqué. Une évolution mouvementée au cours des temps géologiques a fait de la région de Chlef une zone instable sujette à une activité sismique relativement élevée. Les forages effectués dans la région montrent un haut-Miocène formé essentiellement par des marnes bleues avec intercalations de gypse au sommet. Des calcarénites et des conglomérats gris et endurcis ont l'âge Pliocène ; le Quaternaire est principalement formé par des grès rouges friables et des dépôts de sable limoneux.

3.3 ACTIVITE SISMIQUE DE L'ALGERIE

L'étude de la sismicité historique et contemporaine a permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70 % du nord du pays est soumis à une activité sismique (figure 80). En effet, le nord de l'Algérie, situé dans la partie orientale de la région ibéro-maghrébine, comprend quatre principaux domaines morpho-structuraux : l'Atlas tellien, les hauts plateaux, l'Atlas saharien et la partie nord de la plateforme saharienne (figure 81). La sismicité de l'Algérie est localisée dans la partie nord du pays. La fréquence et la magnitude de la sismicité est importante sur l'Atlas tellien. Cette sismicité s'atténue si on se dirige vers le sud. Toutefois, des séismes modérés sont enregistrés dans l'Atlas Saharien et la partie nord de la plateforme saharienne comme le montre la figure 80. Nous citons à titre d'exemple, les séismes de Biskra du 16/11/1869 avec la magnitude $M_s = 6.5$, d'Aflou le 20/04/1950 ($M_s = 5.1$), d'In Aménas le 05/02/1971 ($M_s = 5.9$), d'El Oued le 09/07/2007 ($M_s = 5.2$) et d'Ain Sefra le 14/12/2009 ($M_s = 5.0$) (Mokrane *et al.*, 1994 ; Yelles Chaouche *et al.*, 2002 ; Harbi *et al.*, 2010).

La figure 82 montre une carte sismotectonique de l'atlas tellien du nord de l'Algérie centrale avec les mécanismes au foyer des principaux séismes ayant secoués la région. Cette partie est caractérisée par des plis souvent renversés, des charriages et des failles inverses. De plus, elle a subi des mouvements tectoniques complexes aussi bien verticaux qu'horizontaux. L'instabilité de cette zone est due à la mobilité de la plaque africaine qui s'éloigne de l'Amérique du sud et se rapproche de la plaque eurasiennne suivant une direction approximative nord-ouest. La vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 *mm/an* dans la région d'Alger selon le modèle global *Nuvel 1* (Argus et Gordon, 1991). Cette dynamique tectonique est à l'origine d'accumulation de contraintes induisant des cassures ou réactivant d'anciennes failles susceptibles de générer des mouvements sismiques qui peuvent être

des fois très intenses pour causer des dégâts considérables. C'est le cas des séismes d'Alger du 03/02/1716 d'intensité X, d'El Asnam du 10/10/1980 de magnitude 7.3 et de Boumerdès du 21/05/2003 de magnitude 6.8.

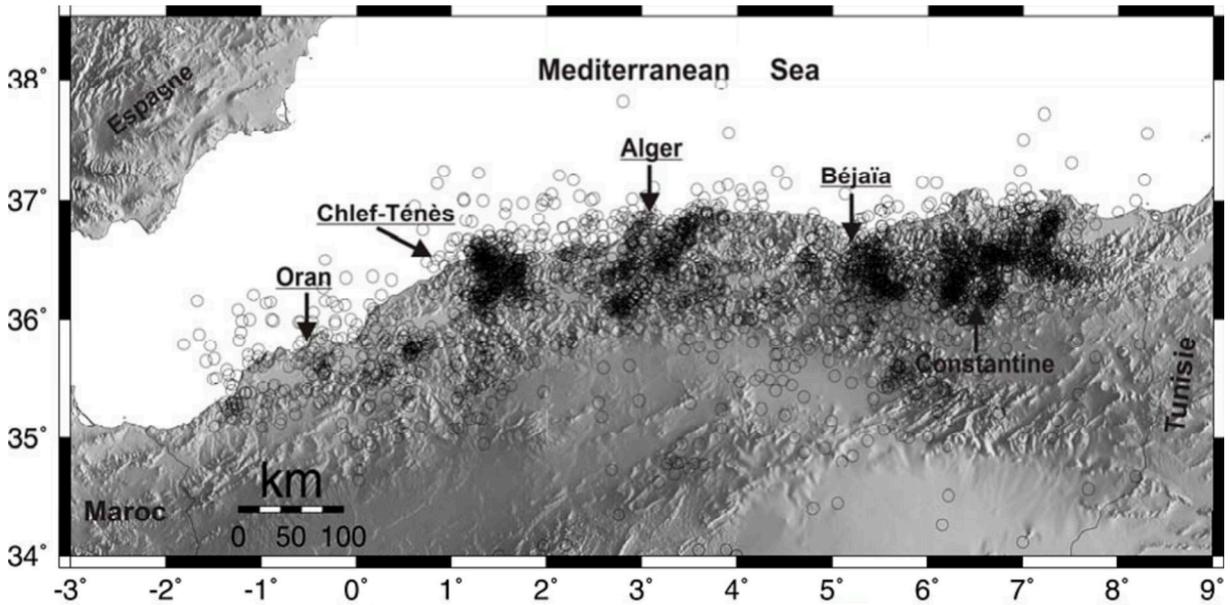


Figure 80 : Sismicité historique de l'Algérie de 1365 à 2009 (Beldjoudi, 2011).

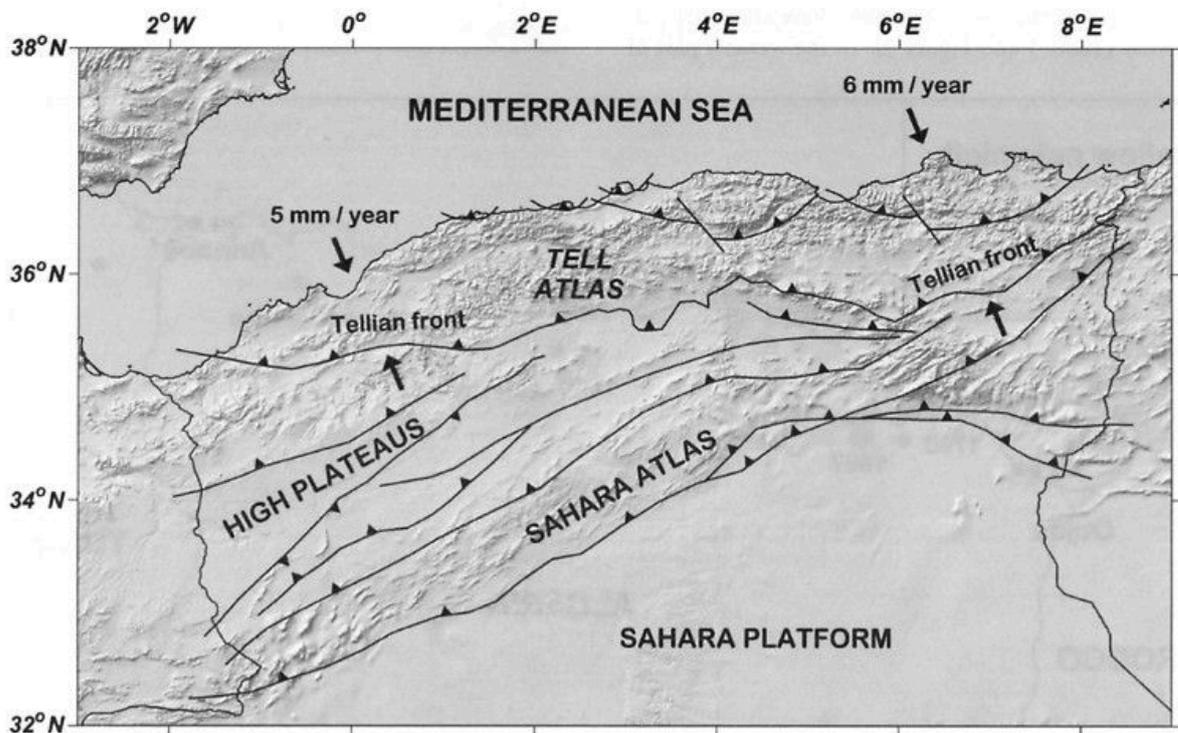
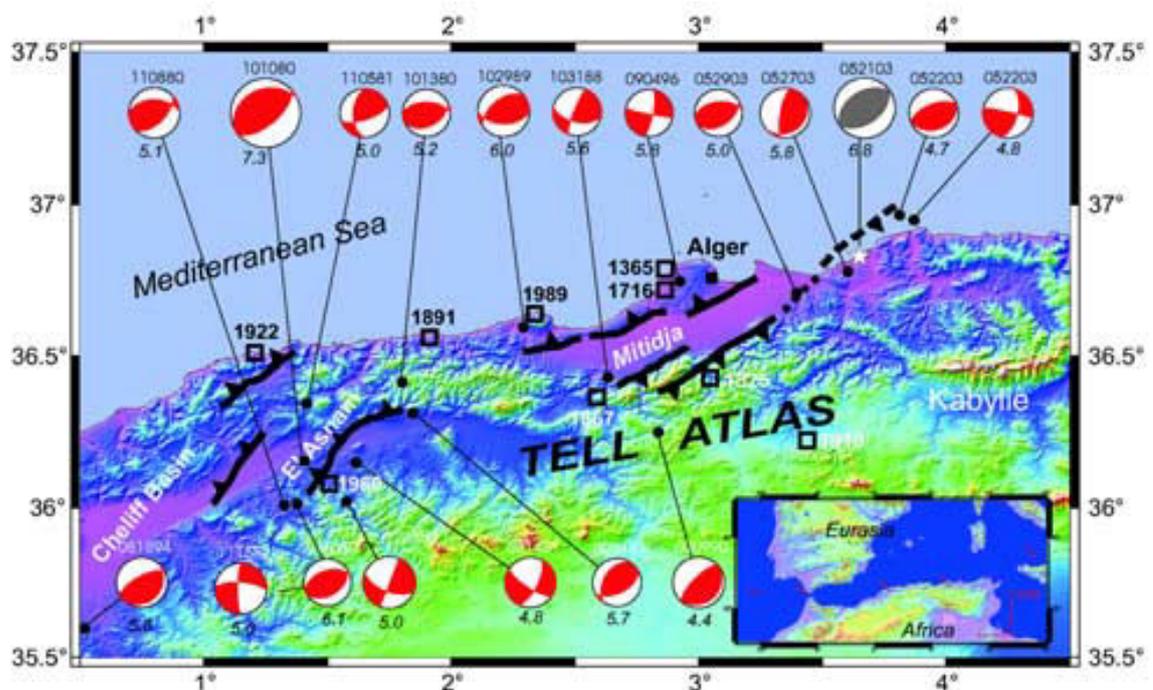


Figure 81 : Carte tectonique de l'Algérie (Hamdache et al., 2004).

Ainsi, les séismes en Algérie du nord sont en majorité liés à des failles inverses qui illustrent les mouvements en compression le long de la limite de ces deux plaques (Meghraoui et al., 1996). Cette constatation est justifiée par les différents mécanismes au foyer calculés dans le Nord algérien (figure 82). Néanmoins, d'autres séismes semblent plutôt

être décrochants du fait d'une réorientation du champ de contraintes. Par ailleurs, les séismes algériens sont superficiels, ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus dangereux et plus perceptibles par la population (Girardin *et al.*, 1977). Du fait qu'au moins 90 % des installations socio-économiques et politiques sont concentrées au nord du pays, la plus grande partie de la population s'est installée dans cette zone le long des côtes, les dégâts occasionnés, après chaque catastrophe, étaient importants, rendant l'Algérie le pays qui a le plus souffert des effets destructeurs des séismes sur le continent africain. Les efforts doivent être déployés pour parvenir à comprendre l'ensemble des mécanismes de cette sismicité, améliorer les connaissances scientifiques et servir à une meilleure prévention pour une réduction du risque sismique.



*Figure 82 : Carte sismotectonique et séismes historiques du nord de l'Algérie centrale (Bounif *et al.*, 2004 ; Meghraoui *et al.*, 2004).*

3.3.1 Région d'Alger

L'activité sismique de la région d'Alger a été connue depuis le séisme du 3 janvier 1365. Depuis cette date, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers. Le séisme historique le plus fort date du 3 février 1716, qui a atteint une intensité de X, a provoqué la ruine quasi-totale de la Casbah. D'après le tableau 2, des séismes forts à modérés, qui ont eu lieu dans cette région, montrent que l'intervalle de temps séparant deux secousses telluriques est plus petit que possible (Rothé, 1950 ; Meghraoui, 1991 ; Benouar, 1994 ; Bounif *et al.*, 2003 ; Djeddi, 2004 ; Harbi *et al.*, 2004). Ceci est dû à la forte activité sismique de la région du centre de l'Algérie principalement dans la zone s'étendant de Miliana à Blida.

Tableau 2 : Dates des principaux séismes des régions de Chlef et d'Alger (Rothé, 1950 ; Mokrane et al., 1994 ; Yelles Chaouche et al., 2002 ; Harbi et al., 2007).

Date	Horaire (h min s)	Lieu	Coordonnées		M (-)	I ₀ (-)
			Lat.	Long.		
03/01/1365	18 00 00	Alger	36.77°N	3.05°E	-	VIII-IX
10/03/1673	21 00 00	Alger	36.77°N	3.05°E	-	
03/02/1716	09 45 00	Alger	36.67°N	2.95°E	7.5	X
03/09/1735	-	Cherchell	36.35°N	2.11°E	-	VIII
17/03/1756	09 30 00	Tipaza	36.62°N	2.33°E	-	VIII
07/11/1802	11 45 00	Région de Blida	36.35°N	2.43°E	-	VIII
02/03/1825	07 00 00	Blida	36.40°N	2.80°E	7.5	X-XI
18/06/1847	05 40 00	Douéra	36.67°N	2.95°E	-	VII
02/01/1867	07 13 00	Mouzaïa	36.25°N	2.41°E	-	X-XI
15/01/1891	04 00 00	Gouraya	36.50°N	1.80°E	7.5	X
24/06/1910	13 26 56	Sour El Ghouzlane (Aumale)	36.10°N	3.24°E	6.4	X
25/08/1922	11 47 49	Abou El Hassan (Cavaignac)	36.17°N	1.16°E	5.1	IX-X
05/11/1924	18 54 34	Alger	36.60°N	2.90°E	5.0	VIII-IX
07/09/1934	03 39 17	El Abadia (Carnot)	36.15°N	1.43°E	5.0	IX
02/03/1942	22 23 33	Alger	36.50°N	3.20°E	5.2	VII
09/09/1954	01 04 37	Chlef (Orléansville)	36.28°N	1.47°E	6.7	X-XI
10/10/1980	12 25 25	Chlef (El Asnam)	36.18°N	1.53°E	7.3	IX
29/10/1989	19 09 29	Tipaza	36.62°N	2.33°E	6.0	VIII
04/09/1996	04 14 03	Alger	36.90°N	2.81°E	5.7	VII
21/05/2003	18 44 36	Boumerdès	36.91°N	3.58°E	6.8	X

E : est, h : heure, I₀ : intensité du séisme, Lat. : latitude, Long. : longitude, M : magnitude, min : minute, N : nord, s : seconde.

Le séisme du 21/05/2003, de magnitude 6.8 sur l'échelle de Richter, a frappé les régions d'Alger et de Boumerdès dans une zone allant principalement de Blida à Dellys ayant une dimension approximative (150 × 80) km² (figure 83). Ce séisme, considéré comme le séisme le plus meurtrier depuis celui de Chlef (El Asnam, 1980), confirme une fois de plus que le nord algérien est une zone de forte sismicité dont il faut tenir compte. De plus, il est réputé

comme le plus fort séisme de la région méditerranéenne et l'événement le plus important dans la capitale Alger depuis 1716 (Bouhadad *et al.*, 2004). Des dégâts très importants ont été occasionnés dans la région épiscopale regroupant principalement Boumerdes et ses communes Zemmouri, Corso, Tidjelabine, Reghaïa, Thenia, Bordj Menail, Sidi Daoud et Dellys. Des immeubles et des maisons récemment construits ont été complètement détruits ou endommagés. On déplore 2 278 morts, 11 450 blessés, 180 000 sans-abris et 19 800 habitations endommagées dont 16 715 effondrées (Ministère algérien de l'intérieur et des collectivités locales ; AFPS, 2003 ; CRAAG). La localité de Zemmouri-ville, située à 50 km à l'est d'Alger la capitale, reste celle qui a subi le plus grand nombre de dégâts. Ce séisme survenu en début de soirée (18h 44 GMT) a été largement ressenti, à l'est jusqu'à Guelma, à l'Ouest jusqu'à Mostaganem, au Sud jusqu'à Biskra et au nord jusqu'aux larges des côtes espagnoles et françaises (Bouhadad *et al.*, 2004 ; Hamane *et al.*, 2007). La secousse principale a produit des perturbations sous-marines déclenchant un tsunami avec des vagues de 1 à 3 m d'amplitude, causant des endommagements sur les côtes espagnoles des îles Baléares, et aussi sur les côtes françaises à Nice et en Italie à Gênes.

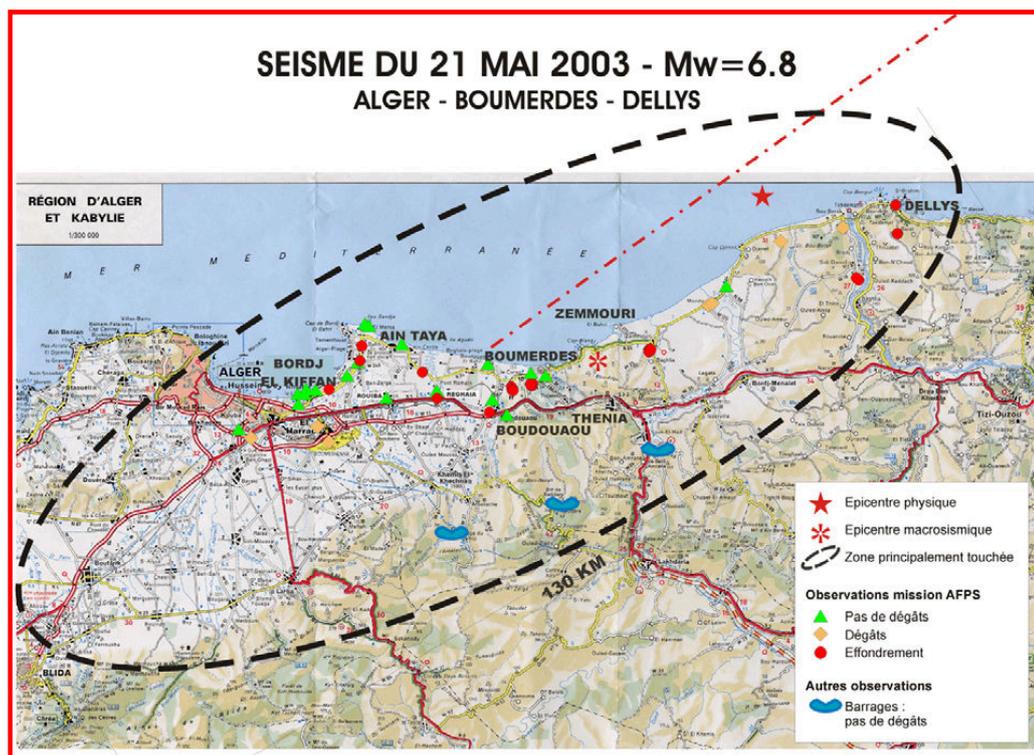


Figure 83 : Etendue du séisme du 21/05/2003 (AFPS, 2003).

L'épicentre était localisé en mer, entre Thénia et Zemmouri, à 7 km de la côte de Dellys, avec un foyer situé à environ 7 km de profondeur. Il témoigne que la sismicité de l'Algérie est, encore une fois, superficielle et d'intensité moyenne à forte. De nombreux travaux de recherche ont montré l'existence de certaines grandes failles potentiellement sismogènes (faille de Thenia, faille de Zemmouri, faille de Khair Eddine, faille de l'Atlas Blidéen, faille de Chenoua, etc.) capables de générer des séismes violents dans la région d'Alger

(Boudiaf *et al.*, 1998). En effet, les cartes sismotectoniques disponibles pour l'Algérie du Nord font état de deux types de failles. D'une part, des failles décrochantes dont la faille de Thénia et d'autre part, des failles en compression avec des prolongements marins probables. Les failles bordant la Mitidja et le Sahel se continueraient en mer au large de la côte entre Boumerdès et Dellys. La faille qui est à l'origine du séisme du 21 mai 2003 n'est pas identifiée, il se pourrait que la faille de Thenia soit été activée. Le séisme a induit des effets géologiques de différentes natures et la rupture de la faille a engendré un soulèvement de la côte, principalement entre Corso et Dellys. La liquéfaction a été observée dans différents endroits, en particulier le long des vallées des oueds et a été à l'origine de nombreux dégâts causés aux routes et aux ouvrages de génie civil. Les localités de Rouïba et Boumerdès dans lesquelles d'importants dégâts ont été relevés se situent sur des terrains meubles (formations récentes peu compactées). Ce type de formation géologique peut être à l'origine d'amplifications du mouvement du sol lors d'un séisme (effets de site) et par conséquent, en l'état actuel des informations disponibles, pourrait contribuer à expliquer l'importance des dégâts dans ces localités.

3.3.2 Région de Chlef

La région de Chlef, ex-El Asnam après 1962, ex-Orléansville avant 1962, Située à 210 *km* à l'ouest d'Alger, a connu des séismes violents et dévastateurs (tableau 2). Les dates les plus marquantes 1922 à Abou El Hassan, 1934 à El Abadia, 1954 et 1980 à Chlef montrent que la région est constamment soumise à des secousses sismiques qui ont provoqué la perte de plusieurs milliers de vies humaines et la destruction d'infrastructures importantes. A chaque catastrophe, les dégâts étaient considérables ; on dénombre 1 243 morts et 20 000 habitations détruites pour le séisme de 1954. Par contre, le séisme du 10 octobre 1980 a fait plus de 2 633 morts, 8 369 blessés, 348 portés disparus, 6 778 948 sinistrés et 70 % des habitations détruites (*CRAAG*). Notons que les dégâts ont touché une zone de plus de 8 000 *km*² (figure 84).

Les effets les plus importants sur les bâtiments ont été observés dans un rayon de 60 *km* autour de la ville de Chlef. Les localités les plus touchées ont été Chlef, Sendjas, El Abadia, El Attaf, El Karimia, Oued Fodda, Ouled Benabdelkader et Boukadir. Les études qui ont été entreprises après le séisme montrent l'existence d'une faille inverse à Béni Rached, de 40 *km* de long environ, avec un mouvement vertical maximum de 6 *m* (2 *m* en moyenne) mesuré entre Zebabdja et Ouled Abbas (figure 85), est apparue en surface et qui est source de nombreux séismes (Ouyed *et al.*, 1980 ; *EERI*, 1983 ; Zacek, 2009). A noter que Béni Rached se situe à 27 *km* au nord-est de Chlef. En fait, le séisme avait provoqué des modifications brutales dans la morphologie, tels que le soulèvement de la zone épiscopale, la génération des volcans de boue à la surface signe de liquéfaction, les glissements et tassements, les éboulements et les dépressions (Ouyed *et al.*, 1981 ; Durville et Méneroud, 1982 ; *EERI*, 1983 ; Magagnosc, 1984).

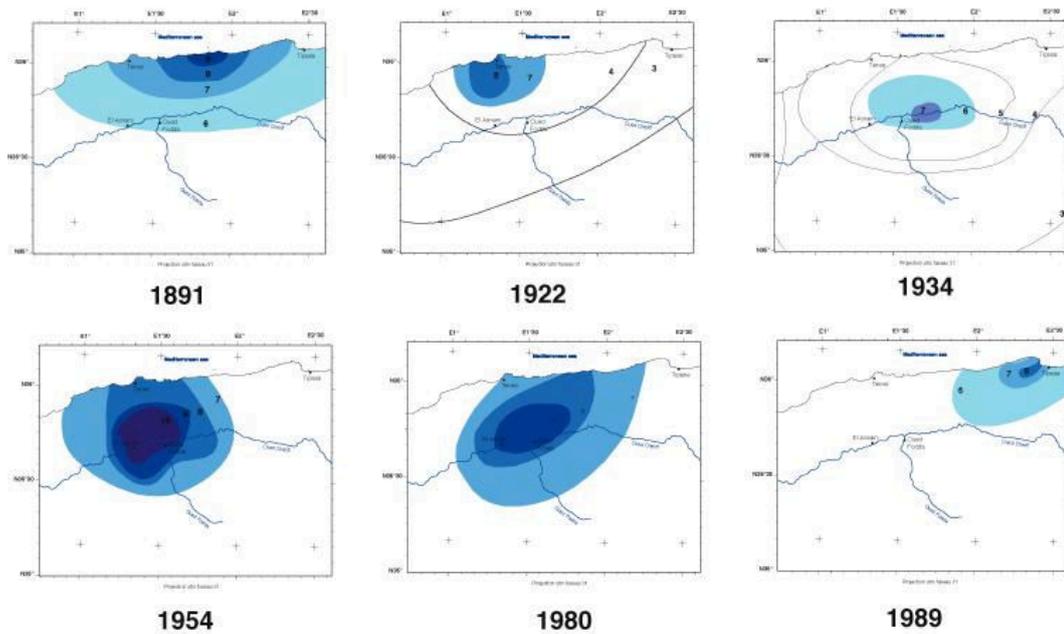


Figure 84 : Isoséistes des principaux séismes dans la région de Chlef d'après Benouar (1994) et Rothé (1950).

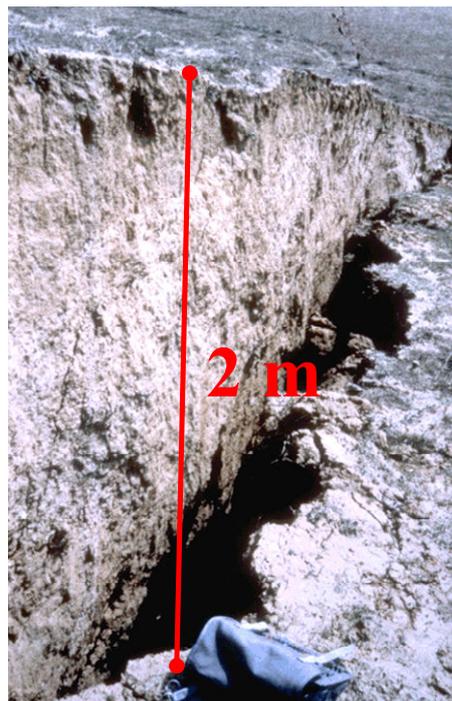


Figure 85 : Rejet vertical de la faille de Béni Rached (Zacek, 2009).

3.4 MATERIAUX SOUMIS AUX ESSAIS

Les matériaux utilisés dans cette étude appartiennent à deux régions différentes connues pour leur forte sismicité dans le passé, à savoir les sables de l'oued Chlef et de l'oued Rass, désignés par les sables de Chlef et de Rass, pour la région de Chlef et les sables de Zemmouri pour la région d'Alger. Les échantillons de sable étudiés ont été collectés dans des zones ayant

été liquéfiées pendant les séismes de Chlef 1980 et Boumerdès 2003 (cf. figures 9 et 11). Ces sables sont utilisés dans plusieurs domaines englobant les projets de bâtiment (confection de béton, maçonnerie) et la réalisation de chaussées routières et aéroportuaires. On note aussi que les sables de la région de Chlef sont utilisés dans les travaux de recherche élaborés par les différentes équipes de recherche de l'université de Chlef.

Le sable de Chlef, d'origine alluvionnaire, provient des rives de l'oued de Chlef, le plus long oued d'Algérie, qui traverse la ville de Chlef. Ce sable est de couleur gris clair avec quelques éléments de couleur beige rosée contenant un pourcentage moyen de silice (55.38 % de SiO_2) (tableau 3). Le sable de Rass, de couleur beige, provient des abords du lit de l'oued Rass qui se situe à l'ouest de la ville de Chlef, en prenant le chemin de wilaya vers Ain Mérane. Il présente un caractère plus particulier du fait qu'il contient un taux élevé de silice (81.37 % de SiO_2) et un pourcentage minimal de chaux (6.40 % de CaO) par rapport aux deux autres sables (14.32 % de CaO pour le sable de Chlef et 10.38 % pour le sable de Zemmouri). Le troisième sable est extrait de la plage de Zemmouri non loin des immeubles ayant souffert des désordres lors du séisme du 21 mai 2003 qui a frappé les wilayas de Boumerdès et d'Alger. Ce sable, de couleur grise, possède une composition chimique presque similaire à celle du sable de Chlef (66.92 % de SiO_2), mais présente un taux minime de fines $FC = 0.30$ %. Les sables de Chlef et de Rass contiennent, à l'état naturel, un taux moyen de fines de 9.30 % et 5.83 % respectivement (tableau 4). A noter que les fines sont les éléments inférieurs à $80 \mu m$ issus par lavage des trois sables. Dans notre étude, l'état naturel pour les sables de Rass et de Chlef est obtenu en mélangeant le sable propre avec une teneur en fines de 5 et 10 % respectivement ; le sable de Zemmouri naturel est pris dans son état. Pour accomplir l'objectif de cette étude focalisant sur la comparaison du comportement mécanique de ces matériaux, les trois sables sont tout d'abord lavés au tamis $80 \mu m$ puis écrêtés au tamis $2 mm$.

Le tableau 3 donne l'analyse chimique par spectrométrie de fluorescence des rayons X des constituants du sable sous forme d'oxyde et en pourcentage massique. Cette analyse par fluorescence X repose sur le fait que lorsqu'un échantillon solide ou liquide est soumis à une source de rayonnement X primaire, il émet à son tour un rayonnement X secondaire ou de fluorescence de plus grande longueur d'onde, ce qui est caractéristique de la composition chimique de l'échantillon. Pour obtenir une bonne qualité de l'analyse, l'échantillon est broyé en fine poudre jusqu'à une granulométrie de dimension d'environ 50 microns. L'analyse est effectuée soit directement sur poudre pressée avec ou sans liant (obtention d'une pastille), soit sur un échantillon fondu à l'aide du tétraborate de lithium ou de sodium (obtention d'une perle vitreuse très homogène), afin d'éliminer l'effet granulométrique. On remarque que les trois sables se ressemblent sur le plan qualitatif, les proportions des différents minéraux varient ; le sable de Rass est le plus riche en quartz (81.37 % de SiO_2). Pour la plupart des composants, l'élimination des fines influe peu sur les résultats de cette analyse. Il est à noter que cette analyse chimique est faite pour les sables naturels et les sables propres lavés au tamis $80 \mu m$.

Tableau 3 : Analyse par fluorescence des rayons X.

Eléments Chimiques	Sable de Chlef		Sable de Rass		Sable de Zemmouri	
	<i>Naturel</i>	<i>Propre</i>	<i>Naturel</i>	<i>Propre</i>	<i>Naturel</i>	<i>Propre</i>
Silice (SiO_2)	54.70	55.38	79.60	81.37	66.02	66.92
Alumine (Al_2O_3)	6.36	6.25	1.68	1.58	4.93	5.08
Oxyde de Fer (Fe_2O_3)	6.26	6.17	3.30	2.62	4.30	4.03
Chaux (CaO)	14.25	14.32	6.70	6.40	11.05	10.38
Magnésie (MgO)	0.99	0.84	0.34	0.27	0.63	0.60
Potasse (K_2O)	0.94	0.83	0.28	0.23	0.97	0.90
Soude (Na_2O)	0.44	0.38	0.13	0.04	0.74	0.77
Oxyde de Titane (TiO_2)	0.310	0.275	0.152	0.128	0.173	0.179
Oxyde de Soufre (SO_3)	< 0.01	0.22	0.16	0.08	0.05	0.27
Oxyde de Phosphore (P_2O_5)	0.087	0.099	0.051	0.053	0.069	0.063
Oxyde de Zirconium (ZrO_2)	0.0097	0.0061	0.0128	0.0087	0.0062	0.0038
Oxyde de Chrome (Cr_2O_3)	0.005	0.006	0.004	0.018	0.001	0.015
Oxyde de Manganèse (MnO)	0.056	0.058	0.042	0.029	0.057	0.058
Oxyde de Strontium (SrO)	0.0443	0.0398	0.0183	0.0128	0.0322	0.0279
Oxyde de Cuivre (CuO)	0.0116	0.0082	0.0021	0.0164	0.0191	0.0193
Oxyde de Rubidium (Rb_2O)	0.0070	0.0042	0.0059	0.0056	0.0055	0.0056
Oxyde de Plomb (PbO)	0.0024	0.0019	0.0032	0.0030	0.0030	0.0024
Oxyde de Zinc (ZnO)	0.0352	0.0017	0.0223	0.0093	0.0249	0.0089
Oxyde de Baryum (BaO)	0.0193	0.0402	0.0285	0.0208	0.0167	0.0332
Oxyde de Nickel (NiO)	0.0238	< 0.001	0.0241	< 0.001	0.0227	< 0.001
Perte Au Feu (PAF)	15.30	15.10	7.40	7.00	11.30	10.80
Total	100.00	100.03	99.95	99.89	100.42	100.17

Ces résultats concordent avec les diffractogrammes de la composition minéralogique faits par l'analyse par diffraction des rayons X (figure 86). Cette technique d'analyse est utilisée pour la détermination de la roche totale, c'est-à-dire le pourcentage semi-quantitatif des minéraux non-argileux et de la fraction fine extraite des roches sédimentaires, représentée par les minéraux argileux généralement inférieures à deux microns. Elle est basée sur la diffusion d'un faisceau de rayons X monochromatique par les plans réticulaires des cristaux contenus dans l'échantillon selon la loi de Bragg. L'angle Θ est la diffraction en degrés des rayons X diffusés par les plans réticulaires.

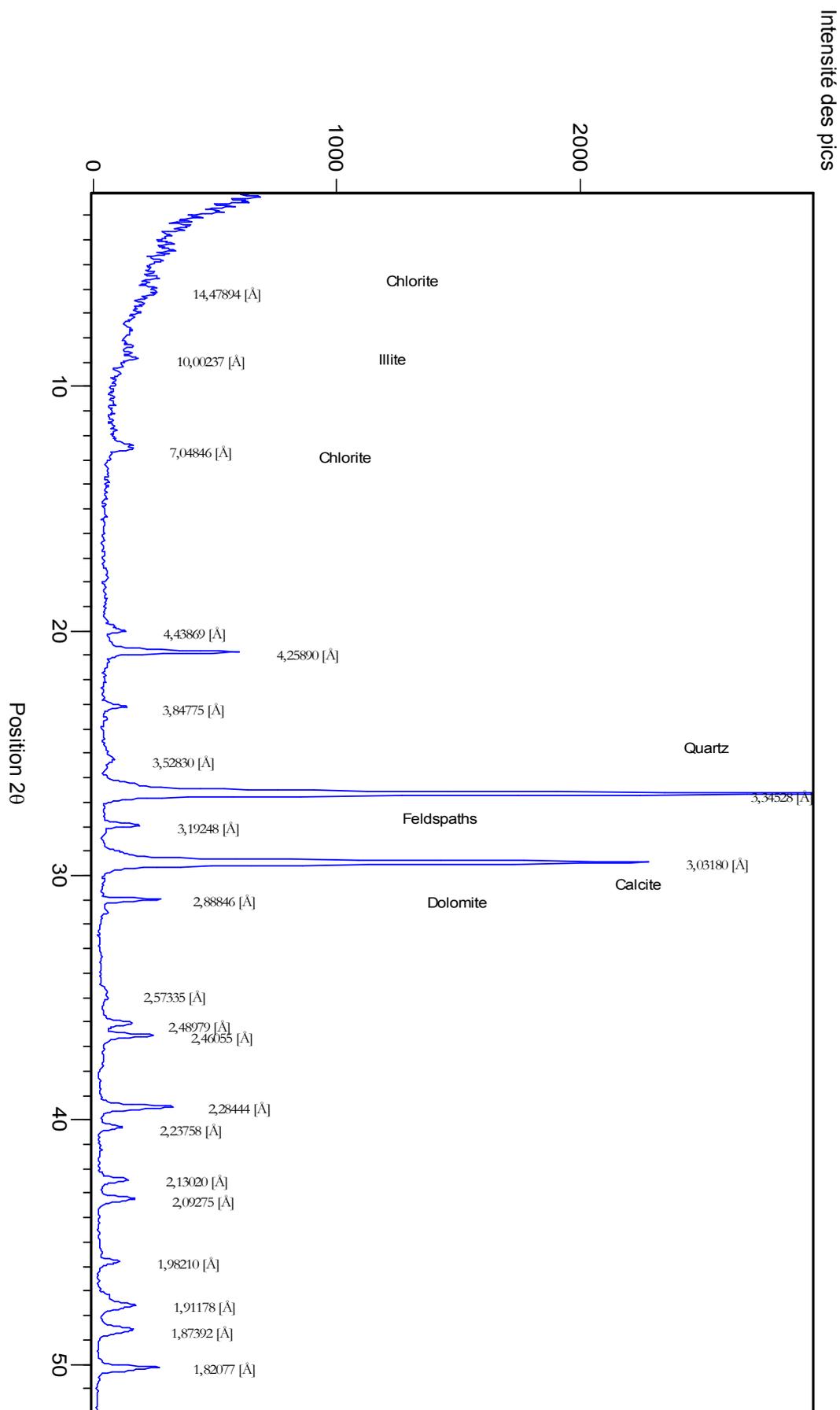


Figure 86a : Diffractométrie des rayons X du sable de Chlef propre.

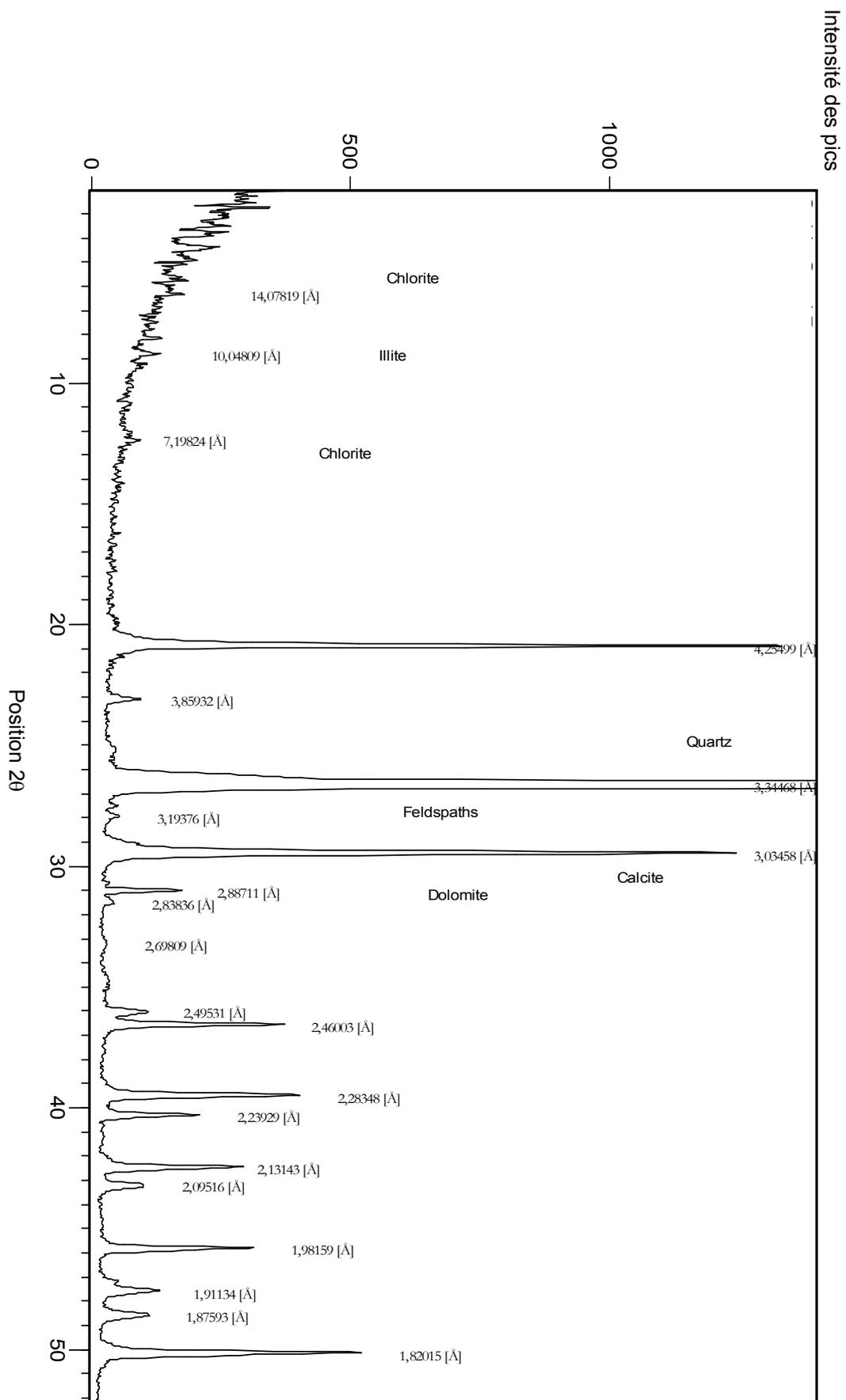


Figure 86b : Diffraction des rayons X du sable de Rass propre (suite).

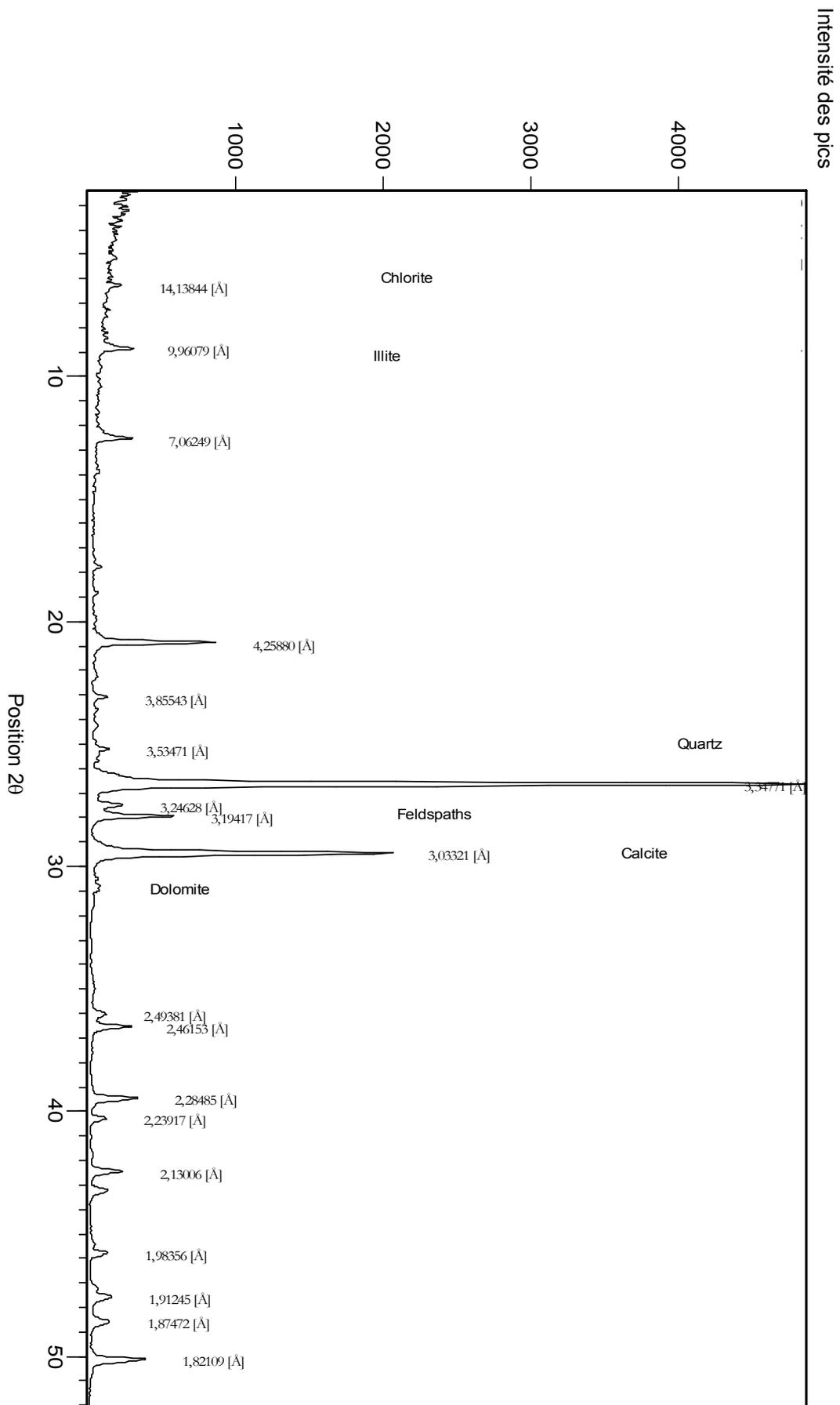
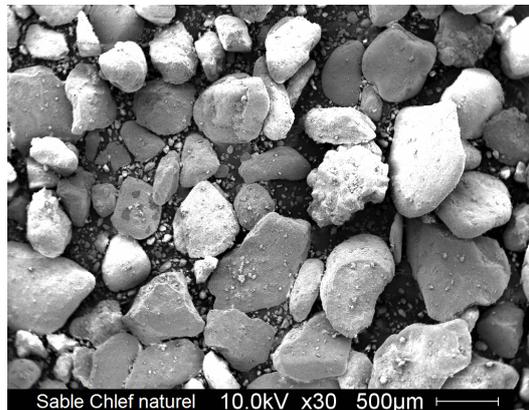
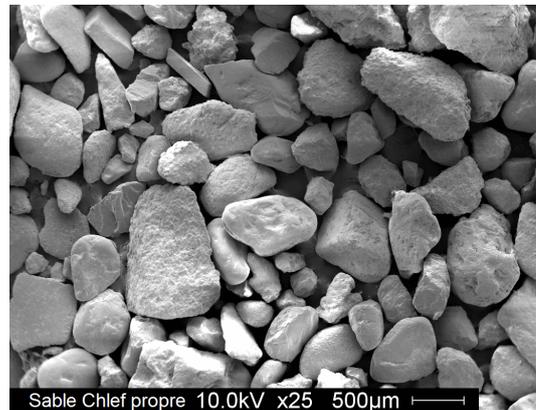


Figure 86c : Diffractométrie des rayons X du sable de Zemmouri propre (suite).

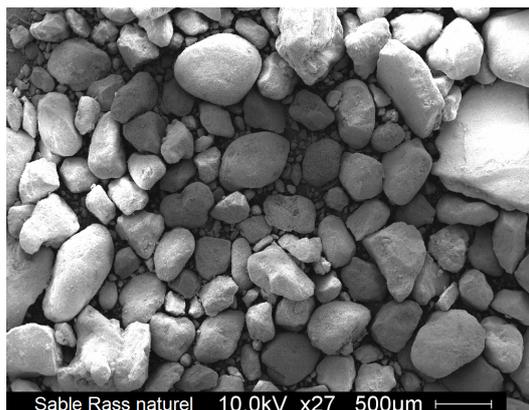
L'analyse au microscope électronique à balayage *MEB* (figure 87) montre que la forme des grains des trois sables est sub-anguleuse à sub-arrondie. Les sables de Rass et de Zemmouri sont moyennement bien classés alors que le sable de Chlef présente un mauvais classement à cause de la présence d'éléments fins. De plus, des traces de chocs et de stries, nettement observés sur les grains des sables de Rass et Zemmouri que sur les grains de Chlef, ont certainement un rapport avec le processus géologique de transport des grains.



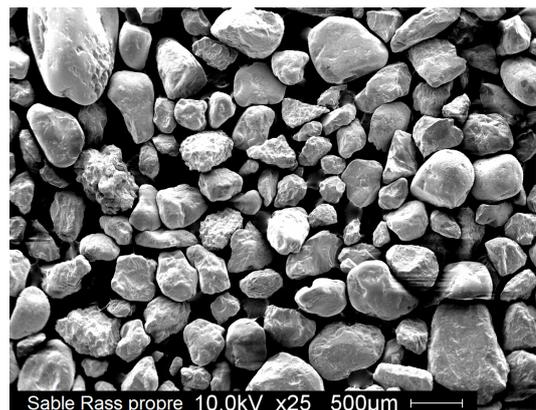
(a1)



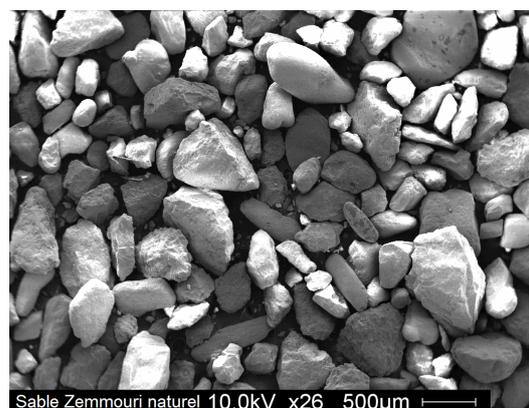
(a2)



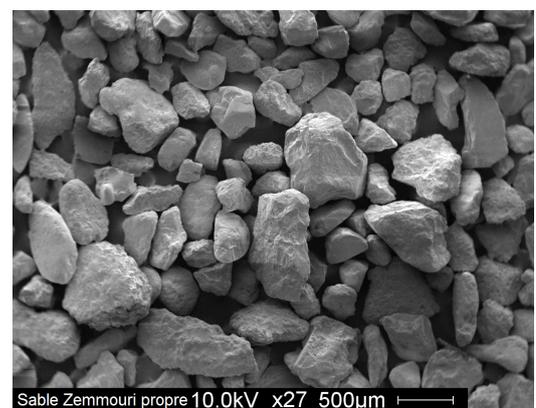
(b1)



(b2)



(c1)



(c2)

Figure 87 : Vues au microscope électronique à balayage : (a1) sable de Chlef naturel, (a2) sable de Chlef propre, (b1) sable de Rass naturel, (b2) sable de Rass propre, (c1) sable de Zemmouri naturel, (c2) sable de Zemmouri propre.

3.5 ESSAIS DE CARACTERISATION

Les matériaux sont prélevés sur leurs sites d'origine en grandes quantités, puis au laboratoire on prépare la fraction correspondant à l'essai à faire. De plus, les échantillons doivent rester représentatifs tout au long de la campagne expérimentale et les résultats des essais doivent être répétables pour des conditions expérimentales données. Ainsi, pour homogénéiser les matériaux étudiés, on peut procéder par l'une des deux méthodes suivantes conformément aux normes *NF P 18-553* et *NF EN 932-1*.

- par quartage successif, en éliminant chaque fois deux parties opposées, jusqu'à arriver à une quantité nécessaire à la réalisation des essais prévus ;
- emploi d'échantillonneur qui divise le matériau en deux parties égales, grâce à douze cloisons transversales de 15 mm d'ouvertures et constituant une succession d'entonnoirs dirigés alternativement d'un côté et de l'autre (figure 88). Le matériau est versé dans l'échantillonneur avec une pelle spéciale ayant une longueur égale à celle de la trémie de l'appareil de dimensions $(30.5 \times 24) \text{ cm}^2$. Le matériau est recueilli équitablement par la suite dans deux bacs de dimensions $(31.5 \times 15 \times 12.5) \text{ cm}^3$. Si la masse de l'un des deux bacs est largement supérieure à la masse de l'essai à réaliser, l'opération est répétée de nouveau avec le contenu d'un bac jusqu'à la masse désirée.

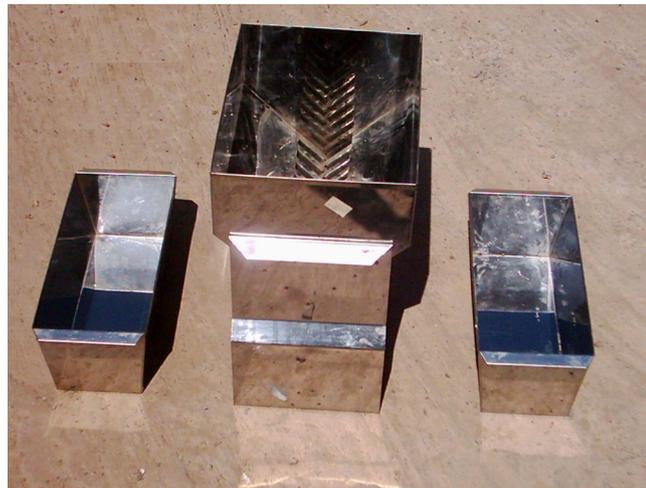
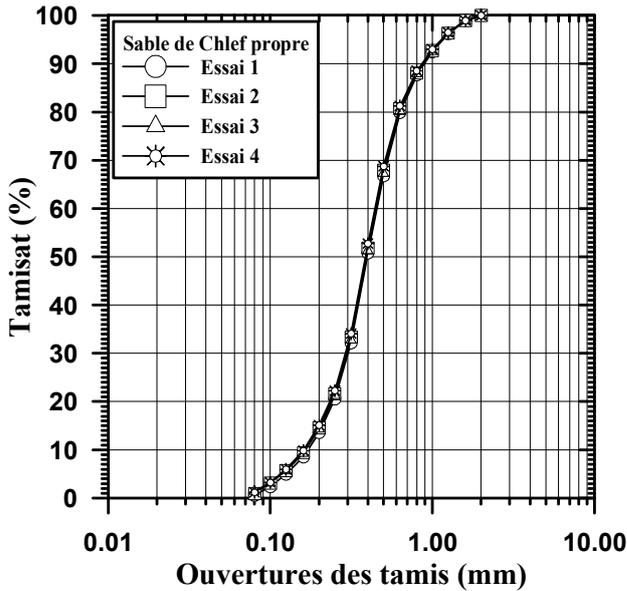


Figure 88 : Echantillonneur avec ses deux bacs.

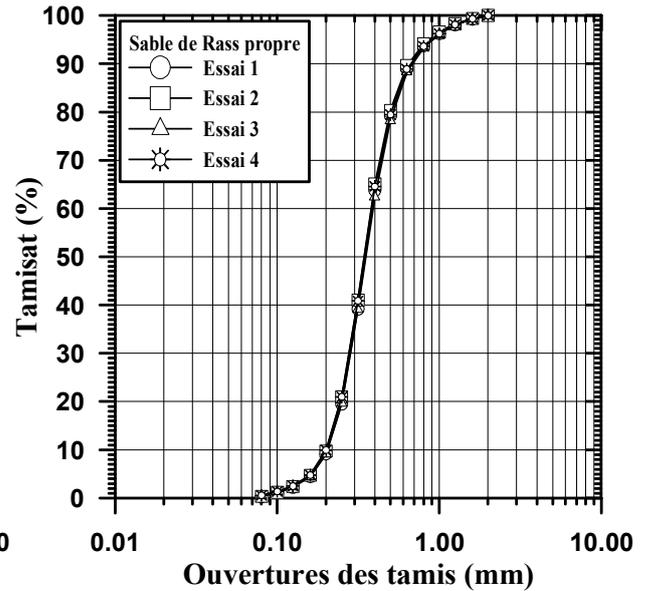
Pour notre cas, on a utilisé la deuxième méthode qui nous a donné quatre sacs pour chaque sable. Pour procéder à l'analyse granulométrique des particules de diamètre supérieur à $80 \mu\text{m}$ suivant les normes *NF P 94-056* et *XP CEN ISO/TS 17892-4*, les trois sables sont tout d'abord lavés puis écrêtés au tamis 2 mm ; les particules inférieures à $80 \mu\text{m}$ appelées fines sont aussi éliminées comme le montre l'état de propreté des sables (tableau 4) de l'essai d'équivalent de sable (norme *NF EN 933-8*). Pour chaque sable propre, on a effectué quatre essais granulométriques (figure 89) correspondant aux quatre sacs obtenus par l'opération d'échantillonnage. Une série complète de tamis allant de 2 mm à $80 \mu\text{m}$ est utilisée pour avoir un bon lissage des courbes.

Tableau 4 : Equivalent de sable et teneur en fines des trois matériaux.

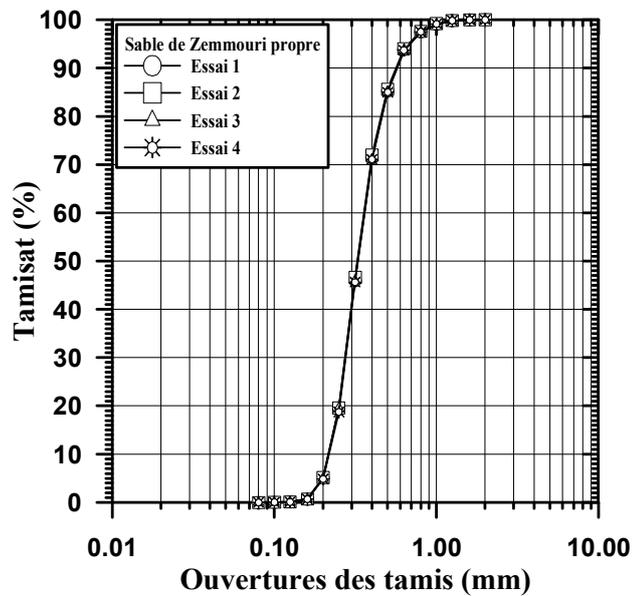
Sable	Equivalent de sable E_S (%)		Teneur en fines FC (%)
	Sable naturel	Sable propre	
Chlef	58	97	9.30
Rass	62	97	5.83
Zemmouri	96	98	0.30



(a)



(b)



(c)

Figure 89 : Courbes granulométriques des trois sables propres : (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.

La superposition des courbes atteste d'une part l'homogénéité des trois sables, et d'autre part la répétabilité des essais avec une faible dispersion des résultats comme le montre les valeurs des écarts types (tableau 5). Ce dernier comprend aussi les caractéristiques granulométriques de chaque essai, telles que le diamètre efficace des grains D_{10} , le diamètre moyen D_{50} , le coefficient d'uniformité ou de Hazen C_u et le coefficient de courbure C_c . Les deux derniers paramètres sont donnés par les équations (40) et (41), avec D_y le diamètre des grains correspondant à y % de tamisat cumulé (Holtz et Kovacs, 1991). Ainsi, D_{10} , D_{30} , D_{50} et D_{60} sont les diamètres des grains correspondant à 10, 30, 50 et 60 % de passant respectivement. La courbe granulométrique moyenne des quatre essais, ainsi que le résumé des paramètres granulométriques sont donnés respectivement par la figure 90 et le tableau 6. On remarque que le diamètre D_{10} du sable de Chlef est inférieur à celui des deux autres sables, tandis que cette constatation est inversée pour les autres diamètres, ce qui justifie les conclusions tirées du *MEB* sur le classement des grains (figure 87).

Tableau 5 : Caractéristiques granulométriques des sables étudiés.

Sable	Paramètres	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation (%)
Chlef	D_{10} (mm)	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.005	3.13
	D_{30} (mm)	0.30	0.29	0.30	0.29	0.30	0.006	2.00
	D_{50} (mm)	0.40	0.39	0.39	0.39	0.39	0.005	1.28
	D_{60} (mm)	0.45	0.45	0.45	0.44	0.45	0.005	1.11
	C_u (-)	2.65	2.81	2.81	2.75	2.75	0.076	2.76
	C_c (-)	1.18	1.17	1.25	1.19	1.20	0.036	3.00
Rass	D_{10} (mm)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.000	0.00
	D_{30} (mm)	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.000	0.00
	D_{50} (mm)	0.35	0.34	0.35	0.35	0.35	0.005	1.43
	D_{60} (mm)	0.39	0.38	0.39	0.38	0.39	0.006	1.54
	C_u (-)	1.95	1.90	1.95	1.90	1.93	0.029	1.50
	C_c (-)	1.01	1.03	1.01	1.03	1.02	0.012	1.18
Zemmouri	D_{10} (mm)	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.000	0.00
	D_{30} (mm)	0.27	0.27	0.27	0.28	0.27	0.005	1.85
	D_{50} (mm)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.000	0.00
	D_{60} (mm)	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.000	0.00
	C_u (-)	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64	0.000	0.00
	C_c (-)	0.92	0.92	0.92	0.99	0.94	0.035	3.72

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (40)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (41)$$

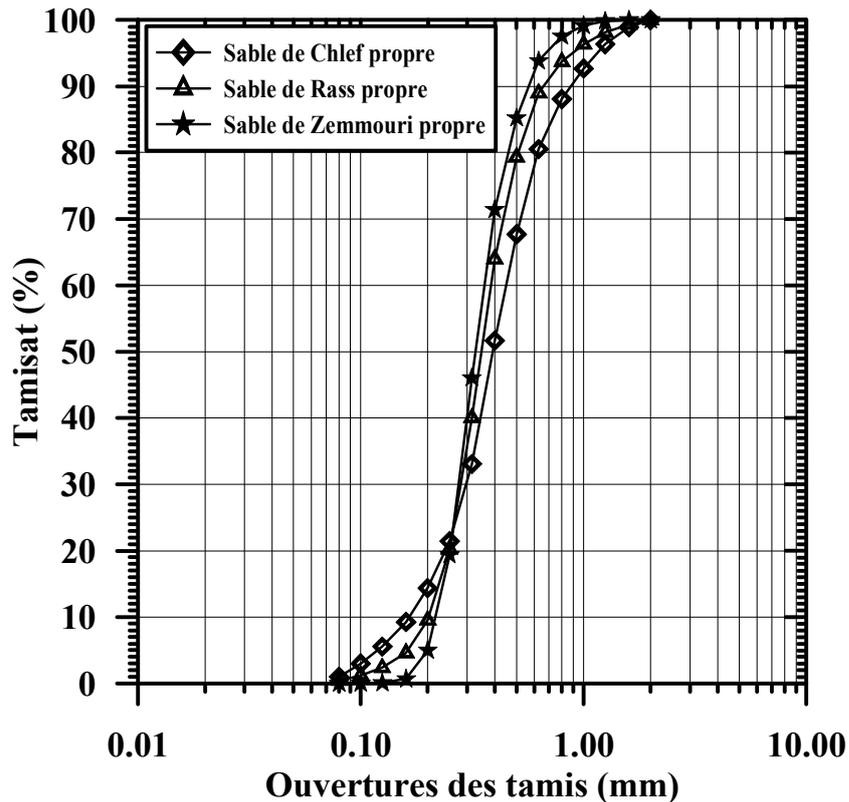


Figure 90 : Synthèse des courbes granulométriques moyennes des trois sables propres.

Ces résultats montrent que le sable de Chlef présente une distribution étalée des dimensions des grains que les deux autres sables. Il montre une grande hétérogénéité par la présence remarquable d'éléments fins. La classification des sols *USCS/LCPC* (*Unified Soil Classification System / Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) montre que les trois sables sont propres mal gradués *SP (Sm)* d'après les valeurs des coefficients C_u et C_c . Ces conclusions sont justifiées par les résultats de l'analyse au microscope électronique à balayage qui montre que la forme des grains des trois sables est sub-anguleuse à sub-arrondie (cf. figure 87).

Tableau 6 : Récapitulatif des paramètres granulométriques des trois sables propres.

Sable	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	C_u (-)	C_c (-)
<i>Chlef propre</i>	0.16	0.39	2.75	1.20
<i>Rass propre</i>	0.20	0.35	1.93	1.02
<i>Zemmouri propre</i>	0.22	0.33	1.64	0.94

Les valeurs moyennes des masses volumiques des particules solides suivant les normes *NF P 94-054* et *XP CEN ISO/TS 17892-3*, ainsi que les densités minimale et maximale selon la norme *NF P 94-059* sont récapitulées dans le tableau 7. La masse volumique minimale ρ_{dmin} est la masse par unité de volume d'une quantité de sable mise en place dans un état le plus lâche. Cet état est obtenu en déposant, dans un moule normalisé de diamètre 100 mm

et de hauteur 95.4 mm, le sable à hauteur de chute nulle au moyen d'un entonnoir relevé verticalement à vitesse constante. Le pesage du moule et de son contenu permet de déterminer la masse du sable et sa masse volumique minimale. Par contre, la masse volumique maximale ρ_{dmax} est la masse par unité de volume d'une quantité de sable mise en place dans un état le plus dense. Cet état est obtenu en appliquant une surcharge statique sur le moule contenant le sable ayant servi à la détermination de la masse volumique minimale, afin de procéder à son compactage par vibration sur une table vibrante. Cette opération conduit, après pesage et mesure du volume occupé par le sable, à la masse volumique maximale. Les états lâche et dense définissent l'indice de densité I_D et caractérisent la porosité minimale n_{min} et maximale n_{max} du sol considéré.

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (42)$$

$$\text{avec } e_{max} = \frac{\rho_s}{\rho_{dmin}} - 1 \quad , \quad e_{min} = \frac{\rho_s}{\rho_{dmax}} - 1 \quad (43)$$

$$\text{On peut écrire } n_{max} = \frac{e_{max}}{1 + e_{max}} \quad , \quad n_{min} = \frac{e_{min}}{1 + e_{min}} \quad (44)$$

où :

I_D : indice de densité ;

e : indice des vides du sable ;

e_{max}, e_{min} : respectivement indice des vides maximal et minimal du sable ;

n_{max}, n_{min} : respectivement porosité maximale et minimale du sable.

Tableau 7 : Caractéristiques physiques des trois sables.

Matériau	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	e_{min} (-)	e_{max} (-)	n_{min} (%)	n_{max} (%)
<i>Chlef naturel</i>	2.66	1.475	1.795	0.482	0.804	32.52	44.57
<i>Chlef propre</i>	2.65	1.458	1.773	0.495	0.817	33.11	44.96
<i>Rass naturel</i>	2.68	1.479	1.774	0.511	0.812	33.82	44.81
<i>Rass propre</i>	2.67	1.484	1.778	0.501	0.799	33.38	44.41
<i>Zemmouri naturel</i>	2.69	1.414	1.708	0.575	0.902	36.51	47.42
<i>Zemmouri propre</i>	2.69	1.411	1.702	0.580	0.906	36.71	47.53

Les essais réalisés sur les fines portent sur l'essai de sédimentation d'après la norme NF P 94-057, la détermination des limites d'Atterberg suivant les normes NF P 94-051 et XP CEN ISO/TS 17892-12 et la masse volumique des grains solides déterminée d'après la norme NF P 94-054 ou XP CEN ISO/TS 17892-3. Les fines sont classées d'après la norme NF P 94-057. Cette norme basée sur la loi de Stokes a pour but la détermination des diamètres équivalents des particules. Par hypothèse que les grains sont sphériques et de même

masse volumique, elle donne la relation entre le diamètre des grains et leur vitesse de décantation. Les résultats sont récapitulés sur la figure 91 et dans le tableau 8.

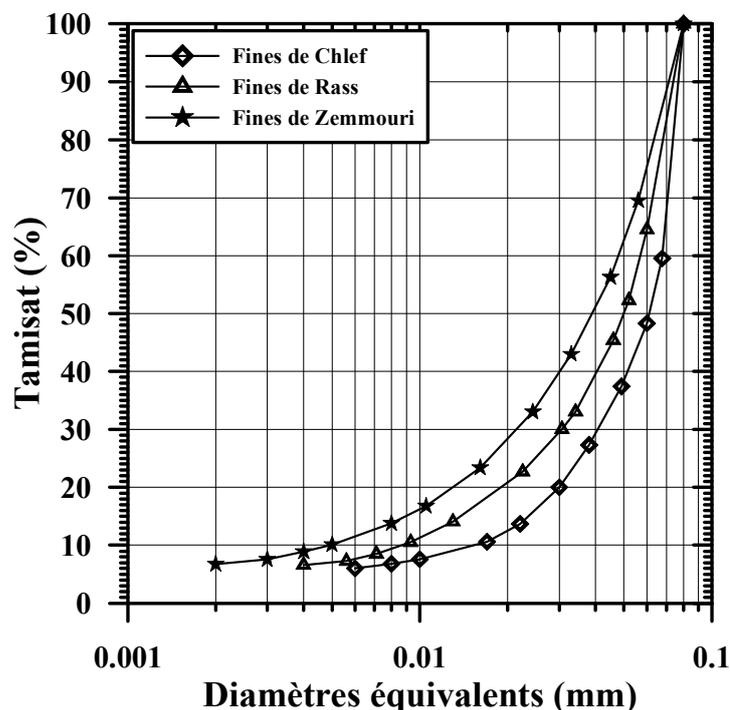


Figure 91 : Courbes granulométriques des trois types de fines.

Tableau 8 : Caractéristiques physiques des trois types de fines.

Fines	Limites d'Atterberg		I_p (%)	ρ_s (g/cm^3)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	C_u (-)	C_c (-)
	w_L (%)	w_P (%)								
Chlef	33	20	13	2.74	0.016	0.041	0.061	0.068	4.25	1.55
Rass	40	20	20	2.74	0.009	0.031	0.050	0.057	6.33	1.87
Zemmouri	38	26	12	2.75	0.005	0.022	0.039	0.048	9.60	2.02

L'indice de plasticité I_p montre que les fines des trois sables sont peu plastiques avec un degré élevé pour celles de Rass (norme *XP P 94-011*). Par ailleurs, l'essai *NF P 94-068* concernant la mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux sur les trois sables a donné des valeurs de *VBS* (valeur de bleu de méthylène d'un sol) de 0.375 et 0.25 pour les sables de Chlef et de Rass respectivement. La classification *GTR* (norme *NF P 11-300*) donne pour ces deux sables la classe B_2 qui renferme les sables argileux à peu argileux. Pour le sable de Zemmouri, le *VBS* est de 0.05, ce qui le fait appartenir à la classe D_1 relative aux sables alluvionnaires propres et des sables de dune insensibles à l'eau. La figure 92 montre les vues au microscope électronique pour les trois types de fines provenant de la désagrégation physico-mécanique des roches mères lors du

processus géologique de transport des grains. Par conséquent, les grains de limon sont constitués par les minéraux que l'on trouve dans ces éléments. Ils ont en général une dimension comprise entre 2 et 63 μm (ou bien 75 μm d'après la norme *ASTM*), supérieure à celle des grains d'argile et leur forme est plus ou moins arrondie.

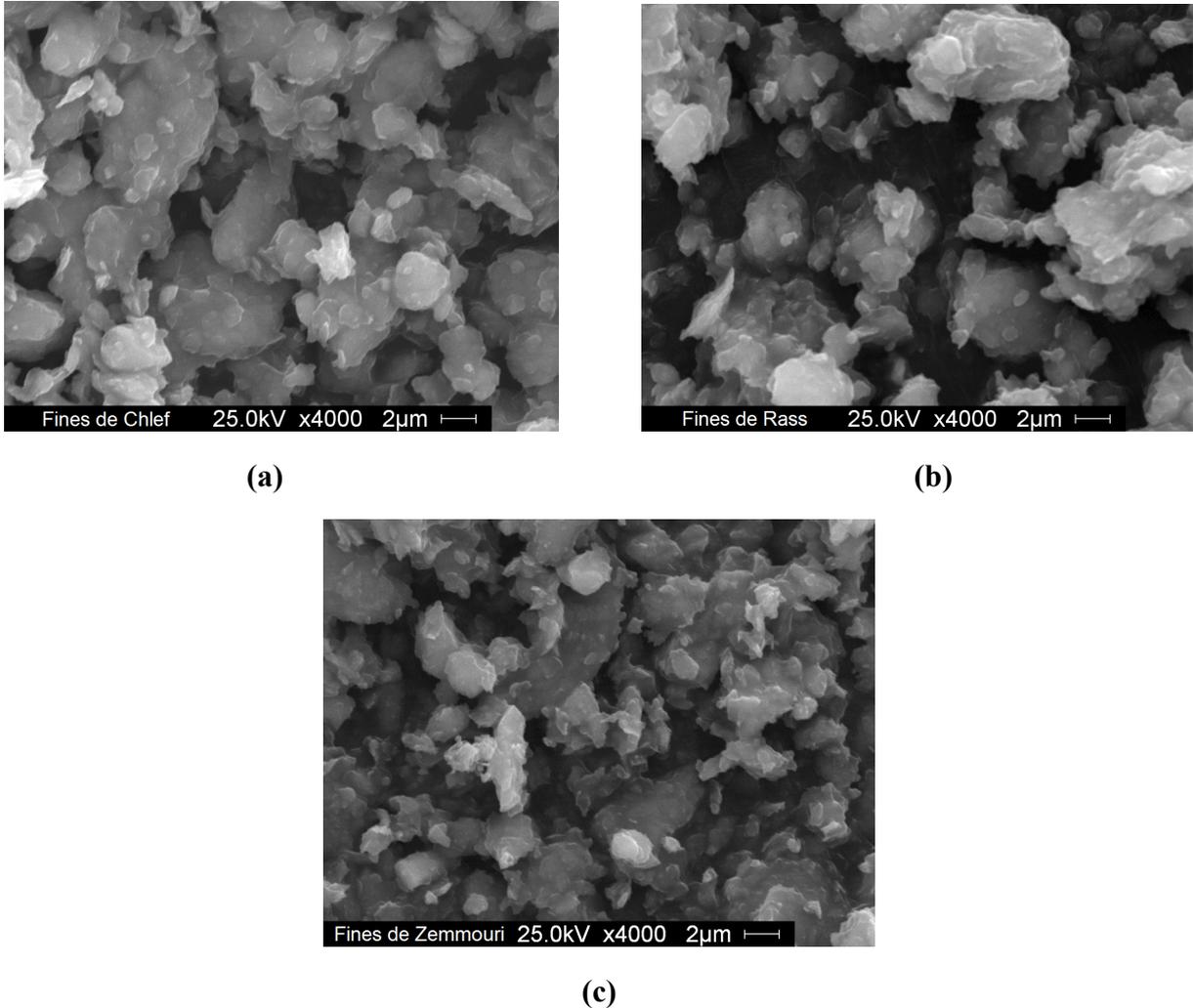


Figure 92 : Vues au microscope électronique à balayage : (a) fines de Chlef, (b) fines de Rass, (c) fines de Zemmouri.

En vue d'effectuer des essais triaxiaux de compression drainés et non drainés réalisés sur le sable de Chlef pour trois indices de densité $I_D = 0.15, 0.50$ et 0.80 , tout en gardant à chaque fois la densité constante pour les différents teneurs en fines FC allant de 0 à 50 % (cf. 4.3.1), les différents mélanges de sable et limon de Chlef possèdent les caractéristiques granulométriques données dans le tableau 9 et sur la figure 93. On remarque que les diamètres des grains D_i diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines du fait que la matrice limoneuse domine le mélange. De plus, les indices des vides des différents mélanges sable-limon permettent de caractériser l'influence des fines sur le comportement mécanique de la matrice composée par les grains de sable et du limon.

Tableau 9 : Caractéristiques granulométriques des mélanges sable-limon de Chlef.

FC (%)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	C_u (-)	C_c (-)
0	0.16	0.30	0.39	0.45	2.75	1.20
5	0.10	0.19	0.27	0.31	3.10	1.16
10	0.08	0.17	0.26	0.31	3.88	1.17
15	0.05	0.16	0.25	0.30	6.00	1.71
20	0.04	0.14	0.23	0.28	7.00	1.75
25	0.03	0.12	0.22	0.28	9.33	1.71
30	0.03	0.08	0.21	0.27	9.00	0.79
40	0.02	0.06	0.14	0.20	10.00	0.90
50	0.02	0.05	0.09	0.16	8.00	0.78

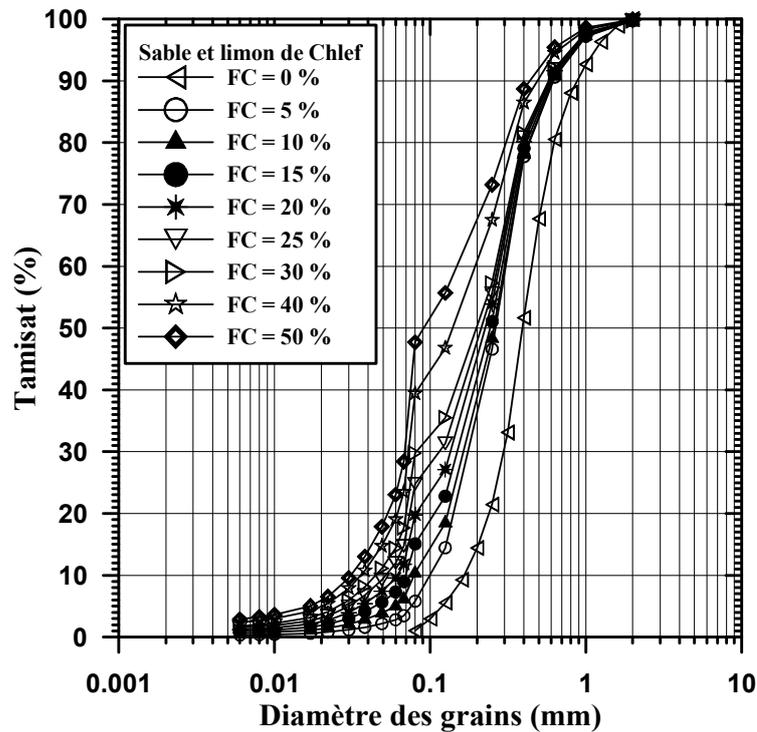


Figure 93 : Courbes granulométriques des mélanges de sable et limon de Chlef.

Les caractéristiques physiques, en termes de masses volumiques (ρ_s , ρ_{dmin} , ρ_{dmax}), ainsi que les indices des vides extrêmes (e_{min} , e_{max}) et les indices des vides globaux e correspondants aux indices de densité utilisés sont illustrés dans le tableau 10. La figure 94 montre les variations des indices des vides maximal et minimal des différents mélanges, ainsi que l'indice des vides global des trois indices de densité en fonction de la fraction des fines. On constate que les indices des vides diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à une valeur limite $FC_{th} = 30\%$. Au-delà de cette valeur, ils ré-augmentent avec la fraction des fines. Ceci est dû au fait que pour des teneurs en fines $FC < FC_{th}$, les fines peu plastiques jouent au début le rôle de remplissage des vides entre les grains de sable qui sont en contact les uns contre les autres (cf. 2.6.10). Par conséquent, les fines n'influent pas sur le comportement mécanique des mélanges sable-limon (Thevayanagam *et al.*, 2002). Lors du cisaillement,

Tableau 10 : Caractéristiques physiques des mélanges sable-limon de Chlef.

FC (%)	0	5	10	15	20	25	30	40	50	100
ρ_s (g/cm ³)	2.650	2.655	2.659	2.664	2.668	2.673	2.677	2.686	2.695	2.740
ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.458	1.481	1.510	1.537	1.559	1.574	1.593	1.585	1.467	1.150
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.773	1.831	1.857	1.873	1.918	1.941	1.951	1.868	1.728	1.631
e_{min} (-)	0.495	0.450	0.432	0.422	0.391	0.377	0.372	0.438	0.560	0.680
e_{max} (-)	0.817	0.792	0.761	0.733	0.711	0.698	0.681	0.695	0.837	1.383
e ($I_D = 0.15$)	0.769	0.741	0.712	0.686	0.663	0.650	0.635	0.656	0.795	-
e ($I_D = 0.50$)	0.656	0.621	0.597	0.578	0.551	0.538	0.527	0.567	0.699	-
e ($I_D = 0.80$)	0.559	0.518	0.498	0.484	0.455	0.441	0.434	0.489	0.615	-

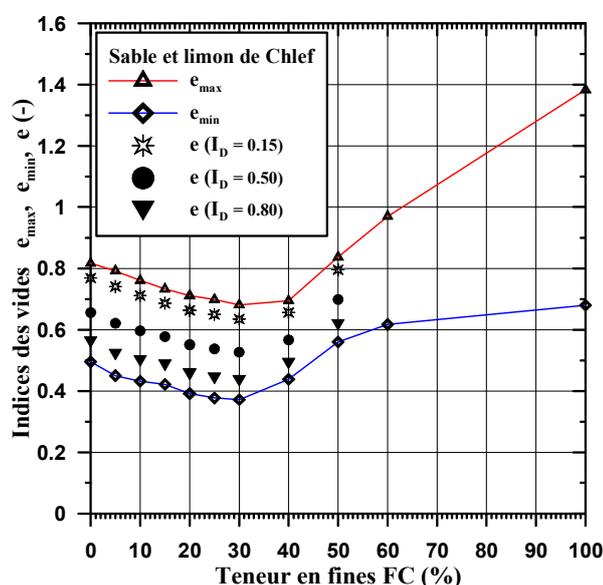


Figure 94 : Variation des indices des vides en fonction de la teneur en fines pour les mélanges sable-limon de Chlef.

les particules de limon créent l'instabilité et la compressibilité de la structure causant son effondrement et la chute de sa résistance au cisaillement (figure 95a). Par contre, pour des teneurs en fines $FC > FC_{th}$, le comportement mécanique est dominé par le contact entre les fines qui deviennent actives et contribuent à l'augmentation de la résistance au cisaillement du mélange (figure 95b).



Figure 95 : Schéma représentant le mélange sable-limon : (a) $FC < FC_{th}$, (b) $FC > FC_{th}$ (d'après Thevayanagam et al., 2002).

En utilisant l'équation (32) (cf. 2.6.10), on pourra mettre en évidence l'effet de l'indice des vides intergranulaire e_s des trois densités en fonction de la teneur en fines et en le comparant avec l'indice des vides global e (figure 96). On constate que les indices des vides globaux diminuent avec la fraction des fines jusqu'à atteindre un seuil limite de $FC_{th} = 30\%$, puis au-delà de cette valeur, ils ré-augmentent. Tandis que les indices des vides intergranulaires augmentent de façon hyperbolique avec la teneur en fines FC .

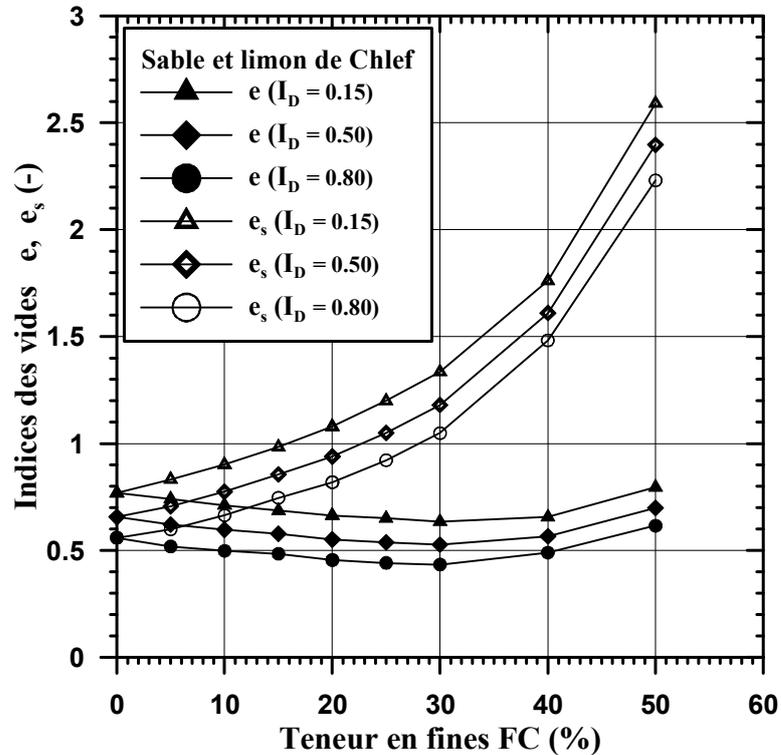


Figure 96 : Variation des indices des vides globaux et intergranulaires des mélanges sable-limon de Chlef.

3.6 DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

L'étude du comportement mécanique des trois sables a été réalisée par l'utilisation de deux types de dispositifs triaxiaux, à savoir un appareil triaxial classique de type Bishop et Wesley pour les essais monotones drainés et non drainés et un dispositif triaxial asservi de type Buehl et Faubel pour les essais cycliques non drainés. Un aperçu succinct de chaque dispositif sera donné par la suite dans les prochains paragraphes. L'objectif des essais monotones est de compléter la caractérisation physico-chimique des matériaux utilisés d'une part, et de définir les conditions initiales pour la réalisation des essais triaxiaux cycliques d'autre part. Ces derniers ont pour but d'étudier le comportement à la liquéfaction des trois sables vis-à-vis des séismes survenus à Chlef et à Boumerdès. Par ailleurs, des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande de type Wykeham Farrance du laboratoire de mécanique des sols de l'université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie (figure 97) ont été aussi effectués afin de parachever le programme expérimental des essais monotones en

examinant les différentes combinaisons possibles. L'interprétation des résultats obtenus permettra sans doute de dresser une comparaison entre les deux dispositifs malgré les imperfections de la boîte de cisaillement.

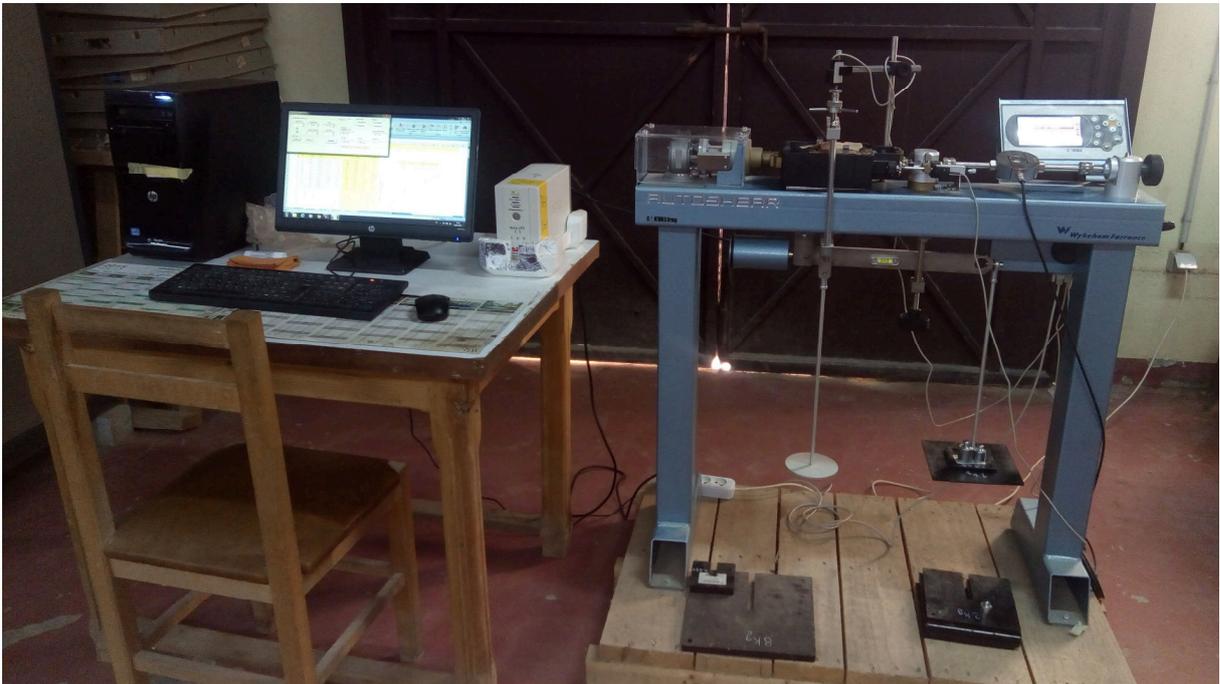


Figure 97 : Boîte de cisaillement de type Wykeham Farrance de l'université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie).

3.6.1 Boîte de cisaillement de Casagrande

L'essai de cisaillement direct à la boîte, réalisé d'après les normes *NF P 94-071-1* et *XP CEN ISO/TS 17892-10*, consiste à cisailier l'éprouvette de sol placée entre deux demi-boîtes rigides séparées par un plan de glissement imposé (figure 98). Un piston métallique est placé sur l'éprouvette pour appliquer la pression désirée sur la surface de rupture. La demi-boîte supérieure est fixe, tandis que la demi-boîte inférieure mobile est entraînée horizontalement par un moteur à une vitesse de déplacement constante réglée à 1 mm/min pour tous les essais effectués. Ce déplacement horizontal ΔL , mesuré par un comparateur à cadran, engendre un effort de cisaillement T déterminé par un anneau dynamométrique. En plus, on applique à l'éprouvette de sol de forme parallélépipédique, avec un côté de 60 mm en plan et une hauteur de 25 mm , un effort vertical constant N , transmis au piston par un système de poids et éventuellement un bras de levier. La charge N avec le déplacement de la demi-boîte inférieure provoquent un déplacement vertical ΔH du piston dans la demi-boîte supérieure, lequel est mesuré par un autre comparateur placé verticalement sur le piston.

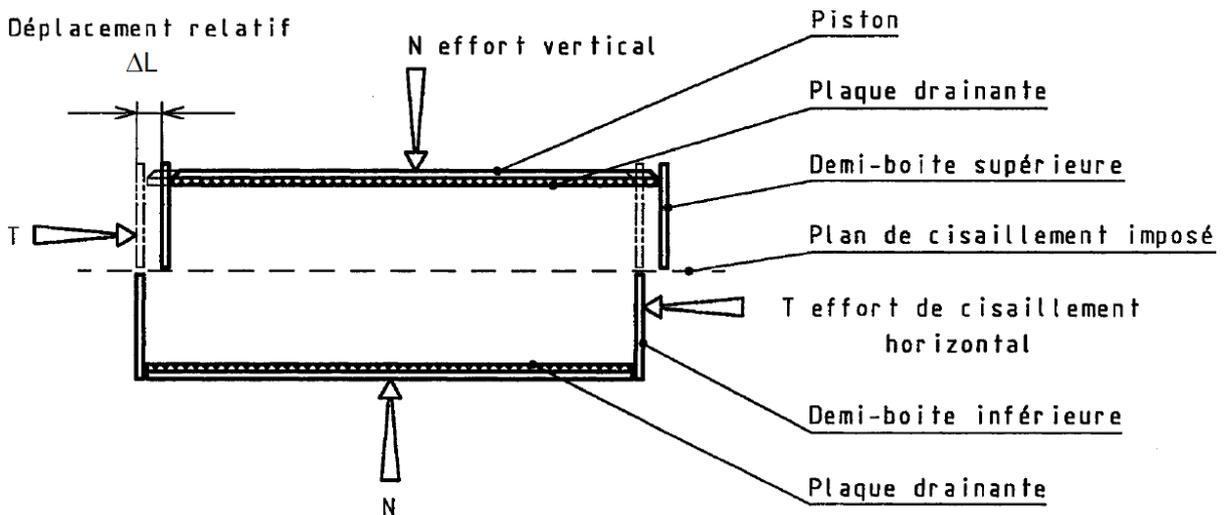


Figure 98 : Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P 94-071-1, 1994).

Le déroulement de l'essai est le suivant : Après avoir relié les deux demi-boîtes et le choix de la contrainte normale σ_n qui sera appliquée à l'éprouvette sous la forme de l'effort vertical N , déverser le sable propre ou limoneux directement dans les deux demi-boîtes par l'une des méthodes de préparation citées au chapitre 2 (cf. 2.6.9). Pour notre cas, on a choisi le damage humide pour les densités faibles et le déversement à sec par l'entonnoir en trois couches avec compactage pour les échantillons moyennement denses à denses. Une fois l'éprouvette confectionnée, on pose le couvercle sur la demi-boîte supérieure, puis on remet délicatement le piston pour ne pas modifier la densité de l'échantillon. On délibère ensuite les deux demi-boîtes et on règle à zéro les trois comparateurs de mesure correspondants à ΔL , T et ΔH . On démarre le moteur qui fait déplacer la demi-boîte inférieure et on relève les lectures des trois paramètres précédents. L'essai sera arrêté lorsque la force de cisaillement T devient constante avec un déplacement horizontal ΔL dépassant 5 mm.

Les résultats recueillis permettront de représenter graphiquement la variation de la résistance au cisaillement du sol τ en fonction du déplacement horizontal ΔL , avec $\tau = T/A_c$, où A_c est la surface corrigée au cours de l'essai. Cette représentation nous renseigne sur la valeur maximale de la résistance au cisaillement et la résistance résiduelle du sol. De plus, la variation du déplacement vertical ΔH en fonction du déplacement horizontal ΔL révèle l'aptitude du sol à la contractance ou à la dilatance au cours de l'essai. Par ailleurs, les couples de points (σ_n, τ_{max}) correspondant aux différentes contraintes normales, avec $\sigma_n = N/A$, mettent en évidence la courbe intrinsèque du matériau en donnant les valeurs de l'angle de frottement interne ϕ et éventuellement la cohésion c . Par ailleurs, l'interprétation des résultats peut être aussi faite en examinant les paramètres précédents en fonction des conditions initiales de l'essai, tels que la densité ou l'indice des vides (global, intergranulaire, interfines, équivalent), ou bien en fonction des caractéristiques granulométriques du matériau, tels que le

diamètre efficace D_{10} , le diamètre moyen D_{50} , le coefficient de Hazen C_u , le coefficient de courbure C_c , etc.

3.6.2 Appareil triaxial de type Bishop et Wesley

L'appareil triaxial de révolution utilisé pour les essais monotones est celui de l'équipe géotechnique du laboratoire Navier (*CERMES*) de l'Ecole des Ponts ParisTech, France (figure 99). Il est constitué d'une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (Bishop *et al.*, 1965 ; Bishop et Wesley, 1975) permettant d'accueillir des échantillons cylindriques non antifrettés d'élancement 2 (diamètre $\phi = 70 \text{ mm}$, hauteur $H = 140 \text{ mm}$) et d'un système de chargement, lesquels sont reliés à un système d'acquisition.



Figure 99 : Vue globale de l'appareil triaxial de type Bishop et Wesley (Navier - CERMES, Ecole des Ponts ParisTech, France).

Ainsi, la cellule triaxiale est d'un type particulier car le bâti de chargement constitue la différence essentielle par rapport à l'appareil triaxial classique. L'originalité vient du mode de chargement des éprouvettes qui est réalisé par l'intermédiaire d'un piston situé à la base du support inférieur et qui peut se déplacer verticalement dans un sens ou dans l'autre sans frottement grâce à l'utilisation de joints Bellofram (figure 100). Le déplacement du piston,

qui peut se faire à déplacement ou à pression contrôlée, est assuré hydrauliquement à partir d'une chambre de pression contenant de l'eau désaérée par le moyen d'un contrôleur de pression et de volume de marque *GDS (Global Digital Systems)*. Ce dernier a pour but la régularisation de la pression ou du volume nécessaire pour contrôler la force ou le déplacement axial du piston. Il se compose essentiellement d'un cylindre, de capacité 200 cm^3 et une pression maximale de 2 MPa , contenant de l'eau désaérée ou éventuellement déminéralisée mise sous pression par un piston mû par un moteur pas à pas (figure 101).

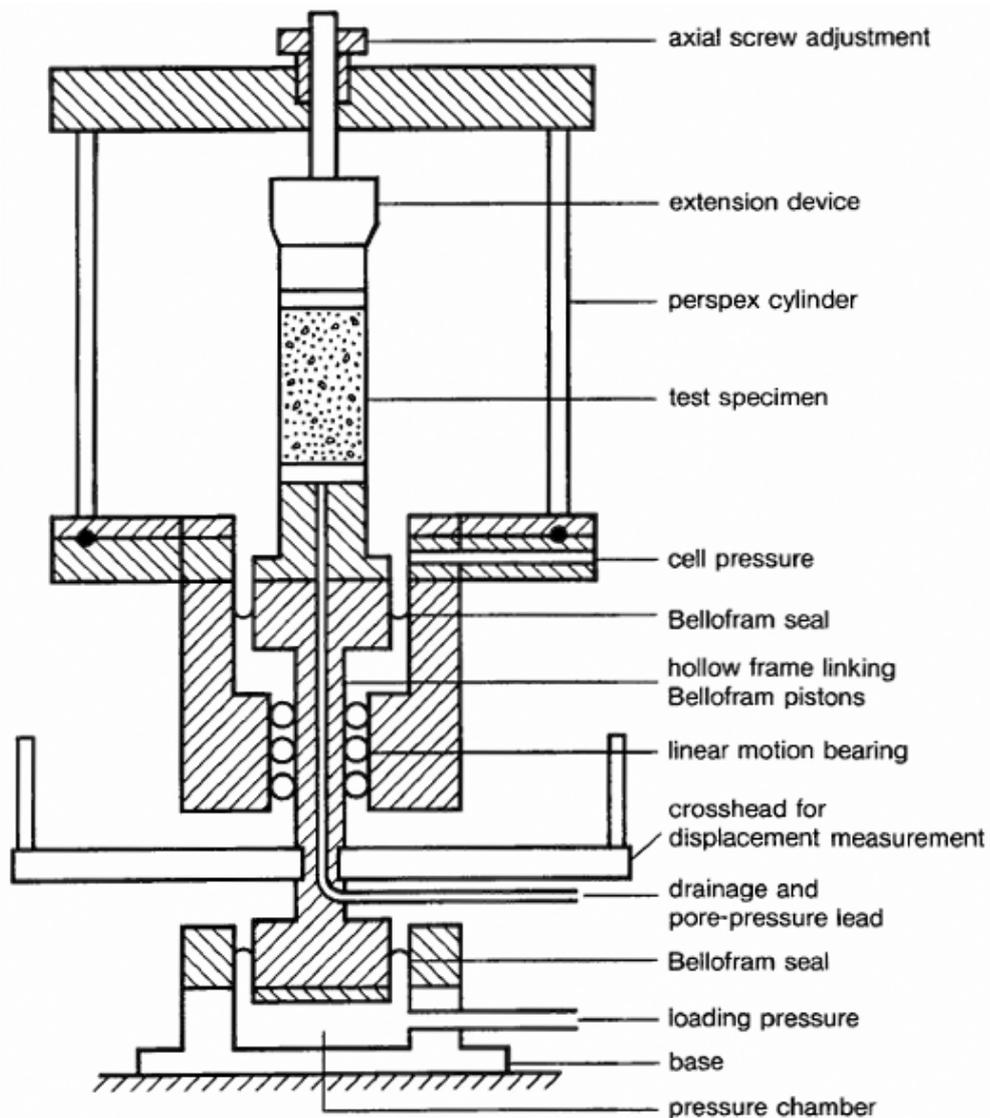


Figure 100 : Schéma de principe du dispositif triaxial de type Bishop et Wesley (Menzies, 1988).

Un asservissement électronique du système permet de faire varier l'une ou l'autre des deux grandeurs (pression ou volume) selon un programme présélectionné, ce qui permet de mesurer, au cours de l'essai de cisaillement, l'effort ou le déviateur appliqué. Ce contrôle peut être effectué soit manuellement à partir du clavier incorporé au *GDS*, soit à partir d'un micro-ordinateur via une interface *IEEE*. Le micro-ordinateur est équipé d'un logiciel développé sous le langage de programmation graphique *LabVIEW* qui permet le pilotage de

l'essai et l'acquisition des mesures. Les données relevées au cours de l'essai concernent la mesure de l'effort ou le déviateur exercé sur l'éprouvette, le déplacement correspondant, la pression de confinement appliquée dans la cellule et la pression régnant à l'intérieur de l'échantillon (contre-pression). Ainsi, les déformations verticales de l'éprouvette sont évaluées à l'aide d'un capteur de déplacement de type *LVDT* (*Linear Variable Differential Transformer*) placé sur le bâti de l'appareil et possède une étendue de mesure de 40 mm. La pression de confinement dans la cellule, mesurée par un capteur de pression électrique, est appliquée par l'air comprimé agissant sur l'eau entourant l'échantillon. Le remplissage de la cellule et la saturation de l'échantillon sont réalisés à l'aide d'un réservoir en plexiglas contenant de l'eau désaérée grâce à une pompe à vide. Le contrôle de la pression ou les variations de volume de l'échantillon est assuré par une cellule de pression air-eau reliée au circuit de drainage. Elle est actionnée aussi par l'air comprimé qui gonfle une membrane se trouvant à l'intérieur de cette cellule, laquelle refoule l'eau vers l'échantillon sous une pression désirée. Cette cellule peut aussi recevoir l'eau venant de l'échantillon pendant la phase de la consolidation et lors d'un cisaillement drainé. Un capteur de pression interstitielle, placé entre le robinet extérieur et l'éprouvette, mesure la pression de l'eau, tandis qu'un volumètre de type Wykeham Farrance de capacité 100 cm³ et une précision ± 0.05 ml, installé en série sur le circuit de drainage, quantifie la variation de volume dans l'échantillon pendant un essai drainé.

Le matériel complémentaire nécessaire à la réalisation d'un essai se compose d'un moule en deux parties spécialement conçu pour permettre la préparation d'échantillons et d'une source de dioxyde de carbone (CO₂) pour chasser l'air contenu dans l'éprouvette pendant la phase de la saturation. Il est à noter que la cellule Bishop et Wesley permet, en plus des essais monotones, la réalisation d'essais cycliques à déplacement ou à force contrôlé, dans la gamme quasi-statique (essais en compression et en extension). Ainsi, pour effectuer des essais en extension, l'embase supérieure de l'éprouvette est solidarifiée avec le piston par un joint en caoutchouc et par l'application du vide entre les deux.

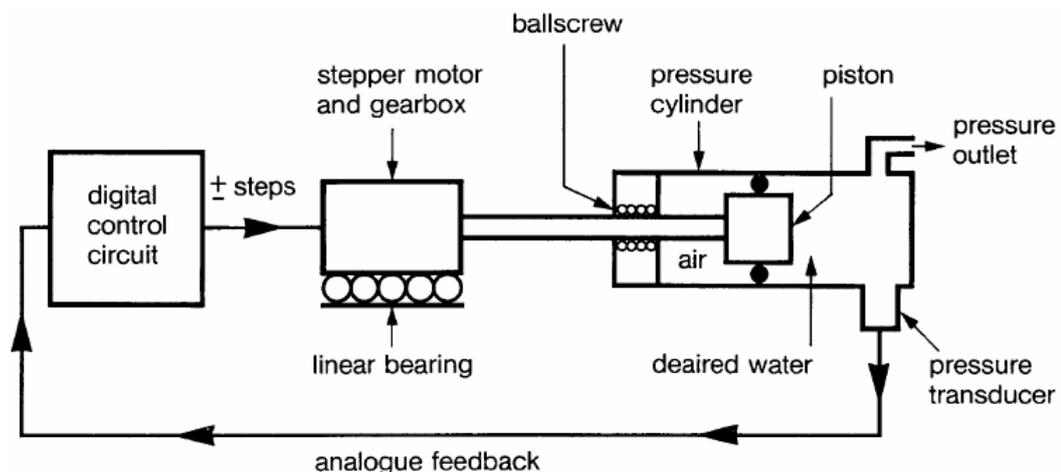


Figure 101 : Principe de fonctionnement du contrôleur de pression et de volume (Menzies, 1988).

3.6.3 Appareil triaxial cyclique de type Buehl et Faubel

Le dispositif utilisé pour les essais cycliques est un appareil triaxial de type Buehl et Faubel de l'équipe géotechnique du laboratoire Navier (*CERMES*) de l'Ecole des Ponts ParisTech, France (figure 102). C'est une cellule dynamique à chargement pneumatique asservi. Le schéma de principe est donné sur la figure 103. La taille des éprouvettes cylindriques non antifrettées est la même que pour les essais monotones (diamètre $\phi = 70 \text{ mm}$, hauteur $H = 140 \text{ mm}$, soit un élancement égal à 2). Contrairement à la cellule triaxiale Bishop et Wesley, le chargement axial se fait par le haut à l'aide d'un vérin pneumatique à double effet placé dans la partie haute de la cellule et actionné par deux servovalves permettant de réguler la pression d'air. La déformation axiale est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement de type *LVDT* incorporé à la tige supérieure de guidage du vérin. La pression de confinement est également appliquée à l'aide d'une servovalve par le biais d'une interface air-eau située dans la partie haute de l'enceinte en plexiglas.



*Figure 102 : Vue du dispositif triaxial asservi type Buehl et Faubel
(Navier - CERMES, Ecole des Ponts ParisTech, France).*

Par ailleurs, la cellule est équipée à sa partie inférieure de deux capteurs de pression, l'un mesurant la pression de confinement et l'autre la pression interstitielle dans l'échantillon. Un capteur de force incorporé au socle de la cellule, au piédestal de l'éprouvette, permet de

mesurer avec un frottement minimum la force déviatorique appliquée à l'éprouvette. L'ensemble des commandes des différents asservissements sont regroupées dans une armoire de contrôle qui permet de réaliser des essais cycliques pilotés en déplacement ou en effort, avec des sollicitations à fréquence variable pouvant aller jusqu'à des valeurs importantes de l'ordre du *Hertz*. Différentes formes de signal (sinusoïdal, triangulaire ou carré) peuvent être appliquées. Cependant, pour réaliser des essais cycliques alternés, avec une phase de compression suivie d'une phase d'extension, on intercale l'embase supérieure de l'éprouvette et le piston de l'appareil par un joint en caoutchouc ayant deux faces, une face inférieure de forme

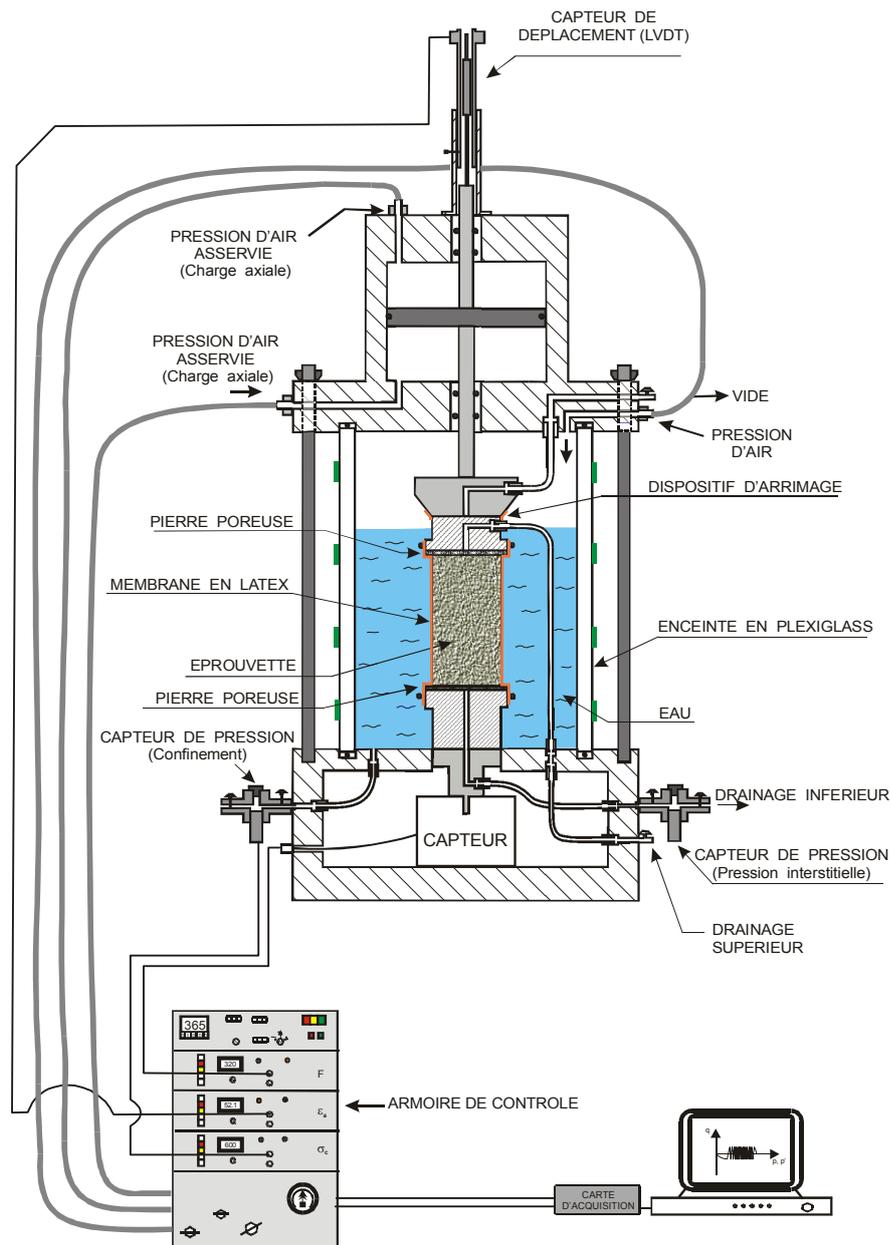


Figure 103 : Schéma de principe de l'appareil triaxial type Buehl et Faubel (d'après Benahmed, 2001).

cylindrique s'accrochant à l'embase par l'intermédiaire d'une couche de graisse silicone type *Dow Corning* et une face supérieure de forme conique s'emboîtant au piston par la même

graisse, puis on applique le vide pour solidariser les deux pièces. Ce système interdit de remplir toute la cellule d'eau, ce qui rend l'application du confinement par une pression d'air. Dans ce cas, l'embase supérieure utilisée est plane et de forme conique (Menzies, 1988). Cette embase a été vérifiée par Benahmed (2001) qui a trouvé de meilleurs résultats. Toutefois, il faut s'assurer de l'horizontalité de la surface supérieure de l'éprouvette lors de la préparation afin de centrer l'effort axial exercé.

L'ensemble de la chaîne de mesure est relié à un micro-ordinateur via une carte d'interface "DAS1600". Un logiciel d'acquisition et de traitement des données "Viewdac", qui est développé par la compagnie *Keithley Instruments*, permet de visualiser en temps réel sur l'écran l'évolution des différents paramètres de l'essai et de stocker sur disque dur l'ensemble des données qui sont la force axiale, le déplacement axial et la pression interstitielle dans l'éprouvette. Comme pour la cellule triaxiale Bishop et Wesley, le moule pour la confection des éprouvettes, la pompe à vide, la bouteille de CO_2 et le réservoir d'eau désaérée sont nécessaires à la réalisation des essais.

Il est à noter que ce dispositif permet aussi la réalisation des essais monotones à condition d'augmenter la période du signal afin d'obtenir des essais en compression par exemple. De plus, il peut être aussi utilisé pour des essais monotones anisotropes, en appliquant initialement un déviateur de contrainte de consolidation (Canou *et al.*, 1991).

3.7 MODE OPERATOIRE

Partant des normes *NF P 94-070*, *NF P 94-074* et *XP CEN ISO/TS 17892-9*, une procédure expérimentale adaptée aux essais triaxiaux sur sable et sable limoneux sera présentée conjointement pour les chargements monotone et cyclique, sauf que le dernier impose que la tête de l'éprouvette soit solidaire au piston. Cette distinction nous conduit à ajouter avant la phase du cisaillement de l'échantillon l'application du vide entre l'embase supérieure de l'éprouvette et le piston de l'appareil pour les solidariser. Ainsi, nous donnons dans ce qui suit les étapes de la procédure expérimentale utilisée qui consiste à préparer, saturer, consolider puis cisailier l'éprouvette de sable en adoptant un mode défini de reconstitution.

3.7.1 Préparation de l'éprouvette

Selon l'indice de densité visé, le choix de la technique de préparation d'une éprouvette de sable, parmi celles citées au chapitre 2 (cf. 2.6.9), devrait se rapprocher le plus près possible du mode de déposition naturelle tout en assurant une bonne homogénéité sur toute la hauteur de l'éprouvette, ainsi que la reproductibilité des échantillons. Dans notre cas, notre choix s'est porté sur deux méthodes de reconstitution suivant la densité souhaitée. Ainsi, pour les densités moyennes à denses ($I_D > 0.40$), la méthode adoptée, qui est jugée comme la plus

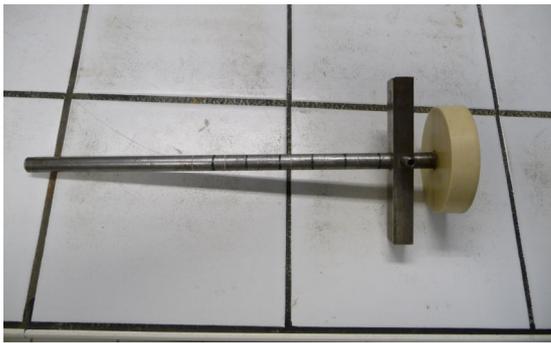
couramment utilisée, est la pluviation ou le déversement à sec du sable à l'aide d'un entonnoir en plusieurs couches avec compactage ou vibration pour la densification de l'échantillon. En contrepartie, la réalisation d'éprouvettes lâches avec des densités faibles à très faibles est plus délicate, car le mode de dépôt sec ne permet pas d'obtenir des structures lâches ($I_D < 0.40$). Par conséquent, le damage humide, tel qu'il a été défini par Castro (1969) et utilisé par différents chercheurs par la suite, consiste à mélanger le sable avec une faible teneur en eau distillée allant de 1 à 5 % avant sa mise en place, et de le déposer ensuite par couches dans le moule à l'aide d'une cuillère et à hauteur de chute nulle. En cas du besoin, la couche est légèrement compactée afin de maîtriser sa hauteur. Cela permet de donner au sable une cohésion apparente due à la capillarité créée entre les grains. Avec cette méthode de préparation, on peut obtenir des indices des vides très élevés (c.-à-d. des indices de densité très faibles) voire supérieurs à l'indice des vides maximum e_{max} déterminé en utilisant les procédés standards. Pour avoir une bonne reproductibilité des éprouvettes, le mode de déposition par voie humide est très sensible au mode de compactage des couches du matériau. En effet, si le compactage n'est pas identique pour toutes les couches, il se produit des différences de structures et des variations du diamètre de l'éprouvette à la périphérie (Canou, 1989). Il est très important de garder une énergie de compactage constante et uniforme sur toute la surface de la couche et aux couches successives afin d'obtenir des échantillons identiques. De plus, on scarifie la partie supérieure de chacune des couches compactées, pour éviter un effet de litage trop marqué qui nuirait à l'homogénéité de l'éprouvette.

Le point commun entre les deux modes de préparation est que le matériau est mis en place dans le moule en sept couches de masses égales et d'épaisseur 2 cm chacune. Le contrôle de la hauteur de chaque couche se fait à l'aide d'un dameur de 6.5 cm de diamètre qui est muni d'une tige verticale graduée et d'une petite languette horizontale amovible qui permet de vérifier la hauteur désirée (figure 104a). Dans le cas où la hauteur dépasse les 2 cm, la couche est compactée avec le dameur jusqu'à ce que la languette vienne buter contre les bords du moule.

Tenant compte de l'épaisseur de la membrane ($e = 0.3 \text{ mm}$), le moule utilisé pour la reconstitution des éprouvettes possède un diamètre de 70.6 mm et une hauteur de 140 mm. Il est constitué de deux parties semi-cylindriques qui peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage (figure 104b). Quatre conduits d'aspiration percés dans le moule communiquent avec l'intérieur par des rangées de matière poreuse. Ces conduits sont reliés à des tuyaux souples assemblés dans un seul tube. Ce dernier est raccordé à la pompe à vide pour plaquer la membrane en latex contre les parois du moule avant le déversement du matériau.

De ce fait, les étapes successives de la préparation de l'éprouvette triaxiale sont décrites comme suit :

- Mise en place sur l'embase inférieure de la cellule un disque de bronze poreux (ou pierre poreuse) qui permet le drainage de l'eau. Par la suite, on ajuste une membrane en latex de telle sorte qu'elle soit bien centrée par rapport à l'embase afin d'assurer une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement, puis on fixera cette membrane avec un joint torique sur l'embase. Après cela, on positionne le moule cylindrique sur l'embase et on le serre avec un collier, puis on rabat la membrane sur le moule. A l'aide d'une pompe à vide, on applique le vide entre la paroi interne du moule et la membrane afin de plaquer cette dernière contre le moule lors du remplissage du matériau,



(a)



(b)

Figure 104 : Vue du dameur et du moule : (a) dameur avec la tige graduée et la languette, (b) moule avec le collier de serrage (Navier - CERMES, Ecole des Ponts ParisTech, France).

- Mise en place du matériau dans le moule en sept couches en utilisant un des deux modes de déposition cités précédemment et qui dépendent de la densité désirée. Il convient pendant cette opération d'éviter d'induire un litage important de l'échantillon qui peut compromettre l'intégrité de son homogénéité. Ceci est réalisé par scarification de la partie supérieure de chaque couche compactée. Dans le cas du dispositif Bishop et Wesley, une précaution importante consiste à s'assurer, avant toute manipulation de sable, que l'interstice annulaire situé entre la base inférieure de la cellule et le bloc de l'embase inférieure est protégé par du papier absorbant humide empêchant les grains de sable d'aller se loger dans le creux du joint Bellofram. Ceci aurait pour effet de déchirer le joint lors du déplacement ultérieur du piston,
- Pose du deuxième disque de bronze poreux sur le moule une fois que ce dernier est rempli par l'une des deux modes de déposition, puis l'embase supérieure sur laquelle on vient rabattre la membrane qui sera fixée avec un joint torique tout en maintenant une pression verticale sur l'embase,
- Démoulage effectué en appliquant dans l'éprouvette un léger vide de -20 kPa , car le matériau est non cohérent (sable). Cette faible dépression a pour but de minimiser les risques de déchirure de la membrane au démoulage. Après fermeture des orifices de

drainage, on vérifie que l'éprouvette ne présente pas de fuite en suivant l'évolution du capteur de pression qui ne doit pas varier. Une fois le moule retiré, on augmente le vide jusqu'à une pression de maintien de -100 kPa dans le cas d'une consolidation supérieure ou égale à 100 kPa . Si la contrainte de consolidation est inférieure à cette valeur, le vide dans l'éprouvette ne doit pas la dépasser en valeur absolue, sinon on surconsoliderait l'échantillon. Après, on vérifie aussi, à l'aide du capteur de pression, que l'éprouvette ne présente pas de fuites. En cas d'existence, elles seront colmatées avec de la silicone. On mesure ensuite, à l'aide d'une bandelette de papier millimétré, les dimensions moyennes de l'éprouvette, à savoir sa hauteur en trois points disposés à 120° diamétralement opposés et sa circonférence en trois endroits (haut, milieu et bas). Ces mesures permettent de calculer le volume de l'éprouvette. Une correction de diamètre D_c doit être faite pour tenir compte de l'épaisseur de la membrane ($D_c = D - 2e$), avec D le diamètre mesuré de l'éprouvette et $e = 0.3 \text{ mm}$ épaisseur de la membrane. On peut donc ensuite, connaissant la masse de sable mis en place, calculer la masse volumique, l'indice des vides et l'indice de densité de l'éprouvette confectionnée.

- Montage de la cellule triaxiale en vérifiant que le piston est en position suffisante pour ne pas venir écraser l'éprouvette. Visser les tiges de serrage et commencer le remplissage de la cellule par l'eau jusqu'à l'embase supérieure pour ces types de dispositifs. A ce stade, l'échantillon est encore sous vide, ce qui lui permet de se maintenir.
- Transfert de la pression de maintien vers l'extérieur de l'éprouvette en appliquant progressivement une contrainte de confinement désirée et en diminuant, en parallèle, la même quantité correspondante du vide qui se trouve à l'intérieur de l'éprouvette jusqu'à annulation totale du vide. A ce stade, on n'a pendant cette opération, pas de déformation volumique du matériau. De plus, on obtient une éprouvette normalement consolidée sous la contrainte de confinement désirée et prête à être saturée.

3.7.2 Saturation

La saturation, telle que décrite au chapitre 2 (cf. 2.6.8), est un paramètre important dans la procédure expérimentale des essais triaxiaux sur sable et sable limoneux saturés, car elle agit largement sur la qualité de la réponse en pression interstitielle dans un essai non drainé et en déformation volumique dans un essai drainé. En effet, dans les études de liquéfaction, une mauvaise saturation pourrait avoir une influence considérable sur la réponse non drainée du sable dans la mesure où elle induit une sous-estimation des surpressions interstitielles générées lors du cisaillement, et donc du potentiel de liquéfaction. Par conséquent, pour obtenir des essais de bonne qualité, il est donc essentiel d'assurer que le degré de saturation soit suffisant avant le cisaillement de l'éprouvette, c'est à dire que le coefficient de Skempton B doit être supérieur à 0.96 (Chaney, 1978 ; Tatsuoka *et al.*, 1986c ; Toki *et al.*, 1986).

Pour cela, la procédure de saturation de l'éprouvette se déroule en trois étapes. La première utilise la technique du dioxyde de carbone (CO_2) élaborée par Lade et Duncan (1973). Le principe de cette technique consiste à faire circuler à travers l'échantillon du dioxyde de carbone de bas en haut sous une faible pression de 15 kPa durant environ 10 à 15 *minutes*. Cette opération vise à chasser l'air contenu dans les vides et à le remplacer par du CO_2 , ce dernier est beaucoup plus soluble que l'air dans l'eau, ce qui facilite ensuite la saturation de l'échantillon par circulation sous faible gradient d'eau désaérée.

La seconde étape consiste à faire percoler par gravitation de l'eau désaérée (environ trois fois le volume de l'éprouvette) de bas en haut pendant une demi-heure environ. On purgera aussi les capteurs de pression en ouvrant les vis de purge. Il est nécessaire à ce stade de faire une première vérification de la saturation de l'éprouvette. Pour ce faire, on isole l'éprouvette en fermant les orifices de drainage et l'on va appliquer rapidement à l'aide du détendeur un petit incrément de pression de cellule $\Delta\sigma_3 = 20 \text{ kPa}$. Dans l'hypothèse où le matériau serait parfaitement saturé, $\Delta\sigma_3$ devrait être entièrement repris par l'eau interstitielle, ce qui se traduirait par une augmentation de pression interstitielle $\Delta u = \Delta\sigma_3$ mesurable sur le capteur de pression. Le pourcentage de saturation de l'éprouvette s'exprime donc par le rapport $B = \Delta u / \Delta\sigma_3$ appelé coefficient de Skempton (cf. 2.6.8). Si $B \geq 0.6$, on pourra considérer que la phase de saturation par eau est correcte et l'on passera à la phase d'application de la contre-pression, sinon, on laissera à nouveau percoler l'eau pendant 5 à 10 *minutes* jusqu'à nouvelle vérification.

Une fois cette étape terminée, on passe à la dernière phase qui consiste à appliquer une contre-pression de 200 kPa minimum à l'intérieur de l'éprouvette pour améliorer sa saturation par diminution du volume et dissolution des bulles de gaz restantes dues à l'augmentation de la pression d'eau. C'est donc un artifice commode mais qui ne doit en rien modifier l'état de contraintes effectives auquel est soumis l'échantillon avant l'application de la contre-pression. Ainsi, cette étape est réalisée par application, en parallèle et à drainage ouvert, de deux rampes continues de pression approximativement identiques à l'intérieur et à l'extérieur de l'éprouvette à l'aide des deux détendeurs, en appliquant cette fois-ci un incrément $\Delta\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$. Ensuite, on vérifie, à drainage fermé, la valeur du coefficient de Skempton B selon la méthode décrite ci-dessus. La saturation est complète si la valeur de B est égale à 1 mais, en pratique, l'échantillon est considéré comme étant saturé lorsque $B > 0.96$. En ce qui nous concerne, le coefficient B était supérieur ou égal à 0.98 dans tous nos essais.

Notons que la valeur de la contre-pression finale appliquée dépend de la valeur de B obtenue à la vérification. Si celle-ci n'est pas suffisante pour réaliser l'essai avec une bonne saturation, on augmente à nouveau la contre-pression. De plus, dans le cas des sables moyens à denses, cette phase n'influe pas sur l'indice des vides initial du matériau. En revanche, pour les sables lâches, le passage de l'eau désaérée détruit la cohésion apparente des grains, il s'ensuit une diminution de volume de l'éprouvette par effondrement et donc de l'indice

des vides initial. Il est calculé grâce aux déformations volumiques de l'échantillon qui sont estimées, pendant l'étape de saturation, indirectement par la variation de volume de l'eau contenue dans la cellule.

3.7.3 Consolidation

Cette étape est caractérisée par l'application de la pression de consolidation finale à l'éprouvette. Deux cas peuvent se présenter :

- Si l'essai doit être réalisé à une contrainte de consolidation σ'_c (ou p'_c) de 100 *kPa* et la contrainte de confinement, établie après le remplissage de la cellule (cf. 3.7.1), est réglée à 100 *kPa*, la contrainte de consolidation est aussi égale à cette valeur. Dans ce cas, l'éprouvette est déjà consolidée et prête pour le cisaillement.
- Si l'essai est à réaliser à une contrainte de consolidation supérieure à la contrainte de confinement 100 *kPa* choisie dans l'étape de préparation de l'éprouvette, on la parachève en augmentant progressivement et à drainage ouvert la pression de la cellule jusqu'à la valeur souhaitée. Pendant cette phase, les mesures de variations de volume de l'éprouvette peuvent être mesurées à l'aide du volumètre pour permettre par la suite de calculer l'indice des vides réel après consolidation et juste avant cisaillement. On pourra aussi effectuer une dernière mesure de *B* avant le cisaillement.

Notons que dans le cas d'une surconsolidation isotrope avec un rapport de surconsolidation $OCR = p'_{max}/p'_f$, telle que p'_{max} est la pression effective maximale atteinte à la fin de la consolidation isotrope et p'_f la pression effective finale à la décharge avant la phase du cisaillement, l'échantillon est consolidé de façon isotrope à la contrainte effective p'_{max} , ensuite, avant le cisaillement, on décharge à drainage ouvert jusqu'à avoir la contrainte effective p'_f . Tandis que dans le cas d'une consolidation anisotrope, celle-ci est obtenue, après avoir finalisée la consolidation isotrope initiale, l'application à drainage ouvert d'un déviateur initial de contrainte q_c jusqu'au niveau déviatorique choisi.

3.7.4 Cisaillement

Avant de lancer le cisaillement de l'éprouvette, on doit réaliser, pour les deux types de chargements monotone et cyclique, le contact entre le piston de chargement et l'embase supérieure de l'échantillon. On veille bien dans cette opération à ce que le piston n'écrase pas l'éprouvette. Par ailleurs, dans le cas du chargement cyclique, un dispositif d'arrimage, constitué d'un joint en caoutchouc graissé par une couche de silicone type *Dow Corning*, est utilisé pour lier l'embase supérieure de l'éprouvette avec le piston par l'application du vide. A cet effet, on établit d'abord un contact mécanique en soumettant l'éprouvette à une légère pression, soit quelques *kPa* supplémentaires par rapport à la pression de la cellule, ensuite, on crée le vide entre les deux pièces pour les solidariser, et enfin on revient à la pression initiale avant le contact.

Les essais monotones sont réalisés à déplacement contrôlé avec une vitesse de déformation axiale constante égale à 0.5 % de la hauteur de l'éprouvette par minute. On mesure les déformations volumiques en condition drainée et la pression interstitielle au sein de l'échantillon en condition non-drainée. On s'assurera, dans ce dernier cas, que l'on a bien fermé le robinet de drainage avant de lancer l'essai. L'essai est arrêté soit lorsque l'on atteint une déformation choisie à l'avance (dans notre cas 20 % de la hauteur initiale de l'éprouvette), soit lorsque l'on a obtenu liquéfaction complète de l'échantillon (effondrement et perte de contact entre le piston de la cellule et l'échantillon). Quant aux essais cycliques, ceux-ci sont réalisés à force contrôlée sur la cellule triaxiale cyclique avec un signal sinusoïdal de fréquence 0.05 Hz et un mode de chargement de type alterné symétrique.

3.7.5 Acquisition et traitement des données

L'ensemble des mesures sont effectuées grâce à des capteurs qui sont reliés à un micro-ordinateur via une carte d'acquisition. Un logiciel d'acquisition et de traitement de données permet de visualiser en temps réel l'évolution des différents paramètres de l'essai et de les sauvegarder sur disque dur. Les valeurs récupérées dans le fichier de résultats sont des valeurs en volt, on aura besoin de les convertir en grandeur physique en les multipliant avec les coefficients obtenus lors de la calibration des capteurs.

Les deux dispositifs triaxiaux Bishop et Wesley pour les essais monotones drainés et celui de Buehl et Faubel pour les essais cycliques non drainés permettent de mesurer et de contrôler à l'aide d'une chaîne d'acquisition les grandeurs suivantes :

- La variation de la force axiale F reprise par le piston. Cette mesure permet ensuite de calculer le déviateur des contraintes q appliqué à l'éprouvette ($q = F/A$), A étant la section corrigée de l'éprouvette pendant le cisaillement (cf. tableau 1),
- La variation de la hauteur de l'éprouvette ΔH , permettant le calcul de la déformation axiale de l'éprouvette $\varepsilon_1 = \Delta H/H_0$, H_0 étant la hauteur initiale de l'éprouvette,
- La variation de volume de l'éprouvette ΔV par mesure du volume d'eau entrant dans ou sortant de l'éprouvette au cours de cisaillement drainé. Elle permet ensuite le calcul de la déformation volumique de l'éprouvette $\varepsilon_v = \Delta V/V_0$, V_0 étant le volume initial de l'éprouvette. De plus, cette grandeur met en évidence les propriétés de contractance et de dilatance du matériau. Dans ce cas, l'eau interstitielle circule librement et annule toute surpression interstitielle ($\Delta u = 0$),
- La contrainte de confinement σ_c et la pression interstitielle u générée par une variation de la surpression interstitielle Δu au cours du cisaillement non drainé. Ces grandeurs permettent le calcul des contraintes effectives, car l'écrasement de l'éprouvette s'effectue à volume constant ($\Delta V = 0$) si le sol est saturé.

L'interprétation de ces données est faite avec des graphes permettant de déduire les paramètres mécaniques du matériau ou d'examiner l'influence de certains facteurs sur le comportement mécanique. Les plus conventionnels, on cite l'évolution de la courbe de résistance au cisaillement (q, ε_1), qui après avoir défini le point de rupture sur cette courbe, on pourra tracer le cercle de Mohr correspondant et estimer l'angle de frottement interne ϕ' du matériau avec la droite limite, ϕ'_p au pic de résistance et éventuellement ϕ'_r à l'état résiduel (état critique en grandes déformations). Ces paramètres peuvent être mis en évidence en les étudiant dans les plans (t, s') ou (q, p') pour les chemins des contraintes, t étant la contrainte déviatorique de Lambe, s' la contrainte moyenne effective de Lambe et p' la contrainte moyenne effective (cf. 2.2.2).

De plus, pour le cas drainé, l'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale ($\varepsilon_v, \varepsilon_1$) fait valoir un angle de frottement caractéristique ϕ'_{car} au point pour lequel $\dot{\varepsilon}_v = 0$. Pour le cas non drainé, la variation des surpressions interstitielles en fonction de la déformation axiale ($\Delta u, \varepsilon_1$) fait ressortir les possibilités du matériau à se liquéfier par perte de résistance pour un chargement monotone ou cyclique. Pour le dernier cas, le nombre de cycles N peut être combiné avec les paramètres ε_1 et Δu pour l'établissement des courbes de résistance au cisaillement cyclique RCC (cf. 2.5.4). Par ailleurs, l'étude des paramètres précédents en fonction d'autres facteurs, telles que la teneur en fines FC , les conditions initiales en termes de densité ou d'indice des vides (global, intergranulaire, interfine, équivalent), ou les caractéristiques granulométriques (D_{10}, D_{50}, C_u, C_c , etc.), a sans doute un effet considérable pour éclaircir le comportement mécanique du matériau suivant de nouvelles approches.

3.7.6 Démontage de l'essai

En fin d'essai, on ouvre le robinet de drainage dans le cas du non drainé et on procède, dans le cas cyclique, au désarrimage du joint en caoutchouc en enlevant le vide entre l'embase supérieure de l'éprouvette et le piston de chargement. On fait revenir le piston du dispositif Bishop et Wesley à sa position initiale grâce au *GDS*. Ensuite, on suit les opérations suivantes qui concernent aussi le chargement monotone. On commence par relâcher en parallèle la pression de la cellule σ_{cell} et la contre-pression $C.P$ en gardant toujours $\sigma_{cell} > C.P$, et ceci jusqu'à une valeur de σ_{cell} d'environ 50 *kPa* et une contre-pression ramenée à zéro. On applique après le vide à l'intérieur de l'éprouvette, ce qui permet de la vider de son eau et de ramener σ_{cell} à 0 tout en maintenant l'échantillon. On peut alors vider la cellule, enlever la partie supérieure et accéder à l'éprouvette pour la faire glisser avec précaution, surtout dans le cas du dispositif Bishop et Wesley où il faut veiller à ne pas faire tomber de grains de sable dans le creux du joint Bellofram. Cela risquerait de déchirer le joint lors du déplacement ultérieur du piston. A la fin, nettoyer et faire sécher les pierres poreuses, les joints toriques, évacuer l'eau des circuits de la cellule à l'aide d'air comprimé et nettoyer la paillasse.

3.8 PARAMETRES AFFECTANT LA REPONSE DU MATERIAU

Afin d'assurer la répétabilité des essais, une attention particulière doit être accordée à un certain nombre de paramètres qui peuvent comporter de nombreuses erreurs influençant la réponse du matériau. Ces paramètres sont liés plus spécialement au mode de déposition utilisé, la mesure de l'indice des vides de l'échantillon durant les différentes phases de l'essai et le phénomène de pénétration de membrane. L'effet du mode de mise en place a été explicité dans la partie traitant la préparation de l'éprouvette (cf. 3.7.1), dans ce qui suit, nous présentons succinctement les deux autres points.

3.8.1 Mesure de l'indice des vides de l'échantillon

Dans un essai triaxial, la connaissance de l'indice des vides ou indice de densité de l'échantillon est indispensable, car elle conditionne le comportement contractant ou dilatant du matériau. En effet, chaque étape de l'essai modifie la valeur de l'indice des vides du fait que l'éprouvette subit des variations volumiques significatives qui ont lieu essentiellement durant les phases de saturation et de consolidation. Ainsi, la phase de saturation induit une diminution du volume de l'éprouvette, surtout dans le cas des densités lâches, et par suite de l'indice des vides. La phase de consolidation induit aussi, dans le cas des sables lâches, une variation de volume de l'éprouvette qui peuvent facilement être déterminées en effectuant des mesures directes du volume d'eau expulsé de l'échantillon. Cependant, les variations volumiques engendrées par la saturation sont assez difficile à mesurer et leur connaissance est nécessaire car celles-ci sont d'autant plus importantes que le sable est lâche.

En effet, Sladen et Handford (1987) ont noté une densification durant la saturation qui augmente avec le pourcentage d'éléments fins, induisant une variation d'indice des vides pouvant aller jusqu'à 20 % de sa valeur avant saturation. Cette densification trouvait son explication dans le fait que le passage de l'eau détruit la cohésion apparente des grains, liée à la déposition en damage humide, et provoque par conséquent une diminution du volume de l'éprouvette par effondrement. Castro (1969) corrigeait cette densification en supposant que la déformation volumique est égale à trois fois la déformation axiale qu'il mesurait. En se basant sur cette méthode, Bahloul (1990) a réalisé des essais de liquéfaction et a tracé la courbe de variation de l'indice des vides après saturation en fonction de l'indice des vides initial comme le montre la figure 105a. Cette variation est d'autant plus importante que le sable est lâche. Par contre, dans le cas des sables denses, elle est négligeable. Vaid et Sivathayalan (1996a) montrent que les erreurs induites dans le calcul de l'indice des vides d'un échantillon sont dues à la faible résolution (manque de précision) dans les mesures de ses dimensions physiques qui concernent sa masse, sa hauteur et principalement son diamètre. Ils proposent une méthode de substitution qui consiste en la mesure de la masse uniquement mais avec une très forte résolution.

Verdugo et Ishihara (1996) font une comparaison entre la méthode couramment utilisée basée sur les mesures directes de la hauteur et du diamètre de l'échantillon et celle basée sur la mesure de la quantité d'eau présente dans l'échantillon à la fin de l'essai. Ils montrent que cette dernière donne des résultats plus précis de la valeur de l'indice des vides. Garga et Zhang (1997) montrent que les variations de volume de l'échantillon qui se produisent durant les phases de saturation et de consolidation peuvent être déterminées à partir de mesures directes des déformations axiale et radiale de l'échantillon grâce à un capteur de déplacement radial à effet Hall et un capteur de déplacement linéaire de type *LVDT* placés directement sur celui-ci. Leurs résultats sur des échantillons de sable Unimin (Canada), dont le diamètre est 50 mm et la hauteur 100 mm, indiquent que la phase de saturation peut induire une variation de volume de l'échantillon allant de 0.87 cm^3 pour un échantillon dense à 2.79 cm^3 pour un échantillon lâche (figure 105b). Les variations de volume mesurées durant la phase de chargement sont essentiellement dues à la pénétration de membrane. Ils montrent également que la méthode de détermination de l'indice des vides, basée sur la mesure du volume d'eau contenu dans l'échantillon après cisaillement, peut être une source d'erreur, car une forte valeur du coefficient de Skempton B n'implique pas forcément une très bonne saturation de l'échantillon.

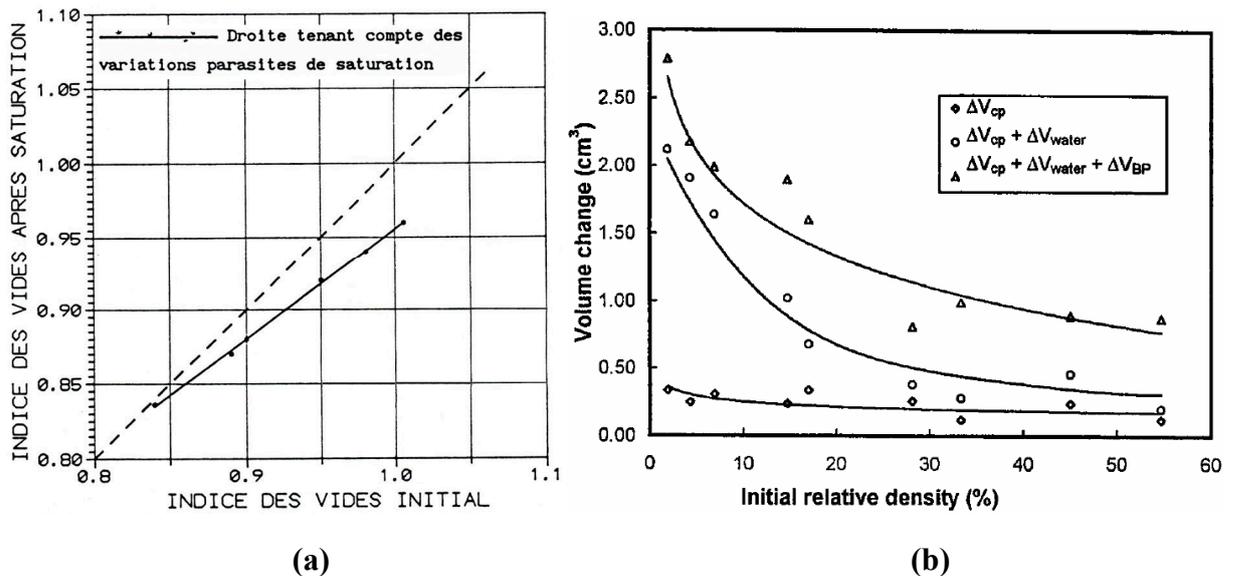


Figure 105 : Mesures durant la phase de saturation : (a) variation de l'indice des vides (Bahloul, 1990), (b) variation de volume (Garga et Zhang, 1997).

Benahmed (2001) a développé une petite cellule de mesure des variations de volume qui lui a permis d'évaluer la variation de l'indice des vides des échantillons durant les différentes phases de la procédure expérimentale, allant de l'étape de préparation de l'éprouvette triaxiale, en passant par la phase de saturation et jusqu'au début du cisaillement.

Dans notre cas, on procédera pour l'estimation de l'indice des vides de la façon suivante : après démoulage et la sous la pression de maintien, l'indice des vides initial est calculé suite

à la mesure des dimensions de l'éprouvette (hauteur et circonférence) à trois endroits différents, puis, l'indice des vides final avant cisaillement est déterminé en mesurant les variations de volume d'eau entrant ou sortant de l'échantillon pendant la consolidation.

3.8.2 Pénétration de membrane

Ce phénomène est dû à la flexibilité de la membrane et à la différence de pression de part et d'autre de celle-ci. En effet, selon l'indice des vides et le diamètre moyen des grains D_{50} , la membrane vient épouser plus ou moins la forme des grains. Lors d'une dilatance, caractérisée par une augmentation de volume dans un essai drainé ou une diminution de pression interstitielle dans un essai non drainé, la membrane pénètre, alors qu'à la phase de contractance, spécifiée par la diminution de volume dans un essai drainé ou l'augmentation de pression interstitielle dans un essai non drainé, elle se redresse, créant ainsi des variations de volume ou de pression interstitielle parasites. Ce phénomène, appelé pénétration de membrane (figure 106), est d'autant plus important que le sable est lâche (indice de densité faible) ou plus le D_{50} est élevé. De plus, il est particulièrement pénalisant dans les essais de liquéfaction, car il induit une sous-estimation des surpressions interstitielles. Dans ce cas, les essais non drainés ne peuvent être interprétés comme des essais à volume constant, car le volume de l'éprouvette varie légèrement au cours de l'essai à cause de la variation de pénétration de membrane (variation de la contrainte effective de confinement). Par ailleurs, la pénétration de membrane peut engendrer des erreurs sur la mesure des variations de volume lors d'essais drainés pour lesquels la contrainte de confinement varie (par exemple pendant la phase de consolidation).

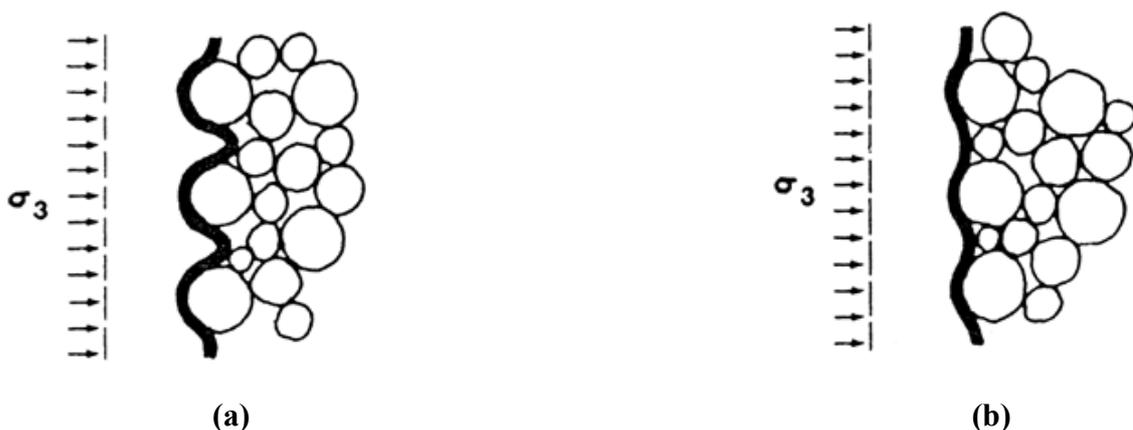


Figure 106 : Phénomène de pénétration de membrane : (a) action de la pénétration de la membrane, (b) redressement de la membrane (Mokham, 1983).

Il est important de minimiser l'impact de ce phénomène, soit en l'évaluant, soit en le limitant. Différentes auteurs ont proposé des astuces expérimentales pour réduire les effets de ce phénomène, notamment :

- augmentation du diamètre de l'éprouvette (cf. 2.6.11), utilisation d'échantillons avec des diamètres $\phi 70 \text{ mm}$ ou $\phi 100 \text{ mm}$ au lieu d'échantillons en $\phi 38 \text{ mm}$;
- augmentation de la rigidité de la membrane, Lade et Hernandez (1977) utilisent une membrane renforcée. Kiekbusch et Schuppener (1977) imprègnent la membrane contenant l'échantillon de latex liquide, limitant ainsi les variations de pénétration de membrane. Néanmoins, l'épaisseur de la membrane ne semble pas avoir une grande influence dans une fourchette du rapport (D_{50} / épaisseur de la membrane) comprise entre 0.8 et 8 (Martin *et al.*, 1978) ;
- injection d'une quantité d'eau compensant la variation de volume parasite (Ramana et Raju, 1982) ;
- interposition d'une fine couche de sable fin entre la membrane et l'éprouvette pour s'affranchir du phénomène (Luong, 1980).

Cependant, la majorité de ces astuces expérimentales restent cependant délicates à mettre en œuvre correctement. Il est souvent plus pratique d'évaluer le phénomène de pénétration de membrane et d'en tenir compte. En analyse théorique, les premiers travaux sont dus à Newland et Allely (1959) qui, en se basant sur l'hypothèse d'un comportement isotrope du matériau ($\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$) lors d'une consolidation isotrope, proposent d'évaluer la pénétration de membrane par la quantité ($\varepsilon_v - 3\varepsilon_1$). Cependant, l'hypothèse du comportement isotrope n'est pas réaliste. Baldi et Nova (1984) ont proposé une expression semi-empirique de la variation de volume parasite due à la pénétration de membrane. Sladen *et al.* (1985a) affectent les valeurs de surpression interstitielle, mesurées lors d'un essai non drainé, d'une correction établie par la méthode de Vaid et Negussey (1984a). Cette méthode est basée sur un paramètre e_m , représentant la pénétration de membrane normalisée et définie comme suit :

$$e_m = \frac{V_m}{A_s \log p} \quad (45)$$

avec :

V_m : variation de volume totale due à la pénétration de la membrane ;

A_s : surface couverte par la membrane ;

p : pression effective agissant sur la membrane.

Le paramètre e_m dépend essentiellement du diamètre moyen des grains D_{50} comme le montre la figure 107. Ainsi, dans le cas des matériaux utilisés dans cette étude, en l'occurrence les sables de Chlef, de Rass et Zemmouri dont le D_{50} est respectivement égal à 0.39, 0.35, 0.33 mm, cela correspond à e_m d'environ 0.002 d'après la figure 107, d'où l'effet de la pénétration de membrane est négligeable. En effet, si l'on considère un échantillon de dimensions (70×140) mm², soumis à une contrainte effective de confinement de 600 kPa

(nous ne dépassons pas cette valeur dans notre étude), la variation de volume V_m obtenue est de l'ordre de 0.5 %.

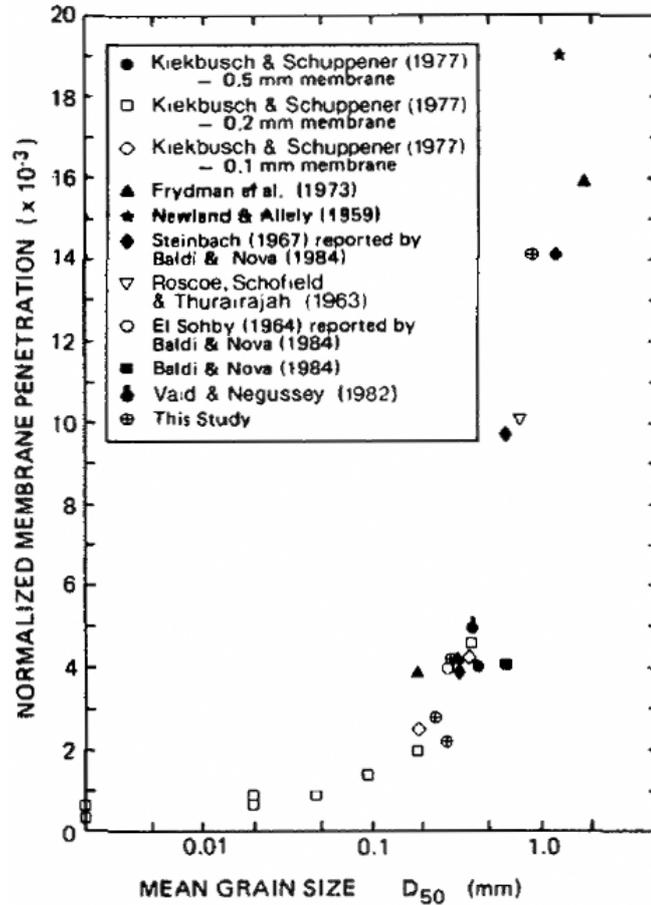


Figure 107 : Variation du paramètre de pénétration de membrane normalisée e_m avec le diamètre moyen des grains D_{50} (Sladen et al., 1985a).

3.9 ESSAIS DE REPETABILITE

Les essais de répétabilité sont nécessaires pour vérifier le bon fonctionnement des dispositifs expérimentaux utilisés d'une part, et d'autre part, pour s'assurer de la validité et du caractère significatif des résultats expérimentaux obtenus sur le même appareillage avec des conditions initiales identiques en suivant un mode opératoire bien défini. Ainsi, la fiabilité des résultats trouvés dépend essentiellement de la bonne répétabilité des essais effectués. Pour cela, on présente pour chaque dispositif deux essais réalisés avec les mêmes conditions initiales.

3.9.1 Répétabilité sur la boîte de Casagrande

On présente deux essais de cisaillement à la boîte de Casagrande sur le sable de Rass propre préparés avec un indice de densité $I_D = 0.50$ et une contrainte verticale $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ (figure 108). On remarque un très bon accord dans les courbes obtenues, du fait que l'écart

entre les valeurs maximales des contraintes de cisaillement est de l'ordre de 0.19 kPa , soit une différence relative de 0.5% , et celui entre les déplacements verticaux ne dépasse pas 0.01 mm sur tout l'intervalle des déplacements horizontaux. Par conséquent, la répétabilité est très satisfaisante et la procédure expérimentale comprenant le dispositif utilisé est fiable. Une attention particulière doit être prise lors de la pose du comparateur mesurant le déplacement vertical ΔH . Cette opération peut engendrer un tassement supplémentaire de l'échantillon qui risquerait de fausser les mesures du déplacement ΔH au cours de l'essai.

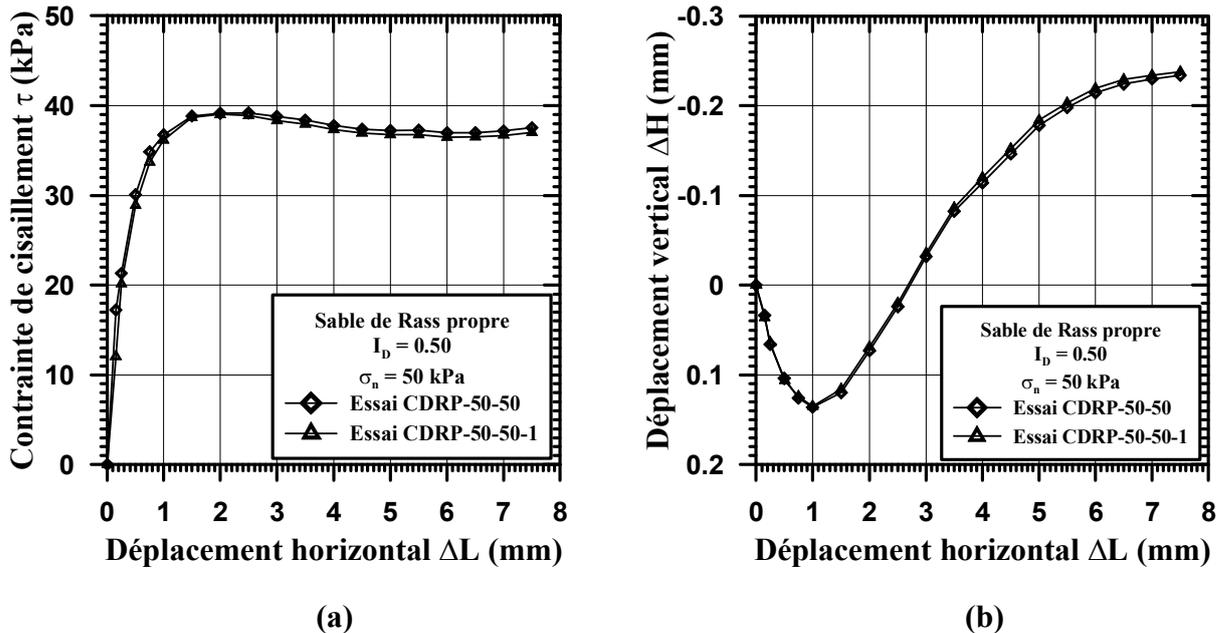


Figure 108 : Répétabilité des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur le sable de Rass propre : (a) courbe (τ , ΔL), (b) courbe (ΔH , ΔL).

3.9.2 Répétabilité sur le triaxial type Bishop et Wesley

Pour les mêmes conditions initiales du matériau (indice de densité initial avant consolidation $I_{Di} = 0.15$ et contrainte de consolidation initiale $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$), nous avons réalisé deux essais triaxiaux monotones drainés sur le sable de Chlef mélangé avec 20% de son limon (figure 109). Les résultats montrent une concordance très satisfaisante entre les deux essais obtenus avec la même tendance, étant donné que l'écart entre les déviateurs de contraintes mesurés au pic est de l'ordre de 0.27 kPa pour une valeur moyenne de 157 kPa , soit une différence relative de 0.17% . Idem pour les déformations volumiques où il ne dépasse pas les 0.1% sur tout l'intervalle des déformations axiales. Quant aux chemins des contraintes des deux essais dans le plan (q , p'), ils se présentent sous la forme d'un segment de droite incliné à 3 pour 1 sur l'horizontale. De cette façon, l'écart entre les deux essais n'est pas important, par conséquent, la répétabilité est acceptable confirmant la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et du mode opératoire suivi. Il est à noter que la reproduction de l'état de densité de l'éprouvette reste subordonner par l'application de l'énergie de compactage utilisée.

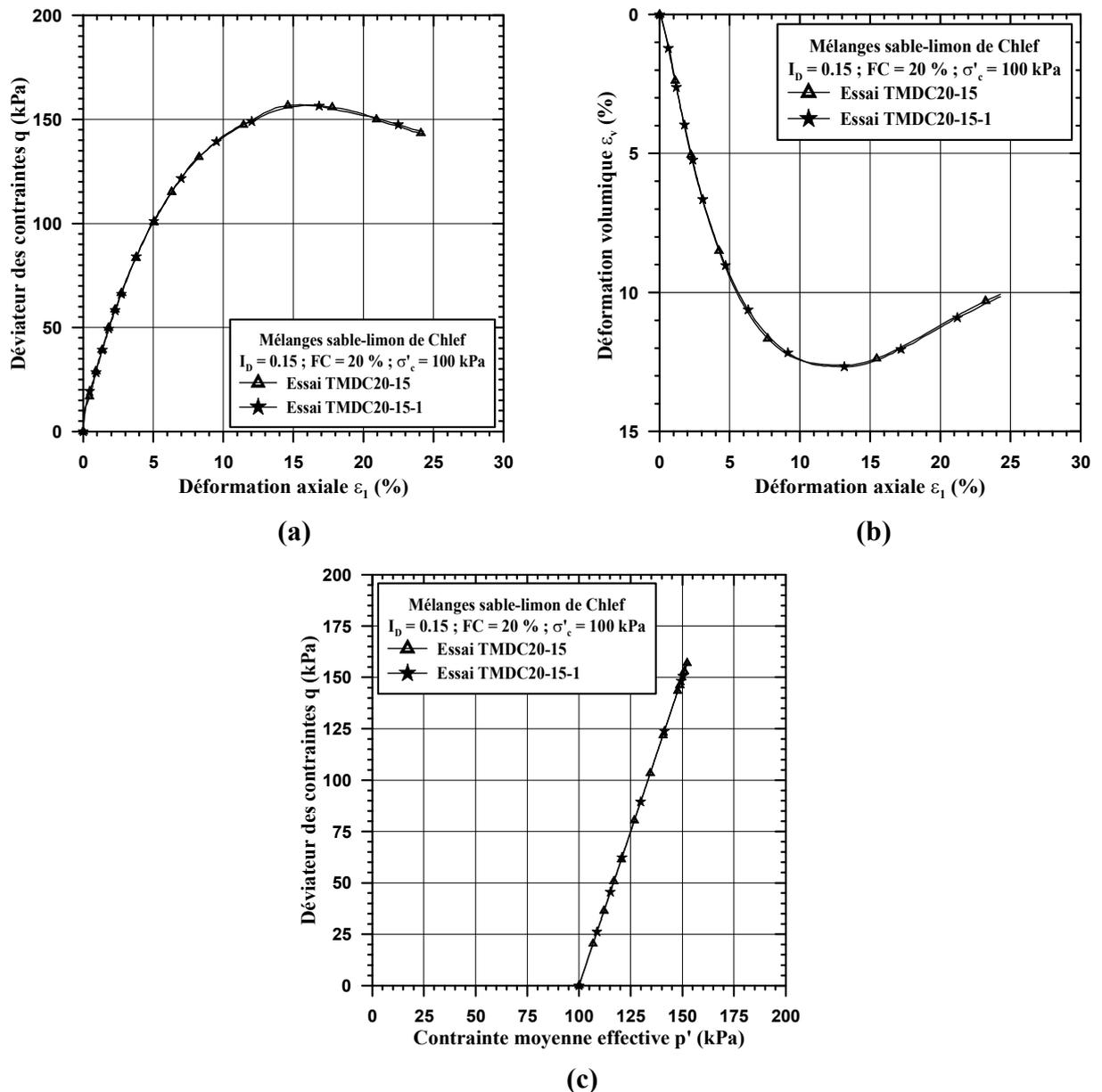
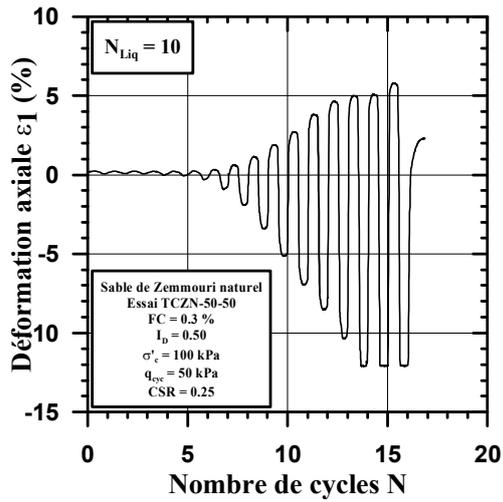


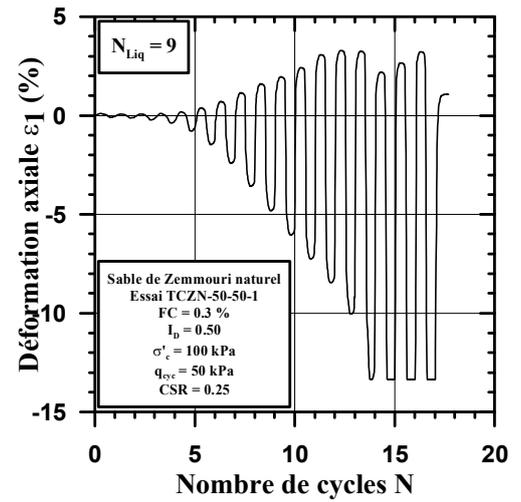
Figure 109 : Répétabilité des essais monotones drainés sur le sable de Chlef mélangé avec 20 % de limon : (a) courbe (q, ϵ_1) , (b) courbe (ϵ_v, ϵ_1) , (c) courbe (q, p') .

3.9.3 Répétabilité sur le triaxial cyclique type Buehl et Faubel

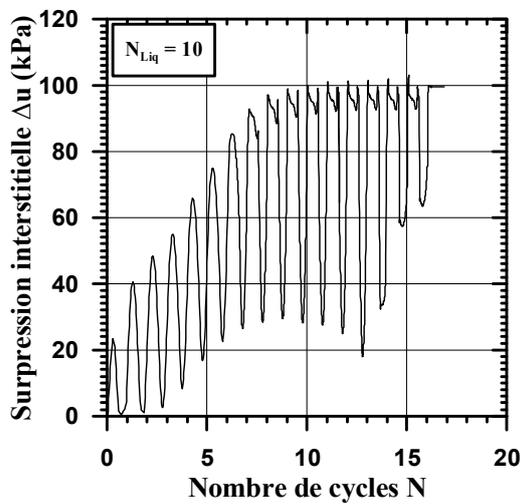
La figure 110 montre deux essais triaxiaux cycliques sur des échantillons de sable de Zemmouri naturel préparés avec le même indice de densité $I_D = 0.50$ et consolidés avec une contrainte isotrope $\sigma'_c = 100$ kPa. Les essais ont été effectués avec un signal sinusoïdal de fréquence 0.05 Hz et un chargement cyclique alterné symétrique avec une force contrôlée de déviateur d'amplitude $q_{cyc} = 50$ kPa (c.-à-d. un $CSR = 0.25$). D'après les deux critères de liquéfaction définis au chapitre 2 (cf. 2.5.4), le nombre de cycles nécessaires pour aboutir à la rupture du matériau par liquéfaction N_{liq} est quasiment le même pour les deux essais, sauf pour le critère de la déformation axiale où on enregistre un écart de un cycle. Ce résultat est subordonné par la reproduction intégrale du mode opératoire.



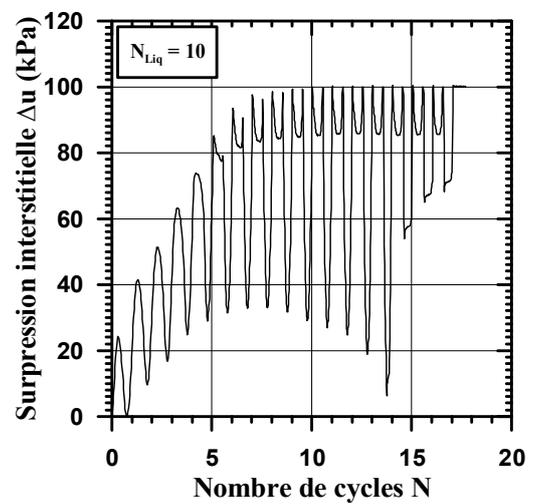
(a1)



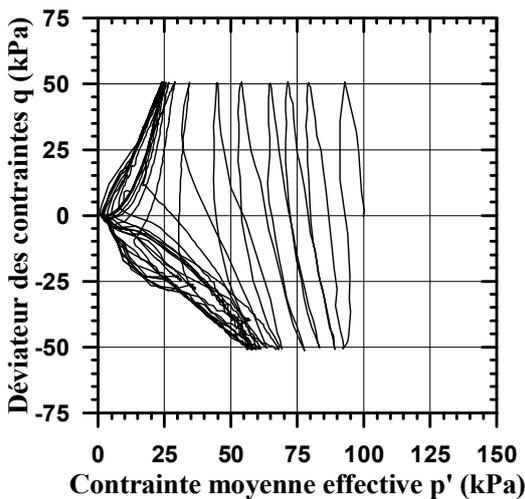
(a2)



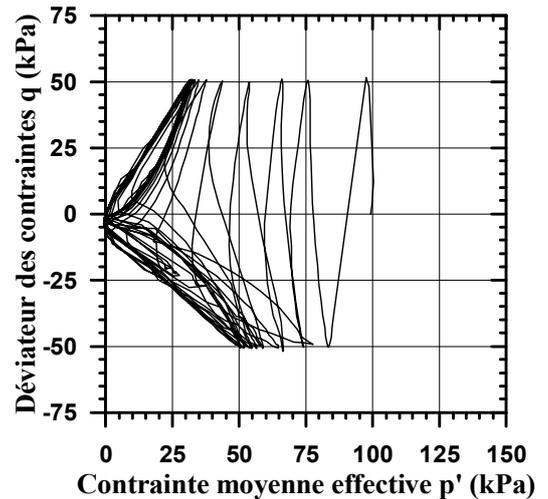
(b1)



(b2)



(c1)



(c2)

Figure 110 : Répétabilité des essais cycliques sur le sable de Zemmouri naturel : (a1) courbe (ε_i, N) de l'essai TCZN-50-50, (b1) courbe ($\Delta u, N$) de l'essai TCZN-50-50, (c1) courbe (q, p') de l'essai TCZN-50-50, (a2) courbe (ε_i, N) de l'essai TCZN-50-50-1, (b2) courbe ($\Delta u, N$) de l'essai TCZN-50-50-1, (c2) courbe (q, p') de l'essai TCZN-50-50-1.

3.10 CONCLUSION

Ce chapitre a permis de faire un état des lieux sur la géologie des deux régions d'étude. De plus, on a pu présenter la caractérisation physico-chimique des matériaux utilisés, que ce soient les sables de Chlef, Rass et Zemmouri ou leurs limons issus par tamisage humide au tamis 80 μm . Ces caractéristiques sont nécessaires pour la préparation de mélanges sable-limon, avec des teneurs en fines, prédéfinies par le programme expérimental, qui permettent d'étudier le comportement mécanique des trois sables sous chargements monotone et cyclique. Nous avons aussi présenté les dispositifs expérimentaux appropriés pour cette tâche, sous les conditions initiales du programme expérimental. Le mode opératoire suivi a été élaboré selon les normes en vigueur, tout en respectant les recommandations des chercheurs dans ce domaine. Ainsi, la procédure expérimentale a été adaptée aux essais triaxiaux sur sable et sable limoneux, sous chargements monotone et cyclique, afin d'obtenir des éprouvettes homogènes de diverses densités, se rapprochant le plus près possible du mode de déposition naturelle et de réaliser, par conséquent, des essais de bonne qualité. L'accent est mis surtout pour la reconstitution d'échantillons avec des densités suffisamment faibles afin de pouvoir observer la liquéfaction statique et cyclique. La fiabilité des appareillages et du mode opératoire ont été vérifiées par des essais de répétabilité, afin de tester le bon fonctionnement des dispositifs expérimentaux et de s'assurer de la validité des résultats expérimentaux obtenus.

Dans les deux chapitres suivants, nous allons étudier le comportement monotone et cyclique de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence de certains paramètres, notamment la granulométrie, la présence des fines peu plastiques, l'indice de densité, le taux de cisaillement cyclique et l'approche de la matrice sableuse constante sur le potentiel de liquéfaction.

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES SOUS CISAILLEMENT MONOTONE

4.1 INTRODUCTION

On étudie dans ce chapitre le comportement mécanique des sables sous cisaillement monotone observé à l'appareil triaxial et à la boîte de cisaillement direct de Casagrande. L'objectif des essais monotones est de compléter la caractérisation physico-chimique des matériaux utilisés d'une part, et de définir les conditions initiales pour la réalisation des essais triaxiaux cycliques d'autre part. Ce dernier point se justifie du fait que le comportement monotone d'un sol peut apparaître comme un comportement enveloppe à l'intérieur duquel va pouvoir se développer le comportement cyclique du matériau. Par ailleurs, les essais triaxiaux monotones ont été réalisés uniquement sur le sable de Chlef, tout d'abord en conditions drainées, puis en conditions non drainées, en utilisant l'approche de l'indice de densité constant. Par contre, les essais de cisaillement direct à la boîte ont été effectués sur les trois sables, en gardant la matrice sableuse comme un paramètre constant sur toute la gamme des teneurs en fines, dans le but d'établir une étude comparative du comportement mécanique des sables limoneux. Pour cela, on présente les résultats des essais réalisés et on discute l'influence de la présence des fines sur le comportement des sables étudiés.

4.2 PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimental se compose donc de deux séries d'essais réalisés sur deux dispositifs différents. La première série réalisée sur l'appareil triaxial de type Bishop et Wesley, concerne les essais triaxiaux monotones en compression drainée et non drainée sur le sable de Chlef, avec une contrainte de consolidation isotrope de 100 *kPa* et trois indices de densité de 0.15, 0.50 et 0.80, en utilisant l'approche de l'indice de densité constant et en variant la fraction des fines de 0 à 50 % (cf. 2.6.10.1). Ces essais nous permettent de déterminer les caractéristiques de comportement de référence pour le matériau étudié, en termes de comportement volumique et de génération des surpressions interstitielles qui doivent servir de base pour la suite des travaux de cette thèse. De plus, on pourra comparer les réponses observées dans les deux états en mettant l'accent sur les paramètres initiaux. Le tableau 11 récapitule pour cette série l'ensemble des essais réalisés avec leurs conditions initiales. Il comprend 40 essais représentés par quatre ou cinq lettres et un ou deux nombres. Les trois

premières lettres "TMD" et "TMU" qui signifient respectivement l'essai triaxial monotone drainé et non drainé sont suivies par la lettre "C" désignant le sable de Chlef et par la teneur en fines FC utilisée, sauf dans le cas des échantillons avec $FC = 0 \%$, on utilise dans ce cas la lettre "P" pour mentionner le mot propre. Enfin, le nombre suivant séparé par un tiret représente l'indice de densité I_D en pourcent. Par ailleurs, le mode de déposition utilisé pour la reconstitution des éprouvettes dépend de l'indice de densité visé (cf. 2.6.9 ; 3.7.1). Pour les densités moyennes à fortes (pour notre cas $I_D = 0.50, 0.80$), la méthode utilisée est le déversement sec par l'entonnoir DS en sept couches d'épaisseur 2 cm chacune. Chaque couche est déversée dans le moule avec un entonnoir puis compactée à l'aide d'un dameur qui permet aussi de contrôler la hauteur désirée. Pour les densités faibles ($I_D = 0.15$), la technique employée est le damage humide DH qui consiste à humidifier le matériau avec une teneur en eau de 3 % avant sa mise en place et de le déposer ensuite dans le moule en sept couches compactées légèrement par le dameur.

La deuxième série a été adoptée pour faire face à l'indisponibilité du triaxial en vue de parachever le programme expérimental. Elle concerne les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur les trois sables secs, en gardant la matrice sableuse constante telle qu'elle est à l'état propre, et on lui ajoute le pourcentage de fines voulu en fonction de leur teneur dans le sable naturel. Du moment que les sables utilisés contiennent à l'état naturel un pourcentage de fines différent (9.30 % pour le sable de Chlef, 5.83 % pour le sable de Rass et 0.30 % pour le sable de Zemmouri ; cf. 3.5), l'étude a été faite en variant, avec un pas de 5 %, la teneur en fines FC de 0 à 15 % pour le sable de Chlef et de 0 à 10 % pour le sable de Rass. Toutefois, les pourcentages 5 et 10 % représentent les états naturels des sables de Rass et de Chlef respectivement. Cependant, le comportement mécanique du sable de Zemmouri a été étudié seulement pour les états propre et naturel à cause de sa faible teneur en fines. Le but de ces essais concerne surtout la détermination des paramètres mécaniques des trois sables, afin de les comparer entre eux, mais il est à noter que les résultats obtenus à la boîte de Casagrande ne peuvent pas, en aucun cas, être comparés avec ceux du triaxial du moment que le plan de rupture est différent et les matériaux sont secs. Ainsi, avec trois contraintes normales σ_n et trois densités, cette série comprend 82 essais représentés par trois ou quatre lettres et deux ou trois nombres séparés par des tirets (tableau 12). Les deux premières lettres "CD" qui signifient l'essai de cisaillement direct sont suivies par le type de sable (C : sable de Chlef, R : sable de Rass, Z : sable de Zemmouri) et la valeur de la teneur en fines FC . On utilise aussi, la lettre "P" pour désigner le mot propre pour $FC = 0 \%$, et dans le cas du sable de Zemmouri naturel, avec $FC = 0.3 \%$, on emploie la lettre "N". Les deux nombres qui suivent représentent respectivement l'indice de densité I_D en pourcent et la valeur de la contrainte normale σ_n appliquée à l'échantillon en kPa . Par ailleurs, les échantillons ont été reconstitués suivant la densité initiale voulue en utilisant l'un des deux modes de préparation précédents, sauf que le cisaillement est effectué sans passer par la saturation et la consolidation du matériau (cf. 3.6.1).

Tableau 11 : Programme des essais triaxiaux monotones pour le sable de Chlef.

N°	Nom de l'essai	σ'_c (kPa)	Type d'essai	I_{Di} (-)	Mode de dépôt	FC (%)	e_i (-)	e_c (-)	I_{Dc} (-)		
1	TMDCP-15	100	D	0.15	DH	0	0.769	0.761	0.17		
2	TMDC10-15					10	0.712	0.701	0.18		
3	TMDC20-15					20	0.663	0.654	0.18		
4	TMDC20-15-1					20	0.663	0.656	0.17		
5	TMDC30-15					30	0.635	0.622	0.19		
6	TMDC40-15					40	0.656	0.648	0.18		
7	TMDC50-15					50	0.795	0.783	0.19		
8	TMDCP-50					0.50	DS	0	0.656	0.652	0.51
9	TMDC5-50			5	0.621			0.613	0.52		
10	TMDC10-50			10	0.597			0.590	0.52		
11	TMDC15-50			15	0.578			0.568	0.53		
12	TMDC20-50			20	0.551			0.546	0.52		
13	TMDC25-50			25	0.538			0.534	0.51		
14	TMDC30-50			30	0.527			0.519	0.52		
15	TMDC40-50			40	0.567			0.558	0.53		
16	TMDC50-50			50	0.699	0.689		0.53			
17	TMDCP-80			0.80	0	0.559		0.554	0.82		
18	TMDC10-80				10	0.498		0.494	0.81		
19	TMDC20-80				20	0.455		0.449	0.82		
20	TMDC30-80				30	0.434		0.430	0.81		
21	TMDC40-80		40		0.489	0.486		0.81			
22	TMDC50-80		50		0.615	0.613		0.81			
23	TMUCP-15		ND		0.15	DH		0	0.769	0.763	0.17
24	TMUC10-15						10	0.712	0.702	0.18	
25	TMUC20-15			20			0.663	0.653	0.18		
26	TMUC30-15			30			0.635	0.627	0.17		
27	TMUC40-15			40			0.656	0.649	0.18		
28	TMUC50-15			50			0.795	0.789	0.17		
29	TMUCP-50			0.50			DS	0	0.656	0.654	0.51
30	TMUC10-50							10	0.597	0.590	0.52
31	TMUC20-50				20	0.551		0.547	0.51		
32	TMUC30-50				30	0.527		0.520	0.52		
33	TMUC40-50				40	0.567		0.559	0.53		
34	TMUC50-50				50	0.699		0.693	0.52		
35	TMUCP-80				0.80	0		0.559	0.556	0.81	
36	TMUC10-80					10		0.498	0.492	0.82	
37	TMUC20-80			20		0.455		0.450	0.81		
38	TMUC30-80			30		0.434		0.431	0.81		
39	TMUC40-80			40		0.489		0.484	0.82		
40	TMUC50-80			50		0.615		0.611	0.82		

D : essai de compression triaxiale drainé, *DH* : damage humide, *DS* : déversement sec par l'entonnoir, *FC* : teneur en fines, e_c : indice des vides après consolidation, e_i : indice des vides initial avant consolidation, I_{Dc} : indice de densité après consolidation, I_{Di} : indice de densité initial avant consolidation, *ND* : essai de compression triaxiale non drainé, *TMDC20-15-1* : essai de répétabilité, σ'_c : contrainte de consolidation initiale.

Tableau 12 : Programme des essais de cisaillement direct sur les trois sables.

FC (%)	I_D (-)	σ_n (kPa)	Sable de Chlef		Sable de Rass		Sable de Zemmouri		
			N°	Nom de l'essai	N°	Nom de l'essai	N°	Nom de l'essai	
0	0.15	50	1	CDCP-15-50	37	CDRP-15-50	65	CDZP-15-50	
		100	2	CDCP-15-100	38	CDRP-15-100	66	CDZP-15-100	
		200	3	CDCP-15-200	39	CDRP-15-200	67	CDZP-15-200	
	0.50	50	4	CDCP-50-50	40	CDRP-50-50	68	CDZP-50-50	
		100	5	CDCP-50-100	42	CDRP-50-100	69	CDZP-50-100	
		200	6	CDCP-50-200	43	CDRP-50-200	70	CDZP-50-200	
	0.80	50	7	CDCP-80-50	44	CDRP-80-50	71	CDZP-80-50	
		100	8	CDCP-80-100	45	CDRP-80-100	72	CDZP-80-100	
		200	9	CDCP-80-200	46	CDRP-80-200	73	CDZP-80-200	
5	0.15	50	10	CDC5-15-50	47	CDR5-15-50			
		100	11	CDC5-15-100	48	CDR5-15-100			
		200	12	CDC5-15-200	49	CDR5-15-200			
	0.50	50	13	CDC5-50-50	50	CDR5-50-50			
		100	14	CDC5-50-100	51	CDR5-50-100			
		200	15	CDC5-50-200	52	CDR5-50-200			
	0.80	50	16	CDC5-80-50	53	CDR5-80-50			
		100	17	CDC5-80-100	54	CDR5-80-100			
		200	18	CDC5-80-200	55	CDR5-80-200			
10	0.15	50	19	CDC10-15-50	56	CDR10-15-50			
		100	20	CDC10-15-100	57	CDR10-15-100			
		200	21	CDC10-15-200	58	CDR10-15-200			
	0.50	50	22	CDC10-50-50	59	CDR10-50-50			
		100	23	CDC10-50-100	60	CDR10-50-100			
		200	24	CDC10-50-200	61	CDR10-50-200			
	0.80	50	25	CDC10-80-50	62	CDR10-80-50			
		100	26	CDC10-80-100	63	CDR10-80-100			
		200	27	CDC10-80-200	64	CDR10-80-200			
15	0.15	50	28	CDC15-15-50					
		100	29	CDC15-15-100					
		200	30	CDC15-15-200					
	0.50	50	31	CDC15-50-50					
		100	32	CDC15-50-100					
		200	33	CDC15-50-200					
	0.80	50	34	CDC15-80-50					
		100	35	CDC15-80-100					
		200	36	CDC15-80-200					
0.3	0.15	50					74	CDZN-15-50	
		100					75	CDZN-15-100	
		200					76	CDZN-15-200	
	0.50	50						77	CDZN-50-50
		100						78	CDZN-50-100
		200						79	CDZN-50-200
	0.80	50						80	CDZN-80-50
		100						81	CDZN-80-100
		200						82	CDZN-80-200

I_D : indice de densité initial, CDRP-50-50-1 : essai de répétabilité, σ_n : contrainte normale.

4.3 PRESENTATION DES ESSAIS REALISES

Ces essais nous ont permis de mettre en évidence l'influence de deux paramètres essentiels qui sont l'indice de densité I_D et la teneur en fines FC sur le comportement mécanique des trois sables. Les résultats obtenus sont intéressants, du moment qu'ils nous conduisent à dresser une comparaison entre les sables étudiés et commenter l'approche de l'indice de densité constant avec celle de la matrice de sable constante. De plus, ces essais constituent une référence pour les essais cycliques réalisés dans le prochain chapitre.

La méthodologie consiste à présenter tout d'abord les résultats des essais triaxiaux monotones en compression drainée et non drainée réalisés sur le sable de Chlef, en utilisant l'approche de l'indice de densité constant et en variant la fraction des fines de 0 à 50 %. Ensuite, nous exposerons les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande des trois sables secs, en gardant la matrice sableuse constante telle qu'elle est à l'état propre, et on lui ajoute le pourcentage de fines voulu en fonction de leur teneur dans le sable naturel. De ce fait, l'étude a été faite en variant, avec un pas de 5 %, la teneur en fines FC de 0 à 15 % pour le sable de Chlef et de 0 à 10 % pour le sable de Rass. Le comportement mécanique du sable de Zemmouri a été étudié seulement pour les états propre et naturel à cause de sa faible teneur en fines.

4.4 ESSAIS TRIAXIAUX MONOTONES

Les essais triaxiaux de compression drainés et non drainés réalisés sur le sable de Chlef, pour trois indices de densité ($I_D = 0.15, 0.50, 0.80$), ont été effectués en gardant à chaque fois la densité constante pour les différents teneurs en fines FC allant de 0 à 50 %. Le but des essais drainés est de déterminer les caractéristiques de comportement mécanique du matériau, en termes de comportement volumique (contractance, dilatance), de rupture et d'état critique, qui doivent servir de référence pour la suite des travaux. L'étude du comportement non drainé du sable de Chlef a eu pour objectif d'approfondir la connaissance du comportement en cisaillement non drainé des sables limoneux à l'appareil triaxial. L'accent étant mis sur l'étude de l'influence des fines peu plastiques sur la résistance non drainée des mélanges sable-limon. La vitesse de cisaillement de l'éprouvette est d'environ 0.5 % de déformation axiale par minute pour tous les essais, à condition que le cisaillement s'effectue suivant que le drainage de l'eau interstitielle est ouvert pour un essai drainé ou fermé pour un essai non drainé.

4.4.1 Essais de compression triaxiale drainée

Pour chaque indice de densité initial $I_{Di} = 0.15, 0.50$ et 0.80 représentant les trois états de densité (lâche, moyennement dense, dense) et une contrainte de consolidation isotrope σ'_c de 100 kPa , les essais triaxiaux drainés en compression, réalisés sur des échantillons de sable de Chlef avec des teneurs en fines FC allant de 0 (sable propre) à 50 %, sont analysés par les figures 111, 112 et 113 dans les plans (q, ε_1) pour les courbes de cisaillement, $(\varepsilon_v, \varepsilon_1)$ pour les

déformations volumiques des éprouvettes et (q, p') pour les chemins de contraintes, avec q étant le déviateur des contraintes, ε_1 la déformation axiale, ε_v la déformation volumique et p' la contrainte moyenne effective.

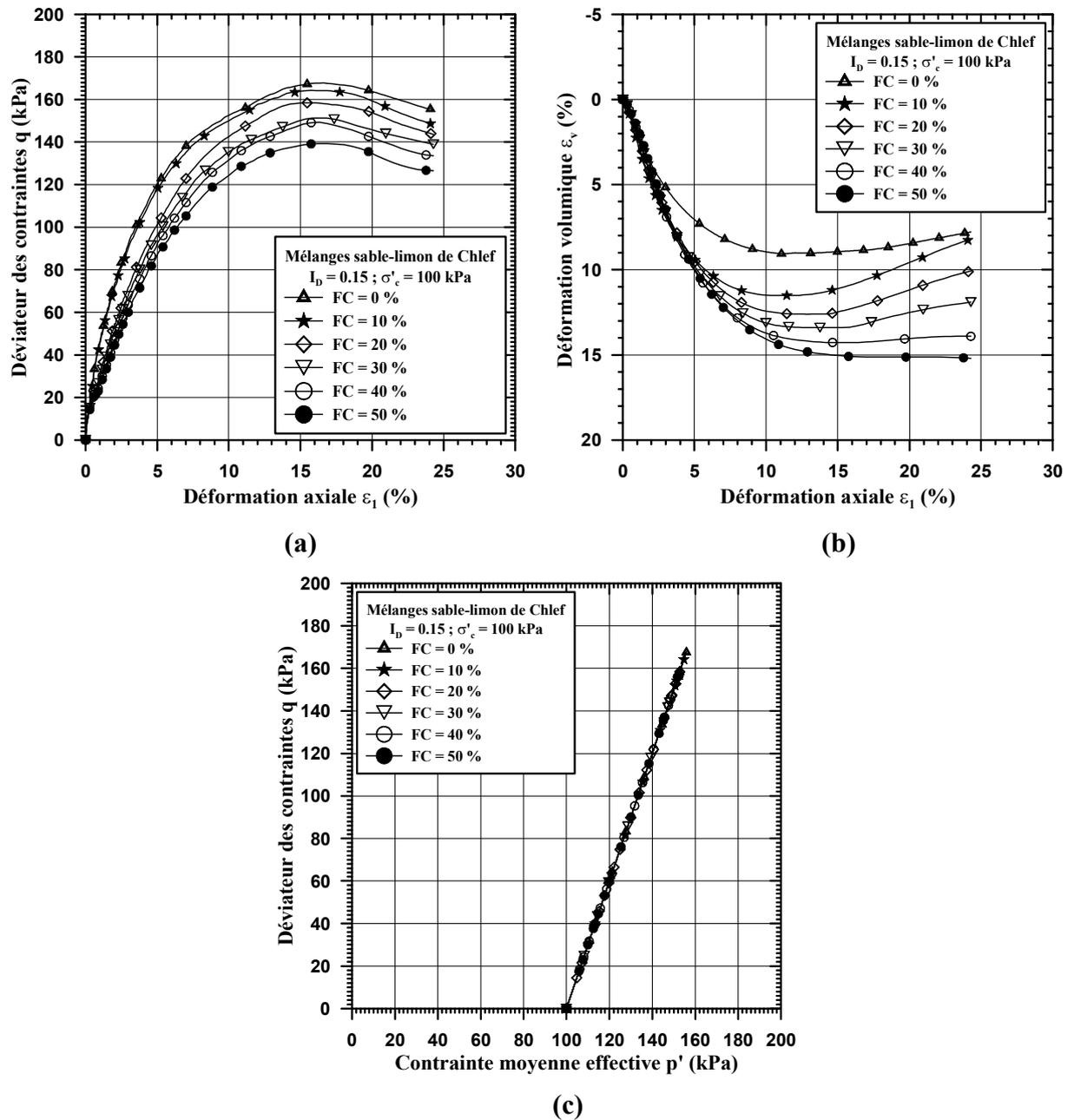


Figure 111 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.15$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q, ε_1) , (b) courbe $(\varepsilon_v, \varepsilon_1)$, (c) courbe (q, p') .

On remarque que l'effet de la fraction des fines affecte d'une manière sensible le déviateur des contraintes et la déformation volumique. En effet, suivant la courbe contrainte-déformation, l'augmentation de la teneur en fines de 0 à 50 % induit une diminution du déviateur maximal (figures 111a, 112a, 113a). Par ailleurs, sur la courbe de cisaillement, on observe la présence d'un maximum de déviateur d'autant plus précoce et marqué que le matériau est initialement dense, suivi par une phase de radoucissement.

Pour les fortes teneurs en fines ($FC = 40$ et 50%), on note une augmentation régulière du déviateur des contraintes avec la déformation axiale, suivie d'une stabilisation progressive du déviateur vers une valeur correspondant à l'état ultime ou état critique. Par contre, pour les autres fractions de fines, on note qu'à 24% de déformation axiale, le déviateur n'est pas encore parfaitement stabilisé. Ceci laisse à penser que l'état critique n'est pas encore atteint malgré l'importance de la déformation axiale maximale atteinte.

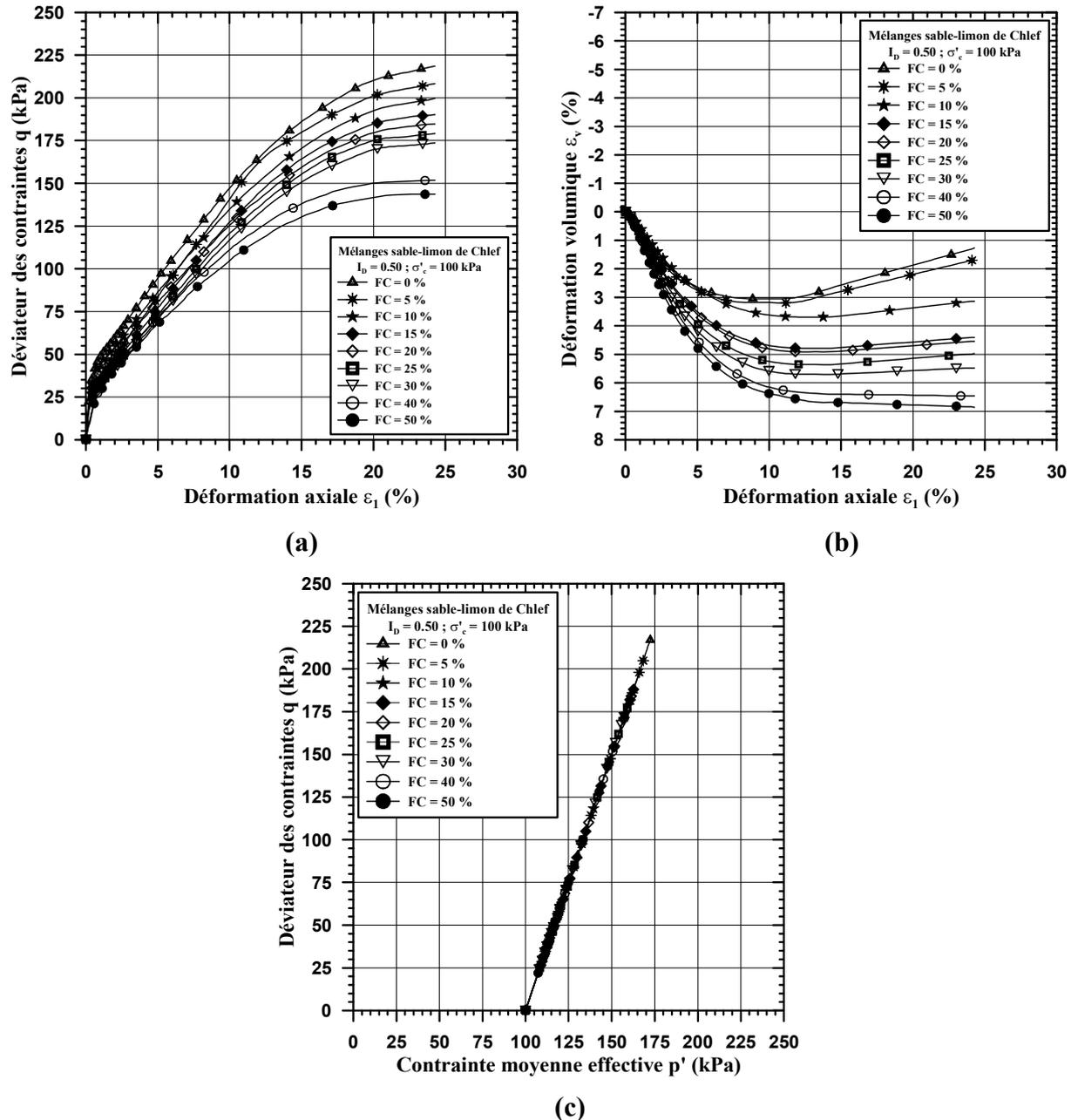


Figure 112 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q , ε_1), (b) courbe (ε_v , ε_1), (c) courbe (q , p').

Pour les déformations volumiques, on remarque deux tendances : la première concerne le sable propre et les échantillons avec les fractions de fines $FC \leq 30\%$ où on note une phase de contractance suivie par une phase de dilatance, dont l'allure dépend étroitement de la

proportion des fines et de la densité du matériau (figures 111b, 112b, 113b). Cependant, pour les échantillons lâches, la phase de contractance est plus importante et la dilatance ne s'amorce que pour une déformation axiale dépassant les 12 %, alors que pour les états moyennement dense et dense, celle-ci apparaît après une déformation axiale de 9 et 5 % respectivement. La deuxième tendance mentionne que les échantillons avec une teneur en fines de 40 et 50 % présentent uniquement une phase de contractance avec stabilisation progressive vers les grandes déformations. Ceci montre clairement que la présence des fines amplifie le caractère contractant du mélange sable-limon. En ce qui concerne le plan (q, p') , les chemins des contraintes des différents cas de mélanges sable-limon se présentent classiquement sous la forme d'un segment de droite incliné à 3 pour 1 sur l'horizontale.

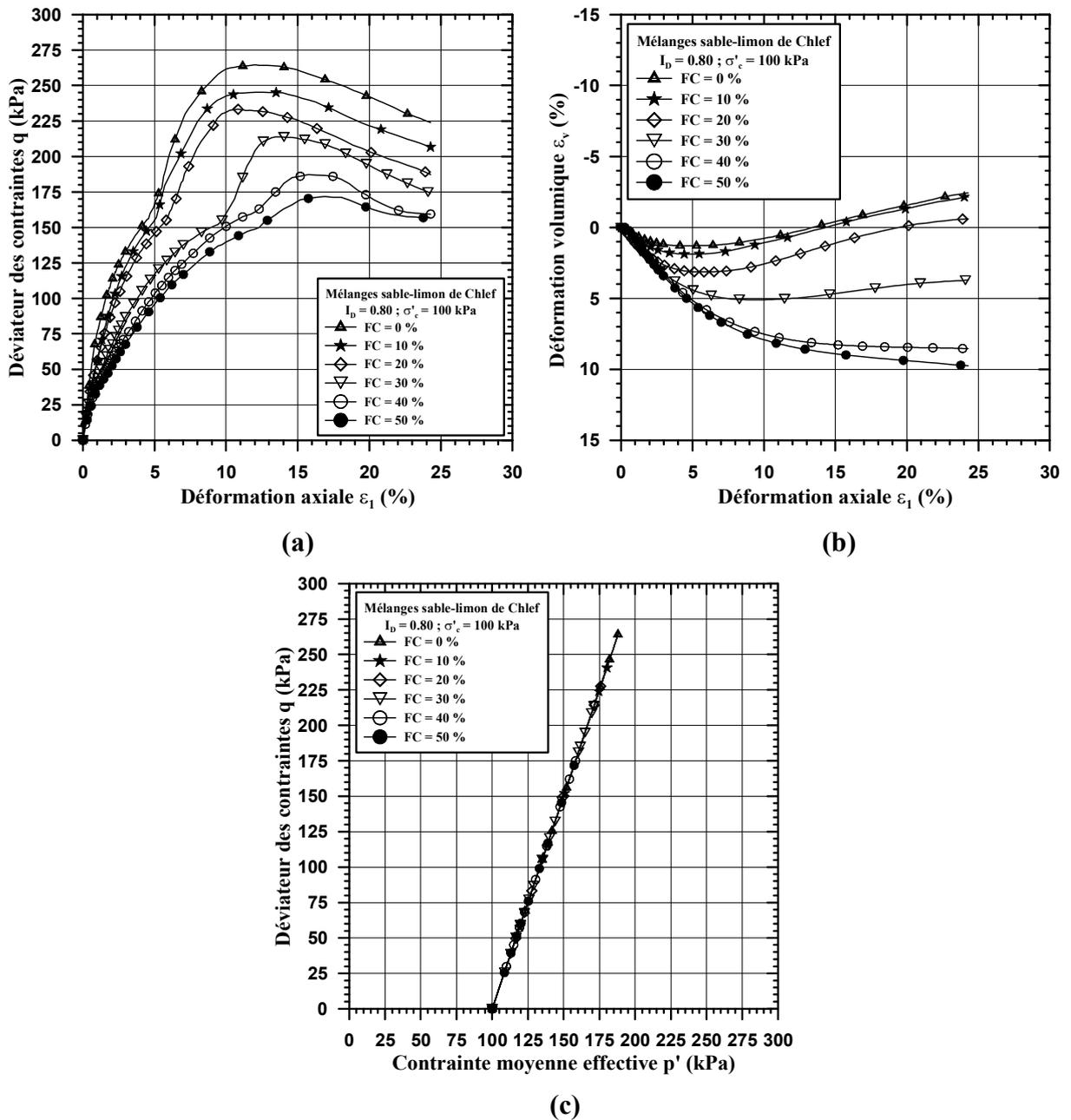


Figure 113 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.80$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q, ε_1) , (b) courbe $(\varepsilon_v, \varepsilon_1)$, (c) courbe (q, p') .

4.4.2 Essais de compression triaxiale non drainée

Les essais triaxiaux non drainés en compression effectués sur le sable de Chlef en variant la teneur en fines FC de 0 à 50 %, pour les mêmes indices de densité initiaux I_{Di} précédents et consolidés sous une contrainte isotrope identique $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, sont représentés par les figures 114, 115 et 116. D'après les figures 114b, 115b et 116b, on remarque que l'augmentation de la fraction des fines engendre un accroissement de la surpression interstitielle qui résulte du rôle des fines dans l'amplification de la contractance des mélanges observée lors des essais drainés. Pour une teneur en fines, l'évolution de la surpression interstitielle passe dans

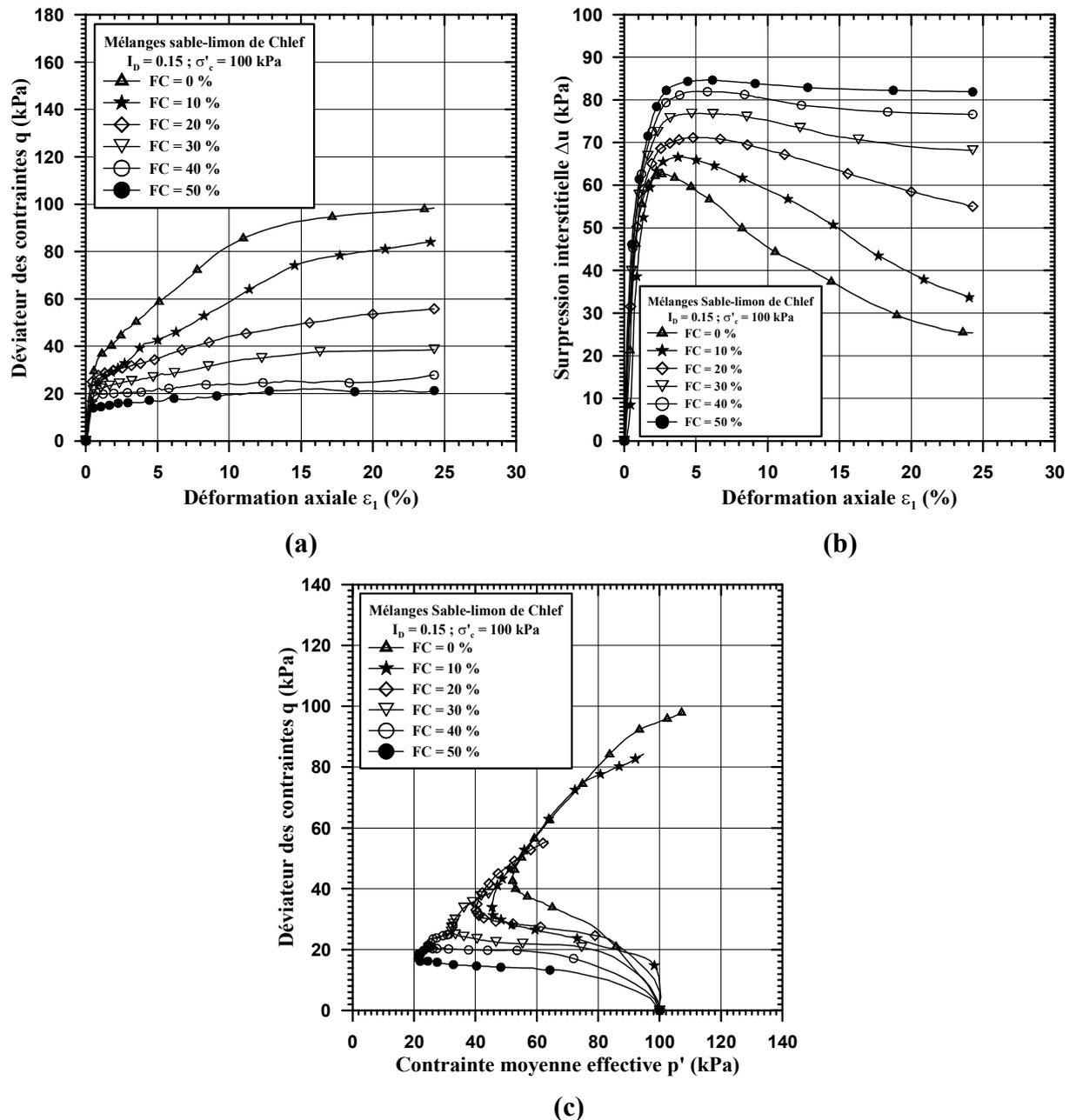


Figure 114 : Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.15$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$: (a) courbe (q, ε_1) , (b) courbe $(\Delta u, \varepsilon_1)$, (c) courbe (q, p') .

dans un premier temps par un taux de génération très important coïncidant avec l'augmentation du déviateur de contrainte. Ensuite, ce taux diminue ou se stabilise progressivement suivant le pourcentage des fines présent dans le mélange. De plus, l'augmentation de la surpression interstitielle provoque la réduction du déviateur mobilisé (figures 114a, 115a, 116a), et par conséquent, la diminution de la résistance à la liquéfaction des mélanges. Cette diminution n'a pas permis au matériau de se liquéfier, à cause du taux de génération des surpressions interstitielles inférieur à la contrainte de consolidation σ'_c .

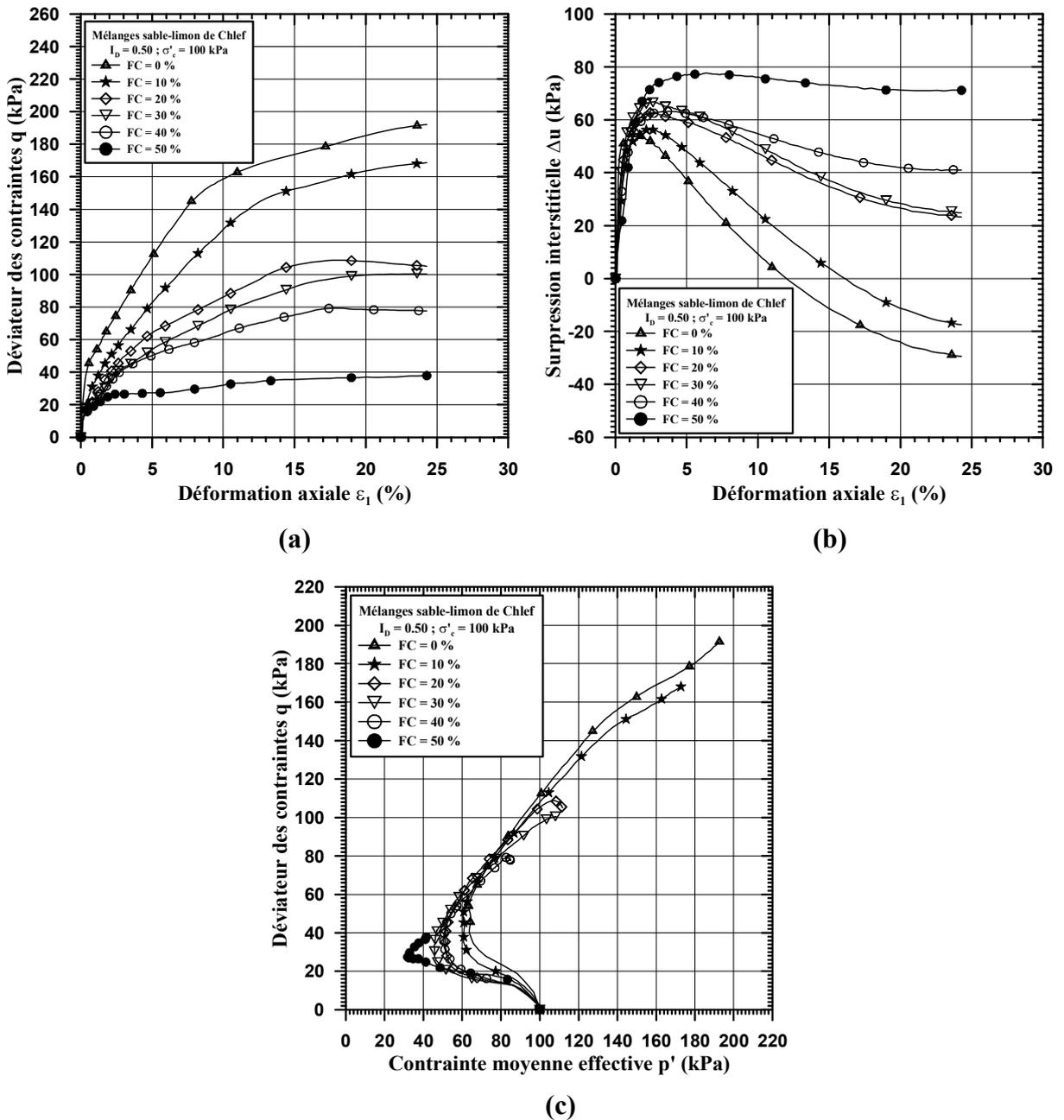


Figure 115 : Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q, ϵ_1), (b) courbe ($\Delta u, \epsilon_1$), (c) courbe (q, p').

D'après le plan (q, p') , le chemin des contraintes effectives suivi au cours de l'essai montre bien le rôle de l'augmentation des fines dans la réduction de la contrainte moyenne effective p' et du déviateur maximal des contraintes q_{max} (figures 114c, 115c, 116c). Dans ce cas, l'influence des fines sur le comportement non drainé du mélange est observée pour les faibles teneurs en fines $FC = 0$ et 10 %, et devient très prononcée au-delà de 20 %.

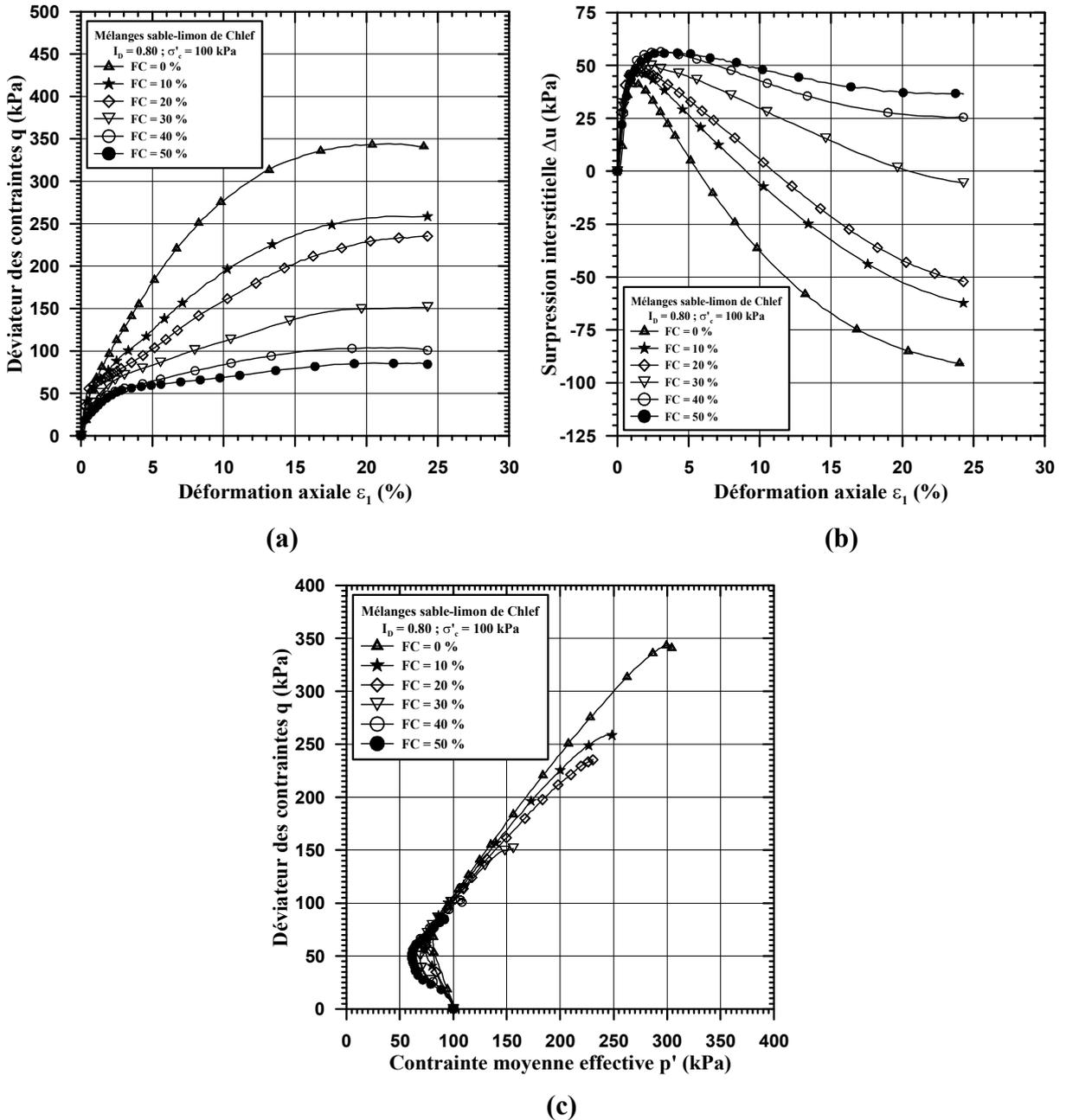


Figure 116 : Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef avec $I_D = 0.80$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) courbe (q, ε_1) , (b) courbe $(\Delta u, \varepsilon_1)$, (c) courbe (q, p') .

Par ailleurs, le chemin des contraintes présente tout d'abord une phase initiale contractante qui le laisse évoluer vers la gauche correspondant à l'augmentation de la surpression interstitielle Δu , puis, avec un point de rebroussement clair suite à l'apparition de

la dilatance, il se tourne vers la droite et remonte le long de la droite de rupture pour une diminution de Δu . Ce point de changement de direction caractérisé par l'annulation ponctuelle du taux de génération de la surpression interstitielle ($\dot{u} = 0$) définit l'état caractéristique.

4.5 ANALYSE DES PARAMETRES MECANIQUES DU SABLE DE CHLEF

Nous allons établir, à partir des essais triaxiaux monotones drainés et non drainés, une synthèse résumant l'influence de la teneur en fines sur l'ensemble des caractéristiques mécaniques du sable de Chlef. Nous nous sommes surtout intéressés à l'évaluation des paramètres de comportement mécanique du matériau en termes de rupture (angle de frottement interne, état stable), et de déformations volumiques de contractance et de dilatance (seuil caractéristique). Ces paramètres sont présentés de manière synthétique en fonction de la teneur en fines et de l'indice de densité du matériau, tout en fixant la contrainte de consolidation isotrope à 100 *kPa*. De plus, les résultats trouvés seront comparés à ceux publiés dans la littérature.

4.5.1 Angle de frottement interne maximal

L'angle de frottement interne maximal ou au pic, noté ϕ'_{max} , correspond au déviateur maximal pour un essai drainé et à la valeur maximale de l'angle de frottement mobilisé pour le cas non drainé. Lors d'un essai de compression triaxiale, l'angle ϕ'_{max} est défini par la relation suivante avec une approximation acceptée (cf. équations (17) et (23)). Toutefois, ce paramètre est déterminé avec exactitude en traçant graphiquement les cercles de Mohr et leur enveloppe de rupture pour différentes valeurs de contraintes de consolidation correspondant à un état de densité donné. L'angle de frottement est dans ce cas la pente de l'enveloppe de ces cercles, néanmoins, cette enveloppe n'est pas linéaire.

$$\begin{cases} \phi'_{max} = \text{Arcsin}\left(\frac{3\eta_{max}}{6 + \eta_{max}}\right) \\ \text{Avec } \eta_{max} = \left(\frac{q}{p'}\right)_{max} : \text{inclinaison des contraintes} \end{cases} \quad (46)$$

Il peut être aussi déterminé en utilisant la relation (47) définie par les contraintes principales σ'_1 et σ'_3 .

$$\phi'_{max} = \left(\text{Arcsin}\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}\right) \right)_{max} \quad (47)$$

où σ'_1 et σ'_3 sont respectivement la contrainte principale majeure et la contrainte principale mineure. On a $\sigma'_1 = q + \sigma'_3$, tandis que $\sigma'_3 = \sigma'_c$ pour un essai drainé et $\sigma'_3 = \sigma'_c - \Delta u$ pour un essai non drainé (cf. tableau 1) ; q étant le déviateur des contraintes, σ'_c la contrainte de consolidation et Δu la surpression interstitielle.

On remarque pour nos résultats que lorsque la fraction des fines augmente de 0 à 50 %, l'angle de frottement maximal ϕ'_{max} , correspondant à la contrainte de consolidation isotrope 100 kPa et les trois densités étudiées $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$ décroît selon une relation quasi-linéaire (figure 117). Cela s'explique par la modification de la matrice sableuse, suite à l'ajout des grains de limon caractérisés par une structure différente à celle du sable. De plus, cette diminution qui dépend du type d'essai est inversement proportionnelle à l'indice de densité initial. Ainsi, suivant l'évolution de la teneur en fines, on note pour le cas drainé un angle de frottement maximal ϕ'_{max} variant de 27.1° à 24.2° pour $I_D = 0.15$, de 31.5° à 24.7° pour $I_D = 0.50$ et de 34.7° à 27.5° pour $I_D = 0.80$. Par contre, pour les essais non drainés, cet angle est réduit de 2.7 à 6.1° et varie cette fois-ci de 25.5° à 22.8° pour $I_D = 0.15$, de 28.6° à 23.8° pour $I_D = 0.50$ et de 30.2° à 24.1° pour $I_D = 0.80$.

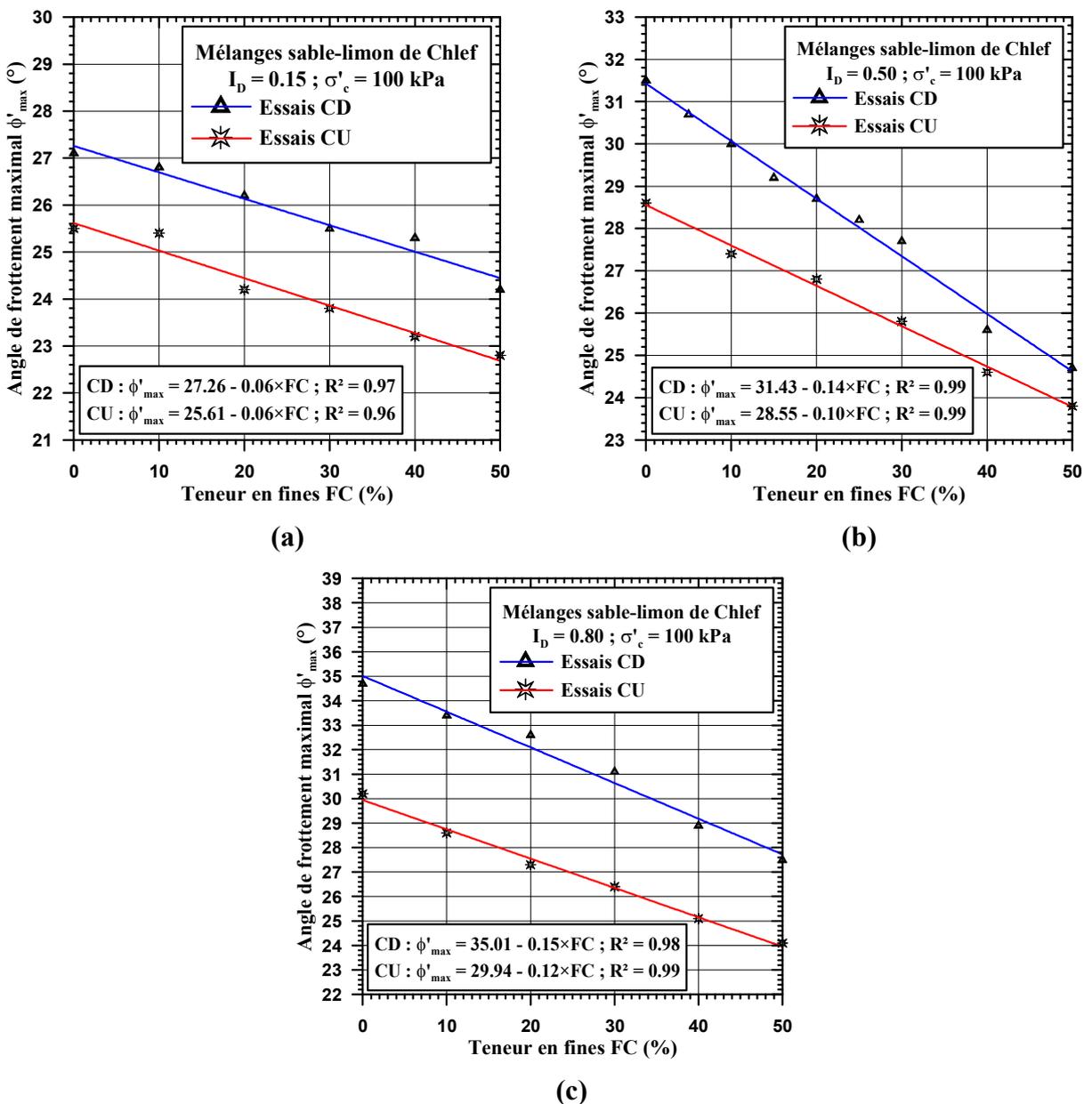


Figure 117 : Influence de la teneur en fines sur l'angle de frottement maximal mobilisé pour les essais drainés et non drainés : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

4.5.2 Angle de frottement critique

L'angle de frottement critique ϕ'_{crit} est désigné par l'angle de frottement qui se détermine à l'état critique correspondant à la fin de l'essai. Il est calculé par les équations (46) et (47) définies, cette fois-ci, à cet état de déformation. Par ailleurs, il représente aussi la pente de la droite matérialisant l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture pour différents confinements d'essais propres à un indice de densité donné. D'après la figure 118, la valeur de l'angle de frottement critique pour les essais non drainés est moins influencée par la teneur en fines FC , contrairement aux essais drainés, à cause des chemins de contraintes qui se terminent tous par une branche quasi-linéaire le long de la droite de rupture.

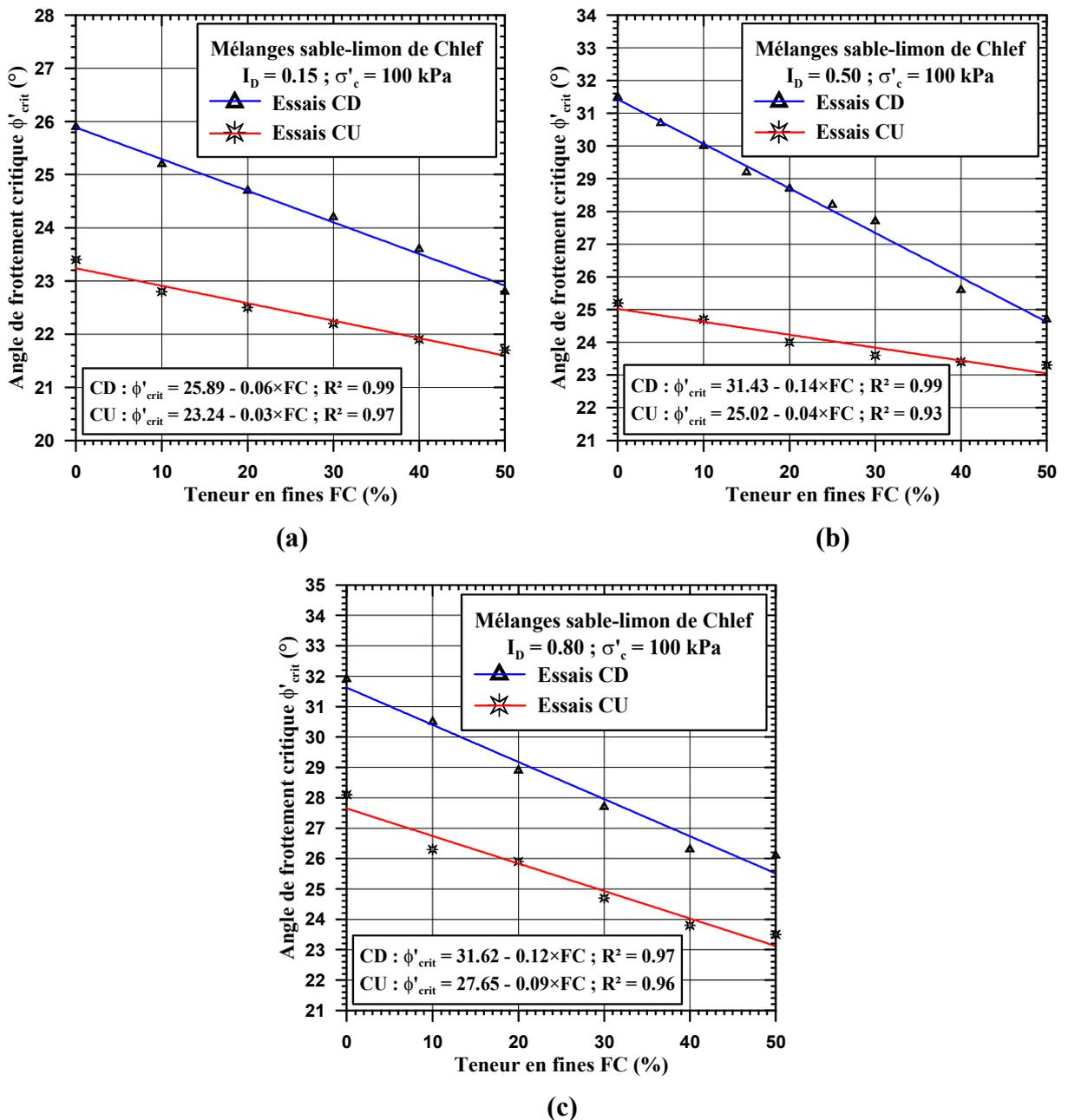


Figure 118 : Influence de la teneur en fines sur l'angle de frottement critique pour les essais drainés et non drainés : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

Par ailleurs, selon la figure 119 montrant les deux angles ϕ'_{max} et ϕ'_{crit} , on remarque que pour les deux types d'essai drainé et non drainé, $\phi'_{max} > \phi'_{crit}$ sur tout l'intervalle des teneurs en fines étudiés, sauf pour la densité moyenne de l'essai drainé où ces angles sont égaux, à cause de l'absence de pic dans la variation du déviateur en fonction de la déformation axiale. Cet écart peut aussi s'expliquer par le fait que l'état critique n'a pas été complètement atteint pour certains essais. Les angles donnés ont été calculés en prenant en compte les valeurs de fin d'essai qui ne sont pas encore parfaitement stabilisées. On retient aussi la remarque des angles de frottement des essais drainés qui sont nettement supérieurs à ceux des essais non drainés.

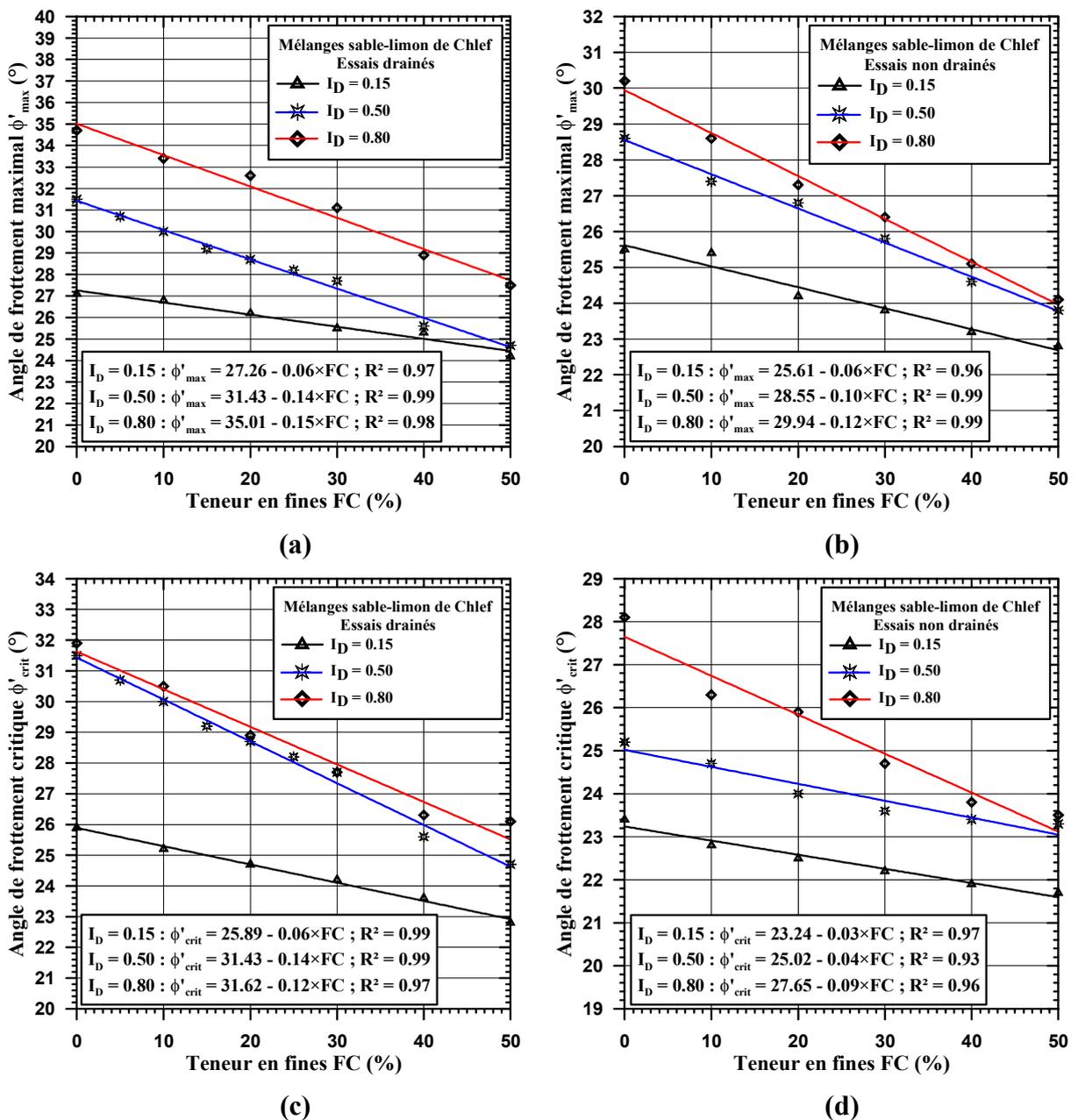


Figure 119 : Influence de la teneur en fines sur les angles de frottement maximal et critique :
 (a) ϕ'_{max} pour essais CD, (b) ϕ'_{max} pour essais CU, (c) ϕ'_{crit} pour essais CD, (d) ϕ'_{crit} pour essais CU.

En effet, l'influence de la teneur en fines sur la variation des angles de frottement maximal ou mobilisé à l'état critique du sable de Chlef est en bon accord avec les résultats récents trouvés sur ce sujet (Arab, 2008, 2009 ; Belkhatir, 2010). Par ailleurs, selon plusieurs travaux de recherche, la littérature rapporte pour le sable propre que ces angles semblent varier en fonction de l'indice de densité et de la contrainte de consolidation. En effectuant des essais triaxiaux drainés en compression sur le sable d'Hostun *RF*, Mohkam (1983), Flavigny (1993), Lancelot *et al.* (1996), Al Mahmoud (1997), Benahmed (2001), Gay *et al.* (2003) constatent une décroissance sensible et régulière de cet angle avec l'augmentation du confinement qui peut atteindre les 600 *kPa* d'après la figure 120. Cette décroissance étant plus prononcée que le sable est lâche et la contrainte de consolidation est faible. Des résultats similaires sur le sable de Karlsruhe ont été rapportés par Kolymbas et Wu (1990) pour des confinements allant de 50 à 400 *kPa*. Ils trouvent également une évolution similaire pour d'autres matériaux granulaires. Ceci rejoint aussi les résultats présentés par Chu (1995) sur le sable de Sydney. En revanche, Ponce et Bell (1971) montrent sur des échantillons frettés d'un sable quartzueux une forte augmentation de cet angle avec la réduction du confinement. Par ailleurs, Fukushima et Tatsuoka (1984), Tatsuoka *et al.* (1986a) montrent, à partir des résultats d'essais sur des échantillons antifrettés de sable de Toyoura, une dépendance plus faible de l'angle de frottement par rapport au confinement. En ce qui concerne l'indice des vides ou indice de densité initial, celui-ci aurait une influence inverse à celle de la contrainte de consolidation isotrope, avec une légère augmentation de ϕ'_{crit} lorsque l'indice de densité augmente.

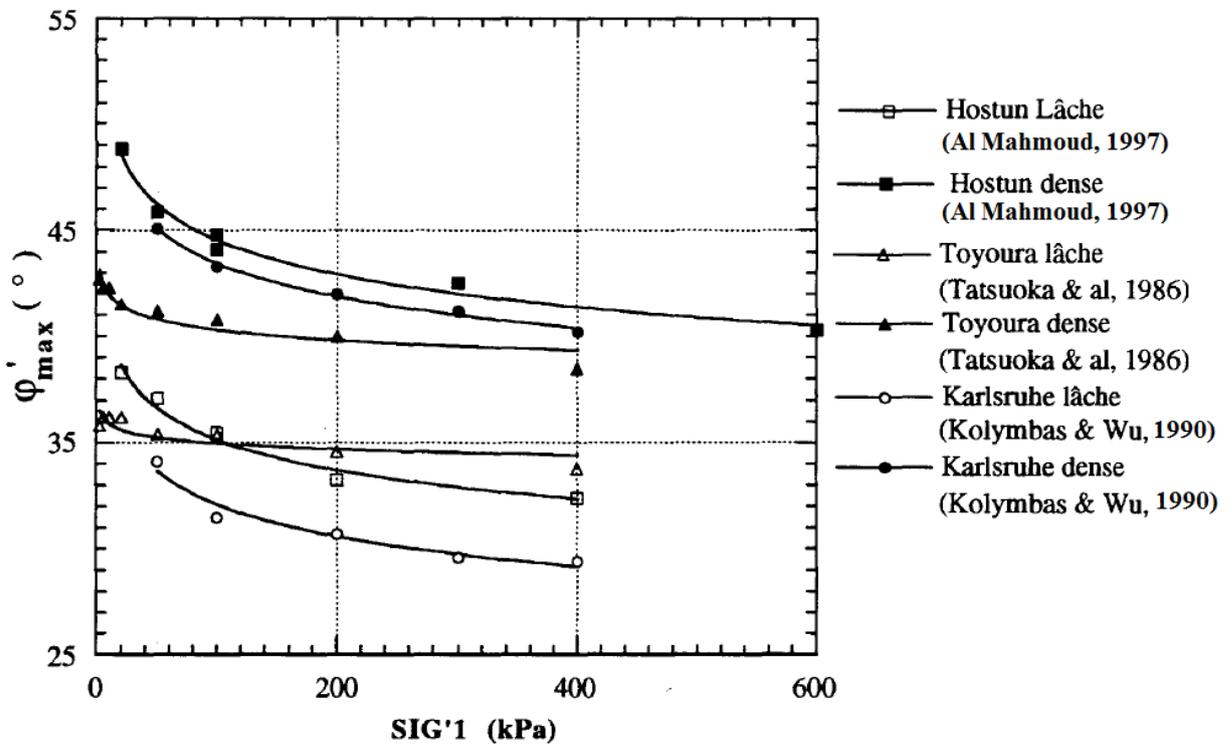


Figure 120 : Evolution de l'angle de frottement à la rupture avec le confinement pour plusieurs sables (d'après Al Mahmoud, 1997).

A partir de là, on peut déduire que les résultats obtenus par les différents chercheurs ne peuvent évidemment être que qualitatives puisque les sables étudiés et les techniques expérimentales utilisées sont différents.

4.5.3 Angle caractéristique

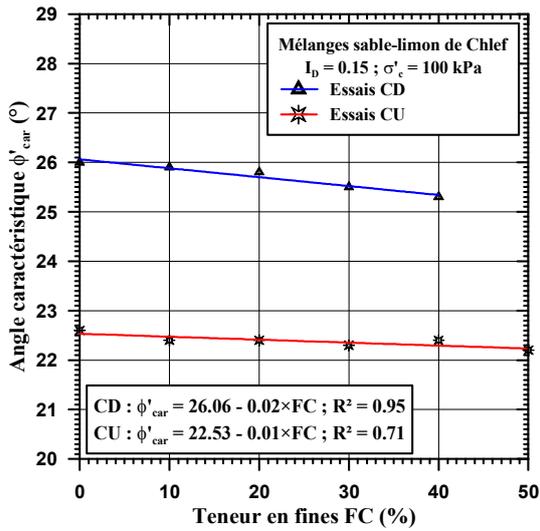
L'angle caractéristique ϕ'_{car} , correspondant à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant, est calculé en utilisant aussi les équations (46) et (47) définies à cet état. Ceci se traduit dans l'essai drainé par l'annulation de la vitesse de déformation volumique irréversible, et dans l'essai non drainé par l'annulation ponctuelle du taux de génération de la surpression interstitielle.

$$\text{Pour } \phi = \phi_{car} \text{ on a } \begin{cases} \dot{\epsilon}_v^p = 0, & \text{essai drainé} \\ \dot{u} = 0, & \text{essai non drainé} \end{cases} \quad (48)$$

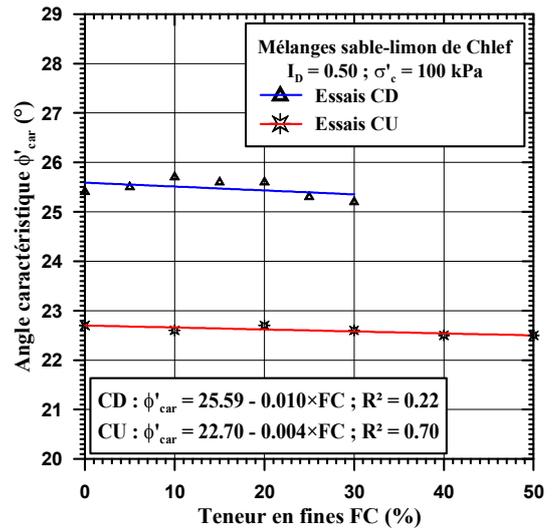
La figure 121 montre une synthèse des angles caractéristiques ϕ'_{car} calculés pour les deux types d'essais, réalisés avec une même contrainte de consolidation $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ et en faisant varier l'indice de densité $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$ et la teneur en fines FC de 0 à 50 %. On constate clairement que cet angle varie très peu avec la densité et le pourcentage des fines. L'ordre de grandeur de cette variation étant très faible (moins d'un degré), soit 0.7° pour les essais drainés et 0.4° pour les essais non drainés, confirme le caractère raisonnablement unique du seuil caractéristique. Ainsi, la valeur moyenne de cet angle est estimée à 25.7° pour les essais drainés et 22.7° pour les essais non drainés. Néanmoins, la faible diminution enregistrée de ϕ'_{car} , lorsqu'on augmente la teneur en fines FC , est due certainement au rôle des fines à modifier la structure du mélange sable-limon correspondant à ce seuil.

D'un autre côté, l'augmentation de l'indice de densité tend à augmenter la taille du domaine surcaractéristique (domaine dilatant) comme le montre clairement la figure 122. Ceci permet de mettre en évidence l'influence de la teneur en fines sur les propriétés de contractance et de dilatance du matériau.

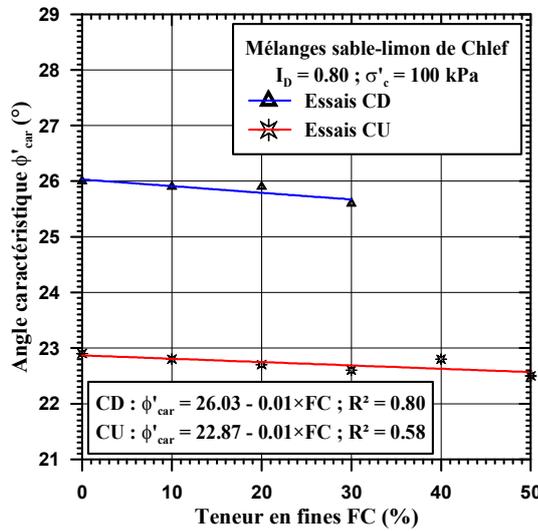
Concernant les déformations volumiques dans les essais drainés, la figure 123 présente, pour les trois états de densité, l'influence de la teneur en fines sur les déformations volumiques à l'état caractéristique, matérialisant le changement de phase de la contractance vers la dilatance, et à l'état stable. On remarque que l'écart entre ces courbes augmente avec l'augmentation de la fraction des fines, traduisant la disparition de la phase de dilatance et l'apparition uniquement de la phase de contractance après 30 % de fraction de fines pour les états de densité.



(a)

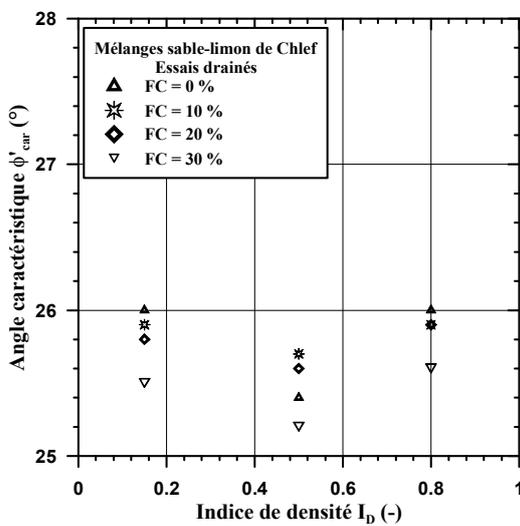


(b)

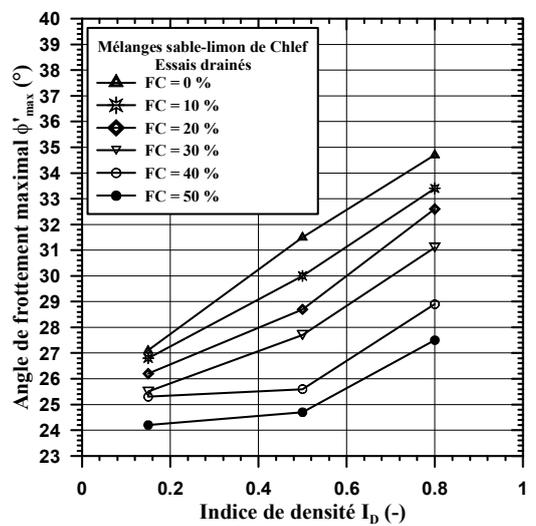


(c)

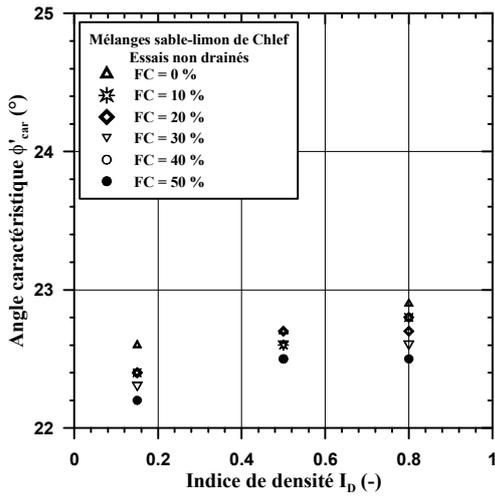
Figure 121 : Influence de la teneur en fines sur l'angle caractéristique pour les essais drainés et non drainés : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.



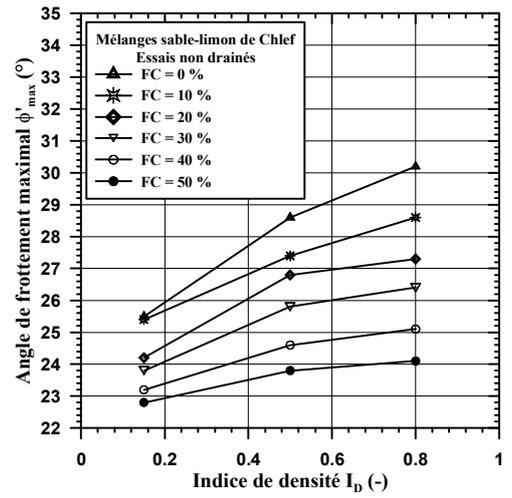
(a)



(b)



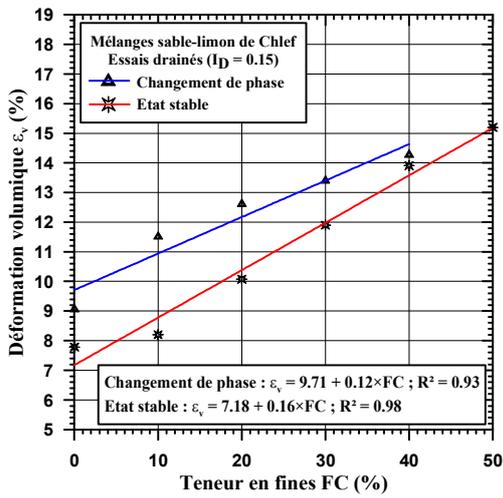
(c)



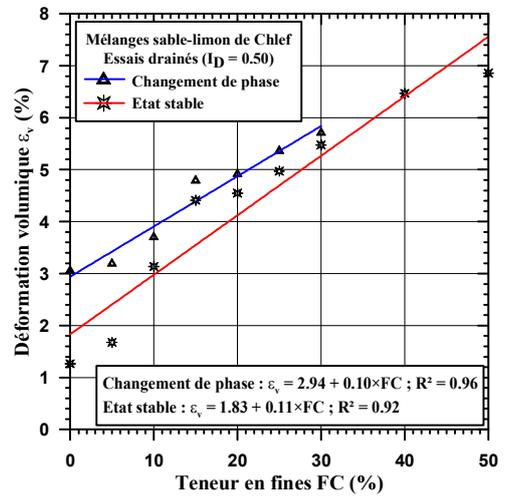
(d)

Figure 122 : Influence de l'indice de densité sur l'état caractéristique et l'état au max :

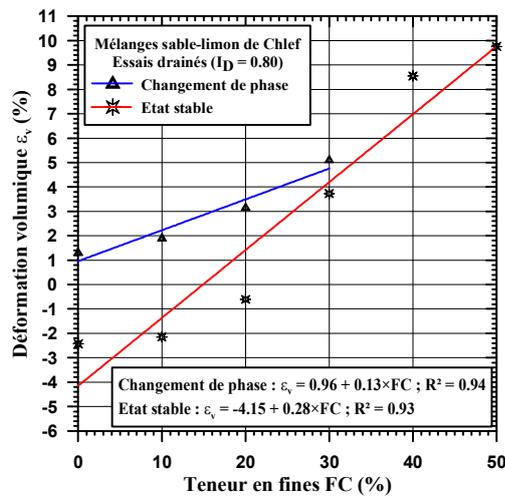
(a) ϕ'_{car} pour essais CD, (b) ϕ'_{max} pour essais CD, (c) ϕ'_{car} pour essais CU, (d) ϕ'_{max} pour essais CU.



(a)



(b)



(c)

Figure 123 : Influence de la teneur en fines sur les déformations volumiques au changement de phase et à l'état stable : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

4.6 ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT

Les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés sur les trois sables, conformément au tableau 12 et en utilisant cette fois-ci l'approche de la matrice sableuse constante, ont été effectués en faisant varier la densité du matériau $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$, les contraintes normales appliquées sur l'échantillon $\sigma_n = 50, 100, 200 \text{ kPa}$ et la teneur en fines FC suivant sa contenance dans le sable naturel. Les figures suivantes donnent pour chaque sable la variation de la contrainte de cisaillement et du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, tout en mettant l'accent sur l'influence des paramètres de densité, de teneur en fines et de contrainte normale.

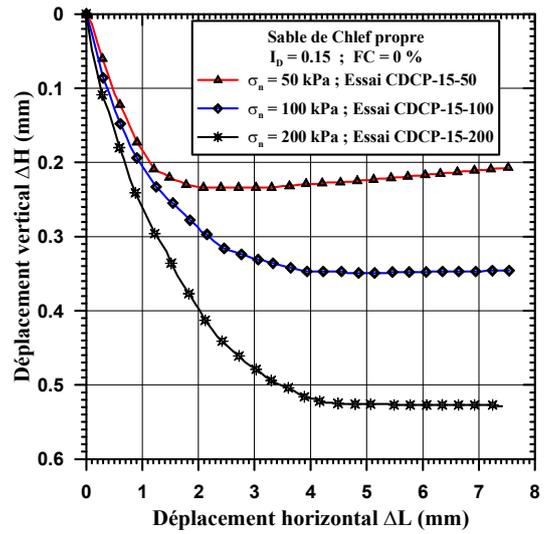
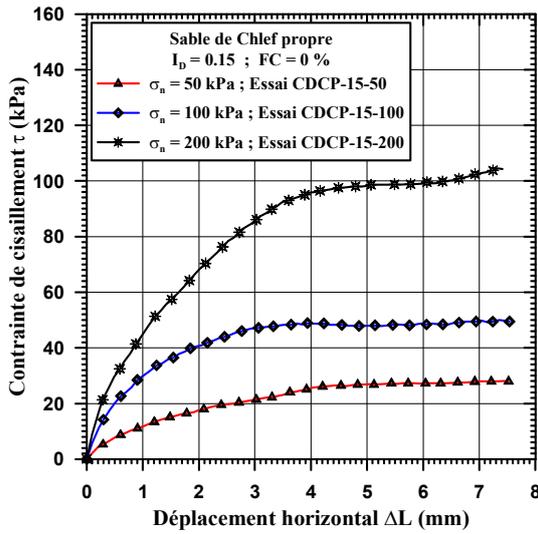
De plus, vu que le nombre d'essais effectués sur les trois sables est important et afin d'alléger le manuscrit, nous présentons uniquement les résultats des trois sables correspondant aux paramètres précédents. La totalité des essais réalisés sera résumée dans l'annexe A joint à la fin de cette thèse.

4.6.1 Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale

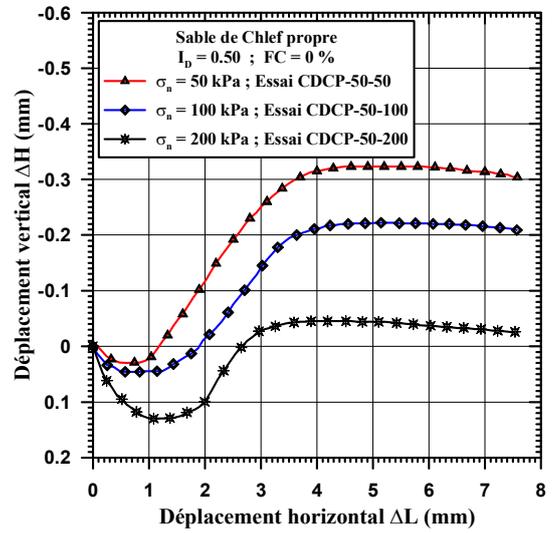
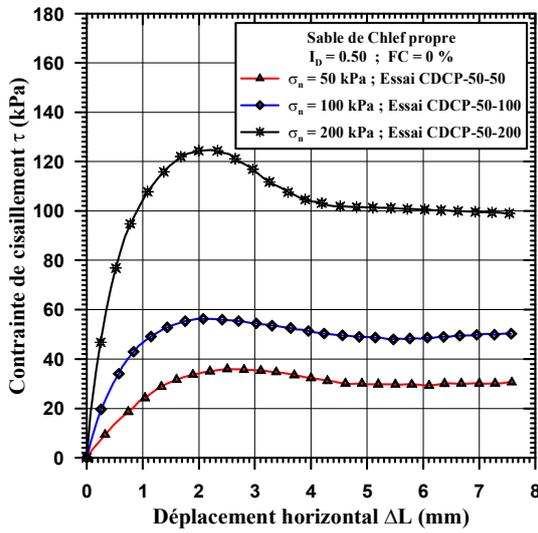
En examinant le comportement mécanique des trois sables propres ($FC = 0 \%$), les résultats des figures 124, 125 et 126 montrent clairement un comportement contractant, tout au long de l'essai, pour l'état lâche et un comportement contractant au début du chargement puis dilatant pour une densité moyenne à forte. Ce changement de comportement définit l'état caractéristique (Habib et Luong, 1978) qui traduit le seuil correspondant à la fin de l'enchevêtrement des grains et au début de leur désenchevêtrement.

Pour une même densité du matériau, l'augmentation de la contrainte normale engendre un accroissement remarquable de la contrainte de cisaillement et du déplacement vertical. Cependant, l'augmentation de la contrainte de cisaillement avec la densité fait apparaître, pour un déplacement horizontal faible de la boîte, un maximum plus marqué qui se termine par un radoucissement se stabilisant progressivement. Ce phénomène influe inversement et d'une façon considérable sur la phase de contractance où on note un rétrécissement de ce domaine induisant le déclenchement rapide de la dilatance. Cette dernière entraîne le désenchevêtrement des grains suivi par une augmentation de l'indice des vides jusqu'à stabilisation vers l'état critique.

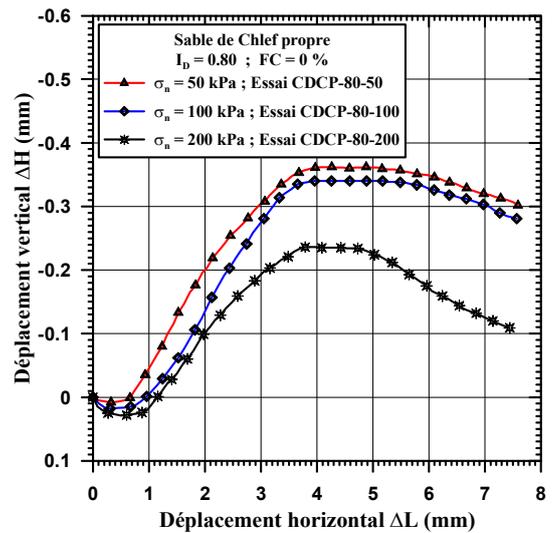
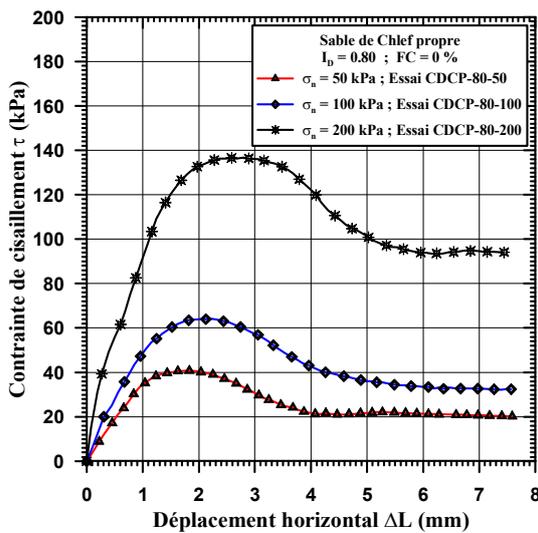
Par ailleurs, pour une même contrainte normale, on remarque que les volumes des trois sables augmentent ou diminuent, suivant la densité du matériau, pour s'approcher d'un état stable en grandes déformations. Cet état définit l'état critique (concept de l'indice des vides critique d'après Casagrande, 1936 ; Roscoe *et al.*, 1958) où la valeur de l'indice des vides atteinte est pratiquement constante pour les trois cas de densité, tandis que le matériau continue à se déformer à volume et à contrainte de cisaillement constants (plasticité parfaite).



(a)

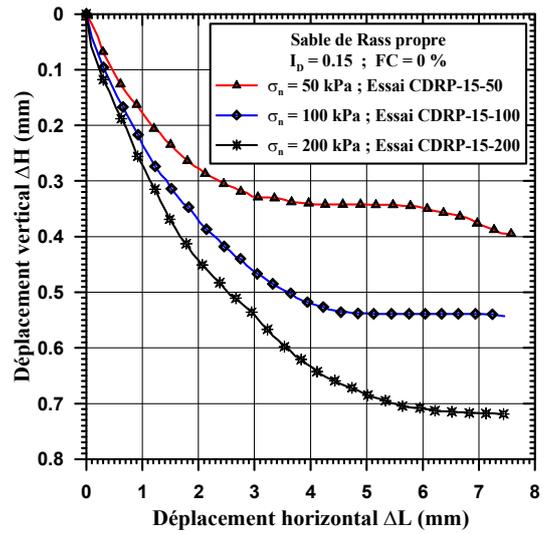
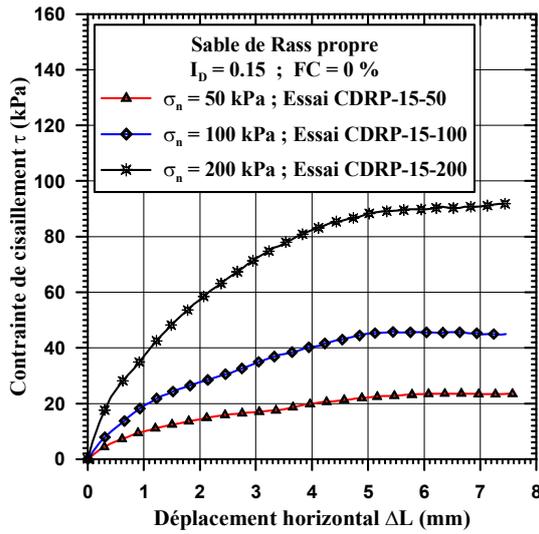


(b)

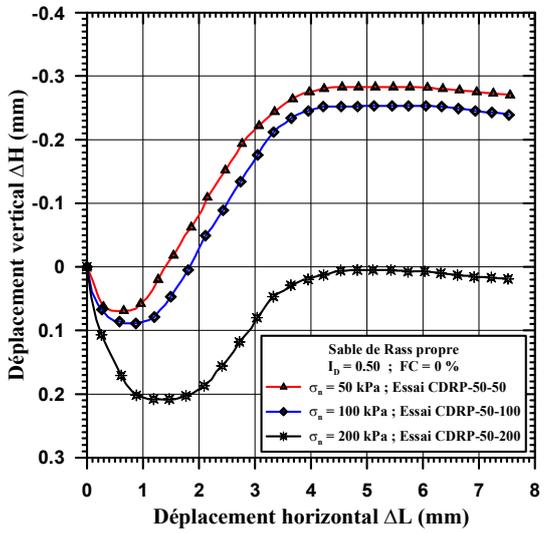
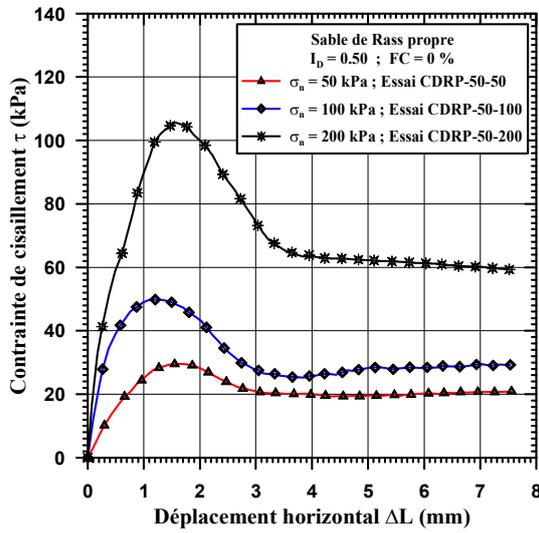


(c)

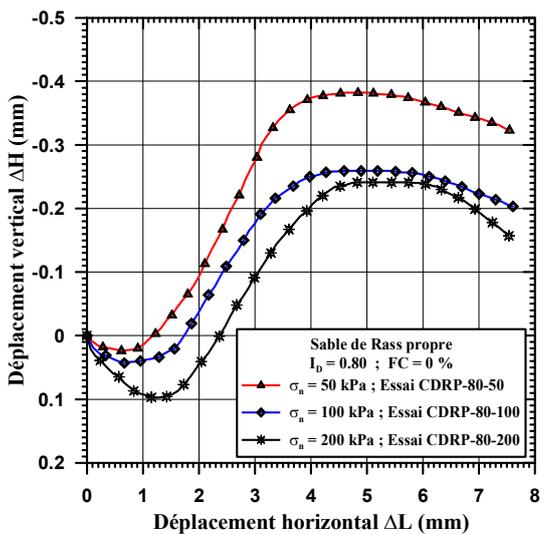
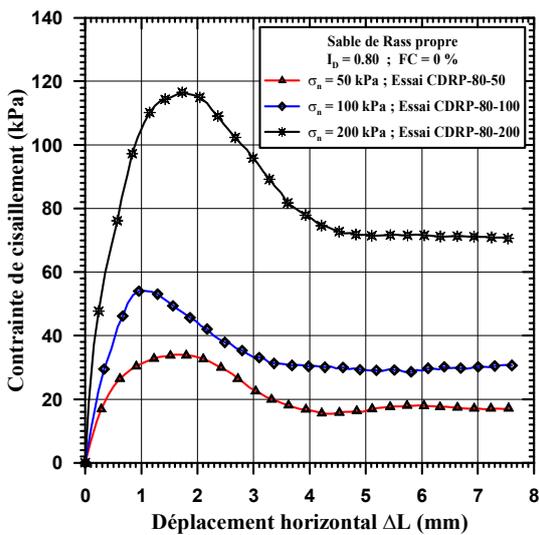
Figure 124 : Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale sur le cisaillement direct du sable de Chlef propre : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.



(a)

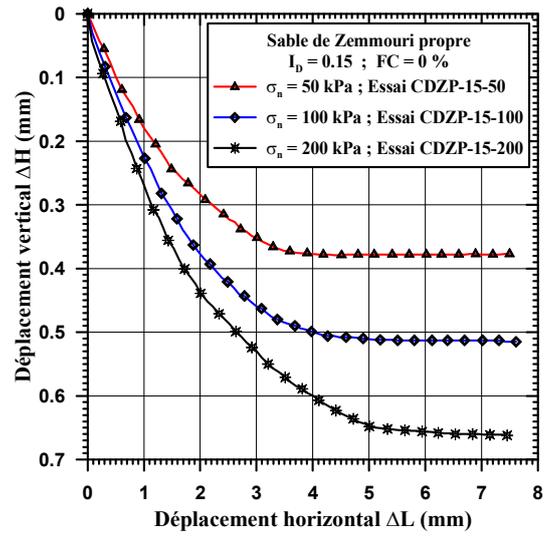
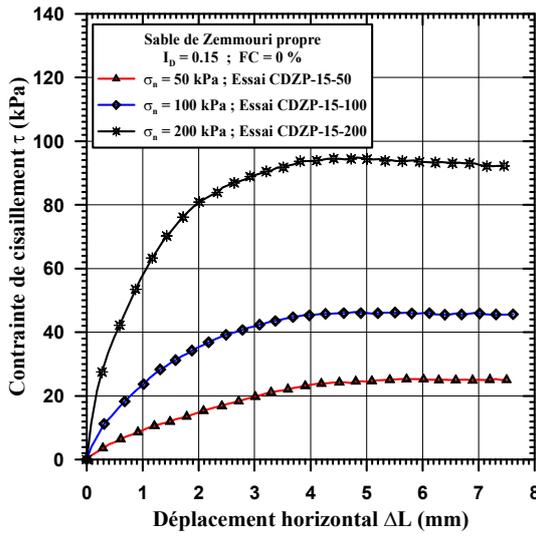


(b)

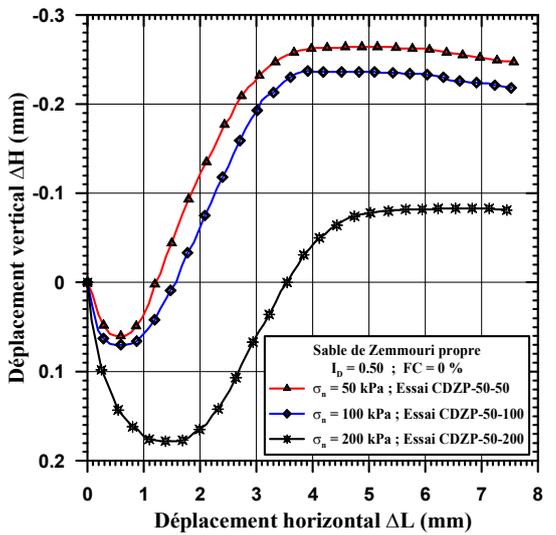
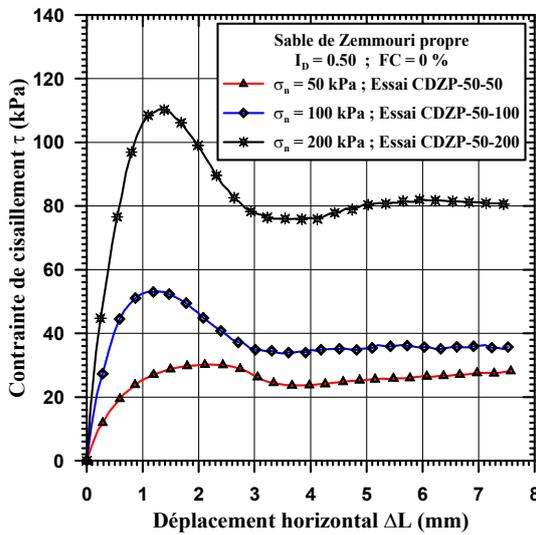


(c)

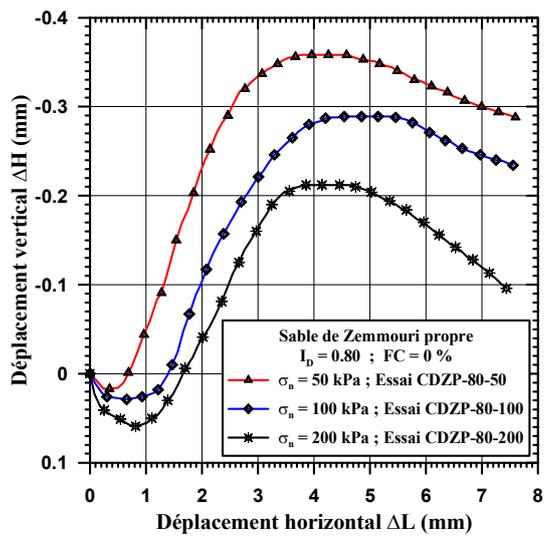
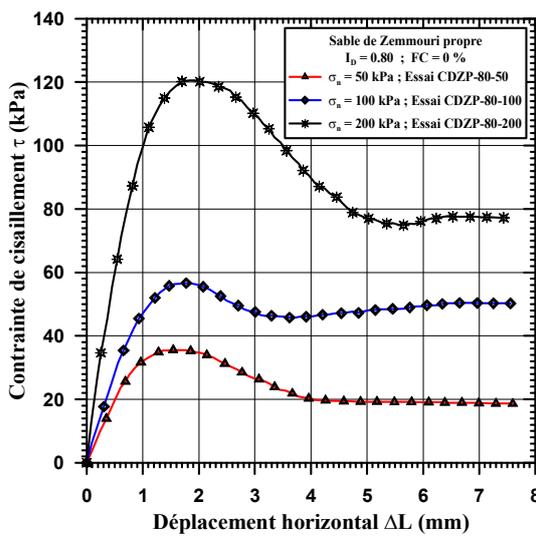
Figure 125 : Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale sur le cisaillement direct du sable de Rass propre : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.



(a)



(b)



(c)

Figure 126 : Influence de l'indice de densité et de la contrainte normale sur le cisaillement direct du sable de Zemmouri propre : (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

4.6.2 Influence de la teneur en fines

D'après les figures 127, 128 et 129, on remarque que les courbes ($\tau - \sigma$) obtenues ne passent pas par l'origine malgré que le matériau est considéré comme pulvérulent. Ceci est dû sans doute à la présence d'éléments fins d'une part, et d'autre part de l'enchevêtrement des grains qui favorisent la cohésion de la masse granulaire. Cette cohésion dépend étroitement de la densité du matériau.

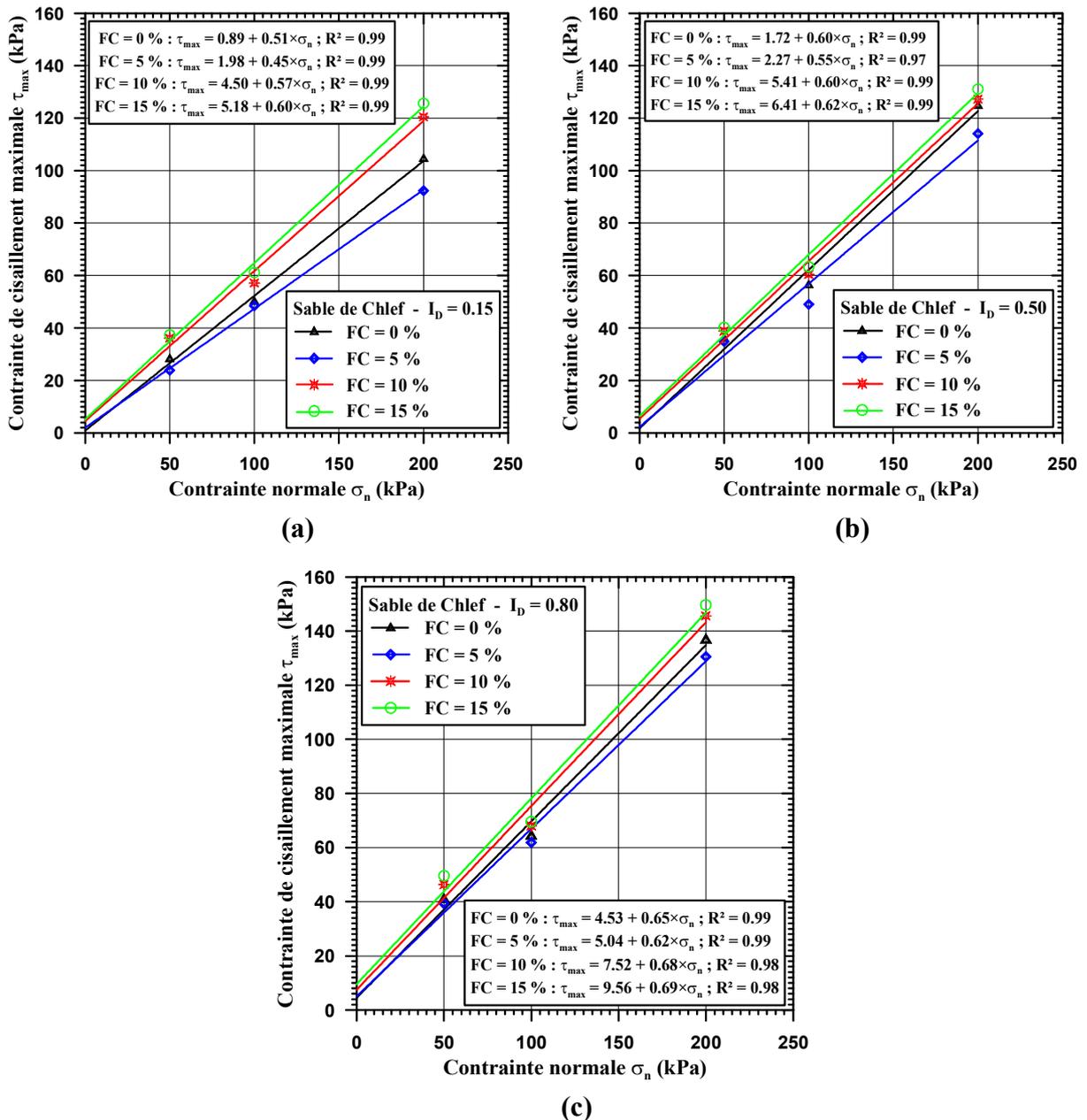


Figure 127 : Evolution de la droite intrinsèque du sable de Chlef avec la teneur en fines :
 (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

Pour les trois indices de densité étudiés, la réponse mécanique des sables de Chlef et de Rass reflète un comportement similaire vis-à-vis de la teneur en fines (figures 127, 128).

En effet, la valeur maximale de la contrainte de cisaillement τ_{max} de chaque essai, prise au pic de la courbe $\tau = f(\Delta L)$ représentant la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, diminue initialement jusqu'à la teneur en fines $FC = 5 \%$, puis augmente avec cette teneur. Cette fraction de 5% est appelée dans ce cas valeur seuil ou limite (*threshold value*), notée FC_{th} . Ce comportement reste aussi valable aux contraintes de cisaillement prises à l'état critique des matériaux.

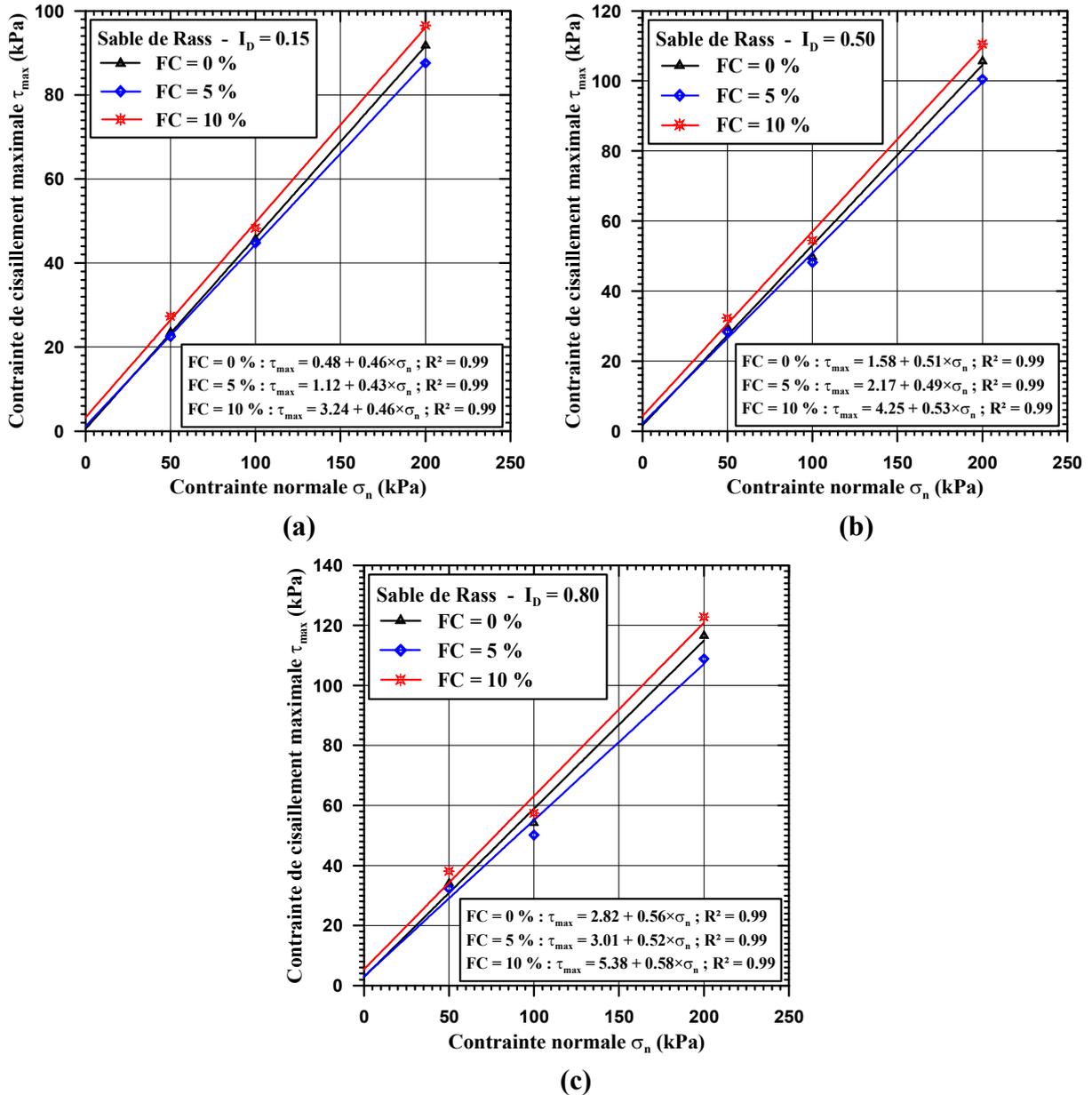


Figure 128 : Evolution de la droite intrinsèque du sable de Rass avec la teneur en fines :
(a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

Cette remarque implique la fonction de la teneur limite FC_{th} qui sépare deux domaines de comportement distincts (cf. 2.6.10 ; figure 95). Le premier caractérisé par $FC < FC_{th}$ donne aux fines le rôle de remplissage des vides entre les grains de sable, tandis que le deuxième domaine $FC > FC_{th}$ procure aux particules limoneuses la dominance du

comportement mécanique (Thevayanagam *et al.*, 2002). D'un autre côté, ces fines rendent le sol plus compressible en causant la diminution de sa résistance au cisaillement pour les teneurs $FC < FC_{th}$ (Lade et Yamamuro, 1997 ; Yamamuro et Lade, 1997 ; Belkhatir *et al.*, 2012). Par ailleurs, le sable de Zemmouri naturel présente des paramètres mécaniques légèrement meilleurs que ceux de son état propre (figure 129). Cela montre clairement l'influence favorable des fines, même avec un taux minime ($FC = 0.3 \%$), sur l'amélioration de ces paramètres. Ces constatations seront explicitées de façon claire et nette dans les prochains paragraphes.

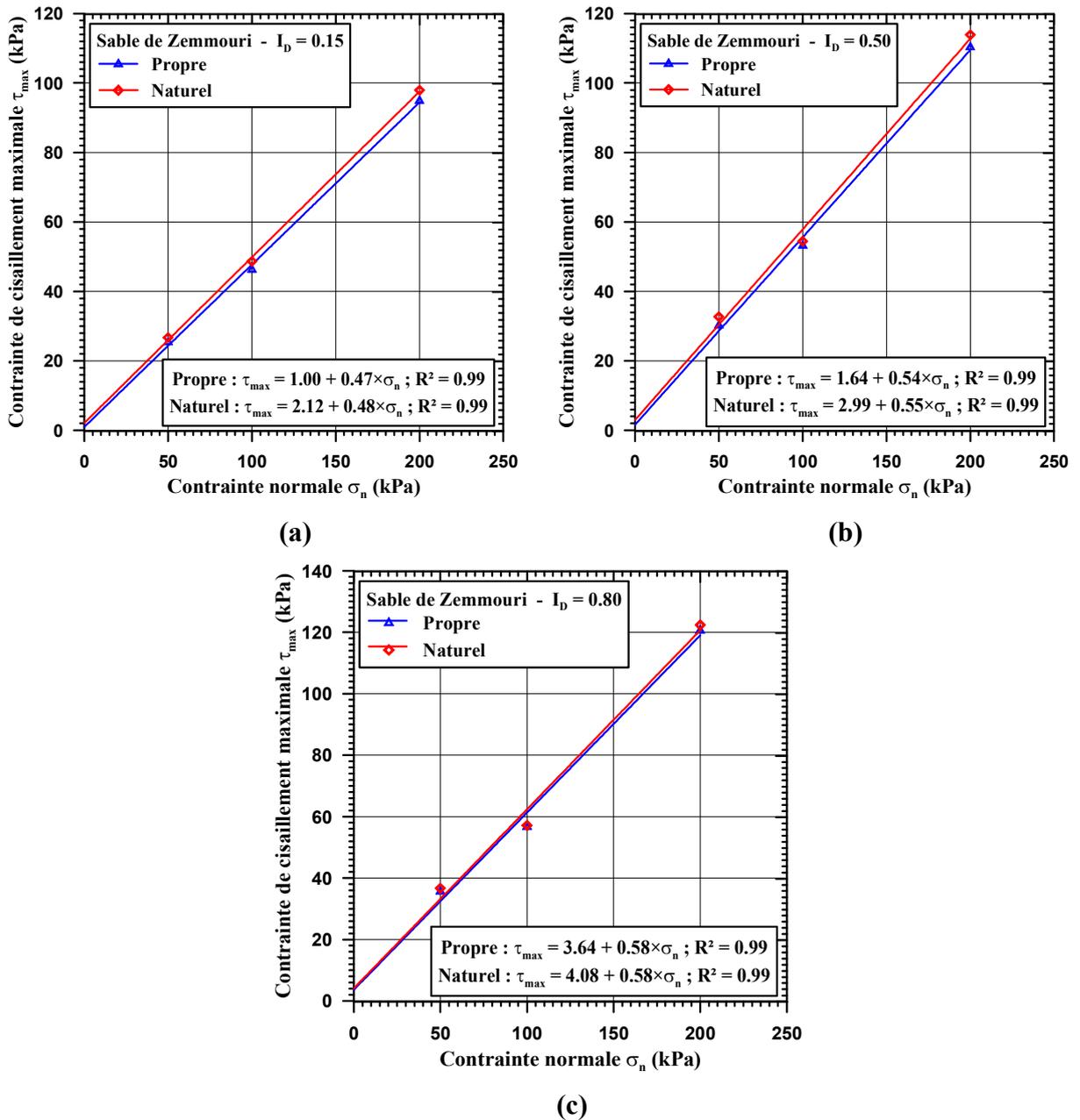


Figure 129 : Evolution de la droite intrinsèque du sable de Zemmouri avec la teneur en fines :
 (a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

4.6.3 Evaluation des caractéristiques mécaniques des trois sables

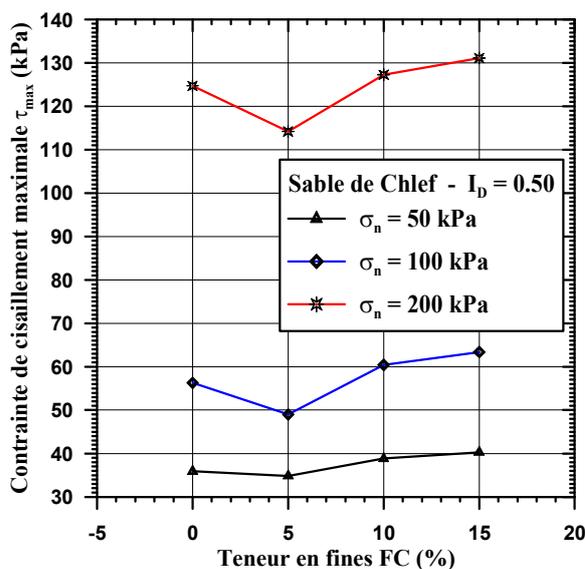
Dans cette partie, nous allons procéder à une analyse systématique des paramètres mécaniques, en étudiant pour chaque sable leur évolution en fonction de la teneur en fines et de la contrainte normale, puis on effectue leur comparaison entre les trois sables. Cela va nous permettre de mieux comprendre leur comportement mécanique d'une part, et d'autre part de mettre en évidence l'influence des fines peu plastiques sur la résistance au cisaillement des mélanges sable-limon.

Par souci du nombre important d'essais réalisés, nous nous contentons dans ce qui suit de présenter les résultats des trois densités ceux qui correspondent seulement à l'indice de densité $I_D = 0.50$, le lecteur trouvera le détail des autres densités dans l'annexe A.

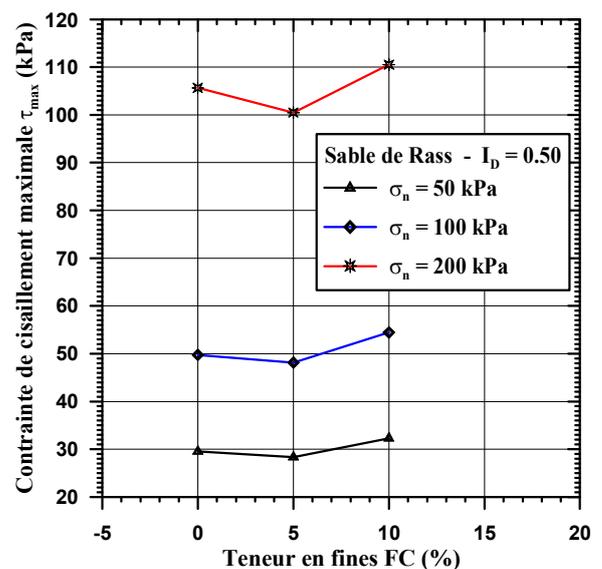
4.6.3.1 Contrainte de cisaillement maximale

Comme il a été mentionné précédemment, les figures 130a et b montrent bien que la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} des sables de Chlef et de Rass diminue avec la teneur en fines jusqu'à la valeur seuil $FC_{th} = 5\%$, puis augmente avec cette teneur. Contrairement à ce comportement, la figure 130c indique qu'avec un faible pourcentage ($FC = 0.3\%$), le sable de Zemmouri naturel voit sa résistance augmenter par rapport à son état propre. Ce résultat reste à confirmer par d'autres essais comportant des fractions de fines balayant un intervalle étendu, ce qui n'est pas le cas en ce qui concerne l'objectif de cette étude qui stipule que la variation des fines est définie par leur taux dans le sable naturel.

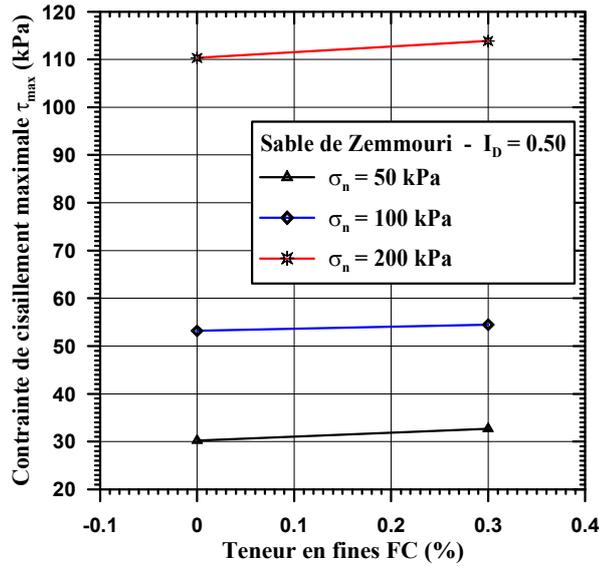
La valeur de τ_{max} correspondant à cette tendance, qui est aussi influencée considérablement par la contrainte normale (figure 131), indique que le sable de Chlef propre ou naturel est plus résistant que les deux autres sables, suivi par le sable de Zemmouri puis le sable de Rass qui affiche une faible résistance au cisaillement.



(a)



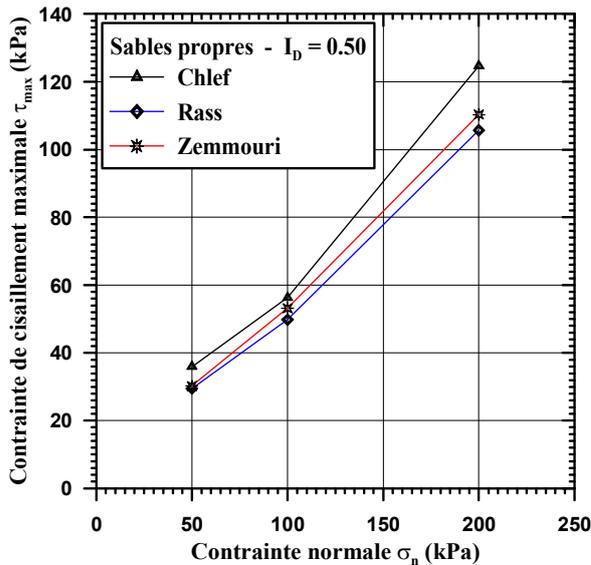
(b)



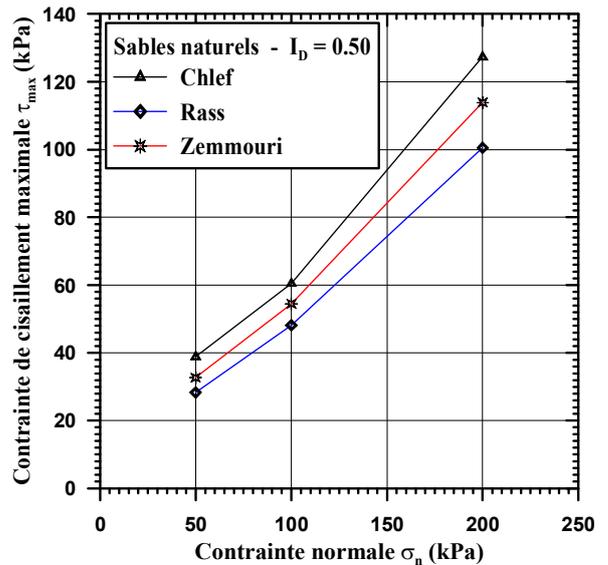
(c)

Figure 130 : Variation de la contrainte de cisaillement maximale pour $I_D = 0.50$:

(a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.



(a)



(b)

Figure 131 : Comparaison de la contrainte de cisaillement maximale des trois sables :

(a) sables propres, (b) sables naturels.

4.6.3.2 Angle de frottement et cohésion

L'angle de frottement interne maximal ϕ'_{max} , déterminé à partir des courbes $(\tau - \sigma)$ des figures 127, 128 et 129, est calculé à l'état maximal pour les courbes $\tau = f(\Delta L)$ présentant un pic ou à l'état critique pour les autres courbes. A l'exception du sable de Zemmouri, l'angle de frottement interne des sables de Chlef et de Rass suit la même tendance que celle de la résistance au cisaillement (figures 132a et b). On enregistre une diminution de cet angle avec la teneur en fines jusqu'à la valeur seuil $FC_{th} = 5\%$, puis son augmentation avec cette teneur.

En revanche, les fines augmentent carrément l'angle de frottement interne du sable de Zemmouri (figure 132a). Pour les trois sables, l'indice de densité influe de manière significative sur la valeur de l'angle de frottement.

Par ailleurs, la cohésion des trois sables présente un comportement différent, où on assiste à son augmentation avec la teneur en fines selon une relation quasi-linéaire (figure 133). Cela est dû au fait que les fines contribuent à la cémentation des grains de sable par la création de forces intergranulaires favorisant l'enchevêtrement de tous les éléments du matériau. Par contre, en comparant l'angle de frottement interne et la cohésion des trois sables (figures 134, 135), on trouve la même remarque faite sur la contrainte de cisaillement avec une influence remarquable de l'indice de densité.

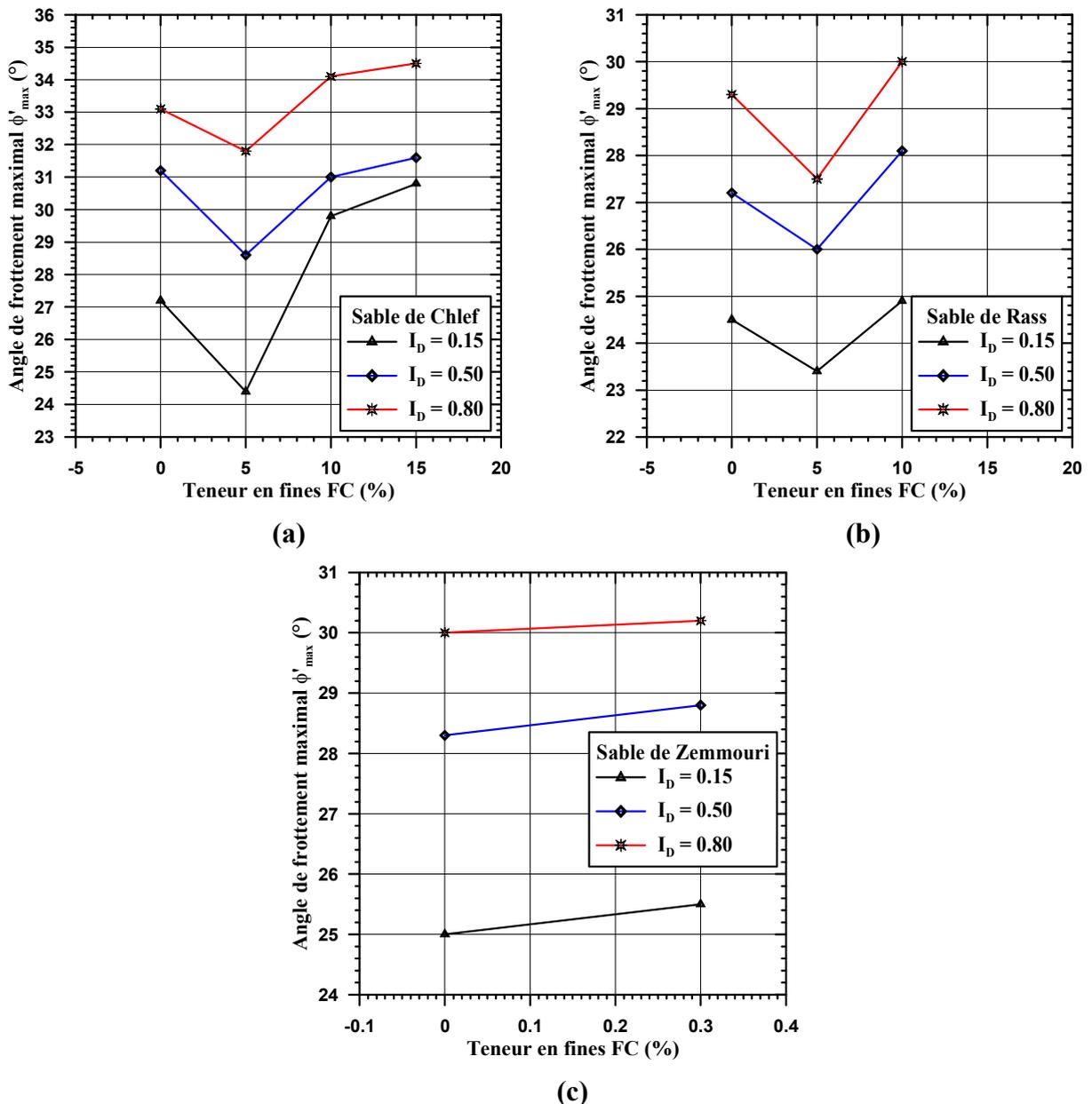
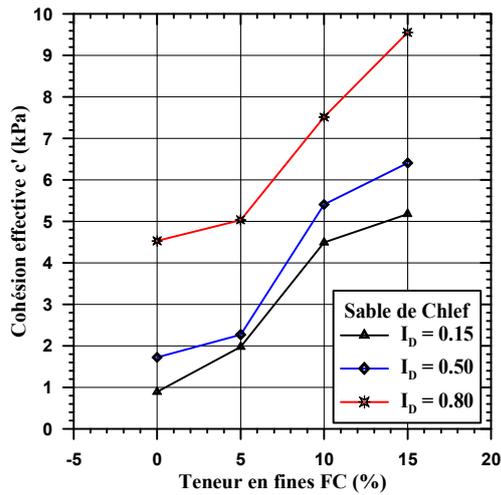
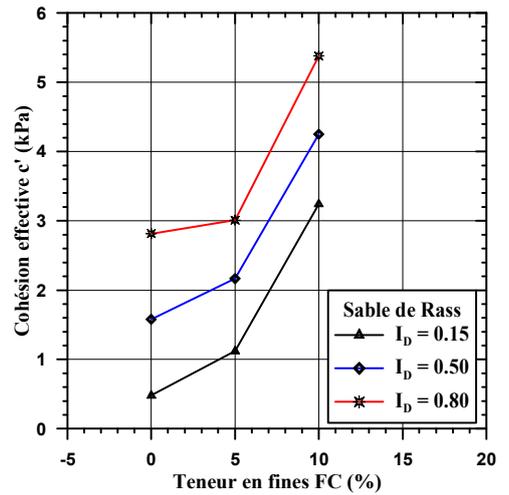


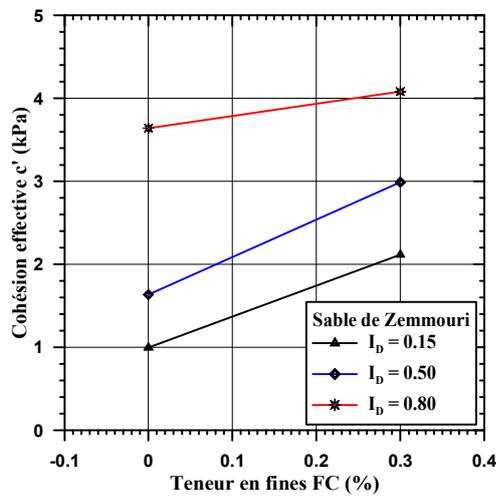
Figure 132 : Variation de l'angle de frottement maximal avec la teneur en fines :
 (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.



(a)

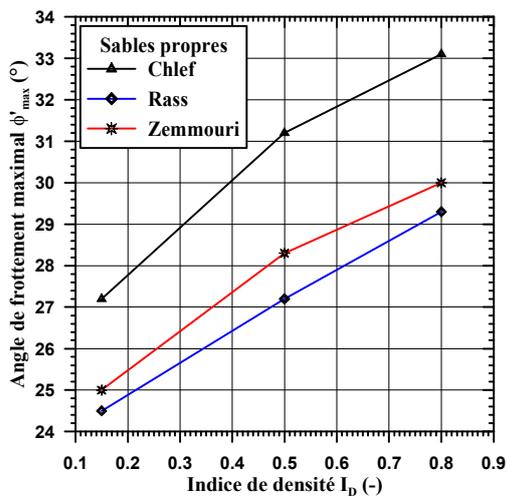


(b)

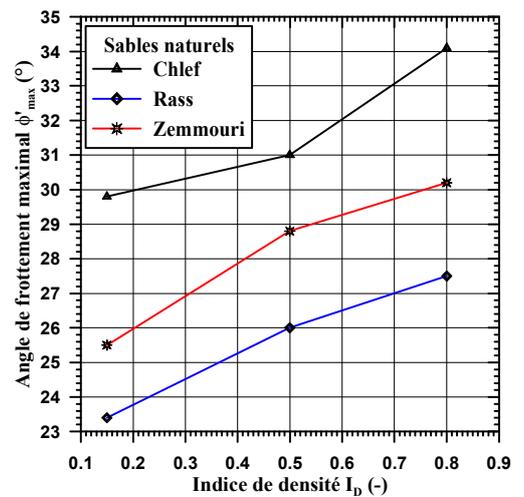


(c)

Figure 133 : Variation de la cohésion effective avec la teneur en fines :
 (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.



(a)



(b)

Figure 134 : Comparaison de l'angle de frottement maximal des trois sables :
 (a) sables propres, (b) sables naturels.

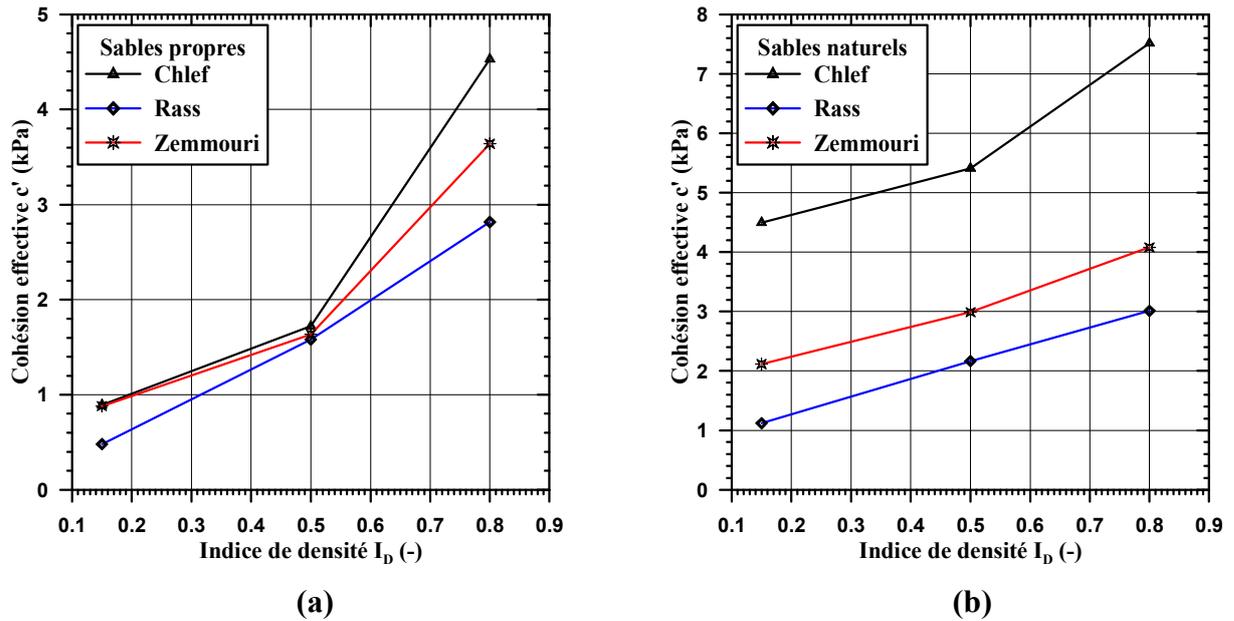
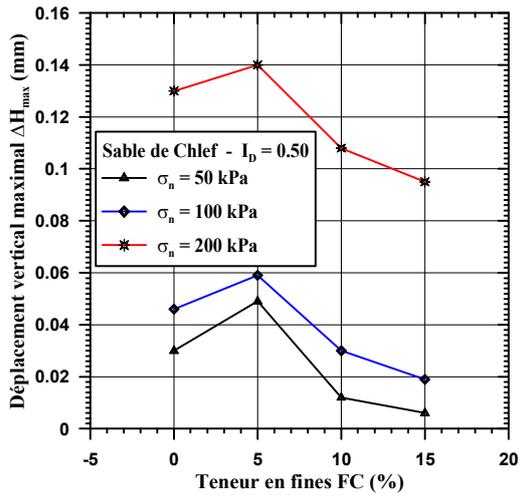


Figure 135 : Comparaison de la cohésion effective des trois sables :
(a) sables propres, (b) sables naturels.

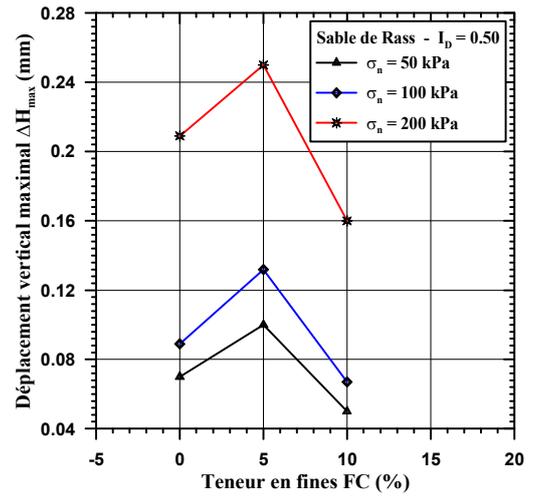
4.6.3.3 Déplacement vertical maximal

La valeur maximale ΔH_{max} du déplacement vertical de l'échantillon est prise à l'état caractéristique du matériau pour les courbes $\Delta H = f(\Delta L)$ disposant des deux domaines de contractance-dilatance et à l'état critique pour les autres courbes. D'après les figures 136a et b, on remarque que l'influence des fines sur le déplacement vertical des sables de Chlef et de Rass engendre un effet contraire à celui de la contrainte de cisaillement et de l'angle de frottement interne. La valeur maximale de ce paramètre augmente cette fois-ci jusqu'à la valeur seuil $FC_{th} = 5\%$, puis diminue avec l'augmentation de cette teneur. Ce comportement s'explique par l'effet inverse de la contrainte de cisaillement sur la contractance et le déplacement vertical. Autrement dit, plus le matériau est résistant, plus il est moins contractant et par conséquent, son déplacement vertical diminue pour toutes les contraintes normales et pour les teneurs en fines (figures 124, 125, 126). Dans le même contexte, le sable de Zemmouri suit le même comportement en présentant un déplacement vertical de son sable propre supérieur à celui du sable naturel (figure 136c).

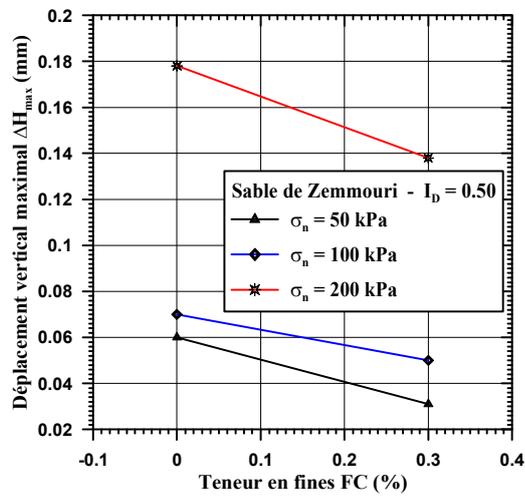
Par ailleurs, la comparaison des trois sables, d'après la figure 137, montre aussi un effet inverse à celui obtenu avec les autres paramètres cités précédemment (contrainte de cisaillement, angle de frottement, cohésion). Le sable de Chlef qui possède les meilleures caractéristiques mécaniques est ainsi le moins contractant par rapport au sable de Zemmouri et le sable de Rass le moins résistant. Par conséquent, le déplacement vertical du sable de Rass est supérieur à celui du sable de Zemmouri et le sable de Chlef.



(a)

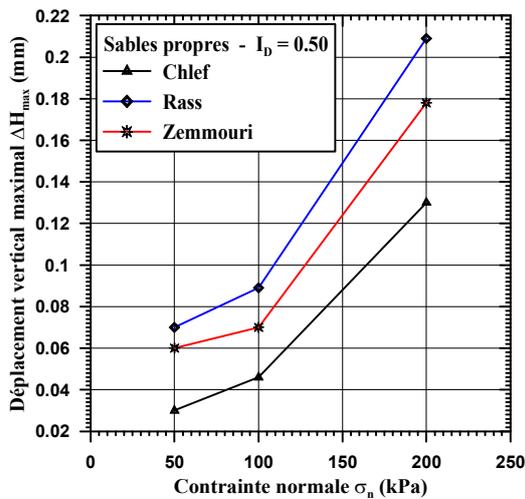


(b)

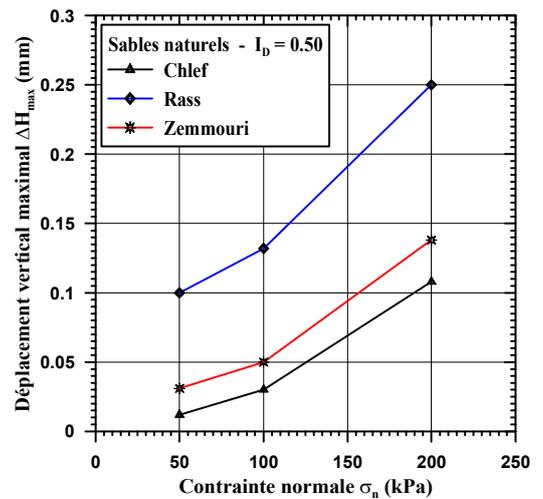


(c)

Figure 136 : Variation du déplacement vertical maximal pour $I_D = 0.50$:
 (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.



(a)



(b)

Figure 137 : Comparaison du déplacement vertical maximal des trois sables :
 (a) sables propres, (b) sables naturels.

4.7 EVALUATION DES DEUX APPROCHES D'ETUDE

Etant donné que l'appareil triaxial est différent de la boîte de Casagrande, la comparaison de leurs réponses mécaniques ne peut être faite pour les raisons que le plan de rupture et les conditions d'essais des deux dispositifs ne sont pas les mêmes. C'est pour cela, l'objectif de cette évaluation se résume uniquement à dresser une idée générale sur les deux approches utilisées dans l'étude du comportement mécanique du sable de Chlef. En considérant seulement les teneurs en fines 0 % (sable propre) et 10 % (sable naturel), les angles de frottement maximal des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, obtenus par l'approche de la matrice sableuse constante, sont confrontés à ceux des essais triaxiaux monotones drainés en utilisant l'approche de l'indice de densité constant. D'après la figure 138a, on constate que les angles de frottement du sable de Chlef propre à l'état lâche sont égaux, puis, avec l'augmentation de la densité, on enregistre une divergence au profit de l'approche de l'indice de densité constant. A noter que dans les deux approches, le damage humide a été utilisé pour la préparation des éprouvettes lâches et le déversement sec par l'entonnoir pour les densités moyennes à fortes. Par contre, dans la figure 138b, les valeurs de cet angle obtenues par la matrice sableuse constante sont nettement supérieures à celles de l'autre approche, quel que soit l'état de densité du matériau. Ceci est dû certainement à la tendance trouvée par chacune des deux approches. Dans la première approche, la résistance au cisaillement diminue avec la teneur en fines jusqu'à la valeur seuil $FC_{th} = 5\%$, puis augmente avec cette teneur, tandis que la deuxième approche affiche une diminution continue de la résistance au cisaillement sur tout l'intervalle des fractions des fines étudiées. Ce résultat est très intéressant et nécessite sa confirmation par la réalisation de la campagne d'essais sur l'appareil triaxial.

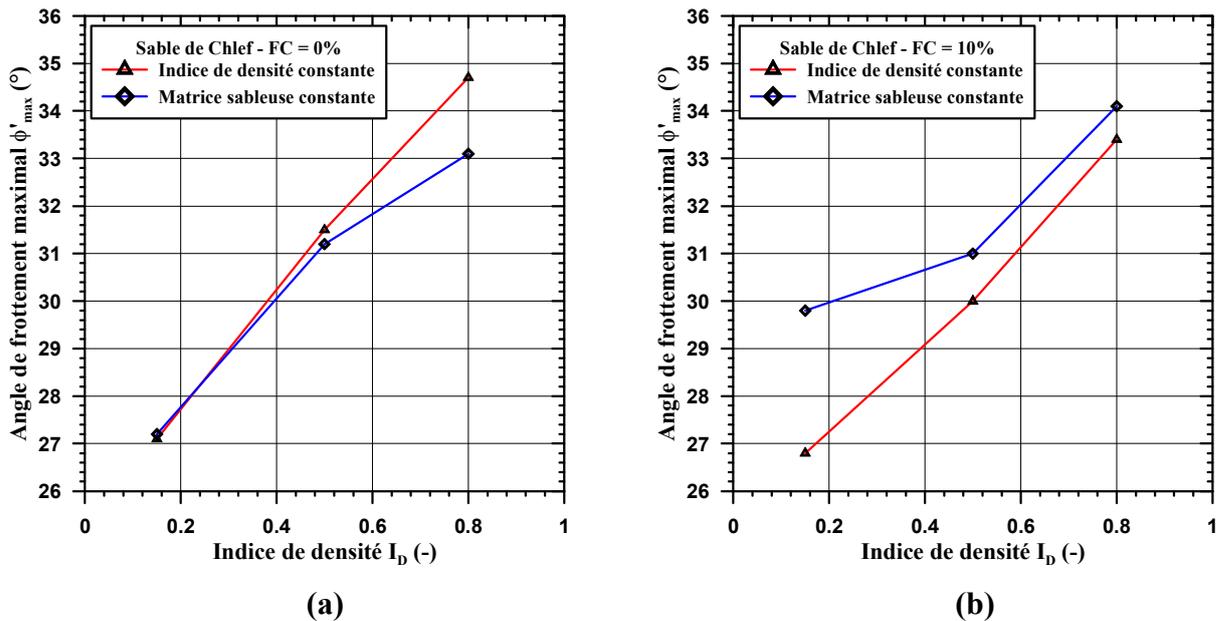


Figure 138 : Angles de frottement maximal des deux approches : (a) $FC = 0\%$, (b) $FC = 10\%$.

4.8 CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de tirer les paramètres mécaniques des trois sables, en vue de compléter leur caractérisation d'une part, et d'autre part de les comparer entre eux. D'après les essais triaxiaux non drainés sur le sable de Chlef, la liquéfaction n'a pas pu se déclencher, en raison du taux de génération des surpressions interstitielles inférieur à la contrainte de consolidation. Si on avait augmenté cette contrainte, le matériau aurait pu se liquéfier.

Par ailleurs, malgré l'utilisation de l'appareil triaxial monotone et de la boîte de Casagrande qui sont complètement différents, l'interprétation de leurs résultats nous a accordé de dresser, en quelques sorte, un premier constat entre l'approche de l'indice de densité constant avec l'approche de la matrice sableuse constante. En effet, la première approche indique que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la fraction des fines, tandis que la deuxième montre que la résistance au cisaillement diminue initialement avec la teneur en fines jusqu'à la valeur seuil $FC_{th} = 5\%$, puis augmente avec cette teneur. De plus, les angles de frottement de cette dernière sont nettement supérieurs à ceux de la première approche. Néanmoins, il est judicieux de réaliser les essais pour les trois sables avec le même dispositif expérimental (triaxial par exemple) en vue de commenter les résultats des deux approches d'une manière objective.

Malgré la divergence des résultats obtenus par les deux approches, les données tirées des différents essais seront utilisées dans le chapitre suivant qui est consacré aux essais cycliques sur les trois matériaux en utilisant l'approche de la matrice sableuse constante. De plus, les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux monotones vont servir de fil directeur pour la définition des essais cycliques.

CHAPITRE 5

COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES SOUS CISAILLEMENT CYCLIQUE

5.1 INTRODUCTION

Cette partie est consacrée à la présentation des résultats d'essais triaxiaux cycliques effectués sur les trois sables étudiés au chapitre précédent. La démarche est similaire à celle utilisée pour les sollicitations monotones, et l'on a cherché à mettre en évidence l'influence du pourcentage de fines peu plastiques sur la résistance au cisaillement à la liquéfaction. Après avoir décrit le programme expérimental, on étudie l'effet de la teneur en fines en spécifiant les caractéristiques d'essais triaxiaux cycliques à partir du comportement de ces sables sous chargement monotone. Parmi les points tirés du chapitre précédent, et afin de dresser une étude comparative du comportement des sables sous l'effet de la teneur en fines, il a été procédé à maintenir la matrice sableuse comme un paramètre constant sur toute la gamme des teneurs en fines, ce qui représente un aspect particulier caractérisant cette étude. De plus, ce choix a été pris vu que la détermination des indices de vides minimal et maximal des mélanges est limitée par les normes d'essais françaises et américaines à un taux de fines ne dépassant pas respectivement 12 et 15 %. Par ailleurs, l'interprétation des résultats permettra en plus d'analyser l'influence des fines sur le comportement mécanique de ces sables en tenant compte d'autres facteurs, tels que le nombre de cycles déclenchant la liquéfaction et la génération des surpressions interstitielles. Ces caractéristiques seront confrontées à celles données par d'autres auteurs travaillant sur les mélanges sables-fines.

5.2 PROGRAMME EXPERIMENTAL

Etant donné que le rôle des fines sur le comportement à la liquéfaction des sables a fait l'objet de plusieurs recherches, et on ne trouve pas de consensus quant à l'effet de la teneur en fines sur le comportement des mélanges sables-fines, le programme expérimental a été défini en vue de répondre aux objectifs principaux qu'on s'était fixés, et qui visent à mettre en évidence l'effet des fines peu plastiques sur le comportement mécanique des trois sables. Pour ce faire, nous avons réalisé trois séries d'essais triaxiaux cycliques non drainés afin de mieux comprendre le comportement des trois sables vis-à-vis de la liquéfaction. Les conditions initiales fixées pour les essais cycliques ont découlé directement de celles utilisées en conditions monotones. Par conséquent, la campagne expérimentale a été menée en

gardant la matrice sableuse telle qu'elle est à l'état propre, à laquelle est ajouté un pourcentage de fines fixé en fonction de leur contenance dans le sable naturel. Ainsi, en se conformant aux essais monotones (cf. 4.2), les essais cycliques ont été réalisés avec une teneur en fines FC variant, avec un pas de 5 %, de 0 à 15 % pour le sable de Chlef, et de 0 à 10 % pour le sable de Rass. Cependant, le comportement mécanique du sable de Zemmouri a été étudié seulement pour les états propre et naturel à cause de sa faible teneur en fines.

De plus, les essais cycliques ont été réalisés sur des échantillons préparés avec trois indices de densité $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$ et consolidés avec une même contrainte isotrope $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$. Ces données reflètent l'état de contraintes du sol ayant subi la liquéfaction suite aux séismes de Chlef, 1980 et Boumerdès, 2003. De plus, à drainage fermé, les essais ont été effectués à force contrôlée avec un signal sinusoïdal de fréquence $f = 0.05 \text{ Hz}$ (soit une période $T = 20 \text{ s}$) et un mode de chargement de type alterné symétrique. Le dispositif utilisé pour les essais cycliques est un appareil triaxial de type Buehl et Faubel de l'Ecole des Ponts ParisTech, France (cf. 3.6.3). Par ailleurs, les éprouvettes ont été préparées de la même manière que les essais monotones en se basant sur l'indice de densité souhaité. Pour les échantillons moyennement denses à denses ($I_D = 0.50$ et 0.80), la méthode employée est le déversement sec par l'entonnoir en sept couches d'épaisseur 2 cm chacune et compactées à l'aide d'un dameur. Par contre, pour les densités faibles ($I_D = 0.15$), on utilise le damage humide qui consiste à humidifier le matériau avec une teneur en eau de 3 % avant sa mise en place et de le déposer ensuite dans le moule en sept couches compactées légèrement par le dameur.

Différentes valeurs du rapport de contrainte cyclique CSR , appelé aussi taux de cisaillement cyclique TCC (cf. 2.5.4), ont été choisis suivant l'état du sol, afin de pouvoir établir les courbes de résistance au cisaillement cyclique (cf. 5.4). En tenant compte des conditions initiales de chaque essai, le CSR varie de 0.10 à 0.35 avec un pas de 0.05 en donnant, pour une contrainte de consolidation $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, un déviateur cyclique q_{cyc} allant de 20 à 70 kPa . Ainsi, en faisant varier les paramètres cités précédemment (FC, I_D, CSR), on définit le programme expérimental pour les trois sables (tableaux 13a, b et c). L'étude comporte 98 essais triaxiaux cycliques où les différents échantillons sont désignés de la même manière que le chapitre précédent, sauf que le nom de l'essai est précédé par les lettres TC représentant l'essai triaxial cyclique et deux nombres indiquant respectivement les valeurs de la densité en pourcent et de l'amplitude du déviateur cyclique. A titre d'exemple, l'essai " $TCC5-50-20$ " signifie un essai triaxial cyclique réalisé sur un mélange de sable de Chlef propre avec 5 % de limon de ce sable, lequel est préparé avec une densité de 50 % (ou bien $I_D = 0.50$) et testé avec un déviateur cyclique d'amplitude $q_{cyc} = 20 \text{ kPa}$ qui correspond à un rapport de contrainte cyclique $CSR = 0.10$. Les autres paramètres (contrainte de consolidation initiale, fréquence du signal) sont gardés fixes pour tous les essais. Néanmoins, chaque échantillon est reconstitué, suivant l'indice de densité initial, par l'un des deux modes de préparation précédents.

Tableau 13a : Programme des essais triaxiaux cycliques non drainés pour le sable de Chlef.

N°	Nom de l'essai	FC (%)	Matériau	I_D (-)	σ'_c (kPa)	f (Hz)	CSR (-)	q_{cyc} (kPa)
1	TCCP-15-20	0	Chlef propre + 0 % limon	0.15	100	0.05	0.10	20
2	TCCP-15-30						0.15	30
3	TCCP-15-40						0.20	40
4	TCC5-15-20	5	Chlef propre + 5 % limon				0.10	20
5	TCC5-15-30						0.15	30
6	TCC5-15-40						0.20	40
7	TCC10-15-20	10	Chlef propre + 10 % limon (état naturel)				0.10	20
8	TCC10-15-30						0.15	30
9	TCC10-15-40						0.20	40
10	TCC15-15-20	15	Chlef propre + 15 % limon				0.10	20
11	TCC15-15-30						0.15	30
12	TCC15-15-40						0.20	40
13	TCCP-50-30	0	Chlef propre + 0 % limon	0.50	100	0.05	0.15	30
14	TCCP-50-40						0.20	40
15	TCCP-50-50						0.25	50
16	TCCP-50-60						0.30	60
17	TCC5-50-20	5	Chlef propre + 5 % limon				0.10	20
18	TCC5-50-30						0.15	30
19	TCC5-50-40						0.20	40
20	TCC5-50-50						0.25	50
21	TCC5-50-60	10	Chlef propre + 10 % limon (état naturel)				0.30	60
22	TCC10-50-30						0.15	30
23	TCC10-50-40						0.20	40
24	TCC10-50-50						0.25	50
25	TCC10-50-60	15	Chlef propre + 15 % limon	0.30	60			
26	TCC15-50-20			0.10	20			
27	TCC15-50-30			0.15	30			
28	TCC15-50-40			0.20	40			
29	TCC15-50-50	0	Chlef propre + 0 % limon	0.25	50			
30	TCC15-50-60			0.30	60			
31	TCCP-80-40			0.20	40			
32	TCCP-80-60			0.30	60			
33	TCCP-80-70	5	Chlef propre + 5 % limon	0.35	70			
34	TCC5-80-40			0.20	40			
35	TCC5-80-50			0.25	50			
36	TCC5-80-70	10	Chlef propre + 10 % limon (état naturel)	0.35	70			
37	TCC10-80-40			0.20	40			
38	TCC10-80-50			0.25	50			
39	TCC10-80-70	15	Chlef propre + 15 % limon	0.35	70			
40	TCC15-80-40			0.20	40			
41	TCC15-80-50			0.25	50			
42	TCC15-80-70			0.35	70			

Tableau 13b : Programme des essais triaxiaux cycliques non drainés pour le sable de Rass (suite).

N°	Nom de l'essai	FC (%)	Matériau	I_D (-)	σ'_c (kPa)	f (Hz)	CSR (-)	q_{cyc} (kPa)
43	TCRP-15-20	0	Rass propre + 0 % limon	0.15	100	0.05	0.10	20
44	TCRP-15-30						0.15	30
45	TCRP-15-40						0.20	40
46	TCR5-15-20	5	Rass propre + 5 % limon (état naturel)				0.10	20
47	TCR5-15-30						0.15	30
48	TCR5-15-40						0.20	40
49	TCR10-15-20	10	Rass propre + 10 % limon				0.10	20
50	TCR10-15-30						0.15	30
51	TCR10-15-40						0.20	40
52	TCRP-50-20	0	Rass propre + 0 % limon				0.10	20
53	TCRP-50-30						0.15	30
54	TCRP-50-40						0.20	40
55	TCRP-50-50						0.25	50
56	TCRP-50-60						0.30	60
57	TCR5-50-20	5	Rass propre + 5 % limon (état naturel)				0.10	20
58	TCR5-50-30			0.15	30			
59	TCR5-50-40			0.20	40			
60	TCR5-50-50			0.25	50			
61	TCR5-50-60			0.30	60			
62	TCR10-50-20	10	Rass propre + 10 % limon	0.10	20			
63	TCR10-50-30			0.15	30			
64	TCR10-50-40			0.20	40			
65	TCR10-50-50			0.25	50			
66	TCR10-50-60			0.30	60			
67	TCRP-80-40	0	Rass propre + 0 % limon	0.80	0.20	40		
68	TCRP-80-60				0.30	60		
69	TCRP-80-70				0.35	70		
70	TCR5-80-40	5	Rass propre + 5 % limon (état naturel)		0.20	40		
71	TCR5-80-50				0.25	50		
72	TCR5-80-70				0.35	70		
73	TCR10-80-40	10	Rass propre + 10 % limon		0.20	40		
74	TCR10-80-50				0.25	50		
75	TCR10-80-70				0.35	70		

Tableau 13c : Programme des essais triaxiaux cycliques non drainés pour le sable de Zemmouri (suite).

N°	Nom de l'essai	FC (%)	Matériau	I_D (-)	σ'_c (kPa)	f (Hz)	CSR (-)	q_{cyc} (kPa)
76	TCZP-15-20	0	Zemmouri propre	0.15	100	0.05	0.10	20
77	TCZP-15-30						0.15	30
78	TCZP-15-40						0.20	40
79	TCZN-15-20	0.30	Zemmouri naturel				0.10	20
80	TCZN-15-30						0.15	30
81	TCZN-15-40						0.20	40
82	TCZP-50-20	0	Zemmouri propre	0.50			0.10	20
83	TCZP-50-30						0.15	30
84	TCZP-50-40						0.20	40
85	TCZP-50-50						0.25	50
86	TCZP-50-60	0.30	Zemmouri naturel				0.30	60
87	TCZN-50-20						0.10	20
88	TCZN-50-30						0.15	30
89	TCZN-50-40						0.20	40
90	TCZN-50-50						0.25	50
91	TCZN-50-50-1						0.25	50
92	TCZN-50-60	0.30	60					
93	TCZP-80-40	0	Zemmouri propre				0.80	0.20
94	TCZP-80-60			0.30	60			
95	TCZP-80-70			0.35	70			
96	TCZN-80-40	0.30	Zemmouri naturel	0.20	40			
97	TCZN-80-60			0.30	60			
98	TCZN-80-70			0.35	70			

CP : Chlef propre, CSR : rapport de contrainte cyclique, CX : Chlef propre + X % limon, f : fréquence, FC : teneur en fines, I_D : indice de densité, q_{cyc} : amplitude du déviateur cyclique ou amplitude de chargement, RP : Rass propre, RX : Rass propre + X % limon, ZP : Zemmouri propre, ZN : Zemmouri naturel, σ'_c : contrainte de consolidation initiale.

5.3 RESULTATS OBTENUS

Le cisaillement de l'éprouvette est effectué après avoir réalisé le contact entre le piston de chargement de l'appareil et la tête de l'échantillon. L'opération est exécutée à force contrôlée avec une fréquence de chargement f égale à 0.05 Hz et à drainage fermé.

Le mode de chargement est de type alterné symétrique et la forme du signal est sinusoïdale. Les mesures effectuées au cours de l'essai concernent la force déviatorique F qui permet de calculer le déviateur des contraintes q appliqué à l'éprouvette, la contrainte de confinement σ_c et la pression interstitielle u utilisées dans le calcul des contraintes effectives σ'_1 et σ'_3 , ainsi que le déplacement vertical ΔH donnant la déformation axiale ε_1 . Ces données récoltées au cours de l'essai sont interprétées deux à deux à partir de différents graphes permettant, dans le cas des plans (ε_1, N) et $(\Delta u, N)$, de déduire le nombre de cycles N_{liq} nécessaires pour déclencher la rupture du matériau. On utilise dans ce cas deux critères de rupture, le premier correspond à la déformation axiale cumulée crête à crête $\Delta\varepsilon_1$ égale à 5 %, et le deuxième est celui de la surpression interstitielle Δu égale à la contrainte de consolidation initiale σ'_c (Ishihara, 1993 ; cf. 2.5.4).

Les résultats sont donnés pour chaque sable conformément au tableau 13 tout en notant que les essais cycliques réalisés sur les éprouvettes des trois sables limoneux ont été effectués avec trois indices de densité ($I_D = 0.15, 0.50, 0.80$) sous une même contrainte de consolidation isotrope ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$) et une teneur en fines FC variant suivant le type de sable avec la condition que la matrice sableuse reste constante. Par ailleurs, pour chaque valeur de FC , on varie le rapport de contrainte cyclique CSR et on examine le comportement du matériau à la liquéfaction en déterminant le nombre de cycles N_{liq} à la rupture. Compte tenu du nombre important d'essais réalisés (environ une centaine) et dans le but d'alléger le texte, la totalité des résultats sera présentée à l'annexe B joint à la fin de la thèse. Nous exposons dans ce qui suit une synthèse des résultats obtenus pour chaque sable en présentant, pour une même teneur en fines et un indice de densité, seulement un essai en détail. Notre choix s'est porté en premier lieu sur les sables propres, puis on évalue leur comportement avec les sables naturels vis-à-vis de la liquéfaction. Par la suite, on montre l'influence de l'indice de densité et de l'amplitude de chargement sur le déclenchement de la liquéfaction. Enfin, en vue de mettre en évidence l'effet de la teneur en fines sur la susceptibilité du matériau à la liquéfaction, on interprète les résultats obtenus par analyse des courbes de résistance au cisaillement cyclique (RCC). Dans le même contexte, on montre aussi l'influence du nombre de cycles et de l'indice de densité sur la RCC .

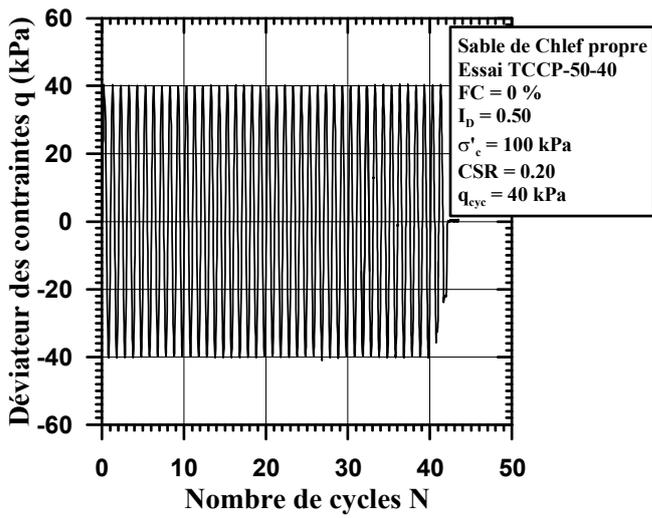
5.3.1 Essais typiques sur les trois sables

Les figures 139, 140 et 141 montrent un résultat typique d'un essai triaxial cyclique non drainé réalisé sur les trois sables propres ($FC = 0 \%$), avec les mêmes conditions initiales caractérisées par un indice de densité initial $I_D = 0.50$, une contrainte de consolidation isotrope $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ et un chargement cyclique alterné de rapport de contrainte cyclique $CSR = 0.20$. D'après les figures 139a, 140a et 141a, l'amplitude du déviateur cyclique $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$, déduite conjointement des valeurs du CSR et de σ'_c ($CSR = \tau_{cyc}/\sigma'_c = q_{cyc}/2\sigma'_c$), est maintenue constante tout au long de l'essai jusqu'au déclenchement de la liquéfaction. A ce moment, les déformations axiales, devenant trop grandes, dépassent les limites du dispositif. Ce dernier perd l'asservissement du signal et l'essai est cependant arrêté après

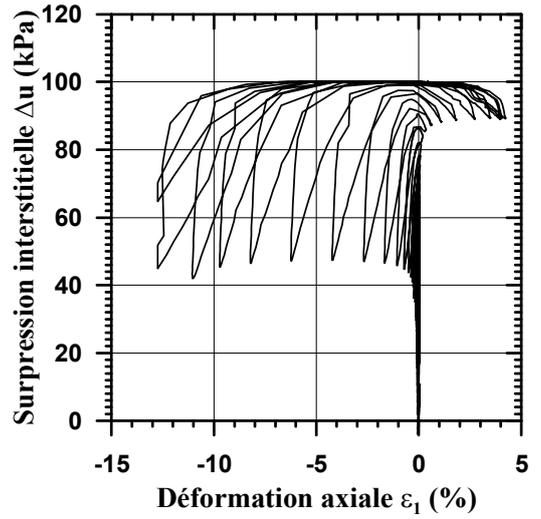
quelques cycles. Les figures 139*b*, 140*b* et 141*b* montrent que la surpression interstitielle augmente au cours des cycles, ce qui se traduit dans le plan (q, p') par une translation des cycles vers la gauche et la réduction de la rigidité du sol, suite à la diminution de la contrainte moyenne effective p' (figures 139*c*, 140*c*, 141*c*).

Les essais sont tous du type mobilité cyclique où la courbe d'évolution de la surpression interstitielle au cours de l'essai comporte deux régimes successifs bien distincts (figures 139*d*, 140*d*, 141*d*). Le premier se caractérise par une génération progressive de la surpression interstitielle dans un mécanisme à un pic par cycle, qui s'accompagne de très petites déformations qualitativement similaires à celles du sable lâche (figures 139*e*, 140*e*, 141*e*). Le second se définit par l'établissement rapide d'un mécanisme à deux pics de la courbe de génération de la surpression interstitielle, durant lequel cette dernière atteint momentanément deux fois par cycle la valeur de la contrainte de consolidation $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, et la déformation axiale prend rapidement de l'ampleur (figures 139*f*, 140*f*, 141*f*). On a alors apparition de la liquéfaction initiale ou transitoire, avec annulation temporaire du déviateur des contraintes, au cours duquel se développent de grandes déformations. On peut remarquer la non-symétrie des déformations développées avec des valeurs beaucoup plus importantes lors des phases d'extension.

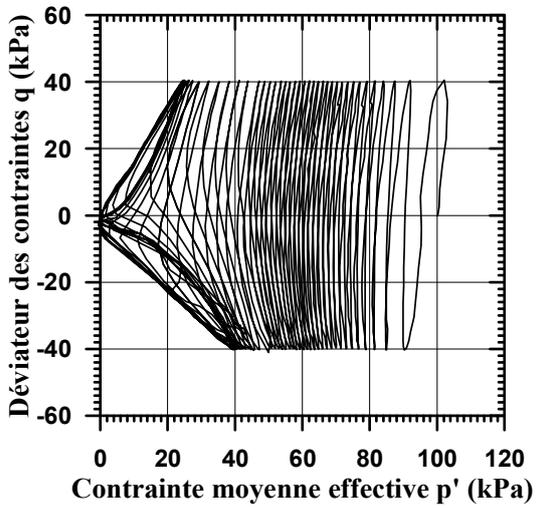
L'évolution du déviateur des contraintes q en fonction de la déformation axiale ε_1 montre des boucles d'hystérésis très serrées et concentrées au niveau d'une déformation axiale presque nulle, jusqu'à l'initiation du mécanisme de mobilité cyclique. Cette dernière s'amplifie avec l'accumulation de grandes déformations lors des passages au voisinage de l'état à déviateur nul, entraînant ainsi l'élargissement de ces boucles. La représentation de l'essai dans le plan des contraintes (q, p') montre que le chemin des contraintes effectives migre tout d'abord graduellement vers l'origine des axes, avec une réduction de la contrainte moyenne effective p' à chaque cycle de chargement, jusqu'au premier franchissement du seuil caractéristique lors d'une phase d'extension. A partir de là, et durant tous les cycles qui vont se suivre, le matériau devient fortement contractant lors des phases de décharge, aussi bien en compression qu'en extension, avec génération de surpressions interstitielles élevées faisant rapidement migrer le chemin des contraintes effectives vers l'origine. Lors des phases de recharge, le matériau passe à la phase de dilatance et regagne de la résistance, ce qui permet de maintenir ce mécanisme pendant un certain nombre de cycles. Ce mécanisme répété de charge-décharge et donc de la contractance-dilatance donne naissance à des boucles d'hystérésis, appelées boucles de dilatance, l'une de compression et l'autre d'extension. Celles-ci forment de part et d'autre de l'axe des abscisses un mécanisme dit en "ailes de papillon" qui se caractérise par le passage à deux reprises par cycle par un état de contrainte moyenne effective quasi-nulle, l'un en fin de décharge de compression et l'autre en fin de décharge d'extension. Durant le passage par ces états ponctuels, l'échantillon se déforme sans présenter de résistance et subit des déformations axiales très importantes (figure 142). L'examen des boucles de dilatance de compression et d'extension révèle que celles-ci



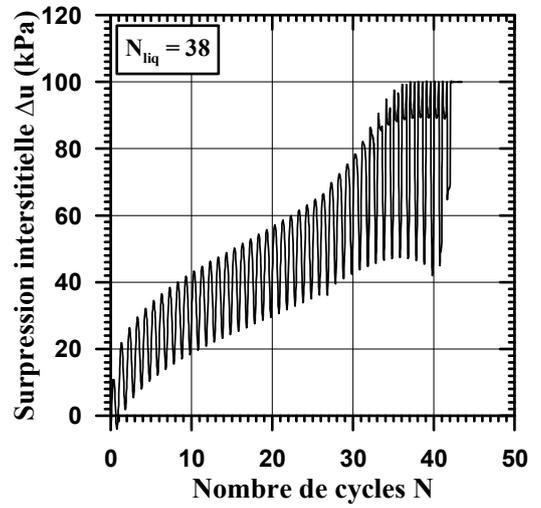
(a)



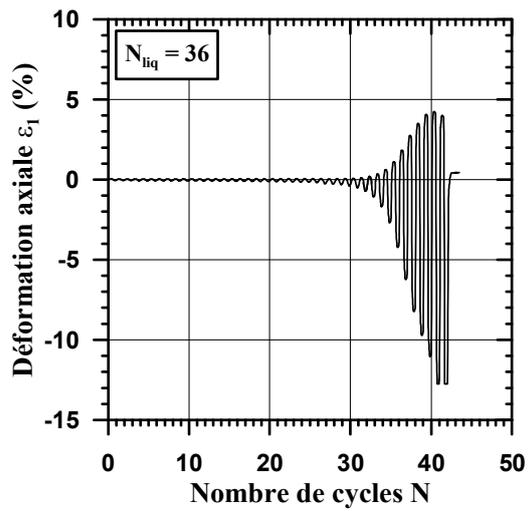
(b)



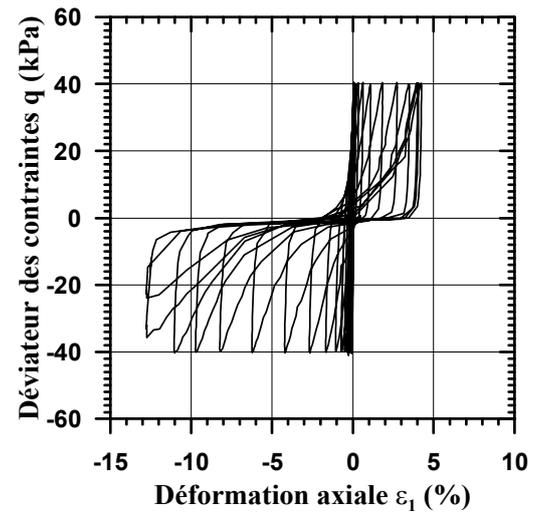
(c)



(d)

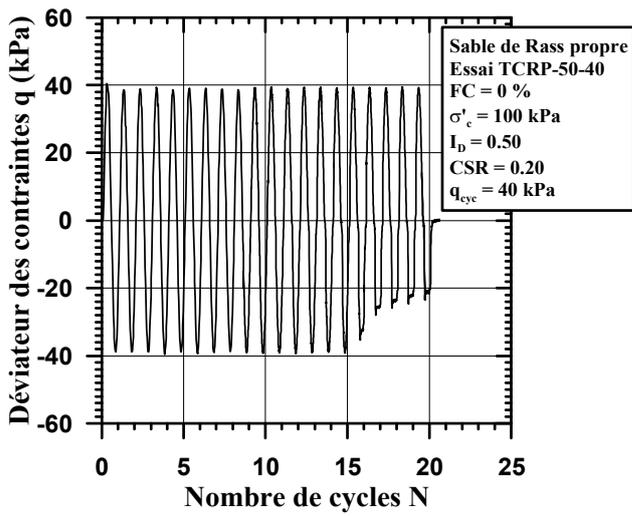


(e)

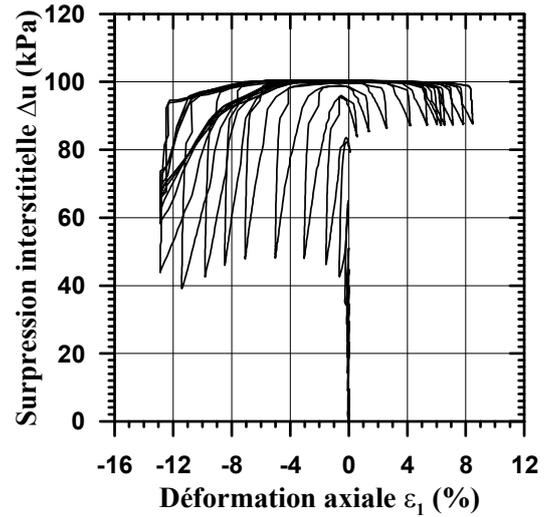


(f)

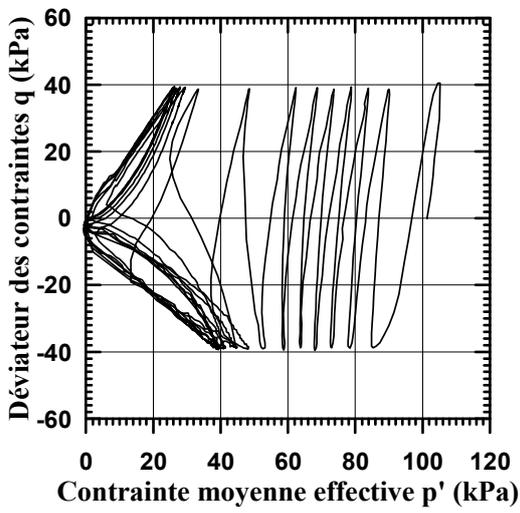
Figure 139 : Essai triaxial cyclique sur le sable de Chlef propre, essai TCCP-50-40 :
 (a) courbe (q, N), (b) courbe ($\Delta u, \varepsilon_1$), (c) courbe (q, p'), (d) courbe ($\Delta u, N$), (e) courbe (ε_1, N),
 (f) courbe (q, ε_1).



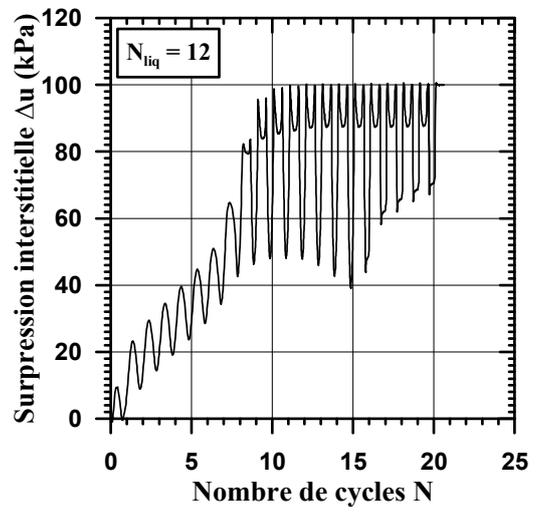
(a)



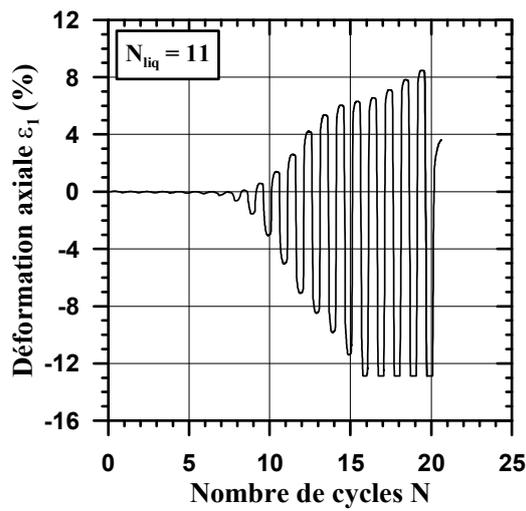
(b)



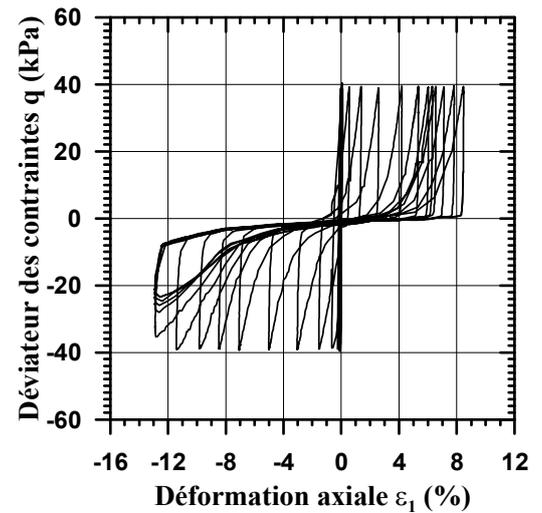
(c)



(d)

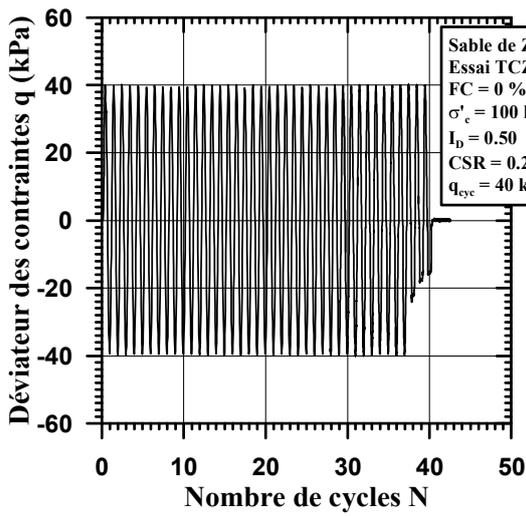


(e)

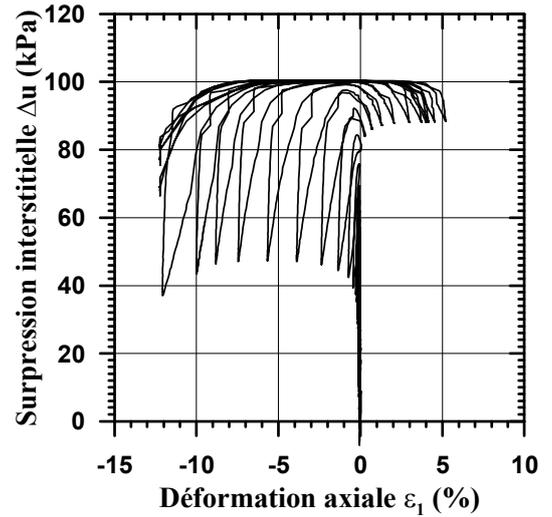


(f)

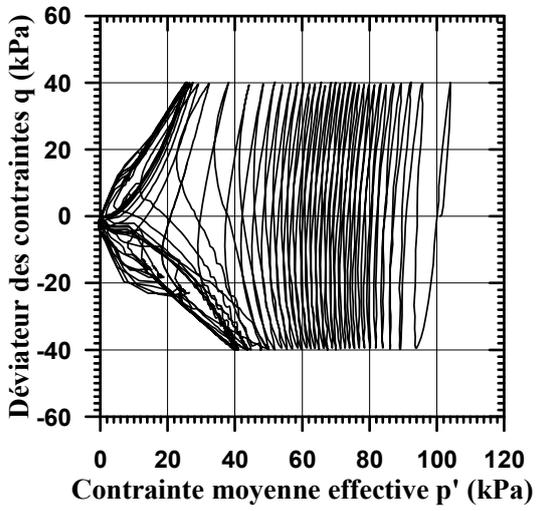
Figure 140 : Essai triaxial cyclique sur le sable de Rass propre, essai TCRP-50-40 :
 (a) courbe (q, N), (b) courbe ($\Delta u, \varepsilon_1$), (c) courbe (q, p'), (d) courbe ($\Delta u, N$), (e) courbe (ε_1, N),
 (f) courbe (q, ε_1).



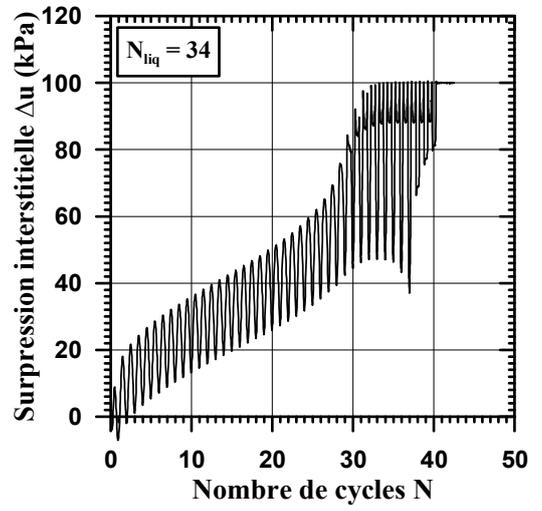
(a)



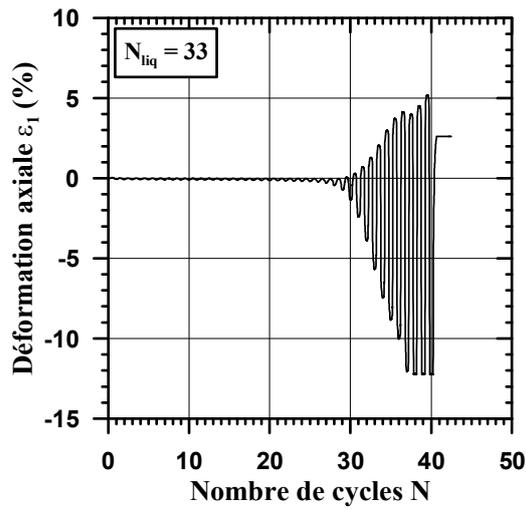
(b)



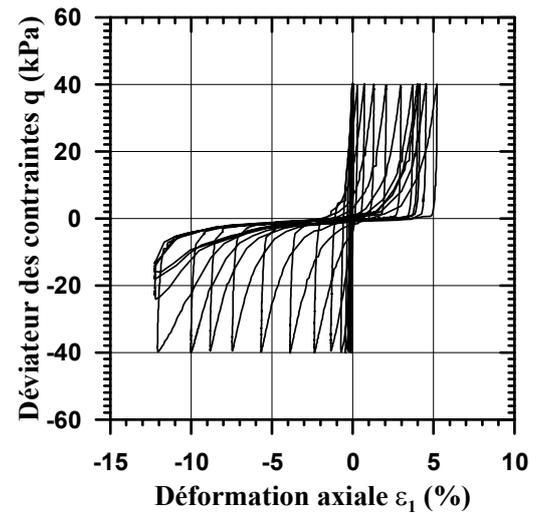
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 141 : Essai triaxial cyclique sur le sable de Zemmouri propre, essai TCZP-50-40 :
 (a) courbe (q, N), (b) courbe ($\Delta u, \varepsilon_1$), (c) courbe (q, p'), (d) courbe ($\Delta u, N$), (e) courbe (ε_1, N),
 (f) courbe (q, ε_1).

ne sont pas symétriques dans le plan (q, p') . On constate aussi que les boucles d'extension sont plus penchées vers l'horizontale signifiant ainsi que l'état caractéristique a été atteint tout d'abord durant cette phase, et que sa valeur est plus faible qu'en compression. Cet état traduit le seuil correspondant à la fin de l'enchevêtrement des grains et au début de leur désenchevêtrement. A ce seuil, est associé un angle de frottement caractéristique ϕ'_{car} qui caractérise la capacité d'enchevêtrement du matériau, ainsi qu'un niveau de contraintes correspondant à une vitesse de déformation volumique irréversible nulle.



Figure 142 : Vue d'une éprouvette de sable liquéfié :
Essai TCRP-50-40 : $FC = 0 \%$, $I_D = 0.50$, $q_{cyc} = 40 \text{ kPa}$, $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$.

Le critère de liquéfaction, correspondant à la déformation axiale crête à crête $\Delta\varepsilon_1 = 5 \%$, fournit un nombre de cycles à la liquéfaction N_{liq} très proche de celui obtenu par le critère de la surpression interstitielle $\Delta u = \sigma'_c$ (tableau 14). L'écart étant estimé à un ou deux cycles, on favorise dans ce cas, un des deux critères suivant que la rupture du matériau est causée soit par liquéfaction (critère de la surpression interstitielle), ou bien, par mobilité cyclique (critère de la déformation axiale), vu que la liquéfaction est influencée dans le premier cas par la génération de la surpression interstitielle au lieu de la déformation qui est une conséquence de la rupture et vice versa (cf. 2.5.4).

En analysant ces résultats, on remarque que le taux d'augmentation de la pression interstitielle des sables propres de Chlef et Zemmouri est relativement faible par rapport au sable propre de Rass, en raison de leurs nombres de cycles à la liquéfaction proches (36 et 33 cycles respectivement), alors qu'il faut seulement 11 cycles pour le sable de Rass. De plus, le déclenchement de la liquéfaction de ces deux sables propres est nettement inférieur à leur état naturel ($N_{liq} = 55$ et 63 cycles respectivement), contrairement au sable

propre de Rass qui est supérieur à son sable naturel (figure 143). Ce même comportement des sables de Chlef et Zemmouri peut être expliqué par leur composition chimique presque similaire (cf. 3.4).

Tableau 14 : Nombres de cycles à la liquéfaction N_{liq} pour les sables propres et naturels.

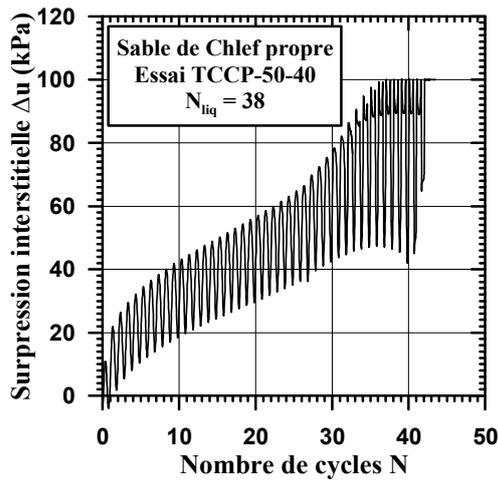
Matériau	FC (%)	I_D (-)	CSR (-)	q_{cyc} (kPa)	N_{liq} (cycle)	
					$\Delta\varepsilon_1 = 5\%$	$\Delta u = \sigma'_c$
Chlef propre (TCCP-50-40)	0	0.50	0.20	40	36	38
Chlef naturel (TCC10-50-40)	10				55	56
Rass Propre (TCRP-50-40)	0				11	12
Rass naturel (TCR5-50-40)	5				6	7
Zemmouri propre (TCZP-50-40)	0				33	34
Zemmouri naturel (TCZN-50-40)	0.3				63	64

5.3.2 Influence de différents paramètres sur la liquéfaction cyclique

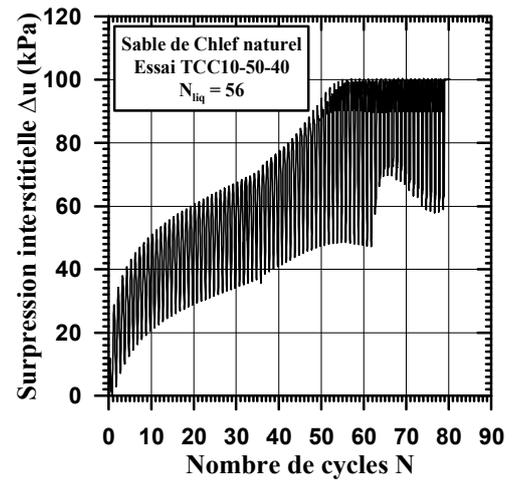
L'étude du comportement mécanique des trois sables limoneux sous chargement cyclique a été réalisée en mettant l'accent sur l'influence des paramètres qui nous paraissent les plus importants vis-à-vis du déclenchement de ce phénomène. En plus de la teneur en fines FC , ces paramètres consistent en la variation de l'indice de densité I_D suivant trois valeurs représentant les trois états de densité lâche, moyennement dense et dense, ainsi que le rapport de contrainte cyclique CSR (ou taux de cisaillement cyclique TCC) suivant l'état initial du matériau. Or, du moment que la contrainte de consolidation est gardée constante pour tous les essais ($\sigma'_c = 100$ kPa), le rapport CSR implique la variation de l'amplitude du déviateur cyclique q_{cyc} . Ainsi, il serait judicieux de mettre en évidence l'influence de l'indice de densité et de l'amplitude de chargement sur le comportement cyclique des matériaux étudiés. La teneur en fines sera traitée dans l'évaluation des courbes de résistance au cisaillement cyclique en réitérant l'influence des paramètres précédents et en tenant compte d'autres facteurs.

5.3.2.1 Influence de l'indice de densité

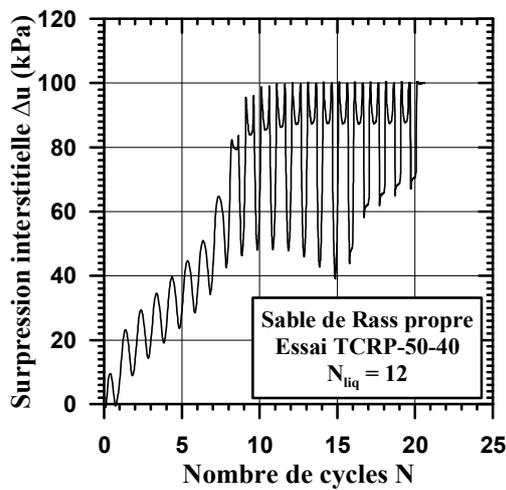
En faisant varier l'indice de densité initial ($I_D = 0.15, 0.50, 0.80$) et en maintenant les autres paramètres fixes, les résultats d'essais triaxiaux cycliques non drainés sur les éprouvettes des trois sables propres ($FC = 0\%$), consolidées avec la contrainte isotrope $\sigma'_c = 100$ kPa et cisailées par un déviateur cyclique alterné d'amplitude $q_{cyc} = 40$ kPa, issue d'un rapport de contrainte cyclique $CSR = 0.20$, montrent que le nombre de cycles nécessaire pour induire la liquéfaction des trois sables est influencé par la variation de l'indice de densité (figures 144, 145 et 146). En effet, on constate qu'il a fallu des cycles allant de 221 à 521 pour les échantillons denses pour aboutir à la liquéfaction, alors que les échantillons lâches n'ont nécessité que de 1 à 2 cycles pour s'effondrer. De plus, on note pour les échantillons moyennement denses à denses, un resserrement intense des cycles témoignant d'un taux de



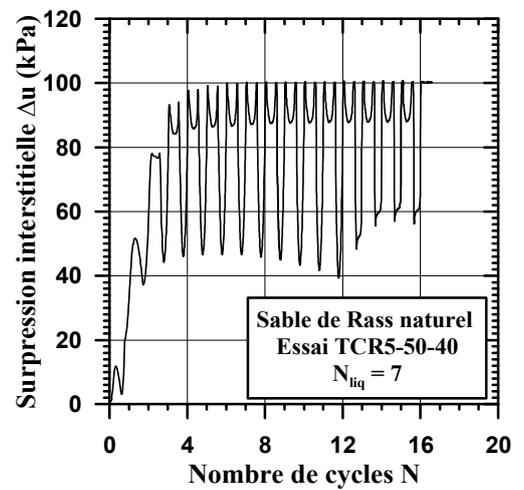
(a)



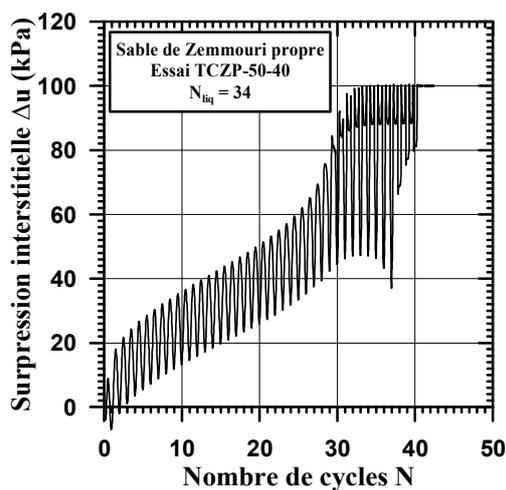
(b)



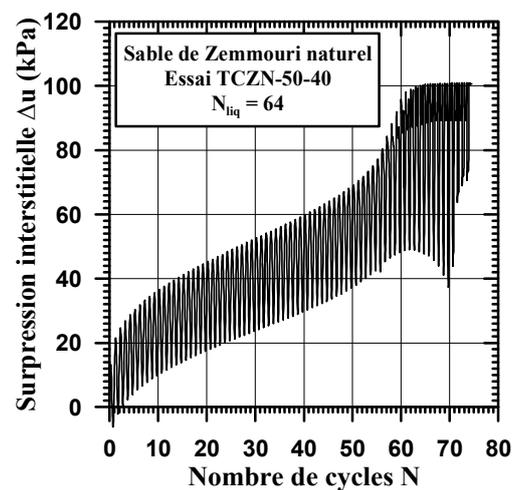
(c)



(d)



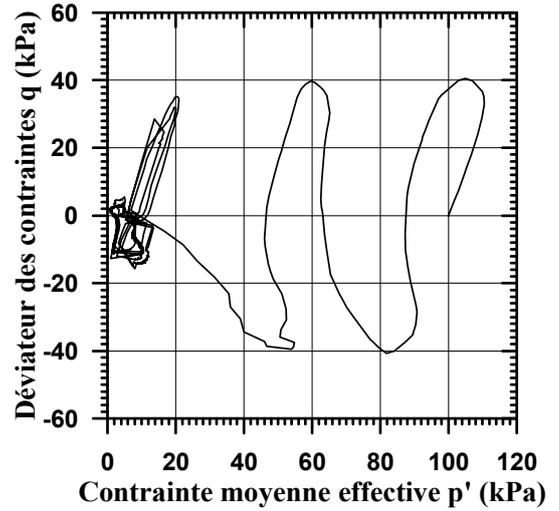
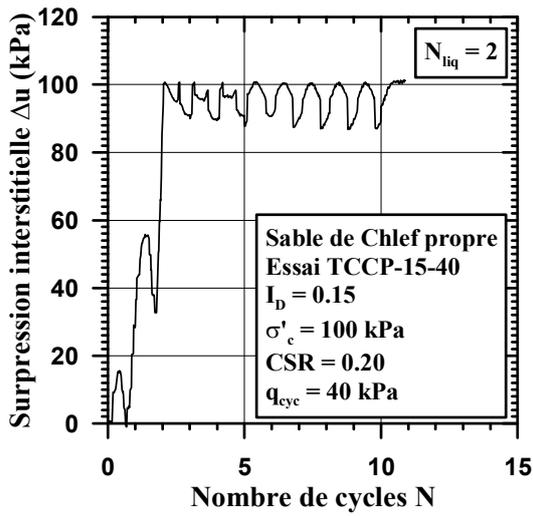
(e)



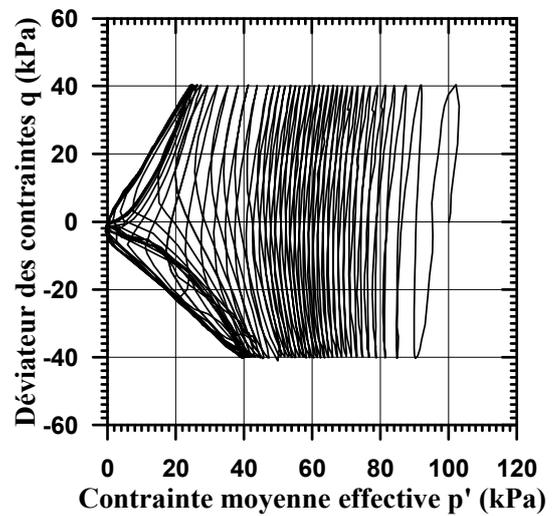
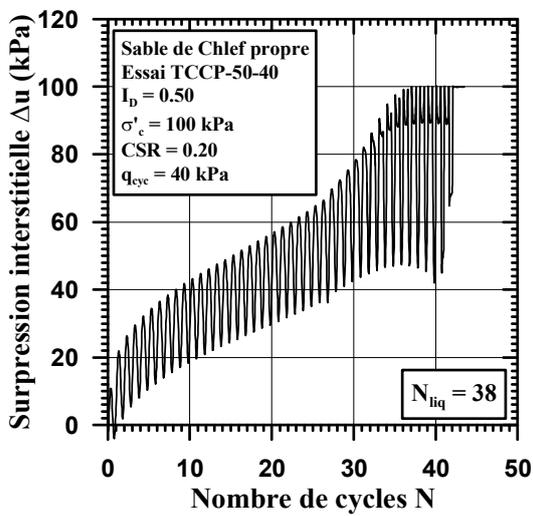
(f)

Figure 143 : Réponses cycliques non-drainées des sables propres et naturels pour les conditions initiales $\sigma'_c = 100$ kPa, $I_D = 0.50$, $CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40$ kPa :

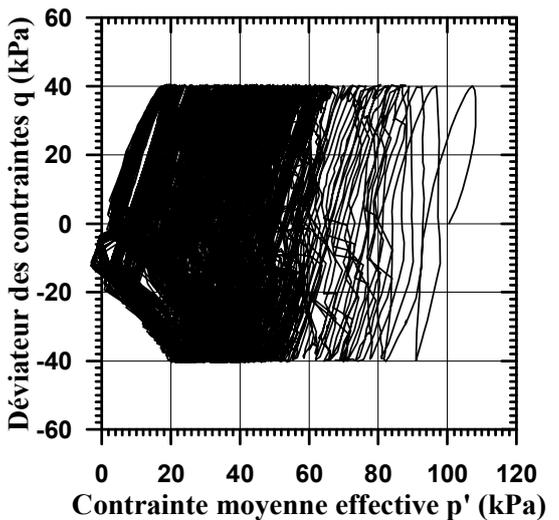
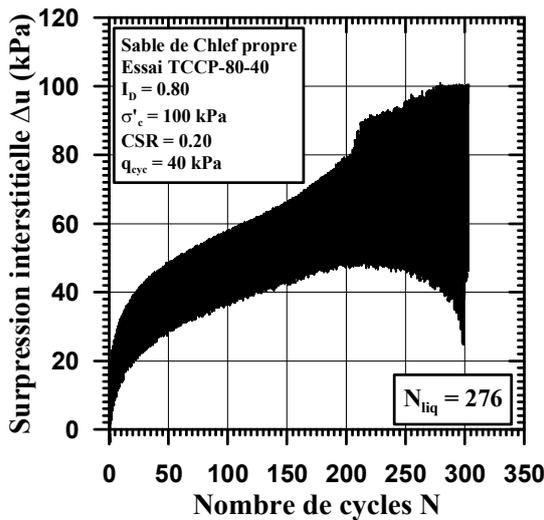
- (a) Chlef propre, essai TCCP-50-40, (b) Chlef naturel, essai TCC10-50-40, (c) Rass propre, essai TCRP-50-40, (d) Rass naturel, essai TCR5-50-40, (e) Zemmouri propre, essai TCZP-50-40, (f) Zemmouri naturel, essai TCZN-50-40.



(a)



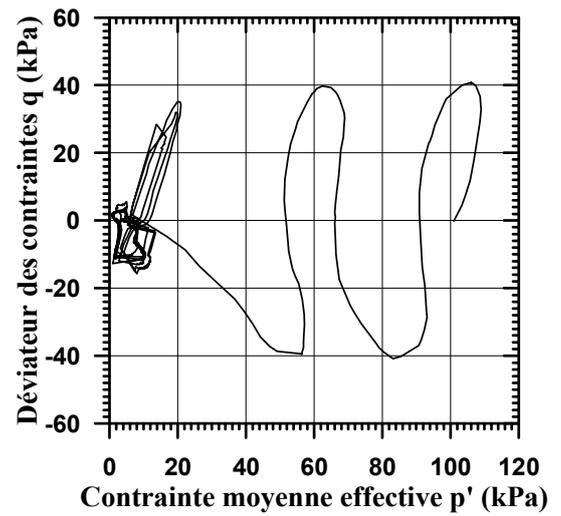
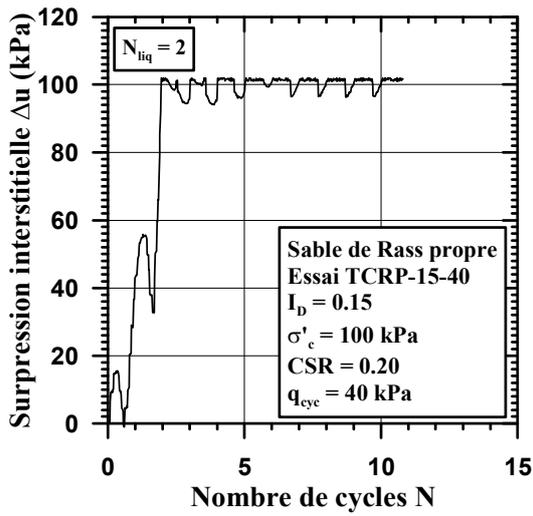
(b)



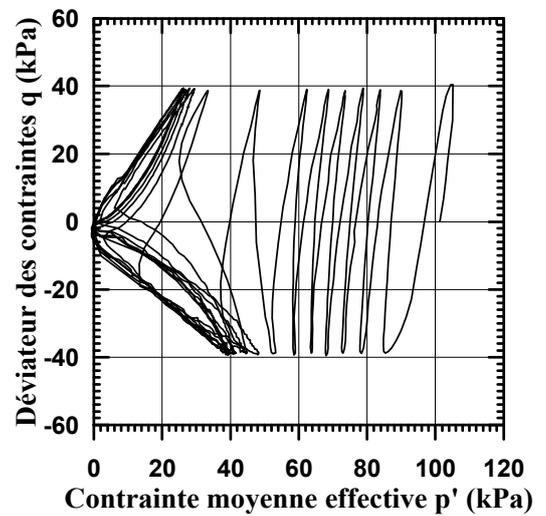
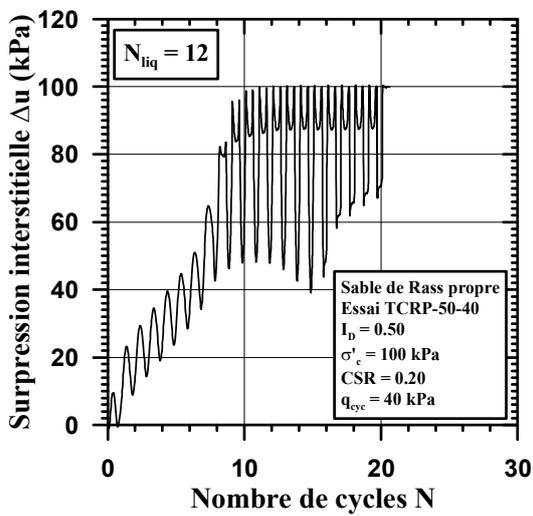
(c)

Figure 144 : Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100$ kPa, $CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40$ kPa :

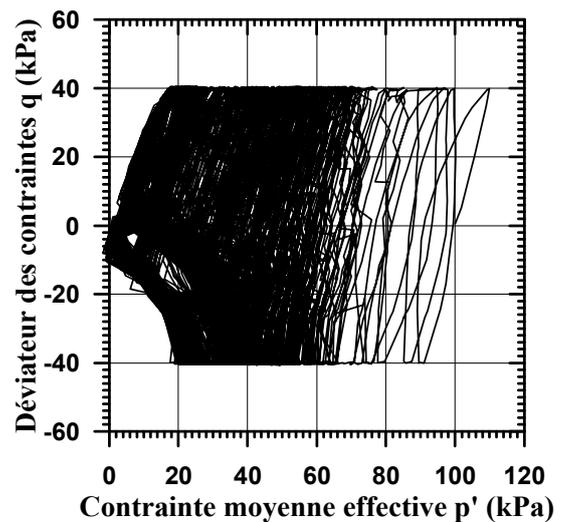
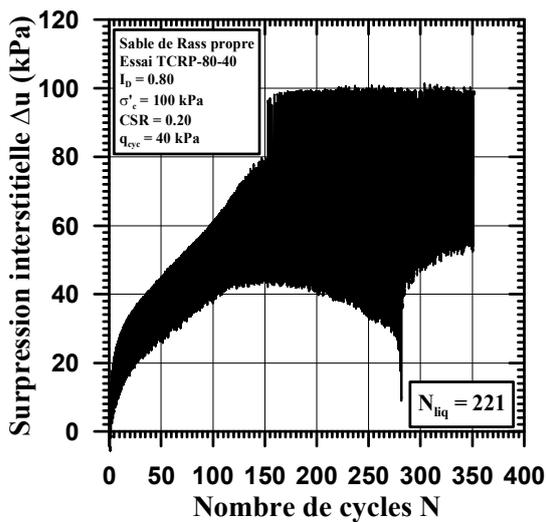
(a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.



(a)



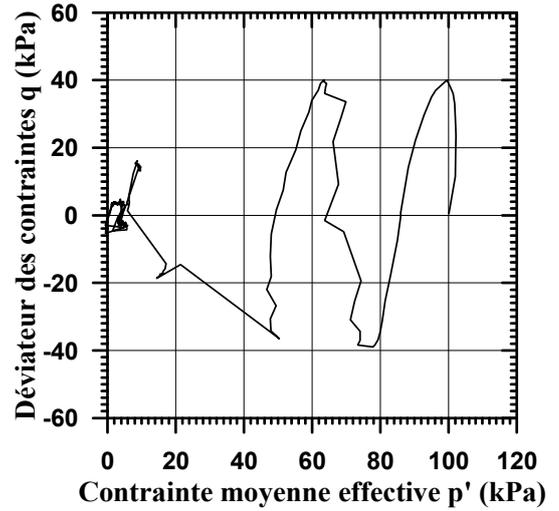
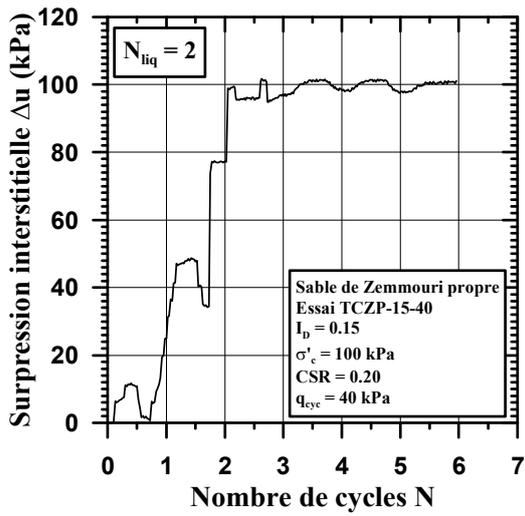
(b)



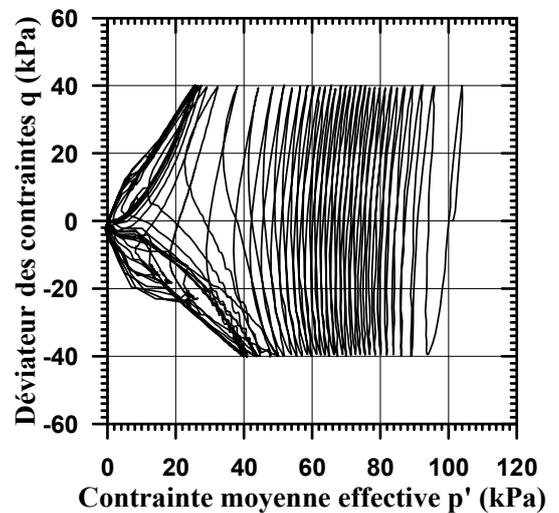
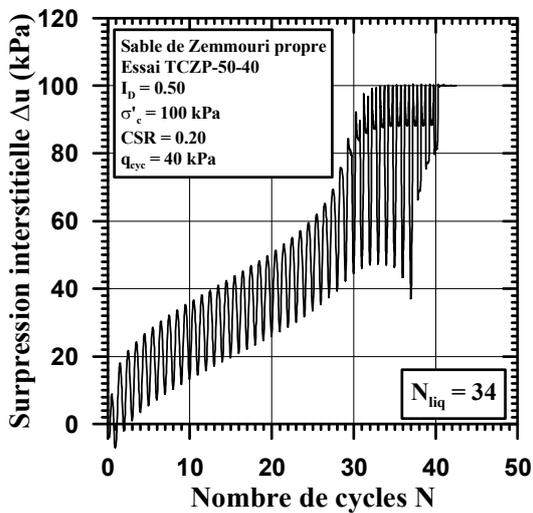
(c)

Figure 145 : Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Rass propre avec $\sigma'_c = 100$ kPa, $CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40$ kPa :

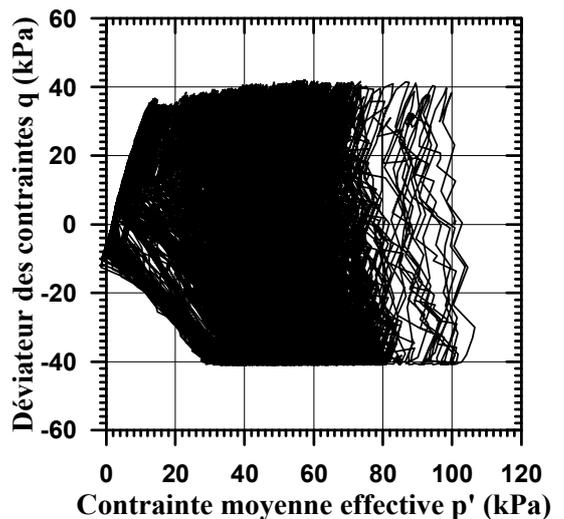
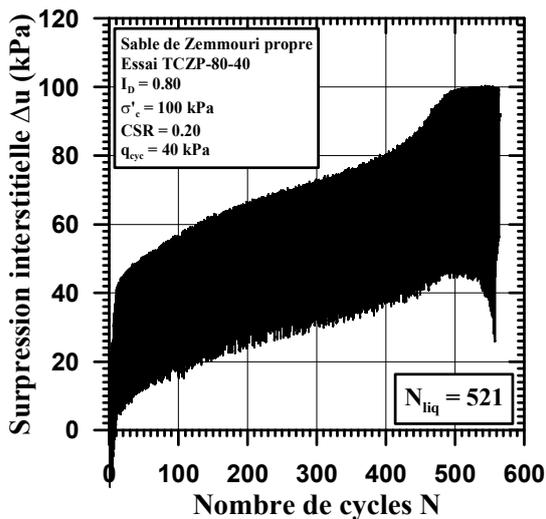
(a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.



(a)



(b)



(c)

Figure 146 : Influence de l'indice de densité sur le comportement cyclique du sable de Zemmouri propre avec $\sigma'_c = 100$ kPa, $CSR = 0.20$ et $q_{cyc} = 40$ kPa :

(a) $I_D = 0.15$, (b) $I_D = 0.50$, (c) $I_D = 0.80$.

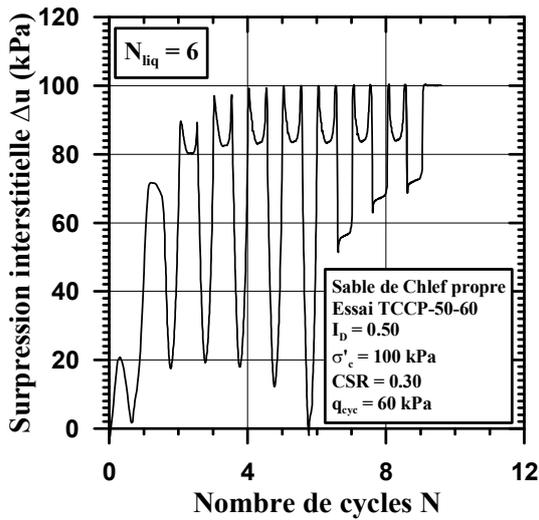
génération des surpressions interstitielles moins important pour les densités élevées. Ainsi, plus l'indice de densité de l'échantillon est élevé, plus le nombre de cycles pour conduire à la rupture est important. En d'autres termes, la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de l'indice de densité.

Par ailleurs, contrairement aux travaux antérieurs, où les échantillons lâches ont tendance à manifester un comportement de liquéfaction et les échantillons moyennement denses à denses un comportement de mobilité cyclique, les résultats trouvés montrent que tous les échantillons testés des trois sables expriment un comportement du type mobilité cyclique, sauf l'état lâche du sable de Zemmouri qui présente une phase de transition entre la mobilité cyclique et la liquéfaction vraie. A noter que toutes les éprouvettes lâches ont été préparées par la technique du damage humide qui favorise des structures lâches contractantes, suite à la cohésion capillaire entre les grains (Castro, 1969 ; Castro *et al.*, 1982 ; Been et Jefferies, 1985 ; Sladen *et al.*, 1985a ; Kramer et Seed, 1988 ; Canou, 1989 ; Konrad, 1990a ; Been *et al.*, 1991 ; Konrad *et al.*, 1991 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Vaid *et al.*, 1999 ; Benahmed, 2001). Par conséquent, suivant la valeur de l'amplitude de chargement, l'indice de densité gouverne la nature de la réponse du comportement sous chargement cyclique vis-à-vis du déclenchement de la liquéfaction en termes de génération des surpressions interstitielles et des déformations axiales. Cette remarque sera explicitée clairement après l'analyse des courbes de cisaillement cyclique en paramétrant l'indice de densité et le nombre de cycle nécessaire à la liquéfaction par le rapport de contrainte cyclique *CSR*.

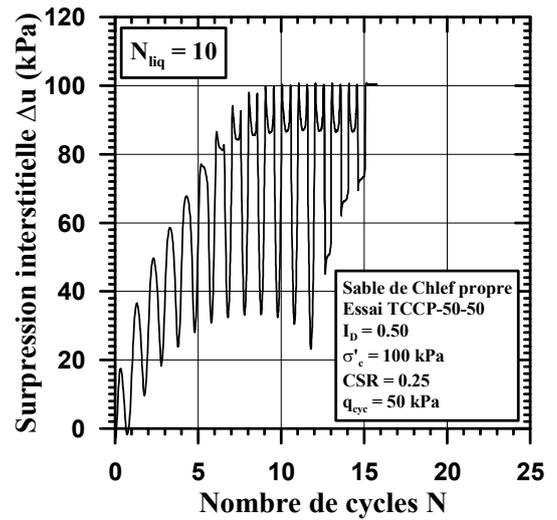
5.3.2.2 Influence de l'amplitude de chargement

Pour mettre en évidence l'influence de l'amplitude de chargement q_{cyc} , ou bien le rapport de contrainte cyclique *CSR*, sur la résistance au cisaillement cyclique non drainée des trois sables, la réponse mécanique de leurs échantillons, sous différents niveaux de cisaillement cyclique *CSR*, pour lesquels on examine les sables propres ($FC = 0\%$), préparés avec un indice de densité initial $I_D = 0.50$ et consolidés à la même contrainte isotrope $\sigma'_c = 100\text{ kPa}$, montre clairement le rôle capital de ce paramètre sur le risque de rupture par accumulation de grandes déformations dans le cas de la mobilité cyclique. En revanche, si le niveau de cisaillement est moins important, ces sols présenteront un comportement de stabilisation de type accommodation et cela même après un très grand nombre de cycles.

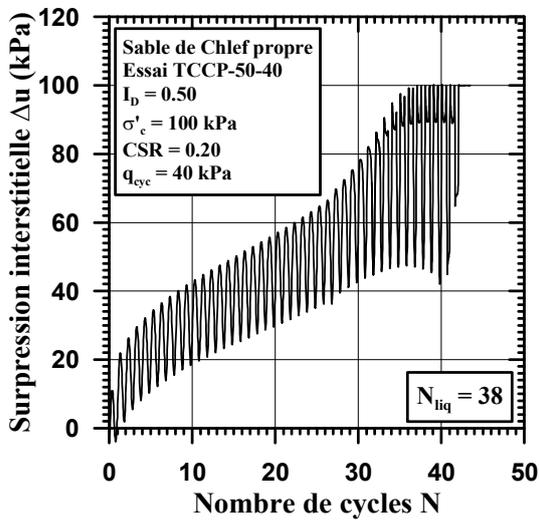
Ces constatations présentées explicitement sur les figures 147, 148 et 149 concernent seulement le sable de Chlef propre cisailé avec des déviateurs cycliques d'amplitude q_{cyc} de 30, 40, 50 et 60 *kPa* correspondant à des rapports de contrainte cyclique *CSR* de 0.15, 0.20, 0.25 et 0.30 respectivement. Les résultats de ces essais sont regroupés en termes de surpressions interstitielles, de déformations axiales et de chemins des contraintes, afin de mieux montrer l'effet de ce paramètre sur le comportement mécanique du matériau. Par contre,



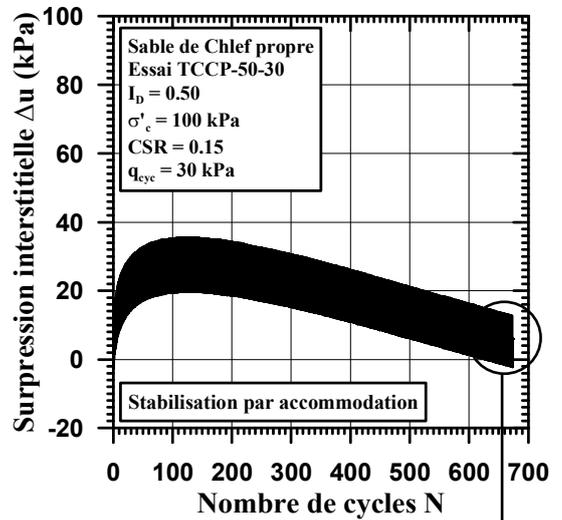
(a)



(b)



(c)



(d)

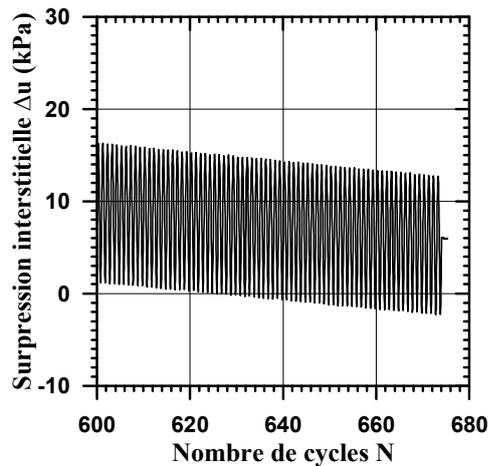
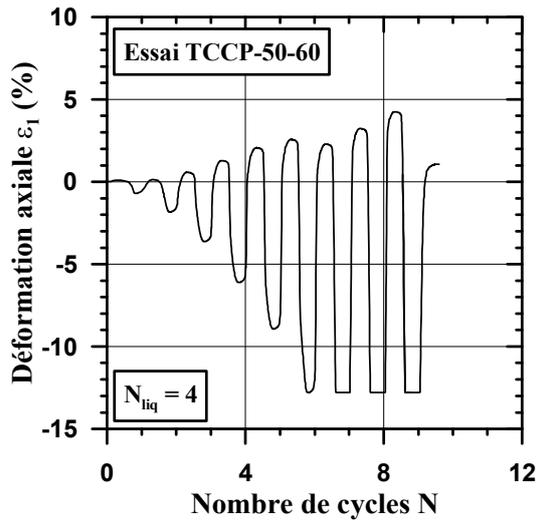
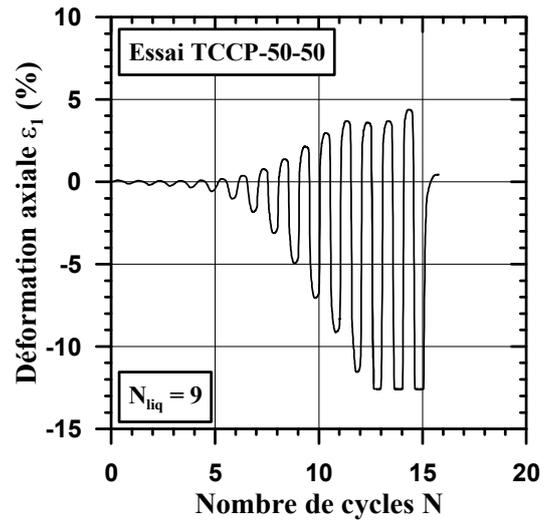


Figure 147 : Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur la surpression interstitielle du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100$ kPa, et $I_D = 0.50$:

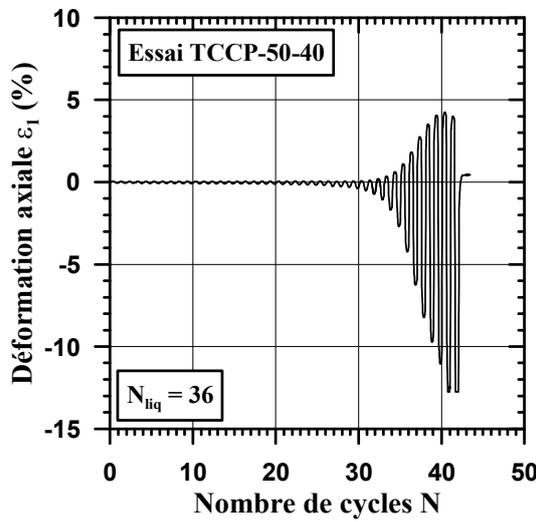
(a) essai TCCP-50-60, (b) essai TCCP-50-50, (c) essai TCCP-50-40, (d) essai TCCP-50-30.



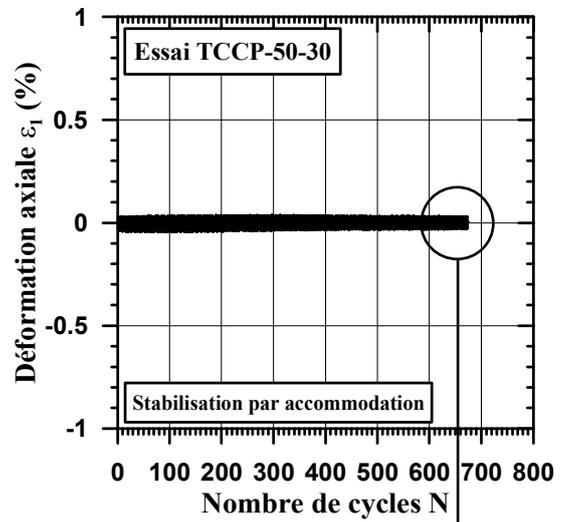
(a)



(b)



(c)



(d)

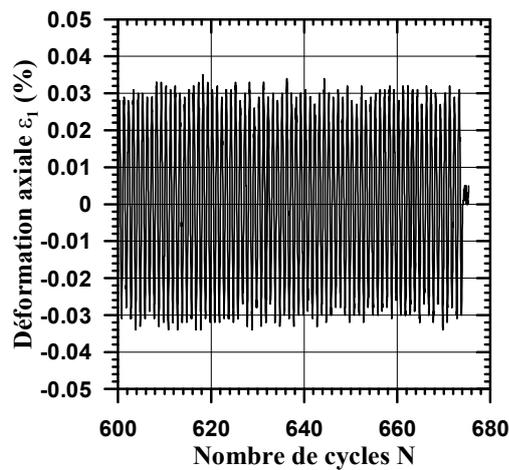
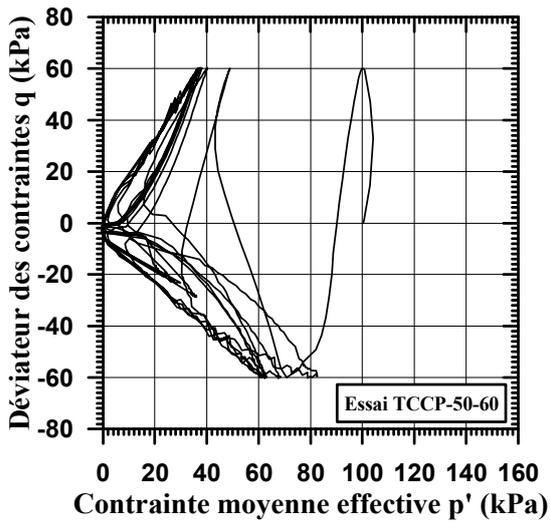
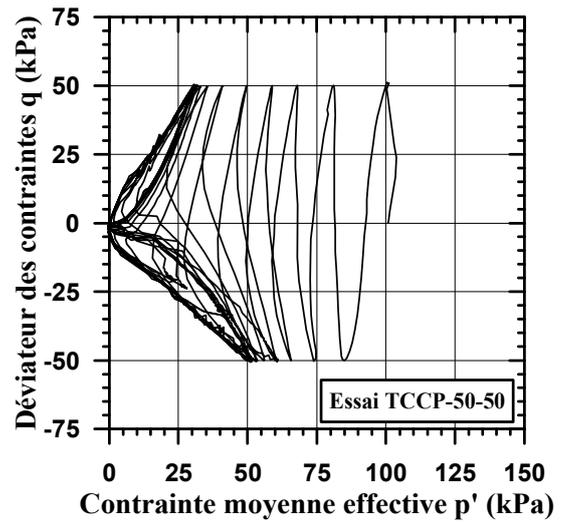


Figure 148 : Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur la déformation axiale du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100$ kPa, et $I_D = 0.50$:

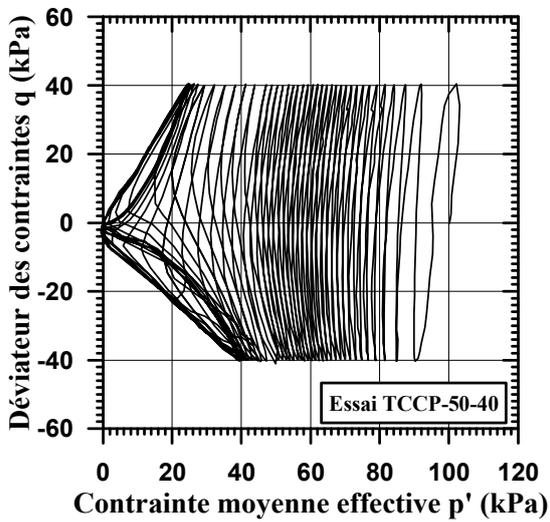
(a) essai TCCP-50-60, (b) essai TCCP-50-50, (c) essai TCCP-50-40, (d) essai TCCP-50-30.



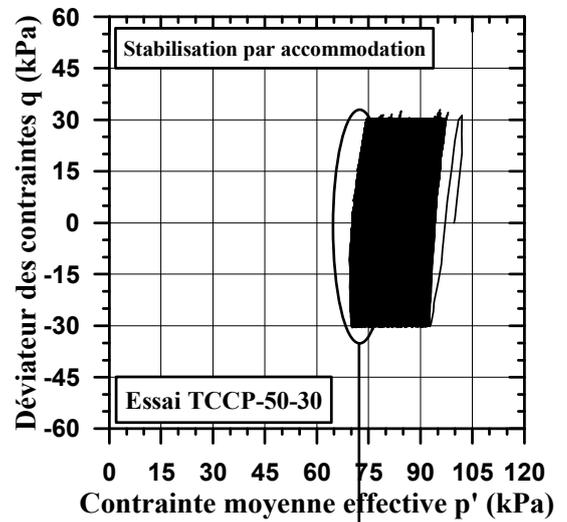
(a)



(b)



(c)



(d)

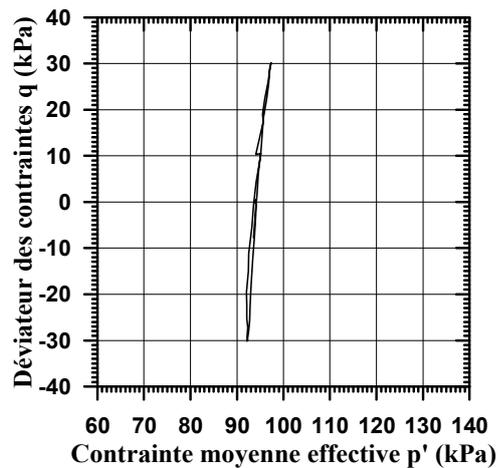


Figure 149 : Influence de l'amplitude de chargement cyclique sur le chemin des contraintes du sable de Chlef propre avec $\sigma'_c = 100$ kPa, et $I_D = 0.50$:

(a) essai TCCP-50-60, (b) essai TCCP-50-50, (c) essai TCCP-50-40, (d) essai TCCP-50-30.

les résultats d'essais des deux autres sables (Rass et Zemmouri) sont résumés dans le tableau 15, dans le but d'alléger le texte et de ne pas reproduire les mêmes remarques. Les détails de leurs essais peuvent être consultés dans l'annexe B des résultats d'essais triaxiaux cycliques.

Tableau 15 : Influence du niveau de cisaillement cyclique sur la réponse mécanique des sables propres moyennement denses de Rass et de Zemmouri ($FC = 0\%$ et $I_D = 0.50$).

Matériau	Essai	CSR (-)	q_{cyc} (kPa)	N_{liq} (cycle)	
				$\Delta\varepsilon_1 = 5\%$	$\Delta u = \sigma'_c$
Rass Propre	TCRP-50-60	0.30	60	3	5
	TCRP-50-50	0.25	50	4	6
	TCRP-50-40	0.20	40	11	12
	TCRP-50-30	0.15	30	85	86
	TCRP-50-20	0.10	20	Stabilisation par accommodation	
Zemmouri propre	TCZP-50-60	0.30	60	3	5
	TCZP-50-50	0.25	50	7	9
	TCZP-50-40	0.20	40	33	34
	TCZP-50-30	0.15	30	441	443
	TCZP-50-20	0.10	20	Stabilisation par accommodation	

En analysant les résultats trouvés, on remarque que l'évolution des surpressions interstitielles en fonction du nombre de cycles montre que, pour les différentes amplitudes de chargement, le taux de génération des surpressions interstitielles croît avec l'augmentation du CSR, rendant ainsi les cycles plus ou moins larges et la liquéfaction est atteinte rapidement en très peu de cycles (figure 147). D'après le critère de la déformation axiale, il a fallu 36, 85 et 441 cycles aux essais TCCP-50-40, TCRP-50-30 et TCZP-50-30 respectivement, ayant l'amplitude de chargement q_{cyc} égale à 40 et 30 kPa pour initier le phénomène de mobilité cyclique, alors que pour les essais TCCP-50-60, TCRP-50-60 et TCZP-50-60, qui ont pour amplitude de chargement 60 kPa, celle-ci est apparue au 3^e et 4^e cycle seulement selon l'essai.

L'apparition et le développement du mécanisme à double pic correspond au franchissement de l'état caractéristique et l'apparition de boucles de dilatance, sous forme d'ailes de papillon, peuvent avoir lieu beaucoup plus tôt que le taux de cisaillement est important. Au contraire, lorsque le niveau de cisaillement cyclique est très faible (essais TCCP-50-30, TCRP-50-20, TCZP-50-20), le sol manifeste un phénomène d'accommodation, avec stabilisation de la surpression interstitielle à une valeur trop faible pour initier l'instabilité. En effet, après une augmentation progressive de la surpression interstitielle au cours des premiers cycles, on assiste à une diminution de son taux de génération pour devenir de moins en moins significatif. Dans ce cas, les surpressions interstitielles ne montrent pas de variations importantes, et pour arriver à la rupture du matériau, il pourrait être nécessaire de laisser poursuivre l'essai jusqu'à un très grand nombre

de cycles suffisants pour conduire l'échantillon à la liquéfaction, ou bien d'augmenter carrément l'amplitude de chargement q_{cyc} (Benahmed, 2001).

Concernant les graphes de la figure 148, l'amplitude de chargement a aussi le même effet sur la déformation axiale, par le fait que l'apparition soudaine des grandes déformations est fortement influencée par les fortes amplitudes. Cependant, ces dernières qui débutent faiblement se déclenchent à un cycle critique N_{liq} différent selon la valeur de l'amplitude du déviateur cyclique. Une particularité des résultats concerne surtout la dissymétrie des amplitudes de déformations entre l'extension et la compression de l'éprouvette. Pour le cas de la stabilisation par accommodation, la déformation axiale présente une évolution très faible et quasi-nulle.

L'allure des chemins de contraintes effectives de la figure 149 est très similaire pour les différents essais, avec des cycles d'autant plus nombreux et resserrés que 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, on constate une translation des cycles vers l'origine des axes en atteignant l'instabilité de liquéfaction sur une phase d'extension. En effet, lorsque l'amplitude de chargement appliqué est faible, les cycles sont très serrés et très nombreux avant d'arriver à l'origine, alors que lorsque l'amplitude est importante, ceux-ci sont amples et atteignent rapidement l'origine, suite à une réduction rapide de la contrainte moyenne effective p' . Cette remarque ne s'applique pas à la stabilisation du comportement du matériau par accommodation, sauf si on le conduit à la rupture par l'une des deux méthodes citées auparavant. Dans ce cas, le chemin des contraintes effectives n'évolue que lentement en montrant une légère diminution de p' et une courte migration vers l'origine des contraintes pour ensuite se stabiliser sur une boucle à une valeur de p' selon les cas.

5.4 EVALUATION DES COURBES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT CYCLIQUE (RCC)

L'interprétation des résultats d'essais triaxiaux cycliques réalisés sur les trois sables peut être aussi faite par une analyse utilisant les courbes de résistance au cisaillement cyclique *RCC* (cf. 2.5.4). Ces courbes correspondent à une représentation du rapport de contrainte cyclique *CSR*, appelé aussi taux de cisaillement cyclique *TCC* (équation (49)), en fonction du nombre de cycles N_{liq} nécessaire pour aboutir à la rupture du matériau par liquéfaction. Elles sont obtenues en faisant varier le *CSR*, ou bien l'amplitude de chargement q_{cyc} , jusqu'à ce que le matériau entre dans un état de stabilisation par accommodation. Ainsi, on détermine pour chaque valeur du *CSR*, un nombre de cycles N_{liq} jusqu'à la stabilisation. En effet, ce type de représentation permet d'évaluer la susceptibilité plus ou moins grande d'un sable limoneux à se liquéfier, autrement dit, à générer des surpressions interstitielles sous sollicitation cyclique, ou bien de développer de grandes déformations du type mobilité cyclique.

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} \quad \text{avec} \quad \tau_{cyc} = \frac{q_{cyc}}{2} \quad (49)$$

où :

τ_{cyc} : résistance au cisaillement cyclique,

σ'_c : contrainte de consolidation isotrope,

q_{cyc} : amplitude du déviateur cyclique.

Ces courbes, réalisées dans le plan ($\log N_{liq}$, CSR), sont généralement établies pour une valeur donnée de la contrainte de consolidation σ'_c , et sont paramétrées par l'indice de densité I_D (ou la densité relative D_r). Le choix de l'intervalle du CSR dépend donc de ces deux paramètres et du type de sol. Avec les données initiales de cette investigation ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ et $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$), la plage de variation du CSR , pouvant générer la rupture du matériau par liquéfaction jusqu'à sa stabilisation par accommodation, s'étale, selon les caractéristiques de chaque essai, de 0.10 à 0.35 avec un pas de 0.05. Ce qui permet de déduire, d'après l'équation (49), l'amplitude du déviateur cyclique q_{cyc} retenue pour les trois sables dans la fourchette de 20 à 70 kPa .

5.4.1 Ajustement numérique des courbes de RCC

Les résultats des essais cycliques programmés dans cette campagne expérimentale montrent que le nombre de cycles N_{liq} augmente de façon exponentielle avec la diminution du rapport de contrainte cyclique CSR . Cela implique que pour chaque indice de densité I_D et pour chaque teneur en fines FC , il existerait un seuil au-dessous duquel l'instabilité ne serait pas atteinte. Par conséquent, l'ajustement numérique des essais effectués sur les trois matériaux est choisi de telle façon à obtenir d'une part une asymptote horizontale pour les valeurs faibles de résistance au cisaillement cyclique, et d'autre part, à représenter l'état d'accommodation à la fin de la courbe.

Avec des échantillons fabriqués avec un indice de densité $I_D = 0.50$ et consolidés isotropiquement sous une contrainte de $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$, une première tentative faite pour les trois sables avec une fonction exponentielle, selon l'équation (50) du modèle de pression de vapeur "*Vapor Pressure Model*", a donné des résultats acceptables (Benghalia *et al.*, 2015). Les coefficients a , b , c de cette équation sont donnés par le tableau 16, où R^2 est le coefficient de corrélation, mesurant la qualité d'ajustement de la fonction utilisée par rapport aux données expérimentales. Ce coefficient, compris entre 0 et 1, signifie que plus R^2 avoisine l'unité, plus la fonction choisie, définissant le modèle mathématique, s'approche le plus près possible pour décrire la distribution des points expérimentaux, et vice versa. Autrement dit, quand tous les points sont exactement alignés sur la courbe de régression, R^2 vaut 1.

$$CSR = \exp \left(a + \frac{b}{N_{liq}} + c \times \ln N_{liq} \right) \quad (50)$$

Tableau 16 : Coefficients de l'équation (50) pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa.

Sable	Matériau	a	b	c	R²
<i>Chlef</i>	Chlef propre + FC = 0 %	-1.60	2.60	-0.02	0.99
	Chlef propre + FC = 5 %	-1.71	2.79	-0.02	0.99
	Chlef propre + FC = 10 %	-1.64	3.20	-0.01	0.97
	Chlef propre + FC = 15 %	-1.53	3.24	-0.01	0.99
<i>Rass</i>	Rass propre + FC = 0 %	-1.90	3.41	-0.01	0.99
	Rass propre + FC = 5 %	-2.00	3.17	-0.01	0.99
	Rass propre + FC = 10 %	-1.93	3.75	-0.01	0.99
<i>Zemmouri</i>	Zemmouri propre	-1.64	2.47	-0.03	0.99
	Zemmouri naturel	-1.68	3.09	-0.01	0.98

Les premières constatations faites sur les valeurs du tableau 16 montrent que, pour chaque type de sable, les coefficients a , b , c varient différemment avec la teneur en fines FC . En effet, le coefficient a du sable de Chlef possède une valeur moyenne de $a_{c_moy} = -1.62$ qui est à peu près comparable à celle du sable de Zemmouri ($a_{z_moy} = -1.66$), mais supérieure à celle du sable de Rass ($a_{r_moy} = -1.94$). De même, la valeur moyenne du coefficient b pour le sable de Chlef ($b_{c_moy} = 2.96$) est également proche de celle du sable de Zemmouri ($b_{z_moy} = 2.78$), mais inférieure cette fois-ci à celle du sable de Rass ($b_{r_moy} = 3.44$). A l'encontre de ces remarques, le coefficient c reste presque constant pour les trois sables où on enregistre des valeurs moyennes de c_{c_moy} et c_{z_moy} égales à -0.02 pour les sables de Chlef et Zemmouri respectivement et $c_{r_moy} = -0.01$ pour le sable de Rass.

L'équation (50) pourrait être convaincante pour représenter les courbes de résistance au cisaillement cyclique des matériaux étudiés pour un certain nombre de cycles. Néanmoins, ce modèle ne vérifie pas aussi bien le critère d'asymptote horizontale, du moment qu'il donne une valeur nulle pour un nombre infini de cycles, alors qu'on s'attend en accommodation à une certaine valeur non nulle de cette asymptote. De plus, la complexité de l'équation ne permet pas de mieux interpréter l'influence des paramètres CSR et N_{liq} sur la réponse mécanique des mélanges sables-limon. Pour ces raisons et en vue de simplifier le modèle, on a choisi cette fois-ci l'équation (51) correspondant à un ajustement du type hyperbolique "Hyperbolic Fit" dont ses deux coefficients d et e sont donnés par le tableau 17.

$$CSR = d + \frac{e}{N_{liq}} \quad (51)$$

Tableau 17 : Coefficients de l'équation (51) pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa.

Sable	Matériau	d	e	R^2
Chlef	Chlef propre + FC = 0 %	0.16	0.85	0.98
	Chlef propre + FC = 5 %	0.16	0.73	0.99
	Chlef propre + FC = 10 %	0.16	0.97	0.95
	Chlef propre + FC = 15 %	0.18	1.17	0.94
Rass	Rass propre + FC = 0 %	0.12	0.86	0.98
	Rass propre + FC = 5 %	0.11	0.72	0.98
	Rass propre + FC = 10 %	0.12	0.76	0.99
Zemmouri	Zemmouri propre	0.14	0.86	0.93
	Zemmouri naturel	0.14	0.98	0.92

On constate que pour chaque sable, le coefficient d est presque constant, ressemblant ainsi au coefficient c de l'équation (50). Néanmoins, sa valeur moyenne pour le sable de Chlef $d_{c_moy} = 0.17$ est supérieure à celle du sable de Zemmouri ($d_{z_moy} = 0.14$), laquelle est supérieure à celle du sable de Rass ($d_{r_moy} = 0.12$). Par contre, le coefficient e des sables de Chlef et de Rass diminue initialement jusqu'à la teneur en fines $FC = 5\%$, puis augmente avec cette teneur (figure 150a). Cette remarque est aussi valable pour le coefficient a de l'équation (50) comme le montre la figure 150b. La teneur en fines de 5 % est appelée dans l'interprétation des courbes RCC par la valeur seuil ou limite, notée FC_{th} (threshold value). Pour le sable de Zemmouri, ses deux coefficients présentent un comportement complètement différent où le coefficient e du sable propre est inférieur à celui du sable naturel et vice versa pour le coefficient a .

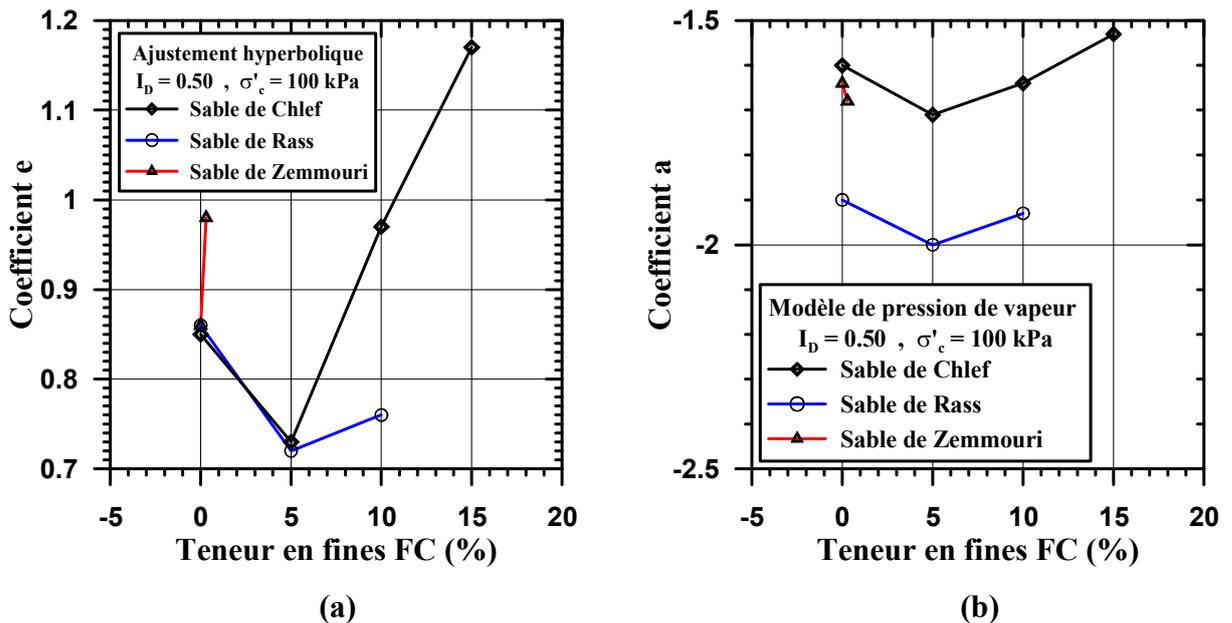


Figure 150 : Influence de la teneur en fines FC sur les coefficients e et a :
(a) coefficient e , (b) coefficient a .

En conclusion, l'ajustement hyperbolique de l'équation (51) se traduit de la façon suivante : pour les faibles nombres de cycles N_{liq} , le rapport de contrainte cyclique CSR augmente rapidement en $(1/N_{liq})$, et pour les grands nombres de cycles, il se stabilise horizontalement à une valeur asymptotique égale au coefficient d . De plus, il a comme avantage un nombre plus réduit de coefficients, facilitant ainsi l'interprétation et la modélisation des courbes RCC avec un gain en temps de calcul. Par conséquent, les résultats qui vont suivre seront exprimés selon cet ajustement.

5.4.2 Influence de la teneur en fines sur les courbes de RCC

Cette étape permet la comparaison quantitative et qualitative des différents résultats trouvés, en vue de dresser une image rationnelle sur le comportement mécanique des mélanges sable-fines. En tenant compte de l'influence de la teneur en fines sur la réponse des matériaux étudiés sous un chargement cyclique non drainé, la représentation graphique des courbes RCC pour l'indice de densité $I_D = 0.50$ et la contrainte de consolidation $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ montre que les sables de Zemmouri et de Rass présentent une susceptibilité à la liquéfaction pour des taux de CSR allant de 0.15 à 0.3, puis au-dessous de 0.15, les matériaux entrent dans un état de stabilisation par accommodation (figure 151). Idem pour le sable de Chlef qui manifeste une susceptibilité à la liquéfaction limitée seulement dans l'intervalle [0.2, 0.3]. Par ailleurs, on enregistre une résistance au cisaillement cyclique du sable de Chlef propre ou naturel supérieure à celle du sable de Zemmouri, laquelle est supérieure au sable de Rass qui possède ainsi la plus faible valeur. Ce résultat provient sans doute de l'influence du coefficient d de l'équation (51) sur la résistance à la liquéfaction des trois sables.

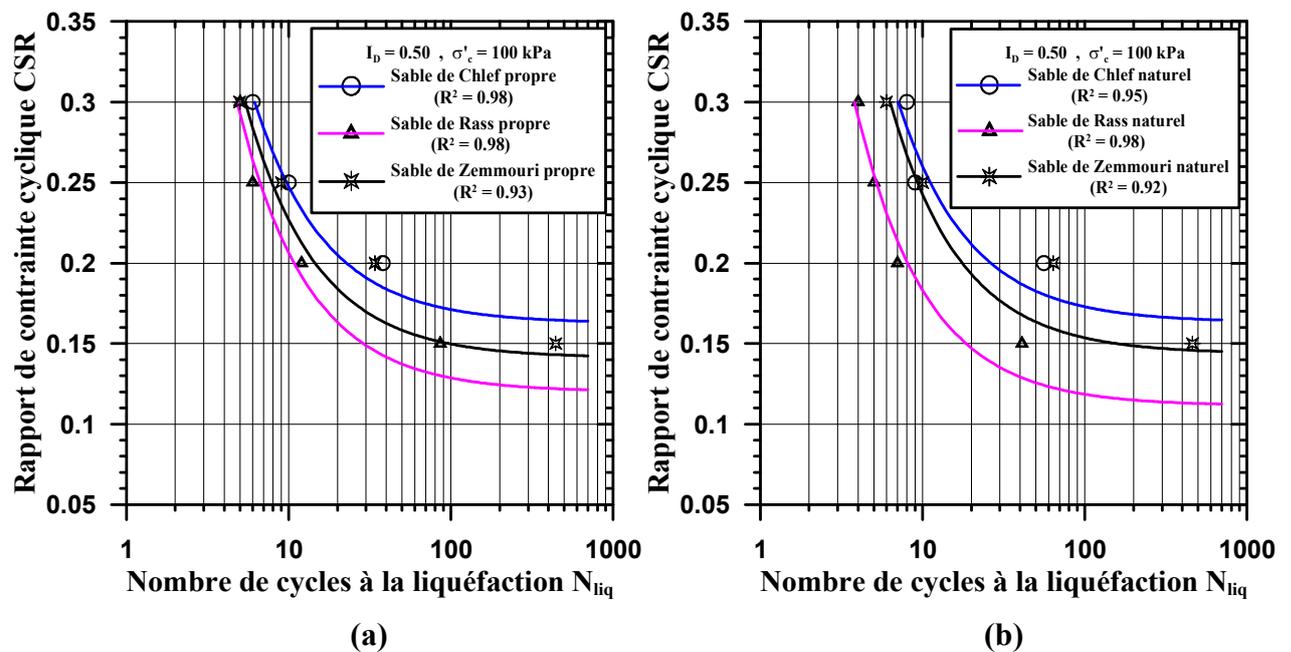


Figure 151 : Courbes de RCC pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ des trois sables dans leurs états propre et naturel : (a) sables propres, (b) sables naturels.

Malgré que ces sables présentent des caractéristiques physiques plus ou moins similaires (cf. 3.5), leur comportement mécanique diffère. Le sable de Rass propre est plus résistant que le sable naturel (figure 152a). Cette remarque est inversée pour le sable de Zemmouri qui présente seulement 0.3 % de fines à l'état naturel, alors que le sable de Rass comporte 5.83 % de fines (figure 152b). Pour le sable de Chlef, l'écart de résistance entre les états propre et naturel se resserre et les courbes se rapprochent pour la majorité des valeurs du CSR (figure 152c). De ce fait, ce sable constitue un cas très particulier en raison de son taux de fines qui s'approche des 10 %.

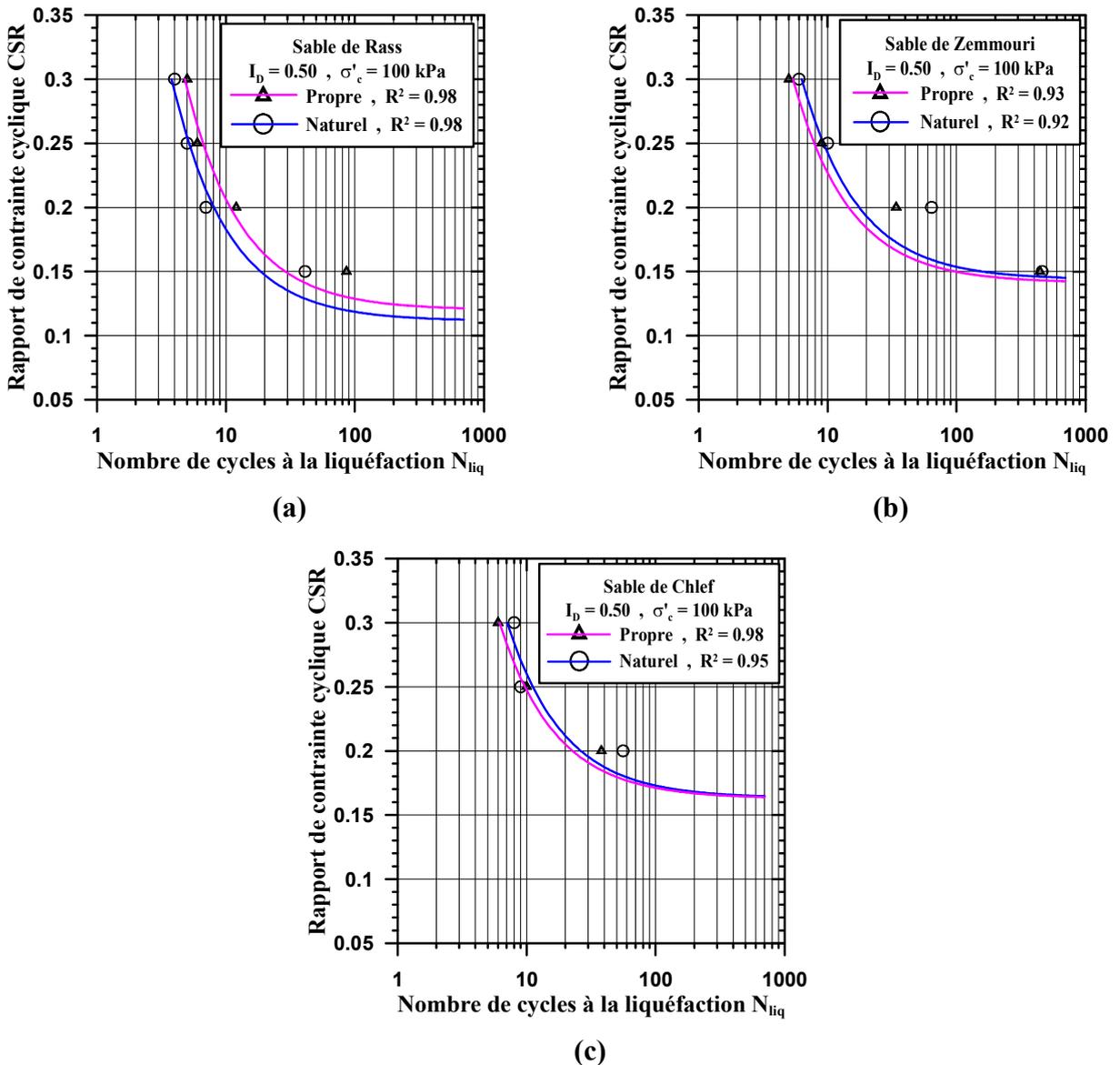


Figure 152 : Influence de l'état du matériau sur la résistance au cisailment cyclique pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) sable de Rass, (b) sable de Zemmouri, (c) sable de Chlef.

D'après les figures 152a et 152b, on peut conclure que suivant le type du sable et la plasticité des fines, l'effet de ces dernières sur la susceptibilité à la liquéfaction des mélanges sables-fines peut conduire à une augmentation de leur résistance à la liquéfaction

(Chang *et al.*, 1982 ; Dezfulian, 1982 ; Tokimatsu et Yoshimi 1983 ; Robertson et Campanella, 1985 ; Seed *et al.*, 1985 ; Kuerbis *et al.*, 1988 ; Chameau et Sutterer, 1994 ; Pitman *et al.*, 1994; Amini et Qi, 2000 ; Salgado *et al.*, 2000 ; Ni *et al.*, 2004), ou bien à la diminution de cette résistance (Shen *et al.*, 1977 ; Sladen *et al.*, 1985b ; Troncoso et Verdugo, 1985 ; Vaid, 1994 ; Erten et Maher, 1995 ; Lade et Yamamuro, 1997 ; Yamamuro et Lade, 1997 ; Zlatović et Ishihara, 1997 ; Thevanayagam, 1998 ; Murthy *et al.*, 2007 ; Arab, 2009 ; Belkhatir *et al.*, 2010).

Par ailleurs, on pourra avoir un autre comportement dû aussi à l'injection des fines dans le sable. La figure 153 montre que la résistance à la liquéfaction des sables de Chlef et de Rass diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines seuil $FC_{th} = 5\%$, puis augmente avec cette teneur en fines. Ce résultat est en bon accord avec les travaux antérieurs publiés sur ce sujet (Law et Ling, 1992 ; Koester, 1994 ; Singh, 1996 ; Chien *et al.*, 2002 ; Xenaki et Athanasopoulos, 2003 ; Bouferra et Shahrour, 2004 ; Benghalia *et al.*, 2015) malgré qu'on ait pris seulement l'indice des vides de la matrice sableuse. Ce choix aura une grande importance pour l'étude de la susceptibilité à la liquéfaction d'un site avec un nombre minimum de teneurs en fines. On pourra ainsi dresser une carte de localisation des sites liquéfiables. De plus, ce comportement est forcément lié au rôle du coefficient e de l'équation (51) sur le potentiel de liquéfaction de ces deux sables.

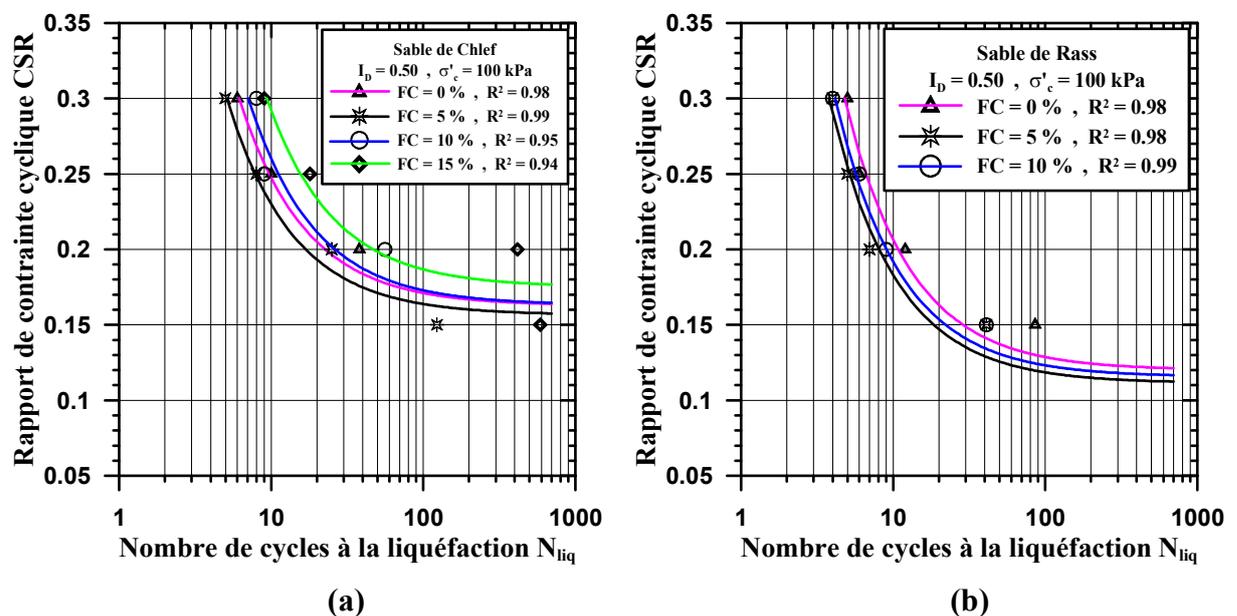


Figure 153 : Courbes de résistance au cisaillement cyclique pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa :
(a) sable de Chlef, (b) sable de Rass.

En fait, cette teneur limite FC_{th} séparant deux comportements distincts donne aux fines le rôle de remplissage des vides entre les grains de sable dans le cas de $FC < FC_{th}$, et la dominance du comportement mécanique pour des teneurs en fines $FC > FC_{th}$ (cf. 2.6.10 ; figure 95). Cela semble être plus réaliste du fait que les structures de sol observées dans les sables limoneux ont une structure métastable. D'après Thevanayagam *et al.* (2002),

pour une teneur faible, les fines sont entièrement confinées à l'intérieur des vides entre les gros grains formant ainsi un indice des vides intergranulaire important. Durant le cisaillement, les particules limoneuses, chassées dans les vides, créent une grande instabilité et une compressibilité de la structure en causant son effondrement. Georgiannou *et al.* (1990), Belkhatir *et al.* (2012) indiquent que les fines mènent à un sol plus compressible et atténuent la phase de dilatance, ce qui engendre une perte importante dans la résistance à la liquéfaction. Cela peut avoir un effet important sur la réponse volumétrique conduisant à une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente, induisant une augmentation du potentiel de liquéfaction. Les résultats des essais sont concordants avec ceux trouvés dans la littérature, malgré qu'on ait pris seulement l'indice des vides de la matrice sableuse. Ce choix aura une grande importance pour l'étude de la susceptibilité à la liquéfaction d'un site avec un nombre minimum de teneurs de fines. On pourra ainsi dresser une carte de localisation des sites liquéfiables.

5.4.3 Influence de l'indice de densité sur les courbes de RCC

D'après les figures 144, 145 et 146, le nombre de cycles, nécessaire pour déclencher la liquéfaction des trois sables, est inversement proportionnel à l'indice de densité. En contrepartie, cela procure au matériau un gain de résistance induite par le resserrement des grains. De plus, cet effet est d'autant plus significatif pour les sables de Chlef et de Rass en tenant compte de la fraction des fines présente dans ces sables. Néanmoins, le sable de Zemmouri manifeste un comportement contraire, ce qui nous incite à lui envisager une investigation plus poussée, en variant d'avantage la teneur en fines, afin de valider les résultats déjà obtenus.

Par ailleurs, le comportement mécanique, obtenu pour les différentes teneurs en fines, est préservé malgré la variation de la densité. La figure 154 montre ainsi l'influence de ce paramètre sur la résistance à la liquéfaction cyclique des trois sables pour un nombre de cycles N pris égal à 10.

5.4.4 Influence du nombre de cycle sur les courbes de RCC

Pour appuyer les précédentes constatations décrivant le comportement à la liquéfaction des trois sables, il serait intéressant d'examiner leur réponse mécanique en mettant l'accent sur l'influence de la teneur en fines correspondant à un nombre de cycles $N = 10, 15, 20$ cycles. La figure 155 montre que pour les sables de Chlef et de Rass la présence des fines réduit la résistance à la liquéfaction du sol jusqu'à la teneur en fines seuil de 5 %, au-delà de laquelle elle augmente. Par ailleurs, la résistance à la liquéfaction cyclique diminue avec l'augmentation du nombre de cycles. Ce résultat est confirmé par la figure 156. Cependant, on ne peut tirer de conclusions significatives pour le sable de Zemmouri,

que de déduire que son état naturel est résistant à l'état propre, ce qui signifie que les fines, même avec un taux minime ($FC = 0.3\%$), diminuent le potentiel de liquéfaction de ce sable.

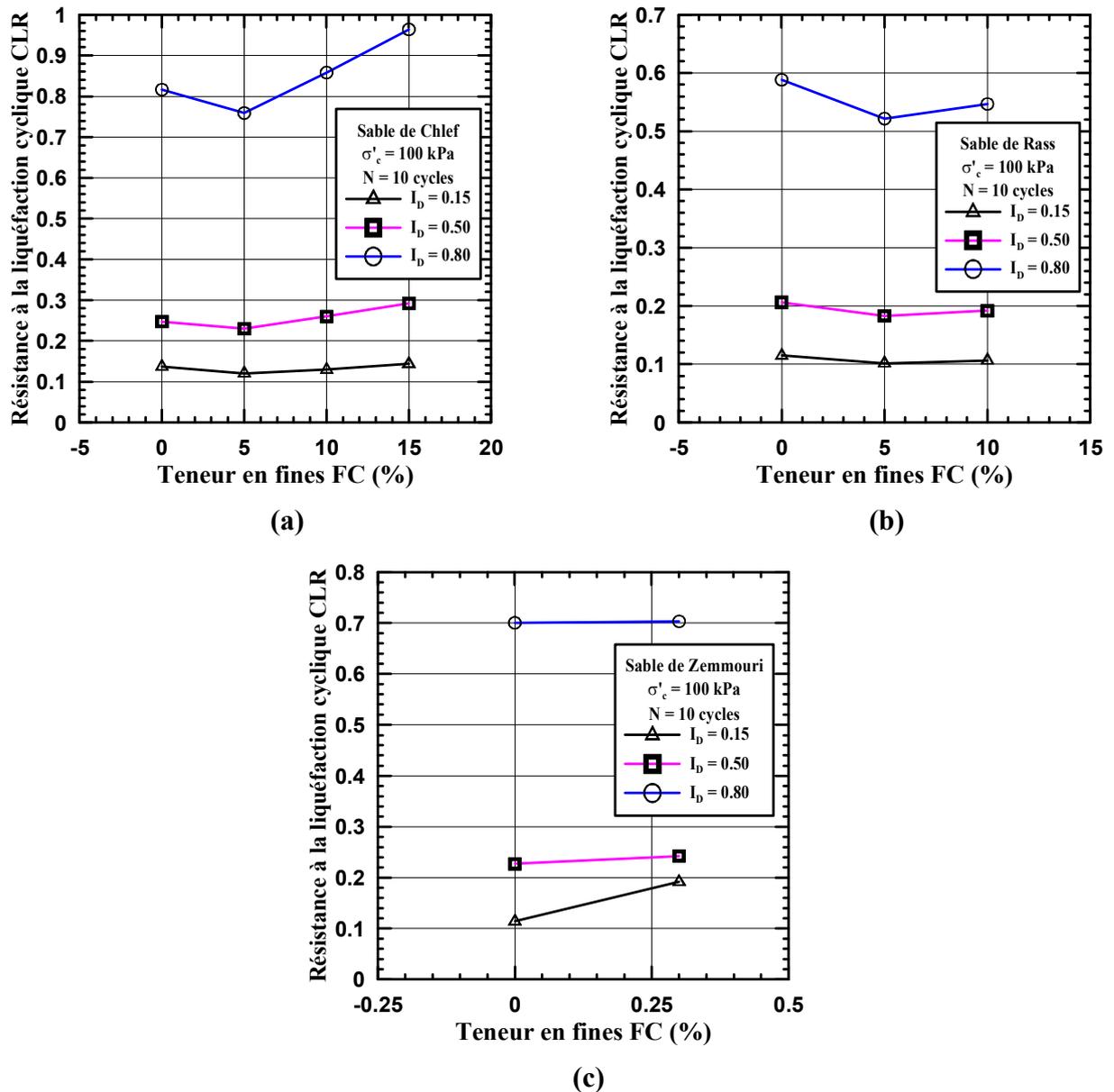


Figure 154 : Influence de l'indice de densité sur la résistance à la liquéfaction pour $N = 10$ cycles et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.

Beaucoup de chercheurs ont conclu que l'effet des fines sur la résistance à la liquéfaction était dû à l'utilisation de l'indice des vides global du sol, e , pour caractériser la réponse mécanique du mélange sable-limon. En effet, il n'est pas un paramètre pertinent pour décrire le comportement mécanique d'un sol contenant des fines, car ces derniers occupent uniquement les espaces disponibles entre les particules jusqu'à une certaine teneur et n'affectent donc pas le comportement du mélange sable-limon.

Thevayanagam *et al.* (2002) ont étudié l'influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-fines et ont recommandé l'utilisation de l'indice des vides

intergranulaire, e_s , pour l'interprétation du comportement observé en laboratoire. Plus précisément, ils ont proposé un cadre conceptuel dans lequel ont supposé que le sol se compose de deux sous-matrices de sphères ayant deux diamètres différents, l'un pour les gros grains représentant les grains de sables et l'autre pour les grains fins symbolisant les fines. Tenant compte des possibles interactions entre ces éléments, les indices des vides intergranulaire, e_s , et interfines, e_f , sont introduits comme indices principaux de la densité des mélanges. Ils ont également introduit le concept de l'indice des vides équivalent pour des teneurs en fines élevées où cet approche nécessite un paramètre supplémentaire, b , qui représente la fraction de fines participant dans les forces intergranulaires du squelette solide (Rahman *et al.*, 2008).

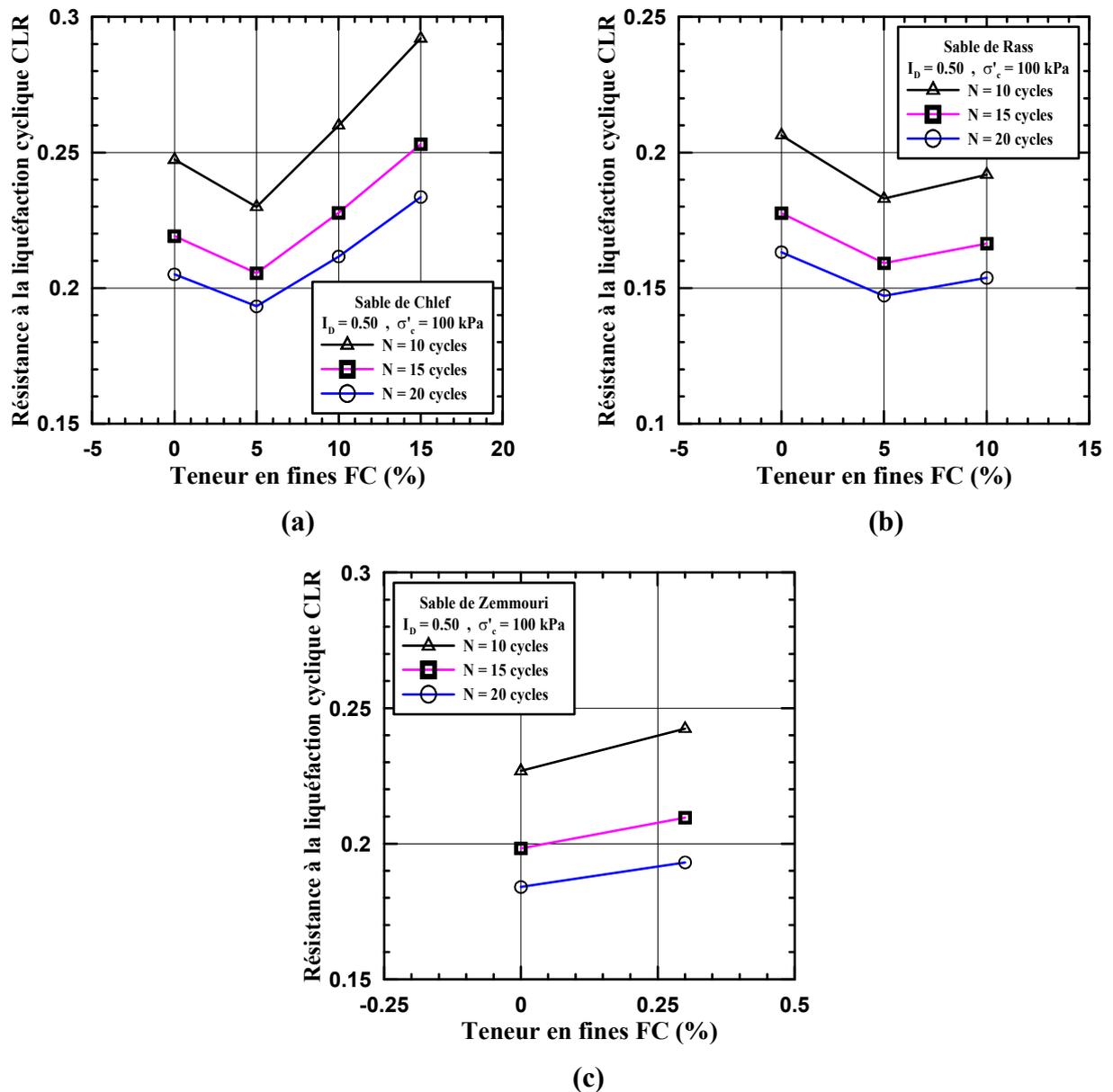


Figure 155 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.

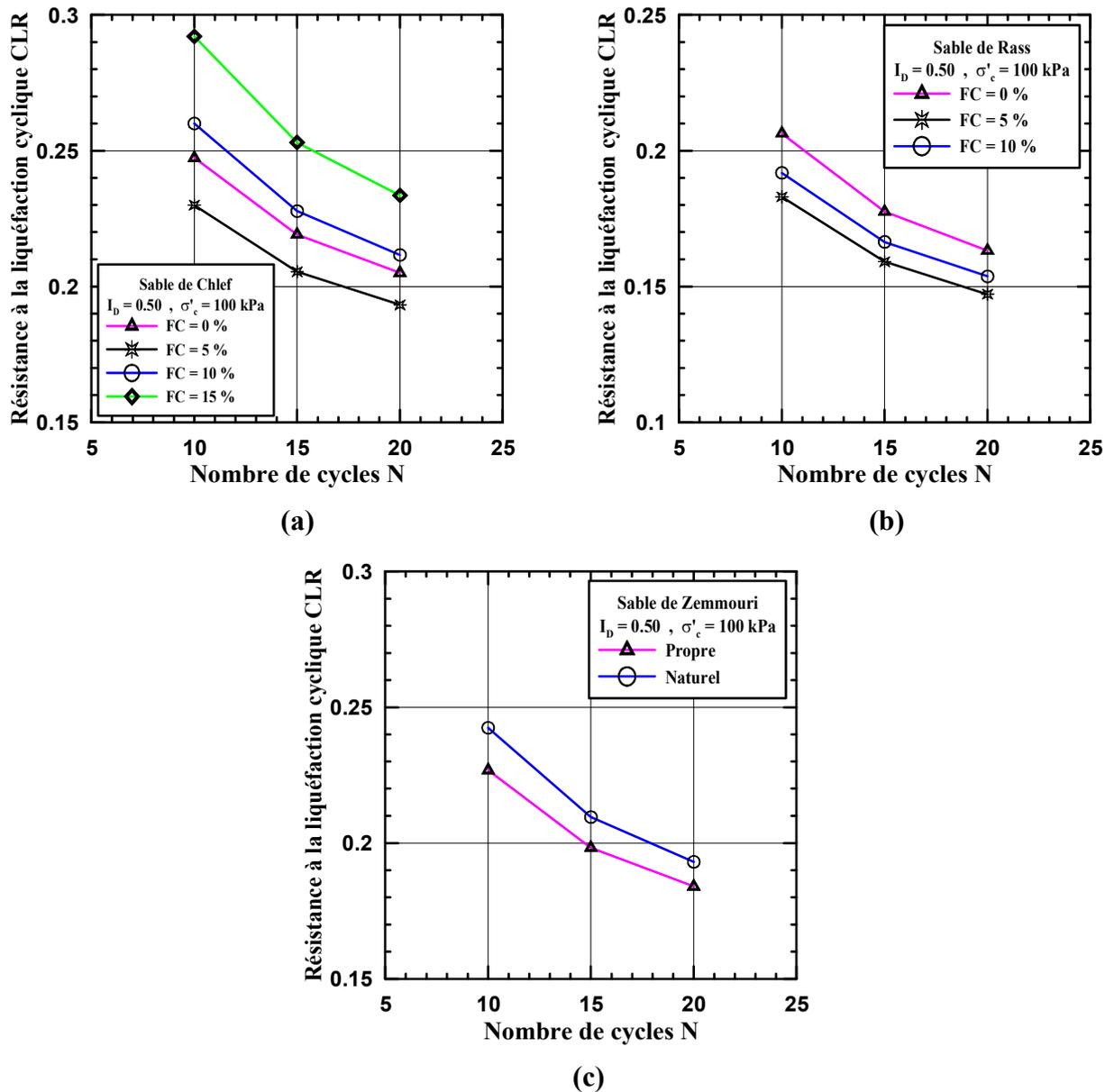


Figure 156 : Influence du nombre de cycles sur la résistance à la liquéfaction pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa : (a) sable de Chlef, (b) sable de Rass, (c) sable de Zemmouri.

5.4.5 Influence de la teneur en fines sur la surpression interstitielle

La figure 157 montre l'influence de la teneur en fines FC sur la surpression interstitielle correspondant à un nombre de cycles $N = 15$ cycles induit par un $CSR = 0.20$. Pour le sable de Chlef, la surpression interstitielle augmente avec l'ajout des fines jusqu'à 5 % pour s'approcher de la pression de confinement initiale. Cela s'explique par la diminution de la résistance au cisaillement cyclique qui amplifie la phase de contractance. Ceci est dû à l'effet des fines sur la résistance à la liquéfaction conduisant à une augmentation de la pression interstitielle. Au-delà de cette valeur, la pression interstitielle diminue jusqu'à $FC = 10$ %, puis réaugmente de façon modérée. Cet effet est inversé pour le sable de Zemmouri où la pression interstitielle diminue du sable propre au sable naturel. Après avoir atteint la valeur de $\sigma'_c = 100$ kPa,

la pression interstitielle du sable Rass reste constante indépendamment de la teneur en fines indiquant que la liquéfaction a été déclenchée après un nombre de cycles inférieur à 15.

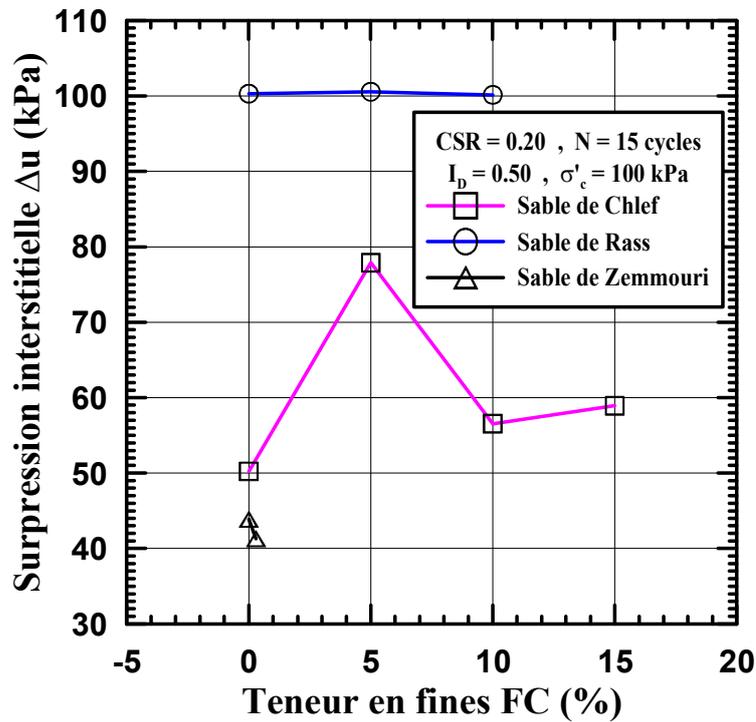


Figure 157 : Influence de la teneur en fines sur la surpression interstitielle pour $I_D = 0.50$ et $\sigma'_c = 100$ kPa.

5.5 CONCLUSION

La campagne d'essais cycliques réalisée sur les sables de Chlef, Rass et Zemmouri a permis de comparer ces matériaux en tenant compte de l'influence de la teneur en fines sur leur comportement mécanique. En effet, les fines influent sur la résistance à la liquéfaction des sites sableux, car elle amplifie la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente.

En effet, avec une approche de la matrice sableuse constante, les résultats des essais cycliques effectués, montrent que la résistance au cisaillement diminue jusqu'à une teneur en fines seuil $FC_{th} = 5\%$, puis elle augmente avec cette teneur. Cette teneur limite séparant deux comportements distincts donne aux fines le rôle de remplissage des vides entre les grains de sable dans le cas de $FC < FC_{th}$, et la dominance du comportement mécanique pour des teneurs en fines $FC > FC_{th}$. Ces deux types de résultats sont en bon accord avec les travaux des chercheurs dans le domaine des mélanges sable-fines. De plus, le choix de cette approche aura une grande importance pour l'étude de la susceptibilité à la liquéfaction d'un site avec un nombre minimum de teneurs de fines. On pourra ainsi dresser une carte de localisation des sites liquéfiables.

Par ailleurs, le potentiel de liquéfaction des sables de Chlef et de Zemmouri est inférieur à celui du sable de Rass. De plus, tous les échantillons testés des trois sables manifestent un comportement du type mobilité cyclique, sauf l'état lâche du sable de Zemmouri qui présente une phase de transition entre la mobilité cyclique et la liquéfaction vraie. A noter que toutes les éprouvettes lâches ont été préparées par la technique du damage humide qui favorise des structures lâches contractantes, suite à la cohésion capillaire entre les grains. De plus, si le niveau de cisaillement est moins important, ces sols présenteront un comportement de stabilisation de type accommodation et cela même après un très grand nombre de cycles. Pour arriver à la rupture du matériau, il pourrait être nécessaire de laisser poursuivre l'essai jusqu'à un très grand nombre de cycles suffisants pour conduire l'échantillon à la liquéfaction, ou bien d'augmenter carrément l'amplitude de chargement q_{cyc} .

CONCLUSION GENERALE

Les travaux effectués dans le cadre de cette thèse avaient pour objectif principal la caractérisation de trois sables algériens (Chlef, Rass, Zemmouri) et de mieux comprendre l'influence des fines peu plastiques sur leur comportement mécanique à la liquéfaction. Les conditions initiales (contrainte de consolidation, indice de densité, etc.) des essais réalisés reflètent l'état des sols ayant subi la liquéfaction pendant les séismes de Chlef, 1980 et Boumerdès, 2003. Les résultats obtenus ont permis d'abord de dresser plusieurs conclusions intéressantes, et de dégager ainsi une synthèse et des remarques importantes énumérées ci-après.

- La campagne expérimentale a fait surgir une importante remarque sur le bon déroulement de tous les essais. L'accent est mis sur le strict respect du mode opératoire et de la fabrication des échantillons. Les précautions nécessaires doivent être prises sur les dispositifs utilisés (boite de Casagrande, triaxial monotone et cyclique), car les résultats expérimentaux obtenus en dépendent directement ;
- Par ailleurs, le choix de la méthode de préparation des éprouvettes, aptes à reproduire la structure originale du massif de sol, de point de vue arrangement géométrique des grains et compacité visée, influe d'une façon prépondérante sur la réponse mécanique des échantillons testés. En outre, le type d'approche d'indice des vides utilisé pour entreprendre le programme expérimental gouverne lui aussi le comportement mécanique des mélanges sable-fines. Cette constatation découle des résultats obtenus par l'approche de l'indice de densité constant avec ceux de l'approche de la matrice sableuse constante ;
- En effet, avec un indice de densité constant, l'augmentation de la teneur en fines FC dans les essais monotones de compression triaxiale drainés affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement et la déformation volumique. Cette augmentation induisant une diminution du déviateur maximal est traduite d'abord par une amplification de la phase de contractance des mélanges sable-limon jusqu'à un certain seuil de la fraction des fines, suivie soit par une phase de dilatance, ou bien par une stabilisation progressive vers les grandes déformations. Ceci dépend étroitement de la proportion des fines et de la densité du matériau. De plus, la contractance des mélanges induit un accroissement de la surpression interstitielle dans les essais non drainés, et par conséquent, la résistance au cisaillement du sol décroît dans les deux types d'essais, suite à la diminution du déviateur maximal des contraintes ;

- Ainsi, l'angle de frottement maximal ϕ'_{max} , correspondant à la contrainte de consolidation isotrope $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ et les trois densités étudiées $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$ lorsque la fraction des fines augmente de 0 à 50 %, décroît selon une relation quasi-linéaire. Cela s'explique par la modification de la matrice sableuse, suite à l'ajout des grains de limon caractérisés par une structure différente à celle du sable. De plus, cette diminution qui dépend du type d'essai est inversement proportionnelle à l'indice de densité initial. Par ailleurs, l'angle de frottement critique pour les essais non drainés est moins influencé par la teneur en fines FC , contrairement aux essais drainés, à cause des chemins de contraintes qui se terminent tous par une branche quasi-linéaire le long de la droite de rupture. Pour les deux types d'essai drainé et non drainé, $\phi'_{max} > \phi'_{crit}$ sur tout l'intervalle des teneurs en fines étudiés, sauf pour la densité moyenne de l'essai drainé où ces angles sont égaux, à cause de l'absence de pic dans la variation du déviateur en fonction de la déformation axiale. Cet écart peut aussi s'expliquer par le fait que l'état critique n'a pas été complètement atteint pour certains essais. Cette variation des angles de frottement maximal ou mobilisé à l'état critique du sable de Chlef est en bon accord avec les résultats récents trouvés sur ce sujet (Arab, 2008, 2009 ; Belkhatir, 2010) ;
- L'angle caractéristique variant très peu avec la densité et le pourcentage des fines confirme le caractère raisonnablement unique du seuil caractéristique. Néanmoins, la faible diminution enregistrée de ϕ'_{car} , lorsqu'on augmente la teneur en fines FC , est due certainement au rôle des fines à modifier la structure du mélange sable-limon correspondant à ce seuil. Par ailleurs, l'augmentation de l'indice de densité tend à augmenter la taille du domaine surcaractéristique (domaine dilatant). Ceci permet de mettre en évidence l'influence de la teneur en fines sur les propriétés de contractance et de dilatance du matériau par la disparition de la phase de dilatance et l'apparition uniquement de la phase de contractance après 30 % de fraction de fines pour les états de densité ;
- D'un autre côté, avec une matrice sableuse constante, les essais de cisaillement direct montrent une diminution de la résistance au cisaillement et de l'angle de frottement interne maximal des sables de Chlef et de Rass jusqu'à la teneur en fines seuil $FC_{th} = 5 \%$, puis ils augmentent avec cette teneur. En revanche, les fines augmentent carrément l'angle de frottement interne du sable de Zemmouri. Cette teneur limite séparant deux comportements distincts donne aux fines le rôle de remplissage des vides entre les grains de sable dans le cas de $FC < FC_{th}$, et la dominance du comportement mécanique pour des teneurs en fines $FC > FC_{th}$. Ces deux types de résultats sont en bon accord avec les travaux des chercheurs dans le domaine des mélanges sable-fines ;

- De plus, la tendance des résultats obtenus des essais de cisaillement direct à la boîte confirment ceux des essais cycliques. Cette remarque renforce la fiabilité des résultats obtenus. Ce choix aura une grande importance pour l'étude de la susceptibilité à la liquéfaction d'un site avec un nombre minimum de teneurs de fines. On pourra ainsi dresser une carte de localisation des sites liquéfiables ;
- L'examen de la liquéfaction statique, d'après les essais triaxiaux monotones non drainés, montre que celle-ci n'a pas pu se déclencher, en raison du taux de génération des surpressions interstitielles inférieur à la contrainte de consolidation. L'augmentation de cette dernière aura sans doute une influence cruciale sur la liquéfaction du matériau ;
- Concernant les essais cycliques réalisés, le potentiel de liquéfaction des sables de Chlef et de Zemmouri est inférieur à celui du sable de Rass. Autrement dit, comme pour les essais de cisaillement direct, le sable de Chlef propre ou naturel est plus résistant que les deux autres sables, suivi par le sable de Zemmouri puis le sable de Rass qui affiche une faible résistance au cisaillement. De plus, les résultats trouvés montrent que tous les échantillons testés des trois sables expriment un comportement du type mobilité cyclique, sauf l'état lâche du sable de Zemmouri qui présente une phase de transition entre la mobilité cyclique et la liquéfaction vraie. A noter que toutes les éprouvettes lâches ont été préparées par la technique du damage humide qui favorise des structures lâches contractantes, suite à la cohésion capillaire entre les grains. Cependant, si le niveau de cisaillement est moins important, ces sols présenteront un comportement de stabilisation de type accommodation et cela même après un très grand nombre de cycles. Pour arriver à la rupture du matériau, il pourrait être nécessaire de laisser poursuivre l'essai jusqu'à un très grand nombre de cycles suffisants pour conduire l'échantillon à la liquéfaction, ou bien essayer d'augmenter carrément l'amplitude de chargement q_{cyc} .

Enfin, pour clôturer ce travail, certaines recommandations aux futurs chercheurs dans ce domaine, méritent d'être mentionnées, en l'occurrence nous citons les points suivants, dans le but de compléter cette étude expérimentale :

- Il serait intéressant de continuer sur cet axe en impliquant, par des conventions de collaboration, d'autres laboratoires nationaux, et éventuellement internationaux, à l'étude du comportement mécanique des tous les sables du nord Algérien susceptibles à la liquéfaction, et ceci en introduisant d'autres paramètres influant ce phénomène. L'étude peut être aussi entreprise en variant la teneur en fines des mélanges sable-limon de 0 % (sable propre) jusqu'à 100 % (éprouvette en limon) et en utilisant les autres approches (approche de l'indice de densité, approche de l'indice des vides global, approche de l'indice des vides intergranulaire, approche de l'indice des vides inter fines et approche de l'indice des vides équivalent) pour différentes méthodes de déposition, à savoir la

pluviation dans l'air, le damage humide et la pluviation sous l'eau. Cette initiative s'inscrit dans le cadre de la validation des résultats trouvés et de l'élaboration d'une base de données nécessaires pour le développement de modèles numériques et la réalisation d'une carte de microzonation du risque de liquéfaction, laquelle est complétée par des investigations *in situ* ;

- La majorité des investigations sur la liquéfaction des sols granulaires a été basée sur le matériau complètement saturé. L'étude de l'influence du degré de saturation sur la liquéfaction des sols présente un intérêt pratique, car on trouve souvent des structures construites au-dessus de la nappe phréatique, ce qui implique la présence des sols partiellement saturés ;
- En vue d'une exploitation des sites susceptibles de se liquéfier dans les projets d'aménagement, il serait également intéressant d'étudier le comportement mécanique de ces sols en les renforçant par les moyens ayant pour but d'utiliser les déchets et de préserver l'environnement, tels que les géosynthétiques, les fibres naturels et synthétiques, les poudrettes de caoutchouc, etc. ;
- La modélisation de l'essai triaxial par la méthode des éléments discrets (*DEM*) rend possible l'étude du comportement des milieux granulaires en simulant avec plus de réalisme l'interaction des particules entre elles. Contrairement à la méthode des éléments finis qui s'appuie sur la continuité du milieu, la *DEM* permet de simuler un assemblage discontinu et les algorithmes permettent de calculer le déplacement, la vitesse et les forces qui agissent sur chaque particule. Ainsi, cette méthode ouvre des nouvelles possibilités de recherche afin d'approfondir la compréhension du phénomène des sols saturés et non saturés pour plusieurs raisons, tels que la validation des modèles numériques, la maîtrise de la saturation de l'échantillon, le contrôle de la structure granulaire des éprouvettes tout au long de l'essai, le respect des conditions initiales de l'essai (confinement, densité) et la réalisation de chemins de contraintes plus particuliers.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFPS, Association Française du Génie Parasismique (2003). *Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie*. Rapport préliminaire de la mission AFPS.
- Alarcon, A. and Leonards, G. A. (1988). Discussion: Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(2): 232-236, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:2(232).
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A., and Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(10): 1089-1109, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:10(1089).
- Ambraseys, N. N. (1988). Engineering seismology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17(1), Part I: 1-50, doi: 10.1002/eqe.4290170101, Part II: 51-105, doi: 10.1002/eqe.4290170102.
- Amini, F. and Qi, G. Z. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(3): 208-217, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:3(208).
- Amini, F. and Sama, K. M. (1999). Behavior of stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(6): 445-455, doi: 10.1016/S0267-7261(99)00011-1.
- Arab, A. (2008). *Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique*. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf, Oran, Algérie.
- Arab, A. (2009). Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux. *Comptes Rendus Mécanique*, 337(8): 621-631, doi: 10.1016/j.crme.2009.08.001.
- Arab, A., Belkhatir, M., and Sadek, M. (2016). Saturation effect on behaviour of sandy soil under monotonic and cyclic loading: a laboratory investigation. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(1): 347-358, doi: 10.1007/s10706-015-9949-6.
- Argus, D. F. and Gordon, R. G. (1991). No-net-rotation model of current plate velocities incorporating plate motion model NUVEL-1. *Geophysical Research Letters*, 18(11): 2039-2042, doi: 10.1029/91GL01532.
- Askri, H., Belmecheri, A., Benrabah, B., Boudjema, A., Boumendjel, K., Daoudi, M., Drid, M., Ghalem, T., Docca, A. M., Ghandriche, A., Ghomari, A., Guellati, N., Khennous, M., Lounici, R., Naili, H., Takherist, D., and Terkmani M. (2007). Géologie de l'Algérie. *Algeria Well Evaluation Conference*, Contribution de Schlumberger & Sonatrach.
- ASTM D4253 - 00 (2006). Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. American Society for Testing and Materials, Section 04 - Construction, Volume 04.08: Soil and Rock (I): 1-15.

- ASTM D4254 - 00 (2006). Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. American Society for Testing and Materials, Section 04 - Construction, Volume 04.08: Soil and Rock (I): 1-9.
- Atkinson, J. H. (1993). *An introduction to the mechanics of soil and foundation through critical state soil mechanics*. London: McGraw-Hill International Series in Civil Engineering.
- Atkinson, J. H. and Bransby, P. L. (1982). *The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics*. Maidenhead, Berkshire, England: McGraw-Hill Book Company (UK) Limited.
- Bahda, F. (1997). *Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Bahloul, A. (1990). *Etude des propriétés de liquéfaction des sables*. Mémoire de DEA, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Baldi, G. and Nova, R. (1984). Membrane penetration effects in triaxial testing. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110(3): 403-420, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:3(403).
- Bardet, J.-P. (1997). *Experimental soil mechanics*. New Jersey, Upper Saddle River: Prentice Hall, Inc.
- Bardet, J.-P. and Kapuskar, M. (1993). Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(3): 543-562, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:3(543).
- Bardet, J.-P., Seed, R. B., Cetin, K. O., Lettis, W., Rathje, E., Rau, G., Ural, D., Baturay, M. B., Boulanger, R. W., Bray, J. D., Erten, D., Frost, D., and Kaya, A. (2000). Soil liquefaction, landslides, and subsidences. *Earthquake Spectra, The 1999 Kocaeli, Turkey, Earthquake Reconnaissance Report*, Earthquake Engineering Research Institute, 16(S1): 141-162, doi: 10.1193/1.1586151.
- Been, K., Conlin, B. H., Crooks, J. H. A., Fitzpatrick, S. W., Jefferies, M. G., Rogers, B. T., and Shinde, S. (1987). Discussion: Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1): 170-179, doi: 10.1139/t87-020.
- Been, K., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., and Jefferies, M. G. (1986). The cone penetration test in sands: part I, state parameter interpretation. *Géotechnique*, 36(2): 239-249, doi: 10.1680/geot.1986.36.2.239.
- Been, K. and Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2): 99-112, doi: 10.1680/geot.1985.35.2.99.
- Been, K. and Jefferies, M. (2004). Stress-dilatancy in very loose sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5): 972-989, doi: 10.1139/t04-038.
- Been, K., Jefferies, M. G., and Hachey, J. (1991). The critical state of sands. *Géotechnique*, 41(3): 365-381, doi: 10.1680/geot.1991.41.3.365.
- Beldjoudi, H. (2011). *Etude de la sismicité du nord algérien*. Thèse de Doctorat, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- Belkhatir, M. (2010). *Etude en laboratoire de la liquéfaction du sol de Chlef : influence de l'indice des vides intergranulaire*. Thèse de Doctorat, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, Algérie.

- Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., Missoum, H., and Schanz, T. (2010). Influence of inter-granular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils. *Comptes Rendus Mécanique*, 338(5): 290-303, doi: 10.1016/j.crme.2010.04.002.
- Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., and Schanz, T. (2012). Experimental study of undrained shear strength of silty sand: effect of fines and gradation. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(5): 1103-1118, doi: 10.1007/s10706-012-9526-1.
- Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., and Schanz, T. (2014). Laboratory study on the hydraulic conductivity and pore pressure of sand-silt mixtures. *Marine Georesources and Geotechnology*, 32(2): 106-122, doi: 10.1080/1064119X.2012.710712.
- Belkhatir, M., Arab, A., Schanz, T., Missoum, H., and Della, N. (2011). Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics. *Granular Matter*, 13(5): 599-609, doi: 10.1007/s10035-011-0269-0.
- Benahmed, N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Benahmed, N., Canou, J., and Dupla, J.-C. (2004). Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes Rendus Mécanique*, 332(11): 887-894, doi:10.1016/j.crme.2004.07.009.
- Benahmed, N., Canou, J., and Dupla, J.-C. (2007). Propriétés de liquéfaction et structure des sables lâches. *7^e Colloque National AFPS (Association Française de Génie Parasismique), École Centrale Paris, Châtenay-Malabry, France*.
- Benghalia, Y., Bouafia, A., Canou, J. and Dupla, J.-C. (2015). Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(2): 605-618, doi: 10.1007/s12517-013-1255-0.
- Benouar, D. (1994). Materials for the investigation of the seismicity of Algeria and adjacent regions during the twentieth century. *Annals of Geophysics*, 37(4), doi: 10.4401/ag-4466.
- Bishop, A. W., Webb, D. L., and Skinner, A. E. (1965). Triaxial tests on soils at elevated cell pressures. *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada, 1: 170-174.
- Bishop, A. W. and Wesley, L. D. (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Géotechnique*, 25(4): 657-670, doi: 10.1680/geot.1975.25.4.657.
- Bjerrum, L., Kringstad, S., and Kummeneje, O. (1961). The shear strength of a fine Sand. *Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, France, 1: 29-38.
- Blondeau, F., (1986). Incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique. Le sinistre du nouveau Port de Nice. *Journées communes CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols) & AFPS (Association Française du Génie Parasismique)*, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France.
- Bonilla, R. R. O. (2004). *Numerical simulations of undrained granular media*. Ph.D. Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada.
- Bouckovalas, G. D., Andrianopoulos, K. I., and Papadimitriou, A. G. (2003). A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(2): 115-125, doi: 10.1016/S0267-7261(02)00156-2.

- Boudiaf, A., Ritz, J.-F., and Philip, H. (1998). Drainage diversions as evidence of propagating active faults: example of the El Asnam and Thenia faults, Algeria. *Terra Nova*, 10(5): 236-244, doi: 10.1046/j.1365-3121.1998.00197.x.
- Bouferra, R. (2000). *Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols*. Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique de Lille, Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille, Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille, France.
- Bouferra, R. and Shahrour, I. (2004). Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 8(1): 1-5, doi: 10.1680/grim.2004.8.1.1.
- Bouhadad, Y., Nour, A., Slimani, A., Laouami, N., and Belhai, D. (2004). The Boumerdes (Algeria) earthquake of May 21, 2003 ($M_w = 6.8$): ground deformation and intensity. *Journal of Seismology*, 8(4): 497-506.
- Bouhadad, Y., Benhamouche, A., Maouche, S., and Belhai, D. (2009). Evidence for Quaternary liquefaction-induced features in the epicentral area of the 21 May 2003 Zemmouri earthquake (Algeria, $M_w = 6.8$). *Journal of Seismology*, 13(1): 161-172, doi: 10.1007/s10950-008-9134-y.
- Bounif, A., Bezzeghoud, M., Dorbath, L., Legrand, D., Deschamps, A., Rivera, L., and Benhallou, H. (2003). Seismic source study of the 1989, October 29, Chenoua (Algeria) earthquake from aftershocks, broad-band and strong motion records. *Annals of Geophysics*, 46(4): 625-646, doi: 10.4401/ag-4370.
- Bounif, A., Dorbath, C., Ayadi, A., Meghraoui, M., Beldjoudi, H., Laouami, N., Frogneux, M., Slimani, A., Alasset, P. J., Kharroubi, A., Ousadou, F., Chikh, M., Harbi, A., Larbes, S., and Maouche, S. (2004). The 21 May 2003 Zemmouri (Algeria) earthquake $M_w 6.8$: relocation and aftershock sequence analysis. *Geophysical Research Letters*, 31(19), L19606, doi: 10.1029/2004GL020586.
- Brandon, T. L., Clough, G. W., and Rahardjo, P. P. (1991). Fabrication of silty sand specimens for large and small scale tests. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 14(1): 46-55, doi: 10.1520/GTJ10190J.
- Byrne, P. M., Naesgaard, E., and Seid-Karbasi, M. (2006). Analysis and design of earth structures to resist seismic soil liquefaction. *Proceedings of the 59th Canadian Geotechnical Conference*, Canadian Geotechnical Society, Vancouver, Canada, 1-24.
- Canou, J. (1989). *Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Canou, J., Bahda, F., Saïtta, A., and Dupla, J.-C. (1994). Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotone et cyclique. *Proceedings of the Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India, 3: 1297-1300.
- Canou, J., Bahloul, A., Attar, A., and Piffer, L. (1992). Evaluation of a liquefaction criterion for a loose sand. *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 3: 1367-1372.
- Canou, J., Benahmed, N., Dupla, J.-C., and De Gennaro, V. (2000). Comportement mécanique et liquéfaction des sables. *Colloque Physique et Mécanique des Matériaux Granulaires*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1: 15-34.

- Canou, J., Benahmed, N., Dupla, J.-C., and De Gennaro, V. (2002). Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. *Revue Française de Géotechnique*, 98: 30-46.
- Canou, J., El Kachem, M., and Kattan, A. (1990). Propriétés de liquéfaction d'un sable lâche. *Les Cahiers de Rhéologie*, 8(4): 207-218.
- Canou, J., Thorel, L., and De Laure, E. (1991). Influence d'un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique d'un sable. *Proceedings of the Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Florence, Italy, 1: 49-52.
- Carraro, J. A. H. and Prezzi, M. (2008). A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 31(1): 1-11, doi: 10.1520/ GTJ100207.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, January, reprinted in *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers, October 1940: 257-276.
- Casagrande, A. (1976). *Liquefaction and cyclic deformation of sand: a critical review*. Harvard Soil Mechanics Series No. 88, Harvard University, Cambridge, Massachusetts (Original paper presented at Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bueno Aires, Argentina November, 1975).
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Ph.D. Thesis, Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA.
- Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 101(GT6): 551-569, doi: 10.1061/ AJGEB6.0000173.
- Castro, G., Enos, J. L., France, J. W., and Poulos, S. J. (1982). *Liquefaction induced by cyclic loading*. Report to National Science Foundation, Washington, D. C., No. NSF/CEE-82018.
- Castro, G. and Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT6): 501-516, doi: 10.1061/ AJGEB6.0000442.
- Castro, G., Poulos, S. J., and Leathers, F. D. (1985). Re-examination of slide of Lower San Fernando Dam. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111(9): 1093-1107, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:9(1093).
- Castro, G., Seed, R. B., Keller, T. O., and Seed, H. B. (1992). Steady-state strength analysis of Lower San Fernando Dam slide. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118(3): 406-427, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:3(406).
- CGS, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (2004). *Règles parasismiques algériennes RPA 99, version 2003*. Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Document Technique Réglementaire DTR - BC 2.48.
- Chameau, J. -L. and Sutterer, K. (1994). Influence of fines in liquefaction potential and steady state considerations. *Proceedings of the Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 5: 183-184.

- Chan, C. K. (1985). Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user's manual. Soil Engineering Equipment Company, San Francisco, USA.
- Chaney, R. C. (1978). Saturation effects on the cyclic strength of sands. *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil dynamics*, Pasadena, California, USA, 1: 342-358.
- Chang, N.-Y., Yeh, S.-T., and Kaufman, L. P. (1982). Liquefaction potential of clean and silty sands. *Proceedings of the Third International Earthquake Microzonation Conference*, Seattle, Washington, USA, 2: 1017-1032.
- Chang, N., Heymann, G., and Clayton, C. (2011). The effect of fabric on the behaviour of gold tailings. *Géotechnique*, 61(3): 187-197, doi: 10.1680/geot.9.P.066.
- Chen, Y.-C. and Lee, C.-G. (1994). Evaluation of liquefaction resistance of sand by maximum shear modulus. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 17(5): 689-699, doi: 10.1080/02533839.1994.9677635.
- Chern, J. C. 1985. *Undrained response of saturated sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility*. Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Chien, L.-K., Oh, Y.-N., and Chang, C.-H. (2002). Effects of fines content on liquefaction strength and dynamic settlement of reclaimed soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1): 254-265, doi: 10.1139/t01-083.
- Chillarige, A. V., Robertson, P. K., Morgenstern, N. R., and Christian, H. A. (1997). Evaluation of the in situ state of Fraser River sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(4): 510-519, doi: 10.1139/t97-018.
- Chu, J. (1994). Discussion: Collapse behavior of sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(6): 1022, doi: 10.1139/t94-117.
- Chu, J. (1995). An experimental examination of the critical state and other similar concepts for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(6): 1065-1075, doi: 10.1139/t95-104.
- Cole, E. R. (1967). *The behaviour of soils in the simple shear apparatus*. Ph.D. Thesis, University of Cambridge, Cambridge, England.
- CRAAG, Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique. Surveillance sismologique, sismicité historique en Algérie. Disponible sur : "http://www.craag.dz/surveillance%20sismologique/sismicite_historique.html" (consulté le 29/10/2014).
- Cresswell, A., Barton, M. E., and Brown, R. (1999). Determining the maximum density of sands by pluviation. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 22(4): 324-328, doi: 10.1520/GTJ11245J.
- Davies, M. P. (2002). Tailings impoundment failures: Are geotechnical engineers listening? *Waste Geotechnics, Geotechnical News*, 20(3): 31-36.
- De Gennaro, V., Canou, J., Dupla, J.-C., and Benahmed, N. (2004). Influence of loading path on the undrained behaviour of a medium loose sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(1): 166-180, doi: 10.1139/T03-082.
- DeGregorio, V. B. (1990). Loading systems, sample preparation, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(5): 805-821, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:5(805).

- Della, N. (2010). *Etude expérimentale du comportement à la liquéfaction du sol de Chlef*. Thèse de Doctorat, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, Algérie.
- Della, N., Arab, A., Belkhatir, M., and Missoum, H. (2009). Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction. *Comptes Rendus Mécanique*, 337(5): 282-290, doi: 10.1016/j.crme.2009.06.014.
- Derakhshandi, M., Rathje, E. M., Hazirbaba, K., and Mirhosseini, S. M. (2008). The effect of plastic fines on the pore pressure generation characteristics of saturated sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(5): 376-386, doi: 10.1016/j.soildyn.2007.07.002.
- Dezfulian, H. (1982). Effects of silt content on dynamic properties of sandy soils. *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, 3: 63-70.
- Di Benedetto, H. (1987). *Modélisation du comportement des géomatériaux : application aux enrobés bitumineux et aux bitumes*. Thèse de Doctorat d'Etat ès Sciences, INPG-USTMG-ENTPE, Grenoble, France.
- Dickenson, S. E., McCullough, N. J., Barkau, M. G., and Wavra, B. J. (2002). *Assessment and mitigation of liquefaction hazards to bridge approach embankments in Oregon*. Final Report SPR 361, Oregon Department of Transportation, Corvallis, Oregon and Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA, Report no. FHWA-OR-RD-03-04.
- Di Prisco, C., Mاتيotti, R., and Nova, R., (1995). Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Géotechnique*, 45(3): 479-496, doi: 10.1680/geot.1995.45.3.479.
- Djeddi, M. (2004). Séismes en Algérie et leur origine. *Algérie Equipement*, 37: 42-44.
- Doanh, T., Ibraim, E., and Mاتيotti, R. (1997). Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part 1: experimental observations. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2(1): 47-70, doi: 10.1002/(SICI)1099-1484(199701)2:1<47::AID-CFM26>3.0.CO;2-9.
- Dupla, J.-C. (1995). *Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Durville, J.-L. and Méneroud, J.-P. (1982). Phénomènes géomorphologiques induits par le séisme d'El Asnam, Algérie. Comparaison avec le séisme de Campanie, Italie. *Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, 120: 13-23.
- EERI, Earthquake Engineering Research Institute (1983). *El-Asnam, Algeria earthquake of October 10, 1980: a reconnaissance and engineering report*. National Research Council Committee on Natural Disasters, EERI, Report No. CETS CND-022.
- EERI, Earthquake Engineering Research Institute (2003). *The Boumerdes, Algeria, earthquake of May 21, 2003: EERI learning from earthquakes reconnaissance report*. EERI, National Science Foundation, Report No. 2003-04.
- Erten, D. and Maher, M. H. (1995). Cyclic undrained behavior of silty sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14(2): 115-123, doi: 10.1016/0267-7261(94)00035-F.
- Finge-Bousaid, Z. (2004). *Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes*. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, France.

- Finn, W. D. L., Bransby, P. L., and Pickering, D. J. (1970). Effect of strain history on liquefaction of sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM6): 1917-1934, doi: 10.1061/JSFEAQ.0001412.
- Finn, W. D. L., Ledbetter, R. H., and Wu, G. (1994). Liquefaction in silty soils: design and analysis. *Ground Failures under Seismic Conditions*, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, 51-76.
- Flavigny, E. (1993). *Recueil des essais de laboratoire sur le sable d'Hostun*. Laboratoire 3S, Grenoble.
- Francis, R. (1997). *Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Frost, J. D. and Park, J. -Y. (2003). A critical assessment of the moist tamping technique. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 26(1): 57-70, doi: 10.1520/GTJ11108J.
- Fukushima, S. and Tatsuoka, F. (1984). Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, 24(4): 30-48.
- Gajo, A. and Piffer, L. (1999). The effects of preloading history on the undrained behaviour of saturated loose sand. *Soils and Foundations*, 39(6): 43-54.
- Garga, V. K. and Zhang, H. (1997). Volume changes in undrained triaxial tests on sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5): 762-772, doi: 10.1139/t97-038.
- Gay, O., Boutonnier, L., Foray, P., and Flavigny, E. (2003). Laboratory characterization of Hostun RF sand at very low confining stresses. *Proceedings of the Third International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Lyon, France. Edited by Di Benedetto, H., Geoffroy, H., Doanh, T., and Sauzéat, C., 3: 423-430.
- Georgiannou, V. N. (2006). The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes. *Géotechnique*, 56 (9): 639-649, doi: 10.1680/geot.2006.56.9.639.
- Georgiannou, V. N., Burland, J. B., and Hight, D. W. (1990). The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension. *Géotechnique*, 40(3): 431-449, doi: 10.1680/geot.1990.40.3.431.
- Georgiannou, V. N., Hight, D. W., and Burland, J. B. (1991). Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading. *Géotechnique*, 41(3): 383-393, doi: 10.1680/geot.1991.41.3.383.
- Girardin, N., Hatzfeld, D., and Guiraud, R. (1977). La sismicité du Nord de l'Algérie. *Compte Rendu Sommaire de la Société Géologique de France*, 2: 95-100.
- Gu, W. H., Morgenstern, N. R., and Robertson, P. K. (1993). Progressive failure of Lower San Fernando Dam. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 119(2): 333-349, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:2(333).
- Habib, P. and Luong, M. P. (1978). Sols pulvérulents sous chargement cyclique. *Séminaire Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique*, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France, 49-79.
- Hamane, M., Bensafi, M., Nedjar, D., Djellouli, F., Ramdane, K.-E., Hamada, M., Koganei, K., Meguro, K., Miyajima, M., and Saito, T. (2007). Dommages provoqués par le séisme de Boumerdes et recommandations pour la réduction du risque sismique. *7ème Colloque National AFPS 2007*, Ecole Centrale Paris, Châtenay Malabry, France.

- Hamdache, M., Peláez, J. A., and Yelles-Chauche, A. K. (2004). The Algiers, Algeria Earthquake (M_w 6.8) of 21 May 2003: preliminary Report. *Seismological Research Letters*, 75(3): 360-367, doi: 10.1785/gssrl.75.3.360.
- Harbi, A., Maouche, S., Ayadi, A., Benouar, D., Panza, G. F., and Benhallou, H. (2004). Seismicity and tectonic structures in the site of Algiers and its surroundings: a step towards microzonation. *Pure and Applied Geophysics*, 161(5-6): 949-967, doi: 10.1007/s00024-003-2502-1.
- Harbi, A., Maouche, S., Vaccari, F., Aoudia, A., Oussadou, F., Panza, G. F., and Benouar, D. (2007). Seismicity, seismic input and site effects in the Sahel-Algiers region (North Algeria). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(5): 427-447, doi: 10.1016/j.soildyn.2006.10.002.
- Harbi, A., Peresan, A., and Panza, G. F. (2010). Seismicity of Eastern Algeria: a revised and extended earthquake catalogue. *Natural Hazards*, 54(3): 725-747, doi: 10.1007/s11069-009-9497-6.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 98(SM6): 603-624, doi: 10.1061/JSFEAQ.0001683.
- Hazen, A. (1920). Hydraulic fill dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 83(1): 1713-1745.
- Hazirbaba, K. (2005). *Pore pressure generation characteristics of sands and silty sands: a strain approach*. Ph.D. Thesis, University of Texas at Austin, Texas, USA.
- Healy, K. A. (1963). *Preliminary investigations into the liquefaction of sand*. Research Report R63-29, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, USA.
- Hightler, W. H. and Tobin, R. F. (1980). Flow slides and the undrained brittleness index of some mine tailings. *Engineering Geology, In: Koh, S. L. (Editor), Mechanics of Landslides and Slope Stability*, 16(1-2): 71-82, doi: 10.1016/0013-7952(80)90008-3.
- Hird, C. C. and Hassona, F. A. K. (1986). Discussion: A state parameter for sands. *Géotechnique*, 36(1): 123-132, doi: 10.1680/geot.1986.36.1.123.
- Hird, C. C. and Hassona, F. A. K. (1990). Some factors affecting the liquefaction and flow of saturated sands in laboratory tests. *Engineering Geology*, 28(1-2): 149-170, doi:10.1016/0013-7952(90)90039-4.
- Høeg, K., Dyvik, R., and Sandbækken, G. (2000). Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(7): 606-617, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:7(606).
- Holtz, R. D. and Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Traduction de Lafleur, J. (*An Introduction to Geotechnical Engineering*). Canada : Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal.
- Hryciw, R. D., Vitton, S., and Thomann, T. G. (1990). Liquefaction and flow failure during seismic exploration. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(12): 1881-1899, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:12(1881).

- Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N., and Fujii, T. (1989). Undrained cyclic shear strength and deformation of sands subjected to initial static shear stress. *Proceedings of the fourth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Mexico City, Mexico, 81-103.
- Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N., and Fujii, T. (1991). Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. *Soils and Foundations*, 31(3): 60-76.
- Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N., and Murata, H. (1994). Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand. *Soils and Foundations*, 34(1): 19-32.
- Ibraim, E. (1998). *Différents aspects du comportement des sables à partir des essais triaxiaux : des petites déformations à la liquéfaction statique*. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, France.
- Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Engineering Monographs on Miscellaneous Earthquake Engineering Topics No. MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA.
- Ishihara, K. (1984). Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit. *Proceedings of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, University of Missouri, St Louis, Missouri, USA, 3: 1129-1143.
- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, USA, 1: 321-376.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3): 351-415, doi: 10.1680/geot.1993.43.3.351.
- Ishihara, K., Anazawa, Y., and Kuwano, J. (1987). Pore water pressures and ground motions monitored during the 1985 Chiba-Ibaragi earthquake. *Soils and Foundations*, 27(3): 13-30.
- Ishihara, K. and Koga, Y. (1981). Case studies of liquefaction in the 1964 Niigata earthquake. *Soils and Foundations*, 21(3): 35-52.
- Ishihara, K. and Okada, S. (1978). Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 18(1): 57-72.
- Ishihara, K. and Okada, S. (1982). Effects of large preshearing on cyclic behavior of sand. *Soils and Foundations*, 22(3):109-125.
- Ishihara, K., Shimizu, K., and Yamada, Y. (1981). Pore water pressures measured in sand deposits during an earthquake. *Soils and Foundations*, 21(4): 85-100.
- Ishihara, K., Sodekawa, M., and Tanaka, Y. (1978). Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines. *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP654-EB: 246-264, doi: 10.1520/STP35680S.
- Ishihara, K. and Takatsu, H. (1979). Effects of overconsolidation and K_0 conditions on the liquefaction characteristics of sands. *Soils and Foundations*, 19(4): 59-68.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., and Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 15(1): 29-44.

- Japanese Reconnaissance Team (2004). *Boumerdes earthquake May 21, 2003*. Reconnaissance Report, Contribution of Japan Association of Earthquake Engineering (JAEE), Japan Society of Civil Engineering (JSCE), Architectural Institute of Japan (AIJ) and Japan Geotechnical Engineering Society (JGES).
- Jefferies, M. and Been, K. (2006). *Soil liquefaction: a critical state approach*. London and New York: Taylor & Francis.
- Johansson, J. (2000). Welcome to the Soil Liquefaction web site. Department of Civil Engineering, University of Washington, USA. Disponible sur : "<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>" (consulté le 07/07/2014).
- Kenney, T. C. (1977). Residual strength of mineral mixtures. *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Japan, 1: 155-160.
- Kiekbusch, M. and Schuppener, B. (1977). Membrane penetration and its effect on pore pressures. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT11): 1267-1279.
- Koester, J. P. (1994). The influence of fines type and content on cyclic strength. *Ground Failures under Seismic Conditions*, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, 17-33.
- Kolbuszewski, J. J. (1948a). An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Netherlands, 1: 158-165.
- Kolbuszewski, J. J. (1948b). General investigation of the fundamental factors controlling loose packing of sands. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Netherlands, 7: 47-49.
- Kolymbas, D. and Wu, W. (1990). Recent results of triaxial tests with granular materials. *Powder Technology*, 60(2): 99-119, doi: 10.1016/0032-5910(90)80136-M.
- Konrad, J.-M. (1990a). Minimum undrained strength of two sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(6): 932-947, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:6(932).
- Konrad, J.-M. (1990b). Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(6): 948-963, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:6(948).
- Konrad, J.-M. (1991). The Nerlerk berm case history: some considerations for the design of hydraulic sand fills. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(4): 601-612, doi: 10.1139/t91-074.
- Konrad, J.-M. (1993). Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. *Géotechnique*, 43(1): 69-89, doi: 10.1680/geot.1993.43.1.69.
- Konrad, J.-M., Flavigny, E., and Meghachou, M. (1991). Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. *Revue Française de Géotechnique*, 54: 53-63.
- Koppejan, A. W., Van Wamelen, B. M., and Weinberg, L. J. H. (1948). Excavations and slopes: coastal flow slides in the Dutch province of Zeeland. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Holland, 5: 89-96.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. New Jersey, Upper Saddle River: Prentice Hall, Inc.

- Kramer, S. L. and Seed, H. B. (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(4): 412-430, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:4(412).
- Kuerbis, R., Negussey, D., and Vaid, Y. P. (1988). Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand. *Proceedings of the Conference on Hydraulic Fill Structures*, ASCE, Geotechnical Special Publication, New York, USA, 21: 330-345.
- Kuerbis, R. and Vaid, Y. P. (1988). Sand sample preparation - the slurry deposition method. *Soils and Foundations*, 28(4): 107-118.
- Ladd, R. S. (1974). Specimen preparation and liquefaction of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100(GT10): 1180-1184.
- Ladd, R. S. (1977). Specimen preparation and cyclic stability of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT6): 535-547.
- Ladd, R. S. (1978). Preparing test specimens using undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 1(1): 16-23, doi: 10.1520/GTJ10364J.
- Ladd, R. S., Dobry, R., Dutko, P., Yokel, F. Y., and Chung, R. M. (1989). Pore-water pressure buildup in clean sands because of cyclic straining. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 12(1): 77-86, doi: 10.1520/GTJ10677J.
- Lade, P. V. (1992). Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118(1): 51-71, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:1(51).
- Lade, P. V. (1993). Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6): 895-904, doi: 10.1139/t93-088.
- Lade, P. V. and Hernandez S. B. (1977). Membrane penetration effects in undrained tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT2): 109-125.
- Lade, P. V. and Yamamuro, J. A. (1997). Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6): 918-928, doi: 10.1139/t97-052.
- Lancelot, L., Shahrour, I., and Al Mahmoud, M. (1996). Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes. *Revue Française de Géotechnique*, 74 :63-74.
- Law, K. T. and Ling, Y. H. (1992). Liquefaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines. *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, 3: 1491-1496.
- Lee, K. L. and Fitton, J. A. (1969). Factors affecting the cyclic loading strength of soil. *First Annual Meeting ASTM: Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations*, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, ASTM STP450-EB: 71-95, doi: 10.1520/STP33637S.
- Lee, K. L. and Seed, H. B. (1967a). Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 93(SM1): 47-70, doi: 10.1061/JSFEAQ.0000877.
- Lee, K. L. and Seed, H. B. (1967b). Dynamic strength of anisotropically consolidated sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 93(SM5): 169-190, doi: 10.1061/JSFEAQ.0000967.
- Lefebvre, G., LeBoeuf, D., and Demers, B. (1989). Stability threshold for cyclic loading of saturated clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1): 122-131, doi: 10.1139/t89-013.
- Lemaitre, J. and Chaboche, J. L. (1985). *Mécanique des matériaux solides*. Paris : Dunod.

- Levacher, D., Garnier, J., and Chambon, P. (1994). Reconstitution d'éprouvettes de sable. Appareils de pluviation. *Revue Française de Géotechnique*, 68: 49-56.
- Leyendecker, E. V. (2012). Van Norman Dam, (Lower San Fernando Dam), San Fernando, California. Natural Hazard Images Database, National Geophysical Data Center, NOAA, U.S. Geological Survey, doi: 10.7289/V5154F01.
- Liao, S. S. C. and Whitman, R. V. (1986). *A catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes*. Research Report, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, USA.
- Loret, B. (1987). Elastoplasticité à simple potentiel. *Manuel de Rhéologie des Géomatériaux*, Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées: 153-187.
- Luong, M. P. (1978). État caractéristique du sol. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, 287 B: 305-307.
- Luong, M. P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique*, 10: 39-53.
- Luong, M. P. (1987). Comportement expérimental des sables sous chargement cyclique. *Journées d'Etude EDF "Calcul Dynamique des Barrages"*, Chambéry, France.
- Lupini, J. F., Skinner, A. E., and Vaughan, P. R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils. *Géotechnique*, 31(2): 181-213, doi: 10.1680/geot.1981.31.2.181.
- Machane, D., Bouhadad, Y., Oubaiche, E. H., Hellel, M., Amrouche, F., Abbes, K., Messaoudi, M., and Cheikh Lounis, G. (2004). Description morphologique des effets induits par le séisme de Boumerdès (Algérie) du 21 mai 2003 ($M_w = 6.8$). *Mémoire du Service Géologique de l'Algérie*, 12: 133-146.
- Magagnosc, J. S. (1984). Observations géomorphologiques dans la zone épicertrale du séisme d'Ech Chélif (ex El Asnam, Algérie) et leurs implications dans la planification de l'aménagement. In: *Méditerranée, 3^e série, Tome 51. Actes du colloque "Effets des séismes sur les reliefs de forte énergie"*, 33-41.
- Magnan, J.-P. (2000). *Mécanique des sols et des roches*. Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Martin, G. R., Finn, W. D. L., and Seed, H. B. (1978). Effect of system compliance on liquefaction tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104(GT4): 463-479, doi: 10.1061/AJGEB6.0000624.
- Matiotti, R., Ibraim, E., and Doanh, T. (1996). Comportement non drainé du sable Hostun RF très lâche en consolidation anisotrope. *Revue Française de Géotechnique*, 75: 35-46.
- McRoberts, E. C. and Sladen, J. A. (1992). Observations on static and cyclic sand-liquefaction methodologies. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4): 650-665, doi: 10.1139/t92-072.
- Meghraoui, M. (1991). Blind reverse faulting system associated with the Mont Chenoua-Tipaza earthquake of 29 October 1989 (north-central Algeria). *Terra Nova*, 3(1): 84-92, doi: 10.1111/j.1365-3121.1991.tb00847.x.
- Meghraoui, M., Cisternas, A., and Philip, H. (1986). Seismotectonics of the lower Cheliff basin: Structural background of the El Asnam (Algeria) earthquake. *Tectonics*, 5(6): 809-836, doi: 10.1029/TC005i006p00809.

- Meghraoui, M., Maouche, S., Chemaï, B., Cakir, Z., Aoudia, A., Harbi, A., Alasset, P.-J., Ayadi, A., Bouhadad, Y., and Benhamouda, F. (2004). Coastal uplift and thrust faulting associated with the Mw = 6.8 Zemmouri (Algeria) earthquake of 21 May, 2003. *Geophysical Research Letters*, 31(19), L19605, doi: 10.1029/2004GL020466.
- Meghraoui, M., Morel, J.-L., Andrieux, J., and Dahmani, M. (1996). Tectonique plio-quadernaire de la chaîne tell-rifaine et de la mer d'Alboran. Une zone complexe de convergence continent-continent. *Bulletin de la Société Géologique de France*, 167(1): 141-157.
- Meneses-Loja, J., Ishihara, K., and Towhata, I. (2000). Flow failure of saturated sand under simultaneous monotonic and cyclic stresses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(2): 131-138, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:2(131).
- Menzies, B. K. (1988). A computer controlled hydraulic triaxial testing system. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP977-EB: 82-94, doi: 10.1520/STP29070S.
- Ministère algérien de l'intérieur et des collectivités locales. Actions et Objectifs, Gestion de crise et risques majeurs. Disponible sur :
["http://www.interieur.gov.dz/Dynamics/frmItem.aspx?html=10&s=4"](http://www.interieur.gov.dz/Dynamics/frmItem.aspx?html=10&s=4) (consulté le 29/10/2014).
- Mitchell, J. K. and Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*, 3rd edition. Hoboken, New Jersey, USA and Canada: John Wiley & Sons, Inc.
- Miura, S. and Toki, 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.
- Mogami, T. and Kubu, K. (1953). The behavior of soil during vibration. *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Switzerland, 1: 152-155.
- Mohamad, R. and Dobry, R. (1986). Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(10): 941-958, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:10(941).
- Mohkam, M. (1983). *Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques*. Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Scientifique et Médicale & Institut National Polytechnique, Grenoble, France.
- Mokrane, A., Aït Messaoud, A., Sebaï, A., Menia, N., Ayadi, A., and Bezzeghoud, M. (1994). *Les séismes en Algérie de 1365 à 1992*. Publication du Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG), Département Etude et Surveillance Sismiques, supervised by Bezzeghoud, M. and Benhallou, H. Alger-Bouzaréah.
- Monkul, M. M. (2010). *Influence of silt size and content on static liquefaction potential of sand*. Ph.D. Thesis, Oregon State University, Corvallis, Oregon, USA.
- Montenat, C., Barrier, P., Ott d'Estevou, P., and Hibsich, C. (2007). Seismites: An attempt at critical analysis and classification. *Sedimentary Geology*, 196(1-4): 5-30, doi: 10.1016/j.sedgeo.2006.08.004.
- Mulilis, J. P., Chan, C. K., and Seed, H. B. (1975). *The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands*. University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 75-18.

- Mulilis J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell J. K., and Arulanandan, K. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT2): 91-108.
- Mulilis, J. P., Townsend, F. C., and Horz, R. C. (1978). Triaxial testing techniques and sand liquefaction. *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP654-EB: 265-279, doi: 10.1520/STP 35681S.
- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M., and Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Géotechnique*, 57(3): 273-288, doi: 10.1680/geot.2007.57.3.273.
- Naeini, S. A. and Baziar, M. H. (2004). Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(3): 181-187, doi: 10.1016/j.soildyn.2003.11.003.
- Negussey, D. and Islam, M. S. (1994). Uniqueness of steady state and liquefaction potential. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1): 132-139, doi: 10.1139/t94-015.
- Newland, P. L. and Allely, B. H. (1959). Volume changes during undrained triaxial tests on saturated dilatant granular materials. *Géotechnique*, 9(4): 174-182, doi: 10.1680/geot.1959.9.4.174.
- NF EN 932-1 (1996). *Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats - Partie 1 : méthodes d'échantillonnage*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN 933-8 (1999). *Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 8 : évaluation des fines - Equivalent de sable*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 11-300 (1992). *Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 18-553 (1990). *Granulats - Préparation d'un échantillon pour essai*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-051 (1993). *Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-054 (1991). *Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-056 (1996). *Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-057 (1992). *Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-059 (2000). *Sols : reconnaissance et essais - Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-068 (1998). *Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache*. Association Française de Normalisation (AFNOR).

- NF P 94-070 (1994). *Sols : reconnaissance et essais - Essais à l'appareil triaxial de révolution - Généralités, définitions*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-071-1 (1994). *Sols : reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : Cisaillement direct*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-074 (1994). *Sols : reconnaissance et essais - Essais à l'appareil triaxial de révolution - Appareillage - Préparation des éprouvettes - Essai (UU) non consolidé non drainé - Essai (CU+u) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle - Essai (CD) consolidé drainé*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- Ni, Q., Tan, T. S., Dasari, G. R., and Hight, D. W. (2004). Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils. *Géotechnique*, 54(9): 561-569, doi: 10.1680/geot.2004.54.9.561.
- NOAA, National Geophysical Data Center (2012). Turnagain Heights landslide, Anchorage, Alaska. Natural Hazard Images Database, National Geophysical Data Center, NOAA, doi: 10.7289/V5154F01.
- NRC, National Research Council (1985). *Liquefaction of soils during earthquakes*. Washington, DC: National Academy Press.
- Oda, M. (1972a). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. *Soils and Foundations*, 12(1): 17-36.
- Oda, M. (1972b). The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand. *Soils and Foundations*, 12(2): 1-18.
- Oda, M. (1972c). Deformation mechanism of sand in triaxial compression tests. *Soils and Foundations*, 12(4): 45-63.
- Ouyed, M., Meghraoui, M., Anténor-Habazac, C., Bourezg, S., Cisternas, A., Dorel, J., Fréchet, J., Frogneux, M., Hatzfeld, D., and Philip, H. (1980). Le séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980, premiers résultats sismologiques et tectoniques. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences de Paris*, t. 291, Série D: 921-924.
- Ouyed, M., Meghraoui, M., Cisternas, A., Deschamps, A., Dorel, J., Fréchet, J., Gaulon, R., Hatzfeld, D., and Philip, H. (1981). Seismotectonics of the El Asnam earthquake. *Nature*, 292(5818): 26-31, doi: 10.1038/292026a0.
- Peacock, W. H and Seed, H. B. (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 94(SM3): 689-708, doi: 10.1061/JSFEAQ.0001077.
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Perlea, V. G., Koester, J. P., and Prakash, S. (1999). How liquefiable are cohesive soils? *Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisboa, Portugal, 2: 611-618.
- Philip, H. and Meghraoui, M. (1983). Structural analysis and interpretation of the surface deformations of the El Asnam earthquake of October 10, 1980. *Tectonics*, 2(1): 17-49, doi: 10.1029/TC002i001p00017.
- Pitman, T. D., Robertson, P. K., and Segoo, D. C. (1994). Influence of fines on the collapse of loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 728-739, doi: 10.1139/t94-084.

- Polito, C. P. (1999). *The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils*. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, USA.
- Polito, C. and Martin II, J. R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(5): 408-415, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:5(408).
- Ponce, V. M. and Bell, J. M. (1971). Shear strength of sand at extremely low pressures. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of ASCE, 97(SM4): 625-638.
- Poulos, S. J. (1971). The stress-strain curves of soils. *Geotechnical Engineers*, Inc., Winchester, Massachusetts.
- Poulos, S. J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 107(GT5): 553-562, doi: 10.1061/AJGEB6.0001136.
- Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111(6): 772-792, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:6(772).
- Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W. (1988). Liquefaction evaluation procedure. Closure. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(2): 251-259, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:2(251).
- Rad, N. S. and Tumay, M. T. (1987). Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 10(1): 31-37, doi: 10.1520/GTJ10136J.
- Rahman, M. M., Lo, S. R., and Gnanendran, C. T. (2008). On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1439-1456, doi: 10.1139/T08-064.
- Ramana, K. V. and Raju, V. S. (1982). Membrane penetration in triaxial tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 108(GT2): 305-310.
- Rees, S. D. (2010). *Effects of fines on the undrained behaviour of Christchurch sandy soils*. Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Riemer, M. F. and Seed, R. B. (1997). Factors affecting apparent position of steady-state line. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(3): 281-288, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:3(281).
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 111(3): 384-403.
- Robertson, P. K. and Wride (Fear), C. E. (1997). Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT. *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Edited by Youd, T. L. and Idriss I. M., Technical Report NCEER-97-0022: 41-87.
- Roscoe, K. H. and Poorooshasb, H. B. (1963). A fundamental principle of similarity in model tests for earth pressure problems. *Proceedings of the Second Asian Conference on Soil Mechanics*, Tokyo, Japan, 1: 134-140.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., and Wroth, C. A. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8(1): 22-53, doi: 10.1680/geot.1958.8.1.22.

- Rothé, J.-P. (1950). Les séismes de Kerrata et la séismicité de l'Algérie. *Bulletin du Service de la Carte Géologique de l'Algérie, 4^e série, Géophysique, 3*.
- Salgado, R., Bandini, P., and Karim, A. (2000). Shear strength and stiffness of silty sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(5): 451-462, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(451)
- Sasitharan, S., Robertson, P. K., Segoo, D. C., and Morgenstern, N. R. (1993). Collapse behavior of sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(4): 569-577, doi: 10.1139/t93-049.
- Sasitharan, S., Robertson, P. K., Segoo, D. C., and Morgenstern, N. R. (1994a). Collapse behavior of sand. Reply. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(6): 1022-1023, doi: 10.1139/t94-118.
- Sasitharan, S., Robertson, P. K., Segoo, D. C., and Morgenstern, N. R. (1994b). State-boundary surface for very loose sand and its practical implications. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3): 321-334, doi: 10.1139/t94-040.
- Schlosser, F. (1985). Liquéfaction de veines de sable lâche dans des talus sous-marins. *11^{ème} Conférence Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation*, San Francisco, USA.
- Schlosser, F., Corté, J. F., and Dormieux, L. (1987). Effets dynamiques de l'eau dans les sols. *Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Dublin, Ireland, 6: 1-52.
- Schofield, A. (2005). *Disturbed soil properties and geotechnical design*. London: Thomas Telford.
- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968). *Critical state soil mechanics*. London: McGraw-Hill.
- Schwab, E. and Dormieux, L. (1985). Liquefaction due to expansion of a cylindrical cavity. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, USA, 2: 1049-1054.
- Seed, H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(GT2): 201-255, doi: 10.1061/AJGEB6.0000770.
- Seed, H. B. (1983). Stability of port fills and coastal deposits. *Proceedings of the Seventh Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Technion Institute of Technology, Haifa, Israel, 2: 31-41.
- Seed, H. B. (1986). *Design problems in soil liquefaction*. University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-86/02.
- Seed, H. B., Mori, K., and Chan, C. K. (1977). Influence of seismic history on liquefaction of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT4): 257-270.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1967). Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 93(SM3): 83-108, doi: 10.1061/JSFEAQ.0000912.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM9): 1249-1273, doi: 10.1061/JSFEAQ.0001591.

- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Monograph series, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, USA.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., and Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 109(3): 458-482, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(458).
- Seed, H. B. and Lee, K. L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 92(SM6): 105-134, doi: 10.1061/JSFEAQ.0000865.
- Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M., and Makdisi, F. I. (1975). Dynamics analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 101(GT9): 889-911, doi: 10.1061/AJGEB6.0000195.
- Seed, H. B. and Peacock, W. H. (1971). Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM8): 1099-1119, doi: 10.1061/JSFEAQ.0001578.
- Seed, H. B., Seed, R. B., Schlosser, F., Blondeau, F., and Juran, I. (1988). *The Landslide at the Port of Nice on October 16, 1979*. University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-88/10.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111(12): 1425-1445, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:12(1425).
- Seed, R. B. and Harder, L. F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. *Proceedings of the H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Berkeley, BiTech Publishers Ltd., Vancouver, 2: 351-376.
- Serratrice, J. F. (2004). Identifications des sites pour des projets d'ouvrages en terre. *Séance technique du Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique (C.F.M.S.) du 5 mai 2004, Dynamique, séisme, traitement des sols en zone sismique*, Paris, France.
- Shen, C. K., Vrymoed, J. L., and Uyeno, C. K. (1977). The effects of fines on liquefaction of sands. *Proceedings of the ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Japan, 2: 381-385.
- Sherif, M. A., Ishibashi, I., and Tsuchiya, C. (1977). Saturation effects on initial soil liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT8): 914-917.
- Singh, S. (1996). Liquefaction characteristics of silts. *Geotechnical and Geological Engineering*, 14(1): 1-19, doi: 10.1007/BF00431231.
- Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B, *Géotechnique*, 4(4): 143-147, doi: 10.1680/geot.1954.4.4.143.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., and Krahn, J. (1985a). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4): 564-578, doi: 10.1139/t85-076.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., Krahn, J., and Mitchell, D. E. (1985b). Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4): 579-588, doi: 10.1139/t85-077.

- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., Krahn, J., and Mitchell, D. E. (1987). Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. Reply. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1): 179-185, doi: 10.1139/t87-021.
- Sladen, J. A. and Handford, G. (1987). A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(3): 462-466, doi: 10.1139/t87-058.
- Sladen, J. A. and Oswell, J. M. (1989). The behaviour of very loose sand in the triaxial compression test. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1): 103-113, doi: 10.1139/t89-011.
- Symes, M. J. P. R., Gens, A., and Hight, D. W. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Géotechnique*, 34(1): 11-27, doi: 10.1680/geot.1984.34.1.11.
- Tatsuoka, F. and Ishihara, K. (1974). Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction. *Soils and Foundations*, 14(3): 51-65.
- Tatsuoka, F., Goto, S., and Sakamoto, M. (1986a). Effects of some factors on strength and deformation characteristics of sand at low pressures. *Soils and Foundations*, 26(1): 105-114.
- Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S., and Masahiro, O. (1986b). Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. *Soils and Foundations*, 26(3): 23-41.
- Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S., Yasuda, S., and Tanizawa, F. (1986c). Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. *Soils and Foundations*, 26(3): 99-116.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage*. Franz Deuticke, Leipzig und Wien.
- Terzaghi, K. (1956). Varieties of Submarine Slope Failures. *Harvard Soil Mechanics Series, No. 52, reprinted from Publication No. 25 of the Norwegian Geotechnical Institute and originally published in the Proceedings of the Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Texas at Austin, Texas, USA*.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*, 3rd edition. New York, USA and Canada: John Wiley & Sons, Inc.
- Thevanayagam, S. (1998). Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(6): 479-491, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:6(479).
- Thevanayagam, S. and Martin, G. R. (2002). Liquefaction in silty soils-screening and remediation issues. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9-12): 1035-1042, doi: 10.1016/S0267-7261(02)00128-8.
- Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., and Liang, J. (2002). Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 128(10): 849-859, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:10(849).
- Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S., and Makihara, Y. (1986). Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program. *Soils and Foundations*, 26(3): 117-128.

- Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. (1986). Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand. *Soils and Foundations*, 26(1): 53-64.
- Tokimatsu, K., Yamazaki, T., and Yoshimi, Y. (1986). Soil liquefaction evaluations by elastic shear moduli. *Soils and Foundations*, 26(1): 25-35.
- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content. *Soils and Foundations*, 23(4): 56-74.
- Troncoso, J. H. and Verdugo, R. (1985). Silt content and dynamic behavior of tailing sands. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, USA, 3: 1311-1314.
- Tsuchida, H. (1970). Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. *Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute*, Japan, 3: 1-3. (In Japanese).
- Uthayakumar, M. and Vaid, Y. P. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2): 273-283, doi: 10.1139/t98-007.
- Vaid, Y. P. (1994). Liquefaction of silty soils. *Ground Failures under Seismic Conditions*, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, 1-16.
- Vaid, Y. P. and Chern, J. C. (1983a). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils and Foundations*, 23(1): 47-60.
- Vaid, Y. P. and Chern, J. C. (1983b). Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2(3): 171-177, doi: 10.1016/0261-7277(83)90014-1.
- Vaid, Y. P. and Chern, J. C. (1985a). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. In: *Advances in the art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*. Edited by Khosla, V., American Society of Civil Engineers, New York, 120-147.
- Vaid, Y. P. and Chern, J. C. (1985b). Effect of static shear on resistance to liquefaction. Closure. *Soils and Foundations*, 25(3): 154-156.
- Vaid, Y. P., Chung, E. K. F., and Kuerbis, R. H. (1989). Preshearing and undrained response of sand. *Soils and Foundations*, 29(4): 49-61.
- Vaid, Y. P., Chung, E. K. F., and Kuerbis, R. H. (1990a). Stress path and steady state. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1): 1-7, doi: 10.1139/t90-001.
- Vaid, Y. P. and Finn, W. D. L. (1979). Static shear and liquefaction potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(GT10): 1233-1246, doi: 10.1061/AJGEB6.0000876.
- Vaid, Y. P., Fisher, J. M., Kuerbis, R. H., and Negussey, D. (1990b). Particle gradation and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(4): 698-703, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:4(698).
- Vaid, Y. P. and Negussey, D. (1984a). A critical assessment of membrane penetration in the triaxial test. *Geotechnical Testing Journal*, 7(2): 70-76, doi: 10.1520/GTJ10595J.
- Vaid, Y. P. and Negussey, D. (1984b). Relative density of pluviated sand samples. *Soils and Foundations*, 24(2): 101-105.
- Vaid, Y. P. and Sivathayalan, S. (1996a). Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(6): 1017-1020, doi: 10.1139/t96-128.

- Vaid, Y. P. and Sivathayalan, S. (1996b). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2): 281-289, doi: 10.1139/t96-007.
- Vaid, Y. P., Sivathayalan, S., and Stedman, D. (1999). Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 22(3): 187-195, doi: 10.1520/GTJ11110J.
- Vaid, Y. P. and Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 121(2): 163-173, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:2(163).
- Verdugo, R. (1992a). *Characterisation of sandy soil behavior under large deformation*. Ph.D. Thesis, University of Tokyo, Tokyo, Japan.
- Verdugo, R. (1992b). Discussion: The critical state of sands. *Géotechnique*, 42(4): 655-658, doi: 10.1680/geot.1992.42.4.655.
- Verdugo, R. and Ishihara, K., (1996). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(2): 81-91.
- Wang, W. S. (1979). *Some findings in soil liquefaction*. Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China (In Chinese).
- Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th., and Poblete, M. (2005). Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and earthquake engineering*, 25(12): 923-932, doi: 10.1016/j.soildyn.2005.05.004.
- Wong, R. T., Seed, H. B., and Chan, C. K. (1974). *Liquefaction of gravelly soils under cyclic loading conditions*. University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-74/11.
- Wood, F. M., Yamamuro, J. A., and Lade, P. V. (2008). Effect of depositional method on the undrained response of silty sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(11): 1525-1537, doi: 10.1139/t08-079.
- Xenaki, V. C. and Athanasopoulos, G. A. (2003). Liquefaction resistance of sand silt-mixtures: an experimental investigation of the effect of fines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(3): 183-194, doi: 10.1016/S0267-7261(02)00210-5.
- Xia, H. and Hu, T. (1991). Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 117(9): 1347-1362, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1347).
- XP CEN ISO/TS 17892-3 (2005). *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 3 : détermination de la masse volumique des particules solides - Méthode du pycnomètre*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- XP CEN ISO/TS 17892-4 (2005). *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 4 : détermination de la distribution granulométrique des particules*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- XP CEN ISO/TS 17892-9 (2005). *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 9 : essai en compression à l'appareil triaxial sur sols saturés consolidés*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- XP CEN ISO/TS 17892-10 (2005). *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 10 : Essais de cisaillement direct*. Association Française de Normalisation (AFNOR).

- XP CEN ISO/TS 17892-12 (2005). *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 12 : détermination des limites d'Atterberg*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- XP P 94-011 (1999). *Sols : Reconnaissance et Essais - Description. Identification. Dénomination des sols - Terminologie. Eléments de classification*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- Yamamuro, J. A. and Covert, K. M. (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(4): 314-324, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:4(314).
- Yamamuro, J. A. and Lade, P. V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6): 905-917, doi: 10.1139/t97-057.
- Yamamuro, J. A. and Lade, P. V. (1998). Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(9): 868-877, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(868).
- Yamamuro, J. A. and Lade, P. V. (1999). Experiments and modelling of silty sands susceptible to static liquefaction. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 4(6): 545-564, doi: 10.1002/(SICI)1099-1484(199911)4:6<545::AID-CFM73>3.0.CO;2-O.
- Yamashita, S. and Toki, S. (1993). Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths. *Soils and Foundations*, 33(3): 92-104.
- Yang, S. L., Sandven, R., and Grande, L. (2006). Instability of sand-silt mixtures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (2-4): 183-190, *Eleventh International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE)*: Part II, doi: 10.1016/j.soildyn.2004.11.027.
- Yashinsky, M. (2005). *Earthquake damage to structures*. Handbook of Structural Engineering, Second Edition, Edited by Chen, W.-F. and Lui, E. M., CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton New York.
- Yasuda, N., Matsumoto, N., Yoshioka, R.-I., and Takahashi, M. (1997). Undrained monotonic and cyclic strength of compacted rockfill material from triaxial and torsional simple shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(3) : 357-367, doi: 10.1139/t97-001.
- Yelles Chaouche, A. K., Deramchi, A., Ferkoul, A., and Aoulaiche, K. (2002). *Les séismes en Algérie de 1992 à 2001*. Publication du Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG), Département Etude et Surveillance Sismiques, Alger-Bouzaréah, Algérie.
- Yilmaz, Y., Mollamahmutoglu, M., Ozaydin, V., and Kayabali, K. (2008). Experimental investigation of the effect of grading characteristics on the liquefaction resistance of various graded sands. *Engineering Geology*, 100(3-4): 91-100, doi: 10.1016/j.enggeo.2007.12.002.
- Yoshimi, Y. and Oh-oka, H. (1975). Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand. *Soils and Foundations*, 15(3): 27-40.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K., and Tokimatsu, K. (1989). Liquefaction resistance of a partially saturated sand. *Soils and Foundations*, 29(3): 157-162.
- Yoshimine, M. and Ishihara, K. (1998). Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations*, 38(3): 189-198.

- Yoshimine, M., Ishihara, K., and Vargas, W. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils and Foundations*, 38(3): 179-188.
- Youd, T. L. (1984). Recurrence of liquefaction at the same site. *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, 3: 231-238.
- Youd, T. L. (1991). Mapping of earthquake-induced liquefaction for seismic zonation. *Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation*, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, California, USA, 1: 111-147.
- Zacek, M. (2009). Conception parasismique des bâtiments. *Journée La Construction Parasismique dans l'Ain*, France.
- Zhang, H. and Garga, V. K. (1997). Quasi-steady state: a real behaviour? *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5): 749-761, doi: 10.1139/t97-046.
- Zlatović, S. and Ishihara, K. (1995). On the influence of nonplastic fines on residual strength. *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Japan, Ishihara Edition, 1: 239-244.
- Zlatović, S. and Ishihara, K. (1997). Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric. *Soils and Foundations*, 37(4): 47-56.

Annexe A

RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE

A.1 INTRODUCTION

Les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés sur les trois sables, conformément au tableau 4.2 et en utilisant l'approche de la matrice sableuse constante, ont été effectués en faisant varier la densité du matériau $I_D = 0.15, 0.50, 0.80$, les contraintes normales appliquées sur l'échantillon $\sigma_n = 50, 100, 200 \text{ kPa}$ et la teneur en fines FC suivant sa contenance dans le sable naturel. Ainsi, l'étude a été faite en variant, avec un pas de 5 %, la teneur en fines FC de 0 à 15 % pour le sable de Chlef et de 0 à 10 % pour le sable de Rass. Le comportement mécanique du sable de Zemmouri a été étudié seulement pour les états propre et naturel à cause de sa faible teneur en fines.

- Sable de Chlef avec $FC = 0, 5, 10, 15 \%$
 - $I_D = 0.15 : 12 \text{ essais}$,
 - $I_D = 0.50 : 12 \text{ essais}$,
 - $I_D = 0.80 : 12 \text{ essais}$.

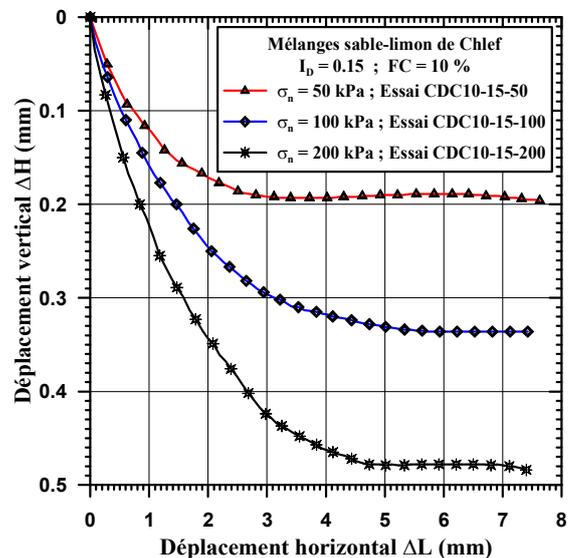
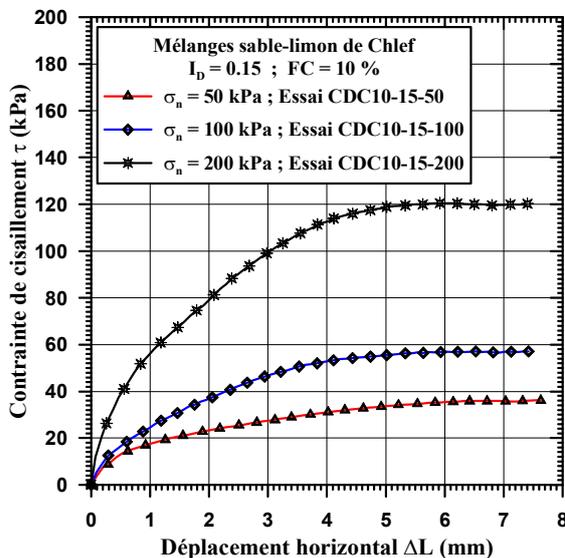
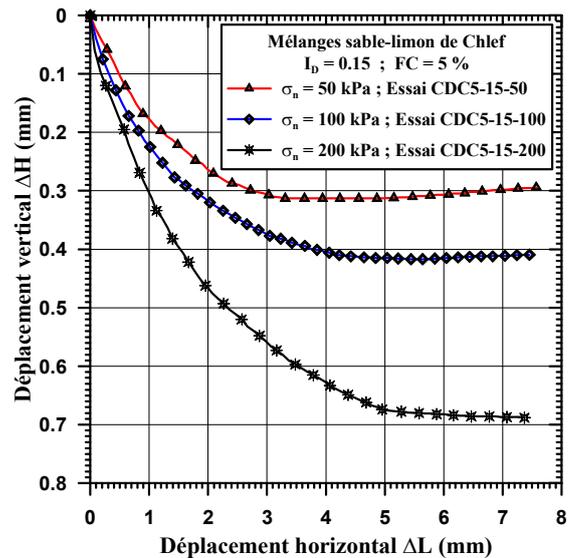
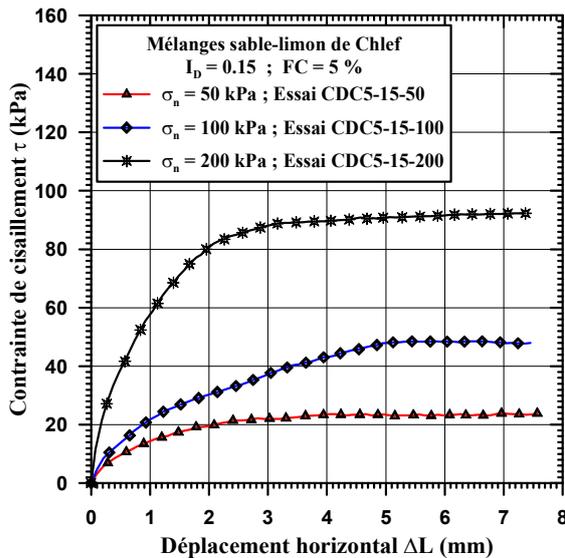
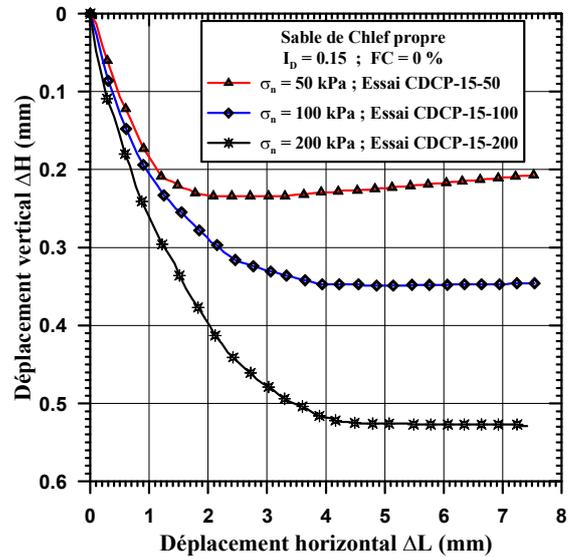
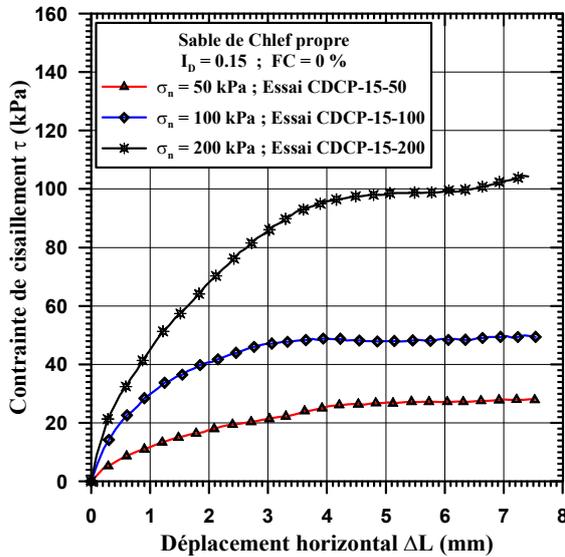
- Sable de Rass avec $FC = 0, 5, 10 \%$
 - $I_D = 0.15 : 9 \text{ essais}$,
 - $I_D = 0.50 : 9 \text{ essais}$,
 - $I_D = 0.80 : 9 \text{ essais}$.

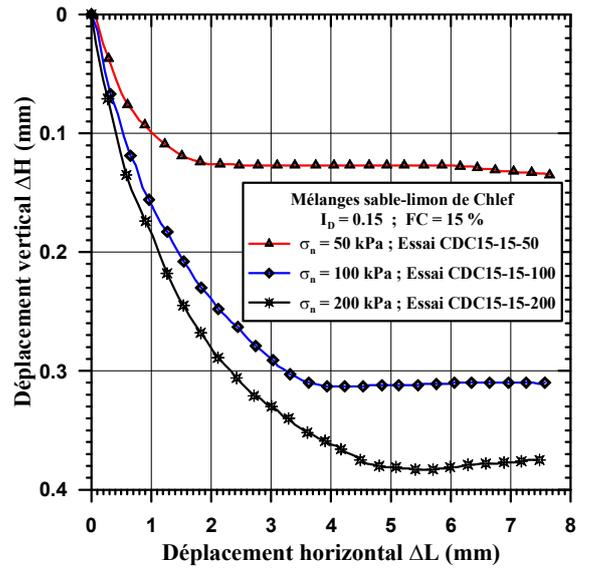
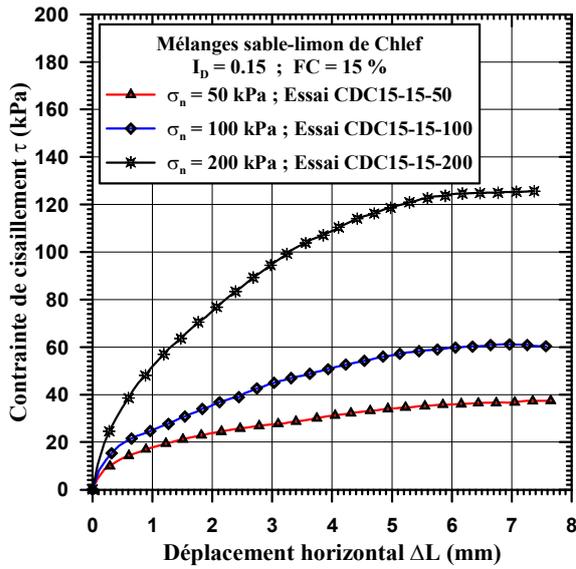
- Sable de Zemmouri avec $FC = 0, 0.3 \%$
 - $I_D = 0.15 : 6 \text{ essais}$,
 - $I_D = 0.50 : 6 \text{ essais}$,
 - $I_D = 0.80 : 6 \text{ essais}$.

Le nombre total d'essais de cisaillement direct effectués sur les trois sables est de 81 essais.

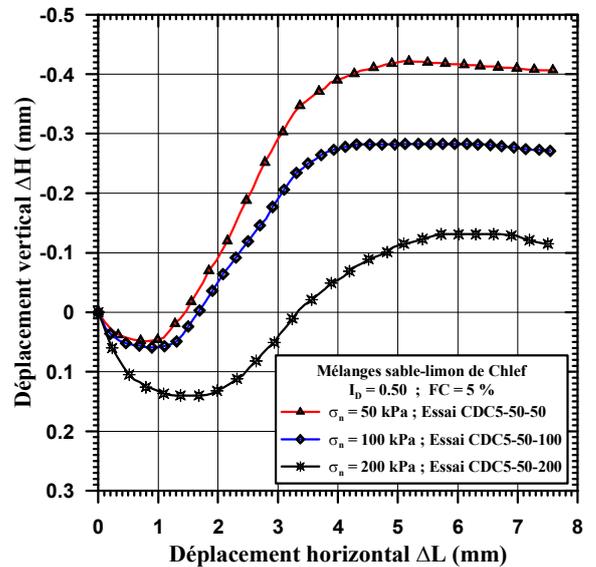
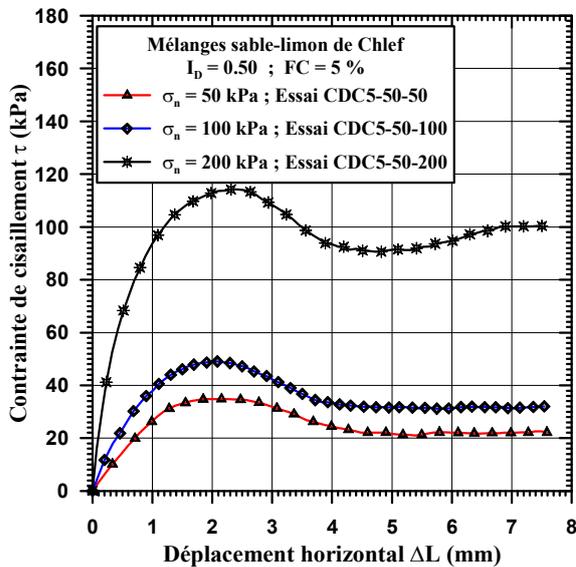
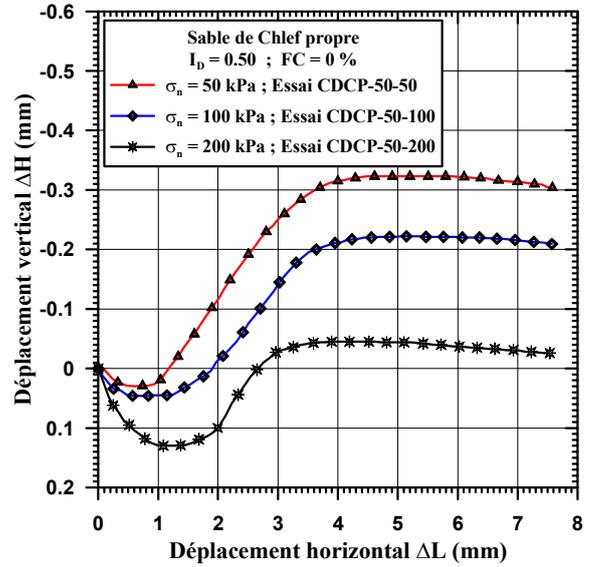
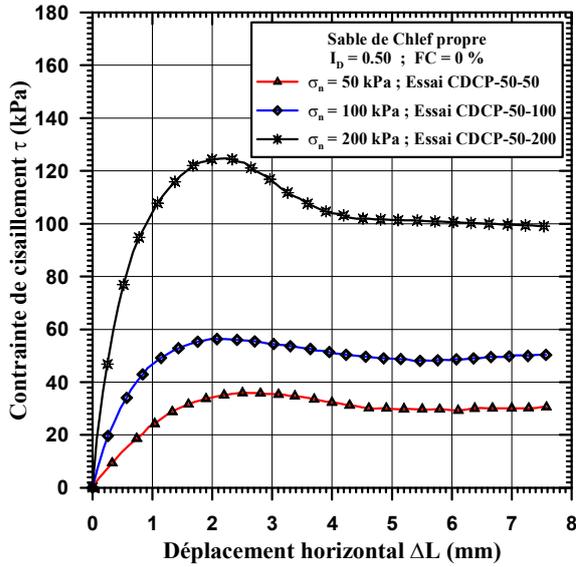
A.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE DE CHLEF SOUS CISAILEMENT DIRECT

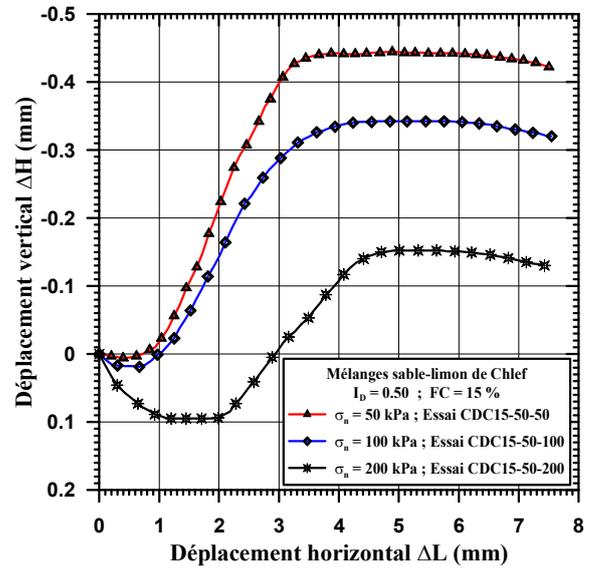
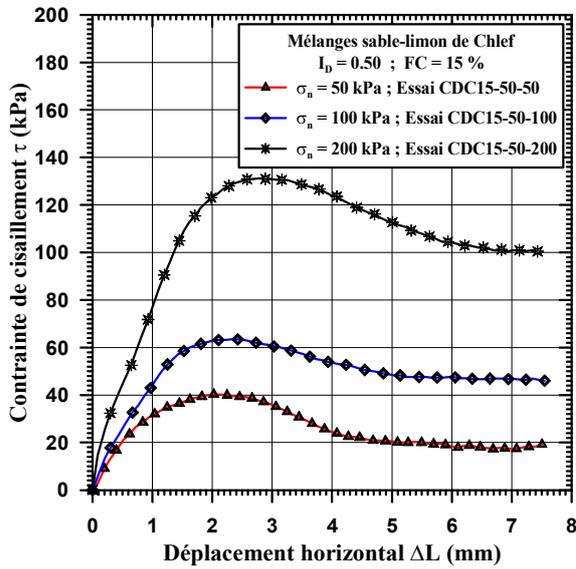
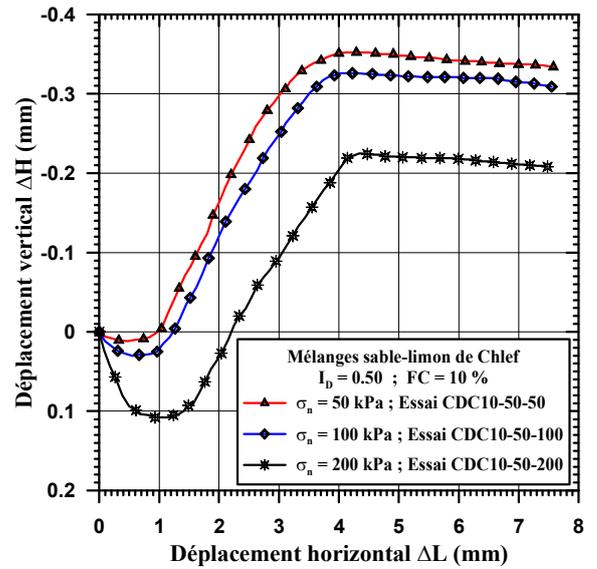
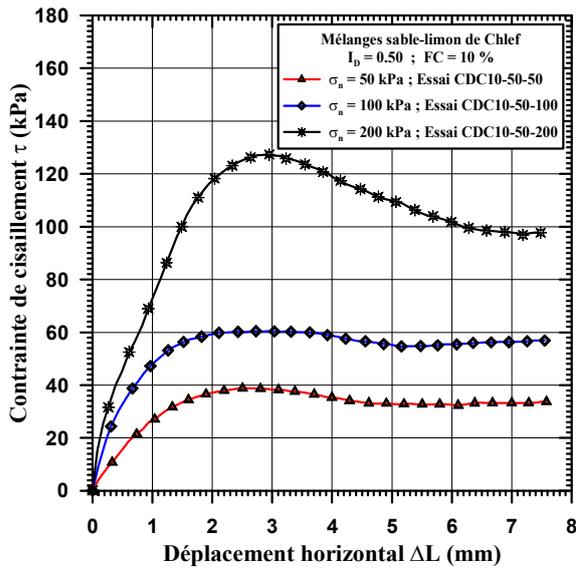
A.2.1 Sable de Chlef - $I_D = 0.15$



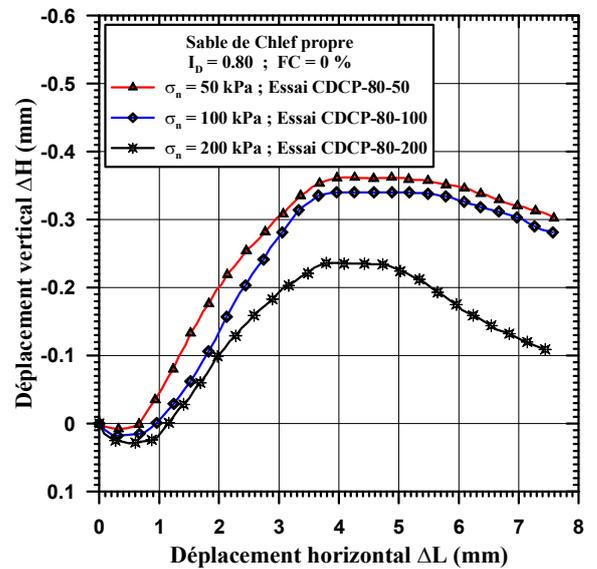
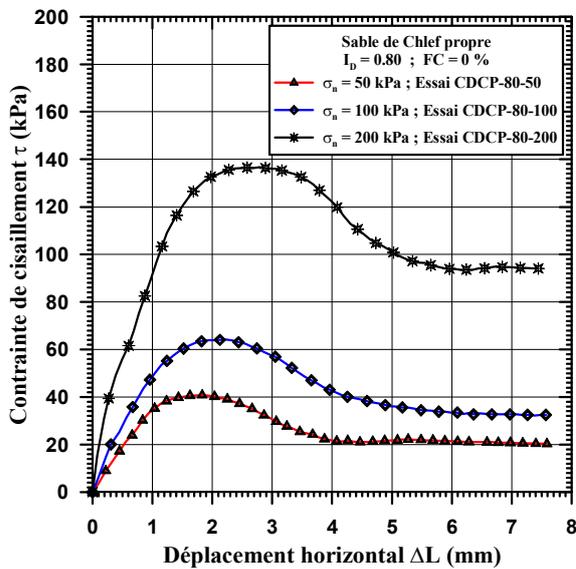


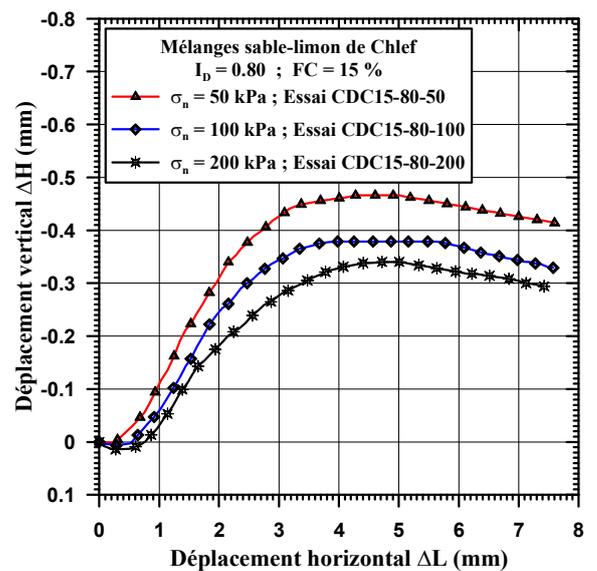
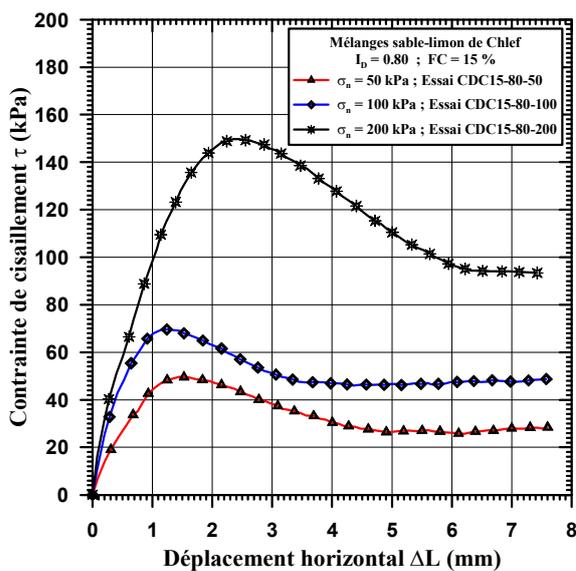
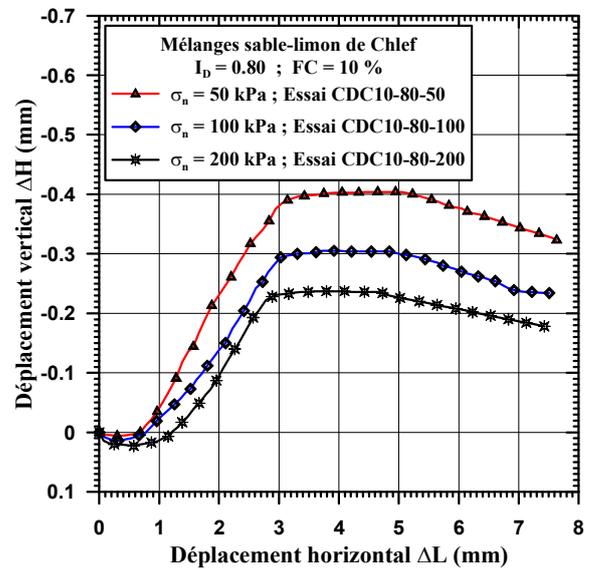
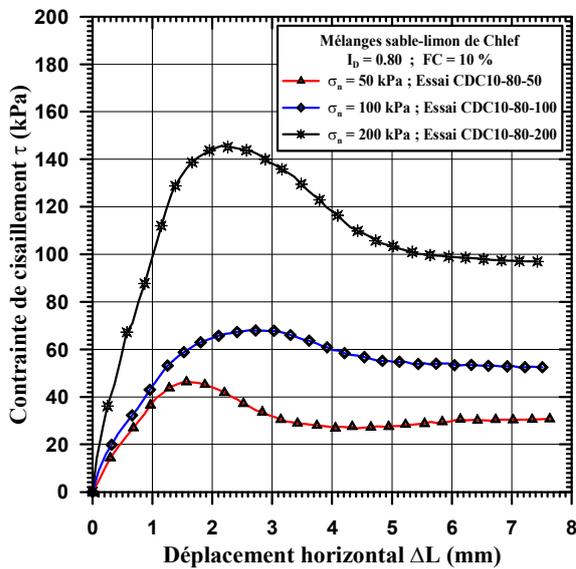
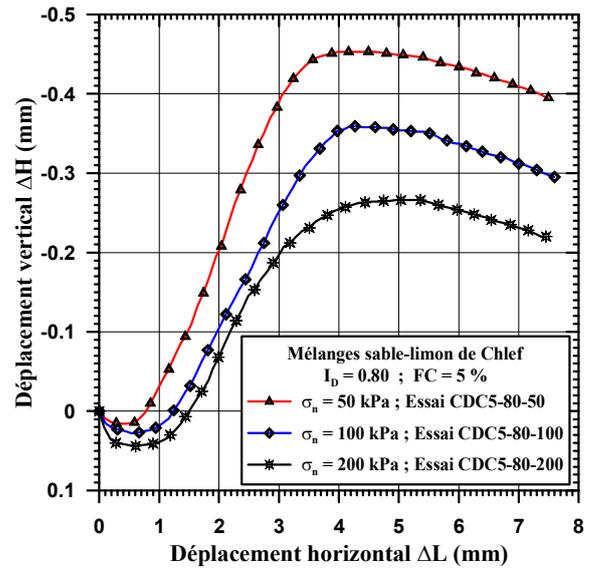
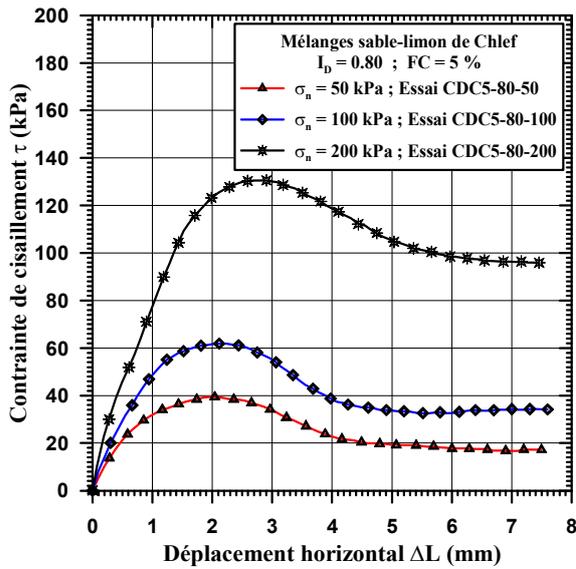
A.2.2 Sable de Chlef - $I_D = 0.50$





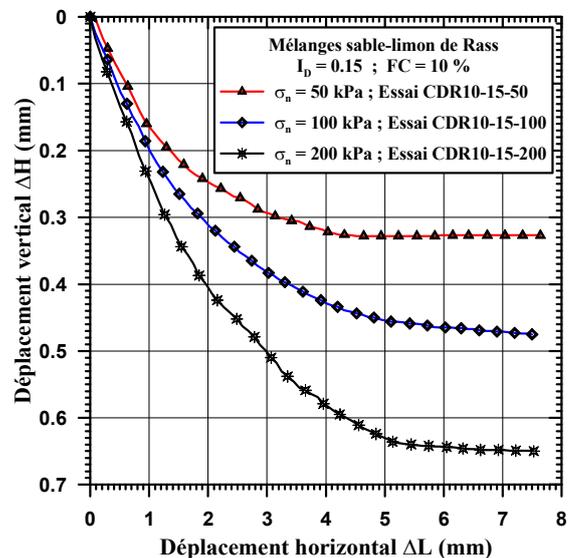
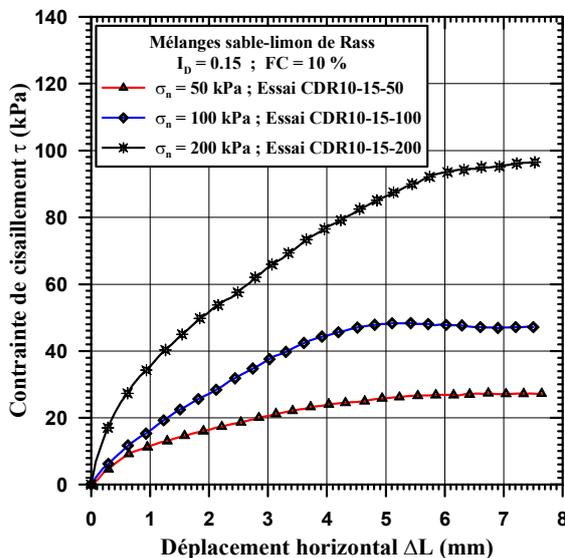
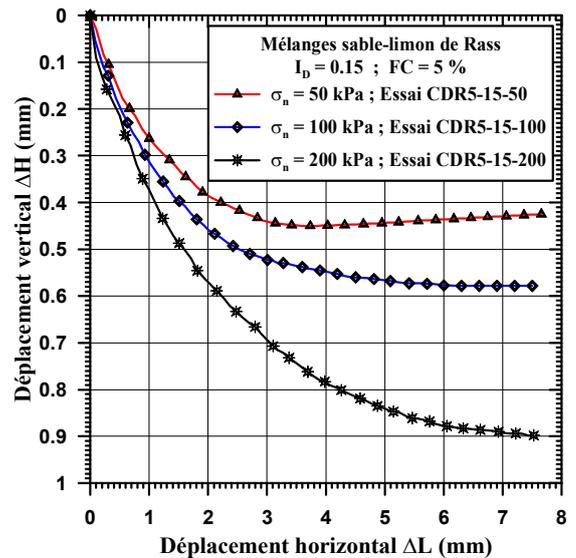
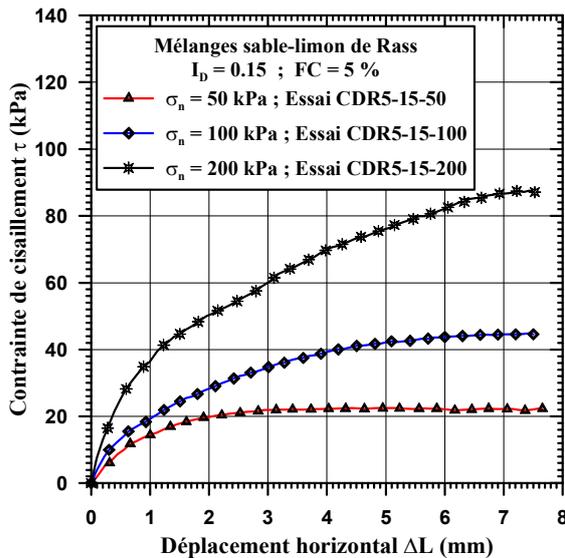
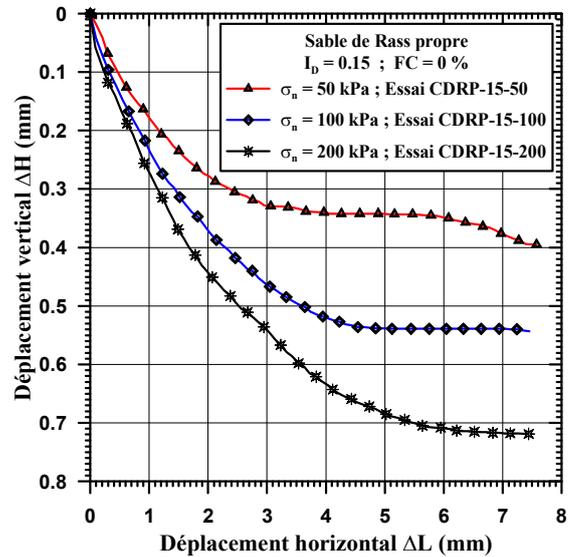
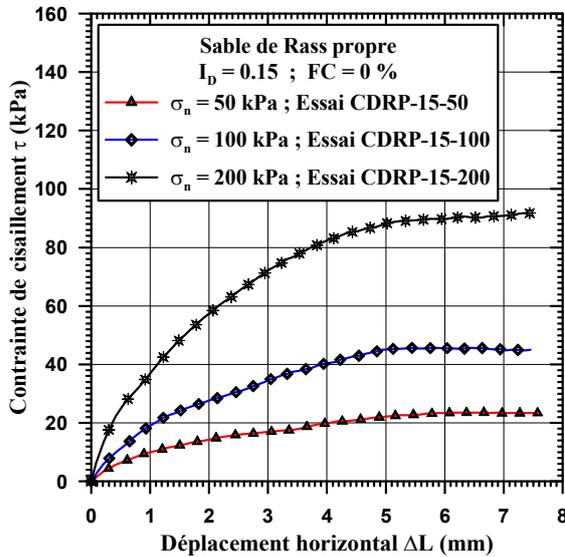
A.2.3 Sable de Chlef - $I_D = 0.80$



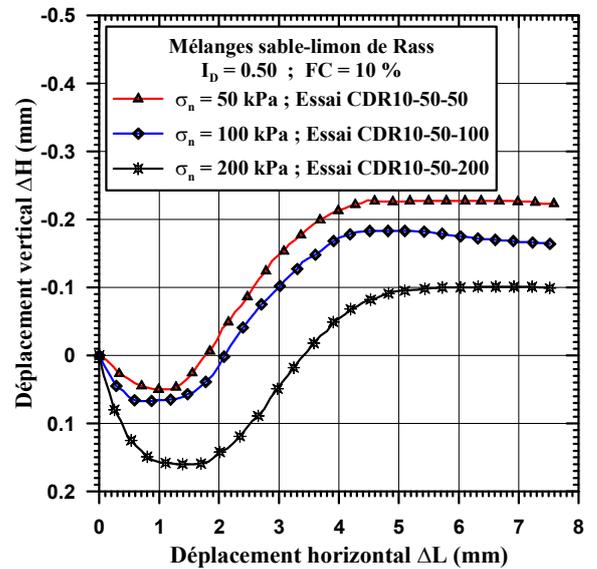
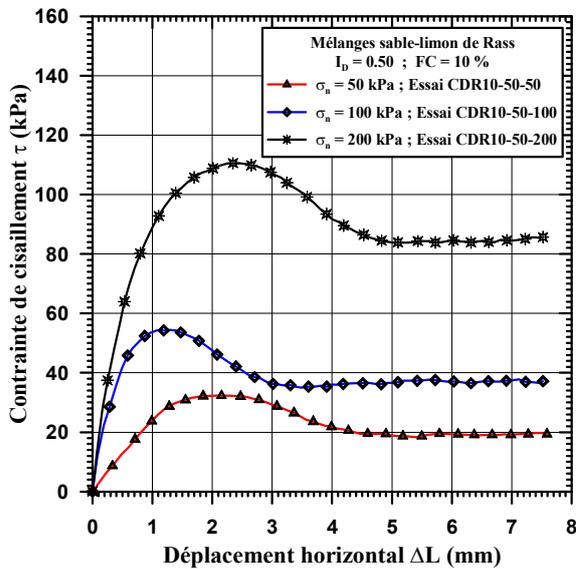
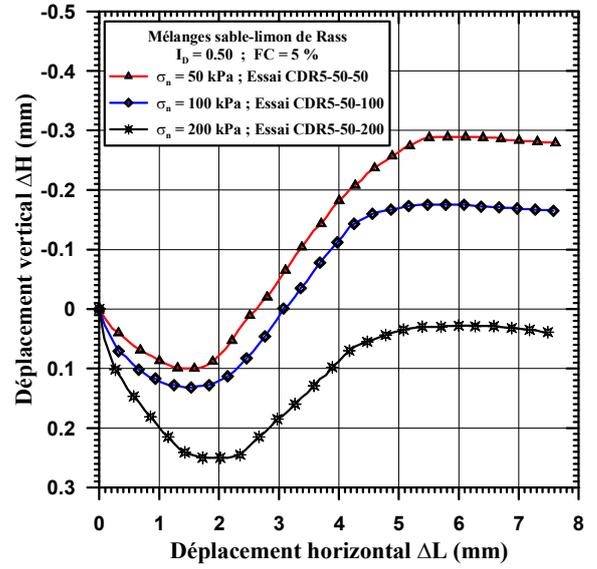
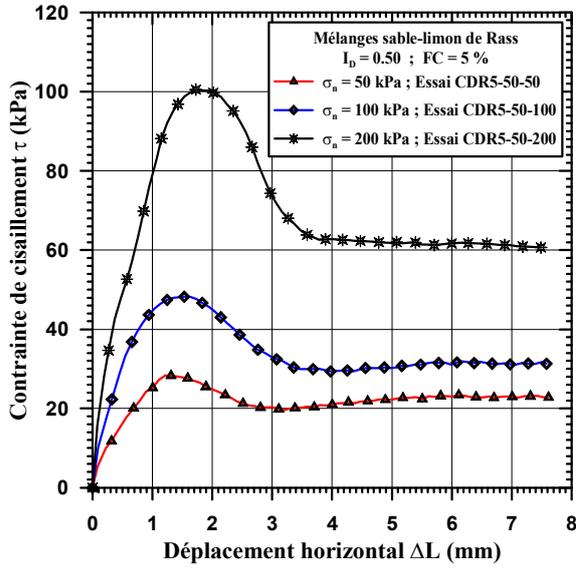
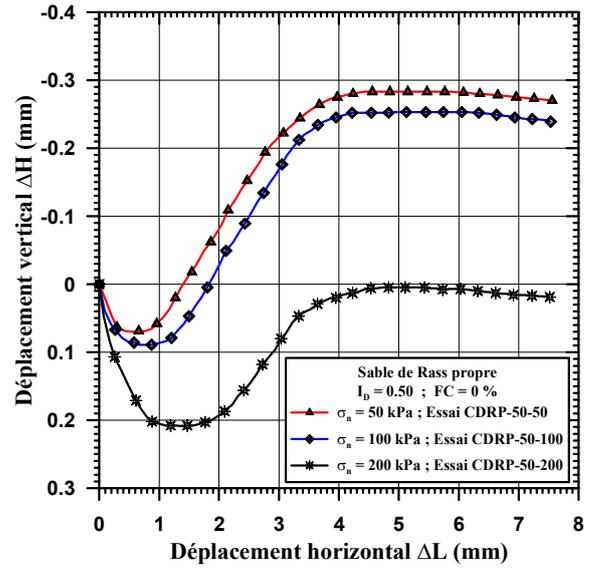
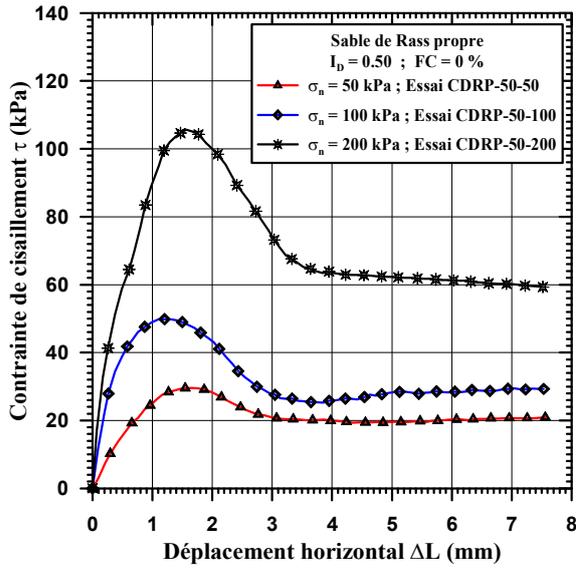


A.3 COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE DE RASS SOUS CISAILEMENT DIRECT

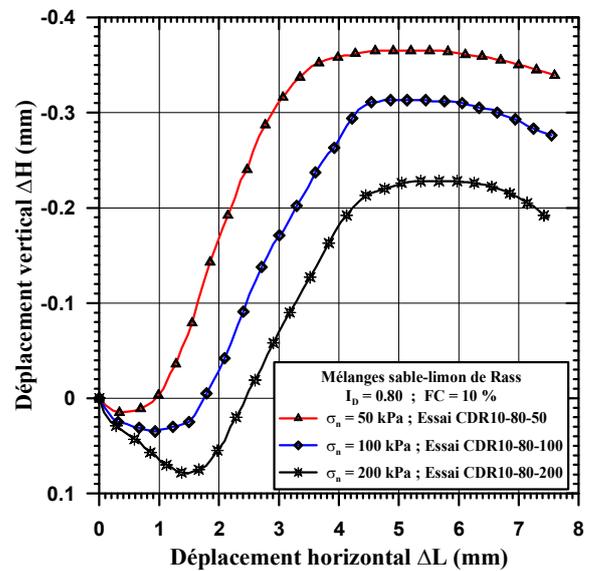
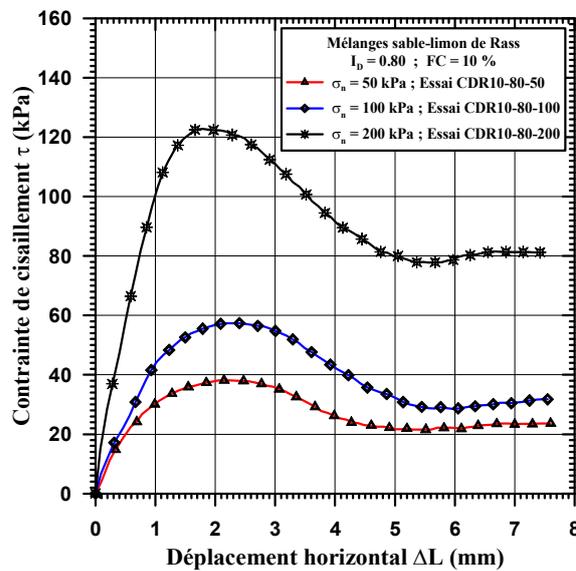
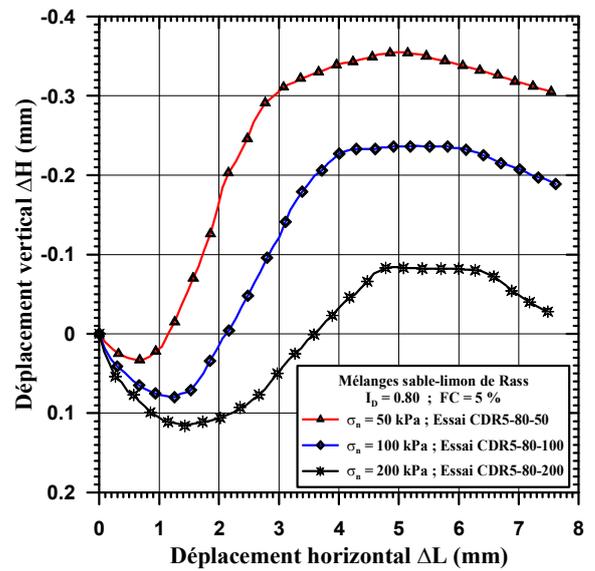
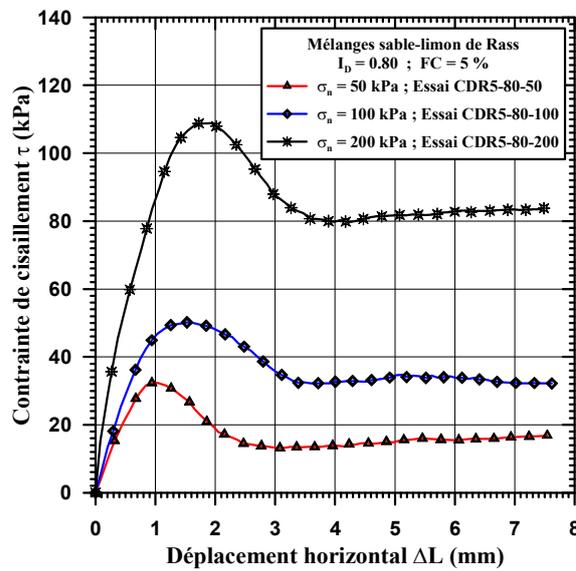
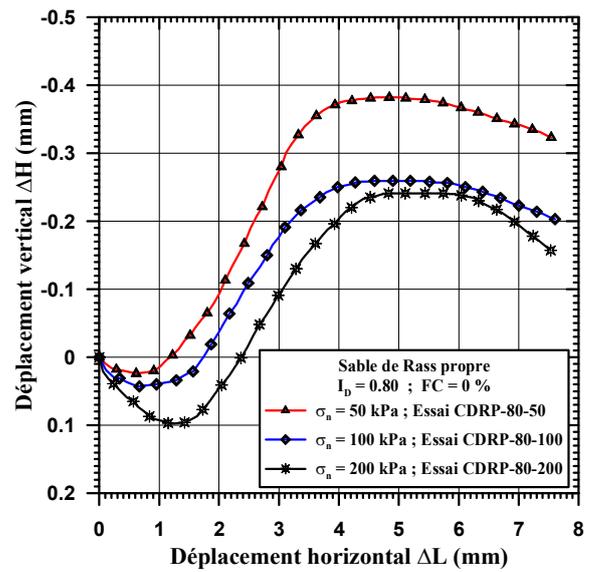
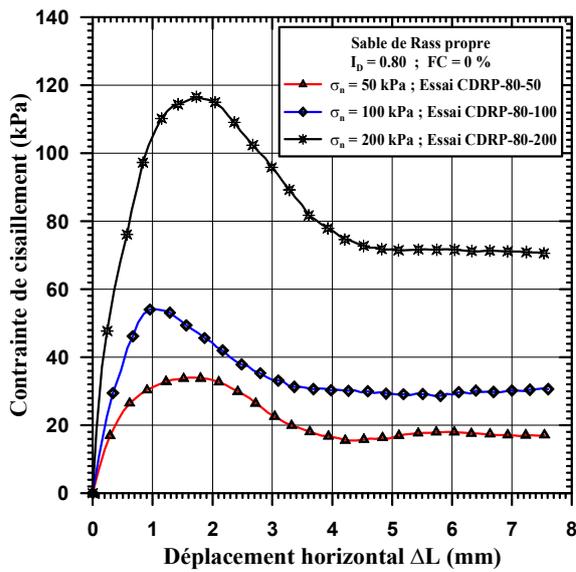
A.3.1 Sable de Rass - $I_D = 0.15$



A.3.2 Sable de Rass - $I_D = 0.50$

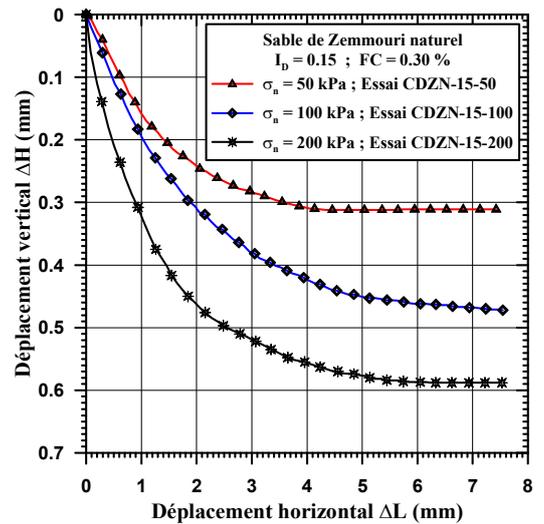
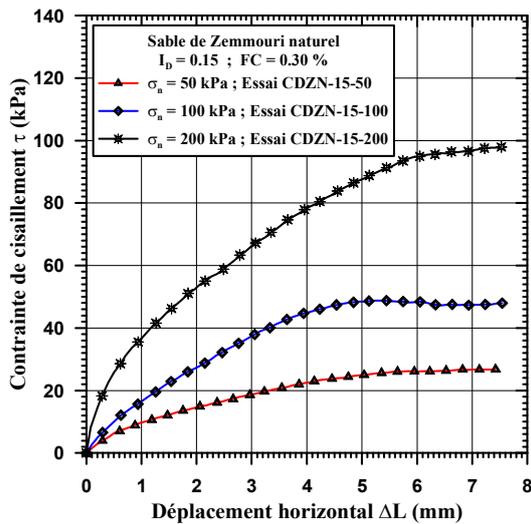
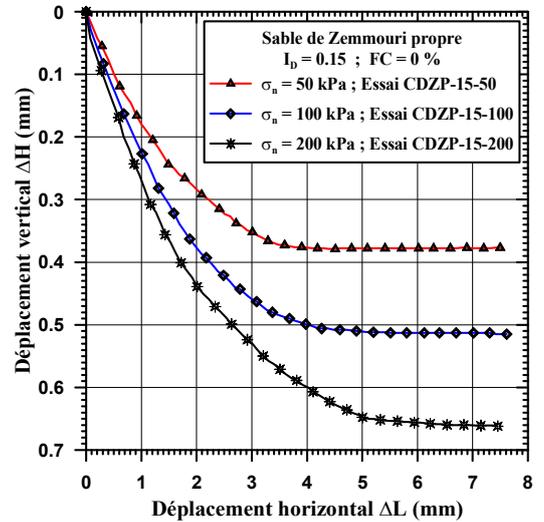
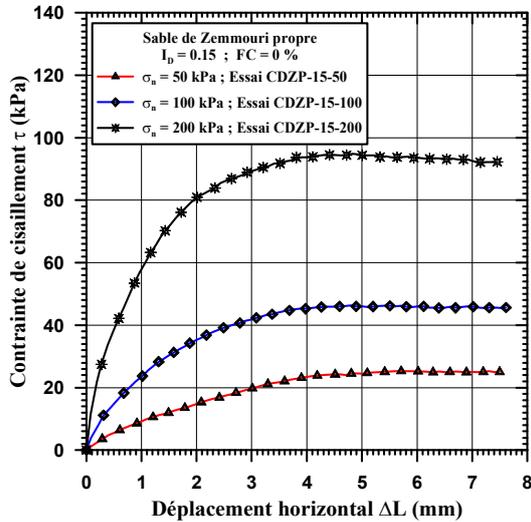


A.3.3 Sable de Rass - $I_D = 0.80$

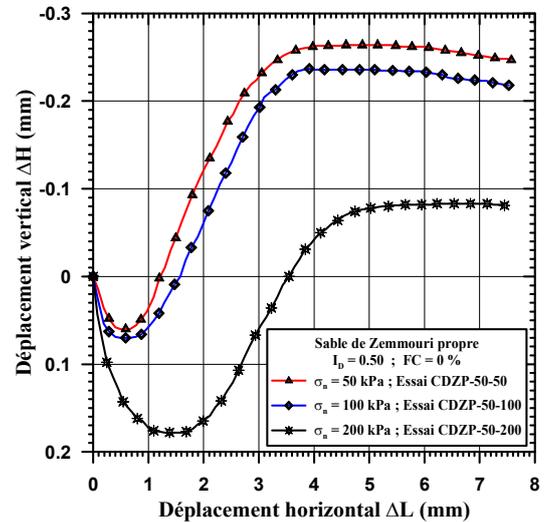
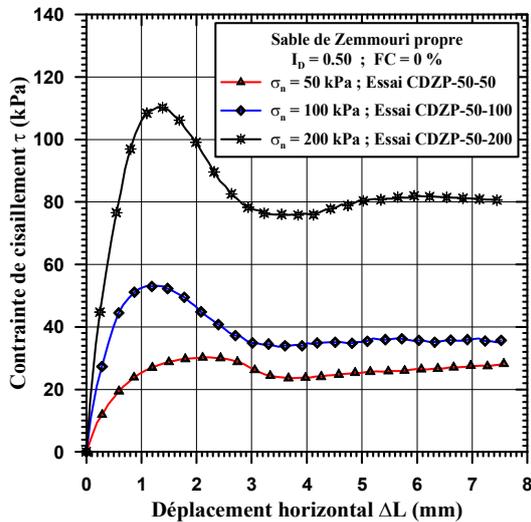


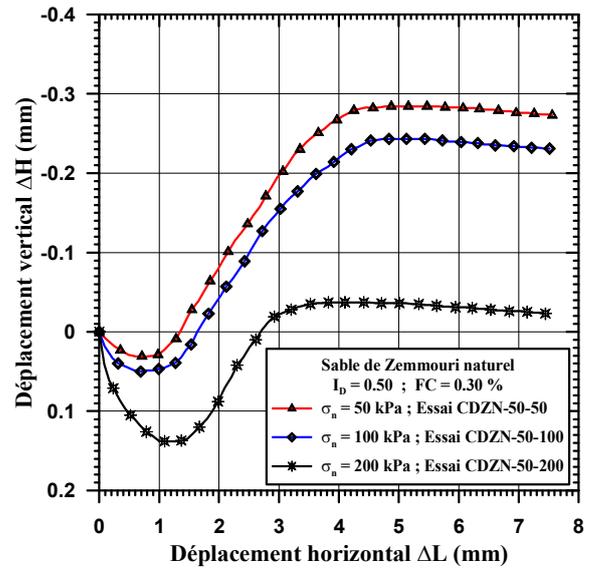
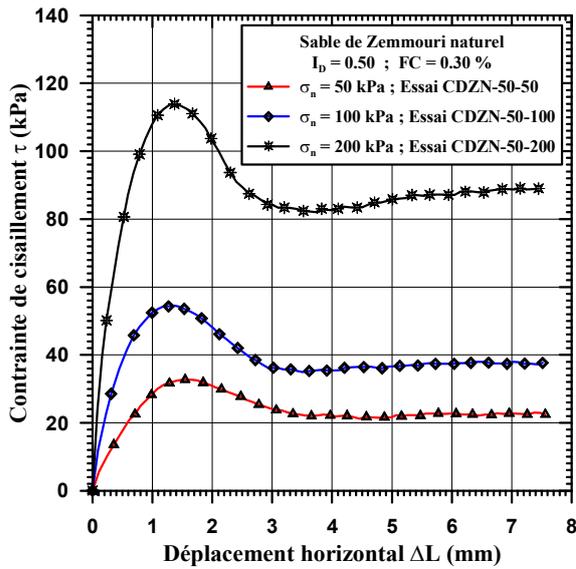
A.4 COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE DE ZEMMOURI SOUS CISAILLEMENT DIRECT

A.4.1 Sable de Zemmouri - $I_D = 0.15$

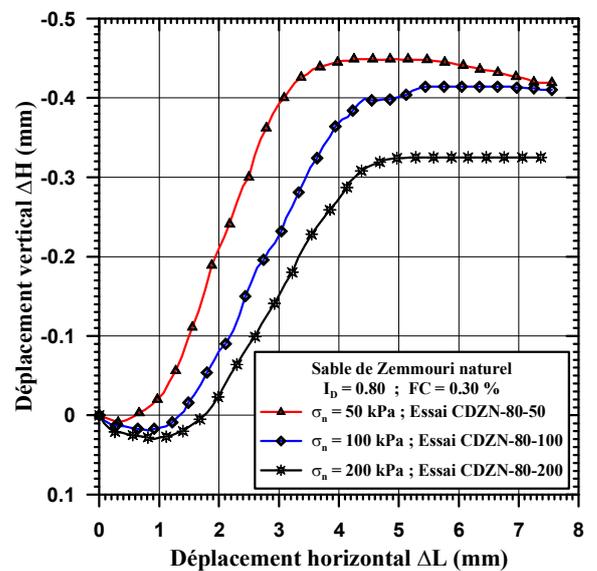
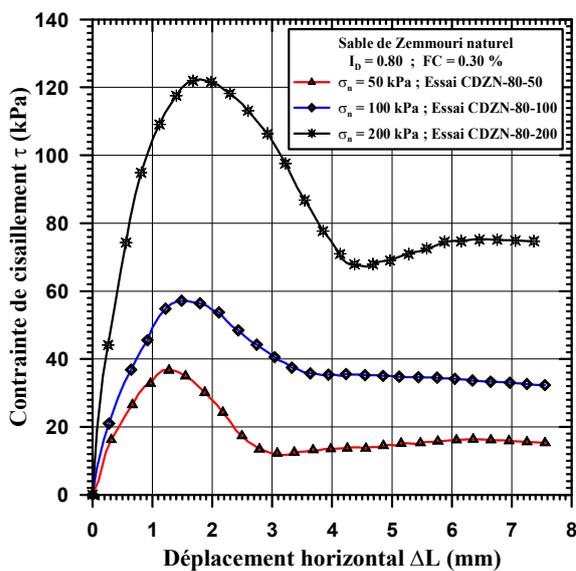
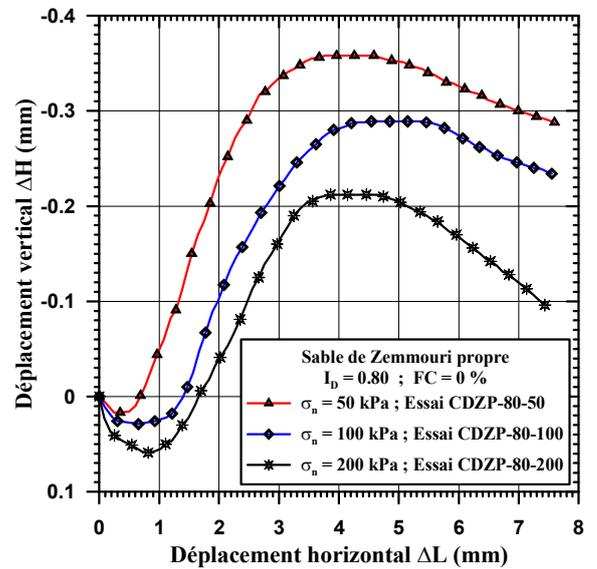
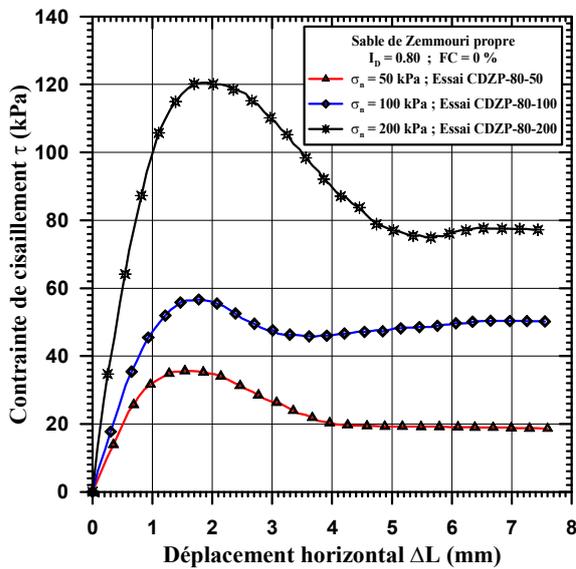


A.4.2 Sable de Zemmouri - $I_D = 0.50$





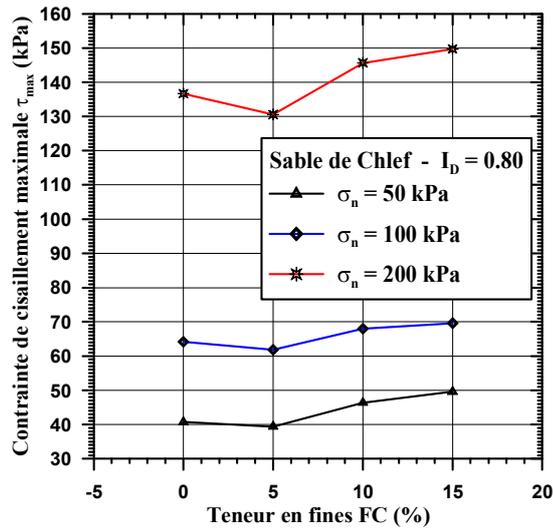
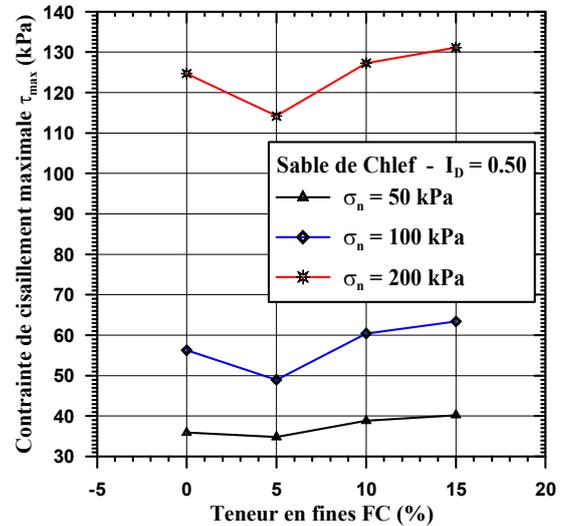
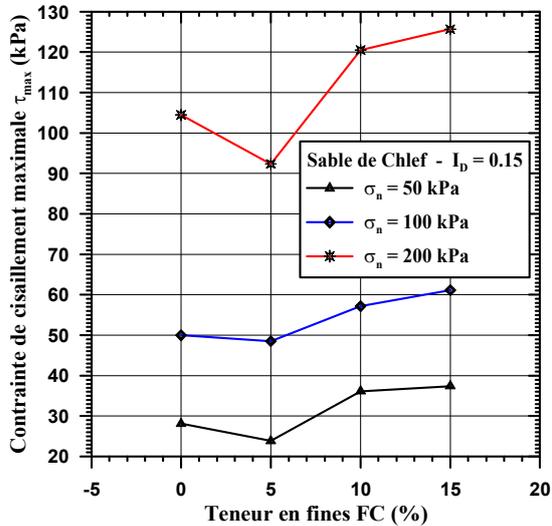
A.4.3 Sable de Zemmouri - $I_p = 0.80$



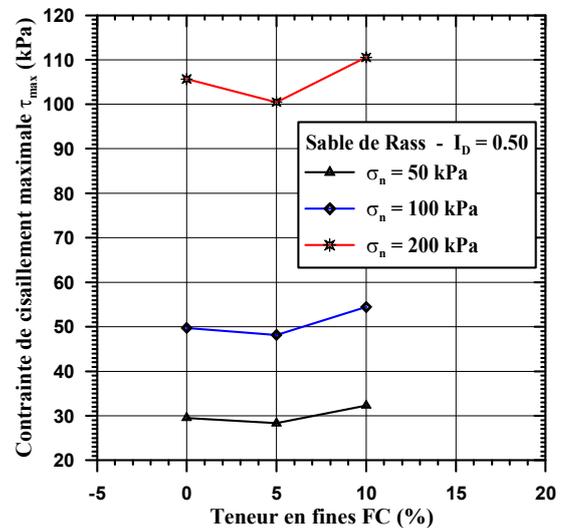
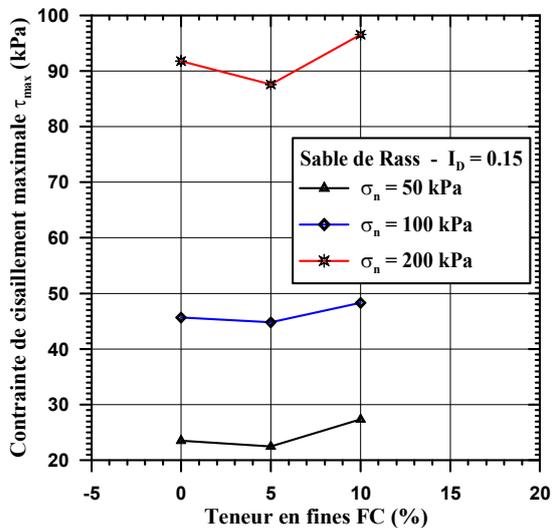
A.5 EVALUATION DES PARAMETRES MECANIQUES

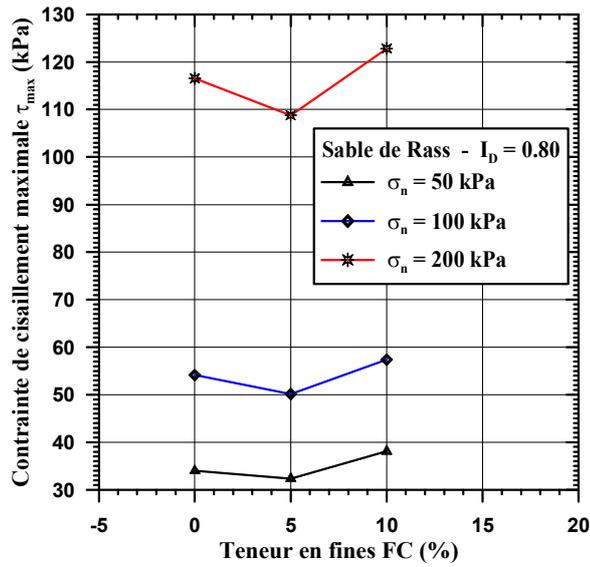
A.5.1 Contrainte de cisaillement maximale

A.5.1.1 Contrainte de cisaillement du sable de Chlef

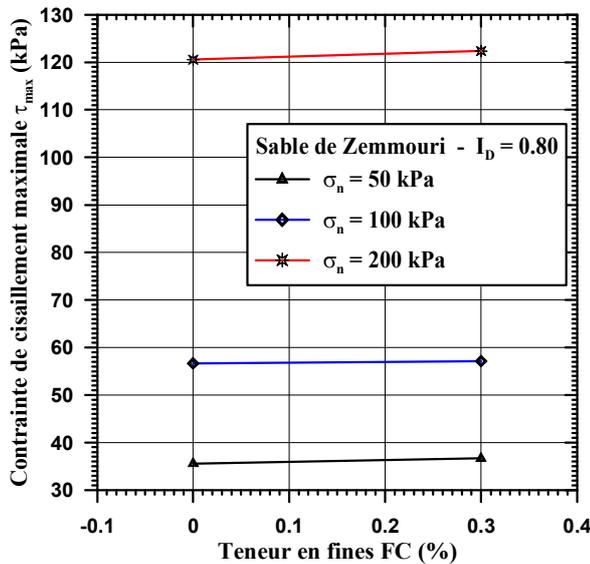
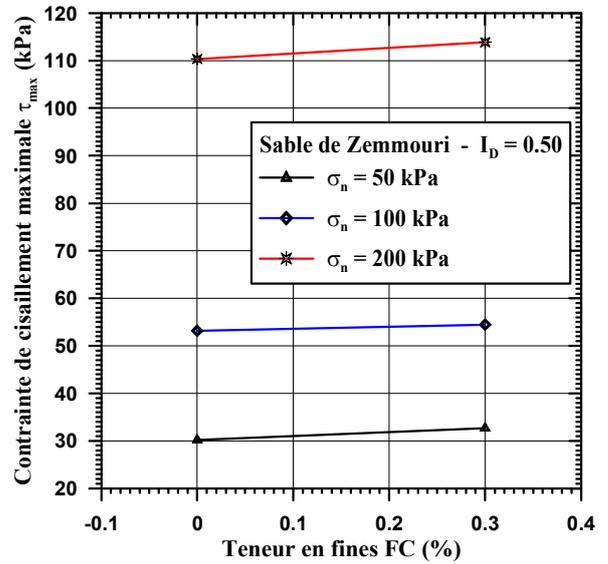
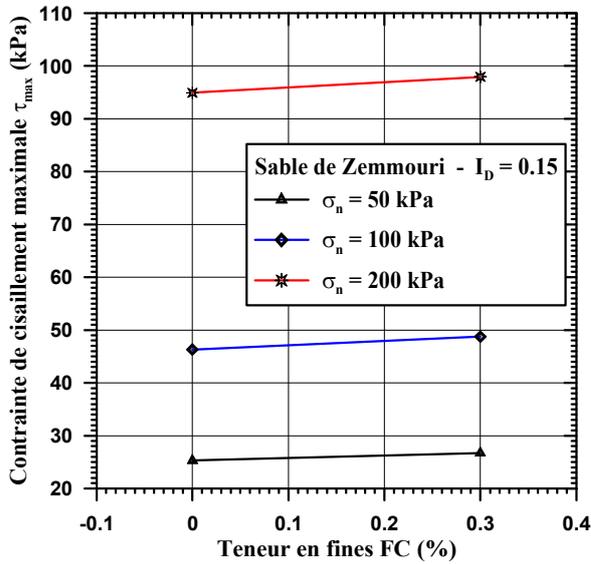


A.5.1.2 Contrainte de cisaillement du sable de Rass

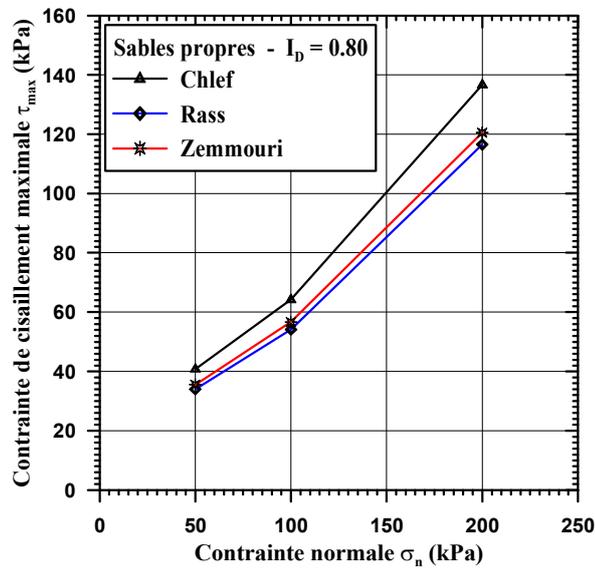
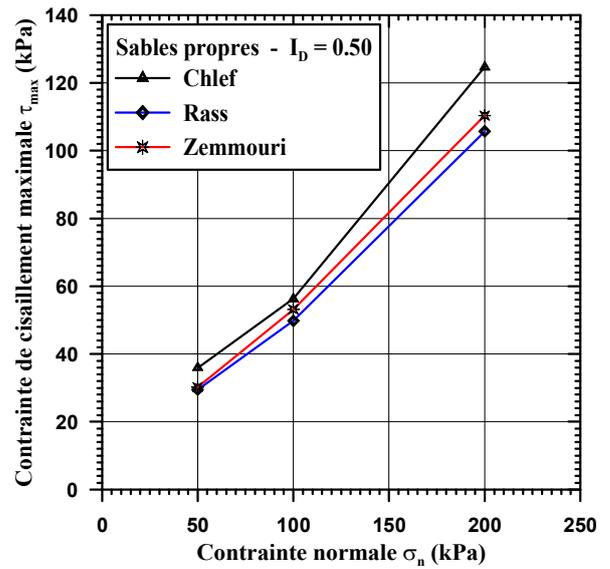
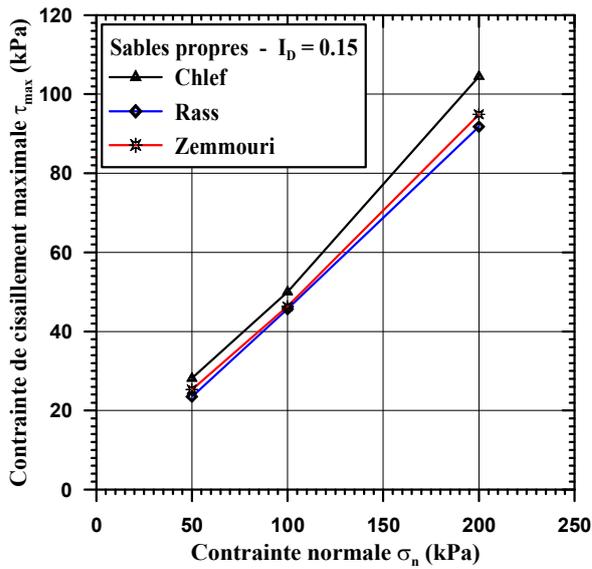




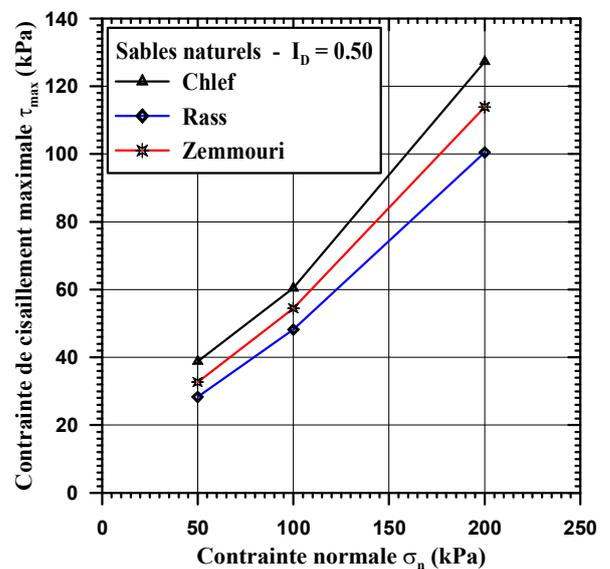
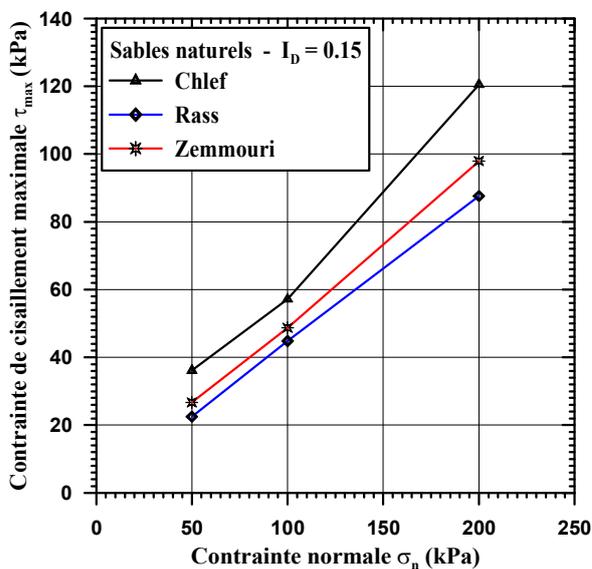
A.5.1.3 Contrainte de cisaillement du sable de Zemmouri

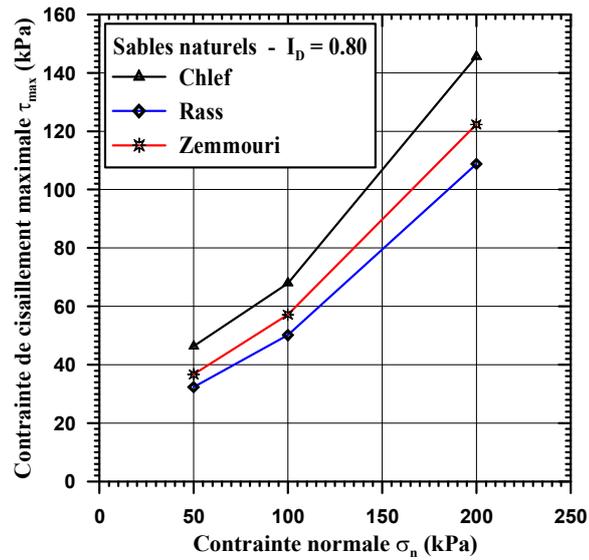


A.5.1.4 Contrainte de cisaillement des sables propres



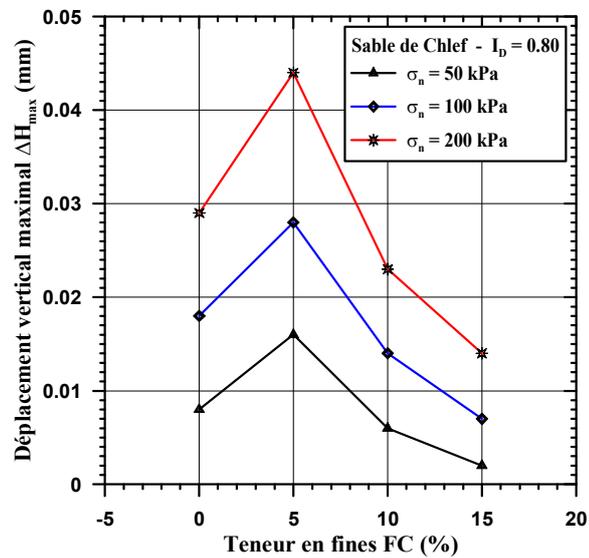
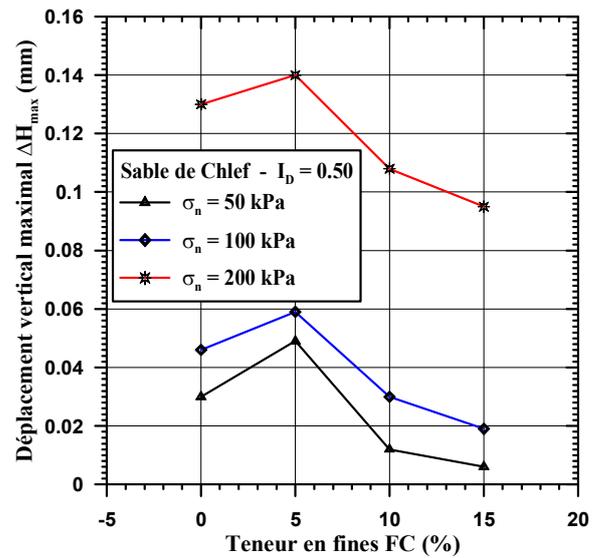
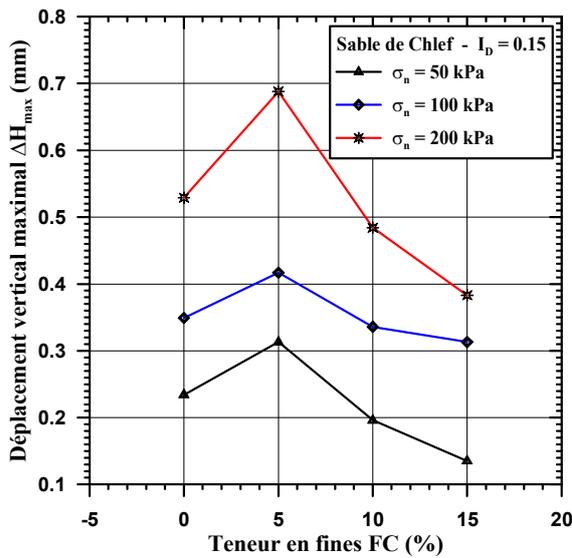
A.5.1.5 Contrainte de cisaillement des sables naturels



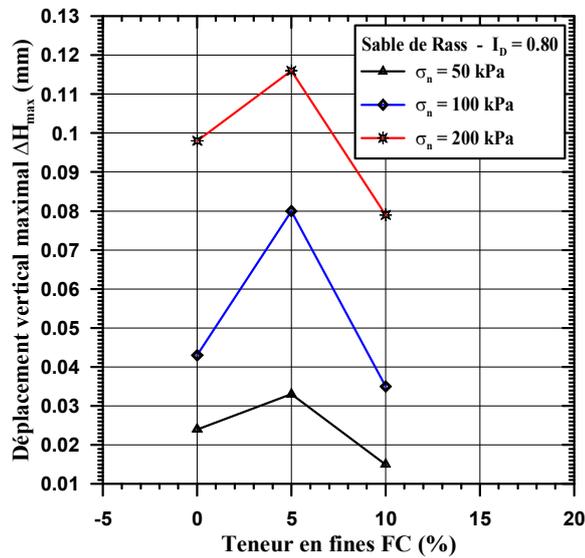
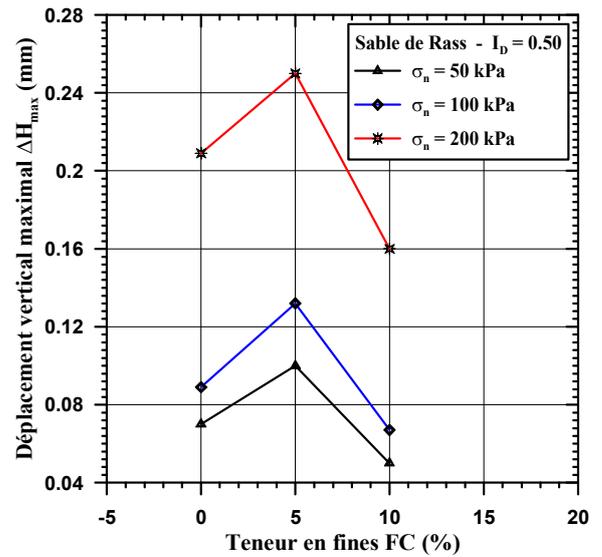
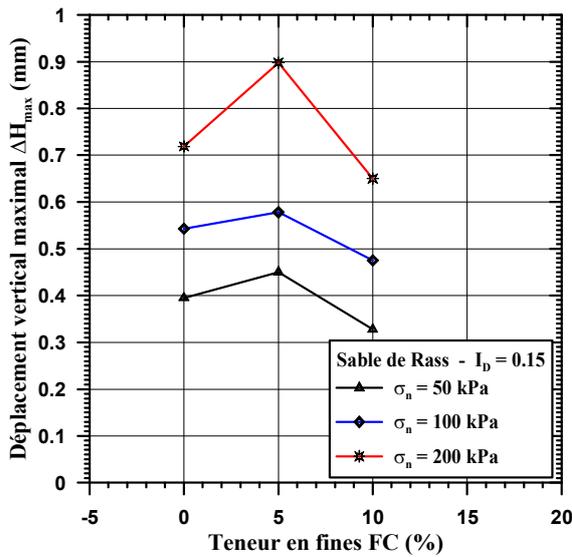


A.5.2 Déplacement vertical maximal

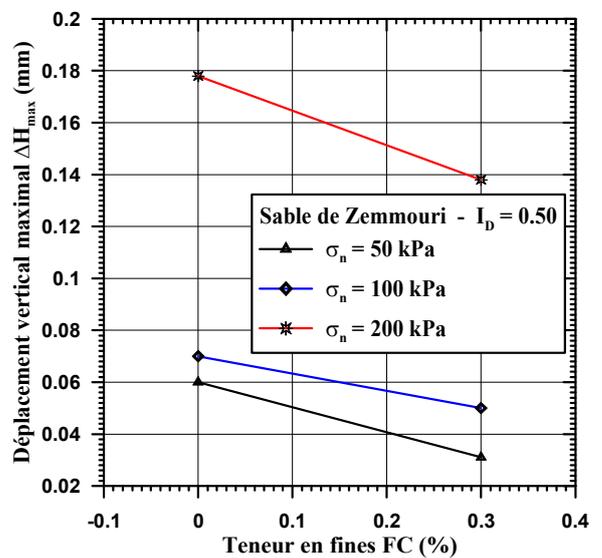
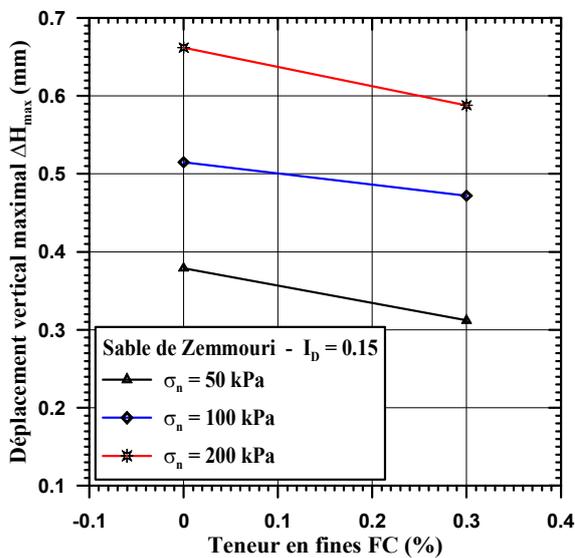
A.5.2.1 Déplacement vertical du sable de Chlef

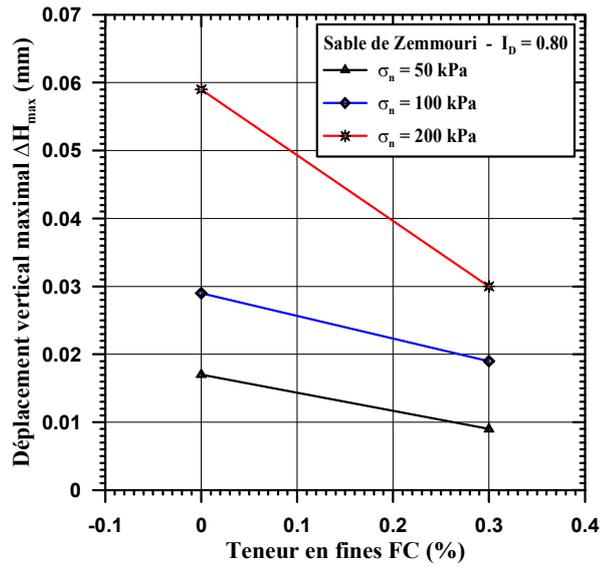


A.5.2.2 Déplacement vertical du sable de Rass

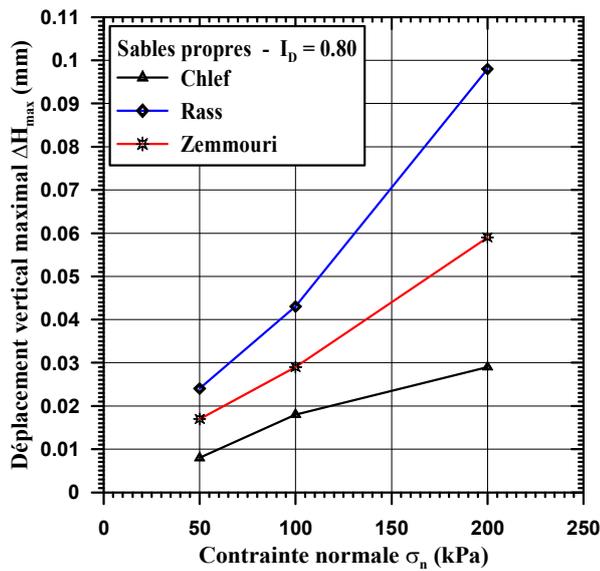
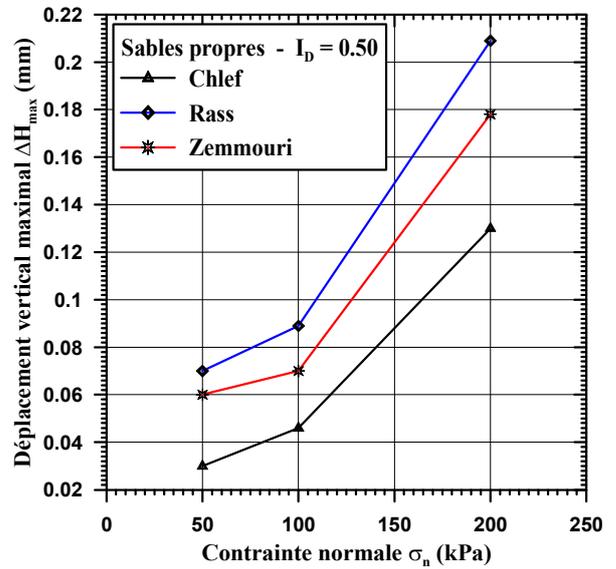
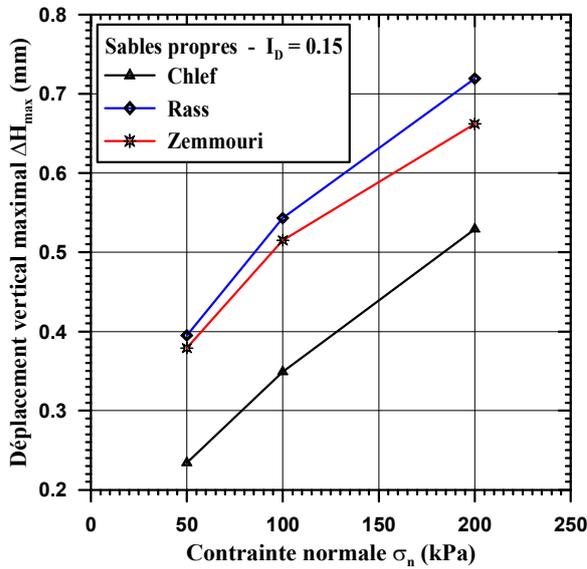


A.5.2.3 Déplacement vertical du sable de Zemmouri

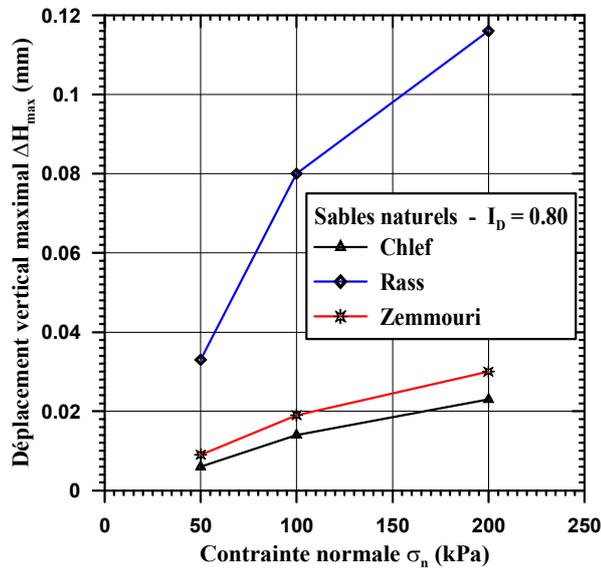
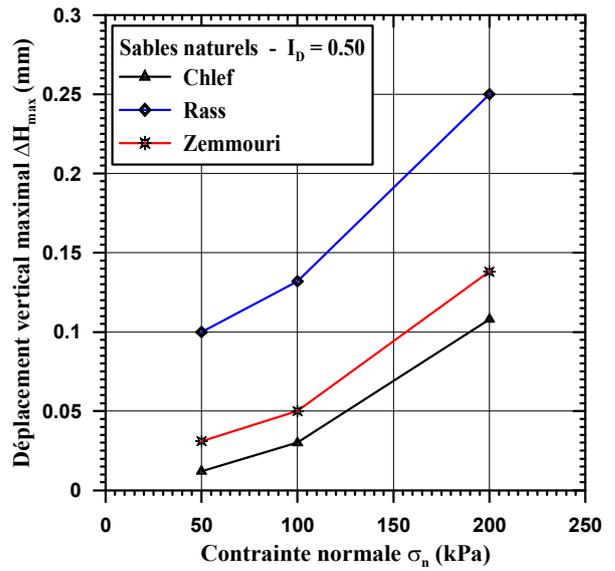
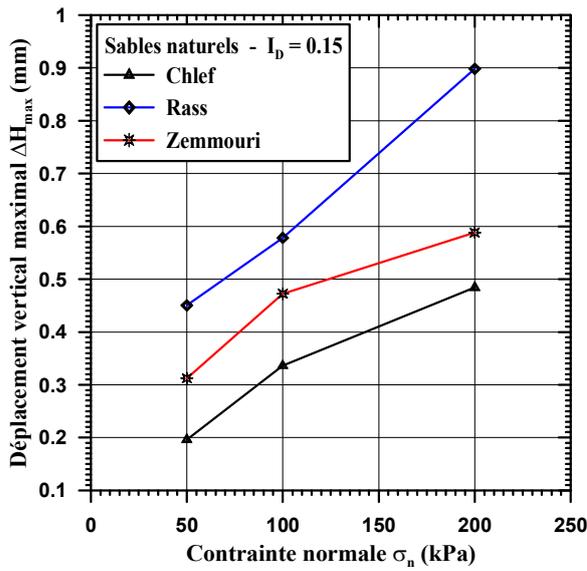




A.5.2.4 Déplacement vertical des sables propres



A.5.2.5 Déplacement vertical des sables naturels



Annexe B

RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES

B.1 INTRODUCTION

Les résultats de la campagne d'essais triaxiaux cycliques réalisés sur les trois sables (Chlef, Rass et Zemmouri), avec trois indices de densité ($I_D = 0.15, 0.50, 0.80$) et une contrainte de consolidation isotrope ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$), sont présentés conformément aux tableaux 5.1*a*, *b* et *c* du chapitre 5 (cf. 5.2), avec la structure ci-dessous. La teneur en fines *FC* varie avec un pas de 5 % de 0 à 15 % pour le sable de Chlef et de 0 à 10 % pour le sable de Rass. Le comportement mécanique du sable de Zemmouri a été étudié seulement pour les états propre et naturel à cause de sa faible teneur en fines.

- Sable de Chlef avec $FC = 0, 5, 10, 15 \%$
 - $I_D = 0.15$: 12 essais,
 - $I_D = 0.50$: 18 essais,
 - $I_D = 0.80$: 12 essais.

- Sable de Rass avec $FC = 0, 5, 10 \%$
 - $I_D = 0.15$: 9 essais,
 - $I_D = 0.50$: 15 essais,
 - $I_D = 0.80$: 9 essais.

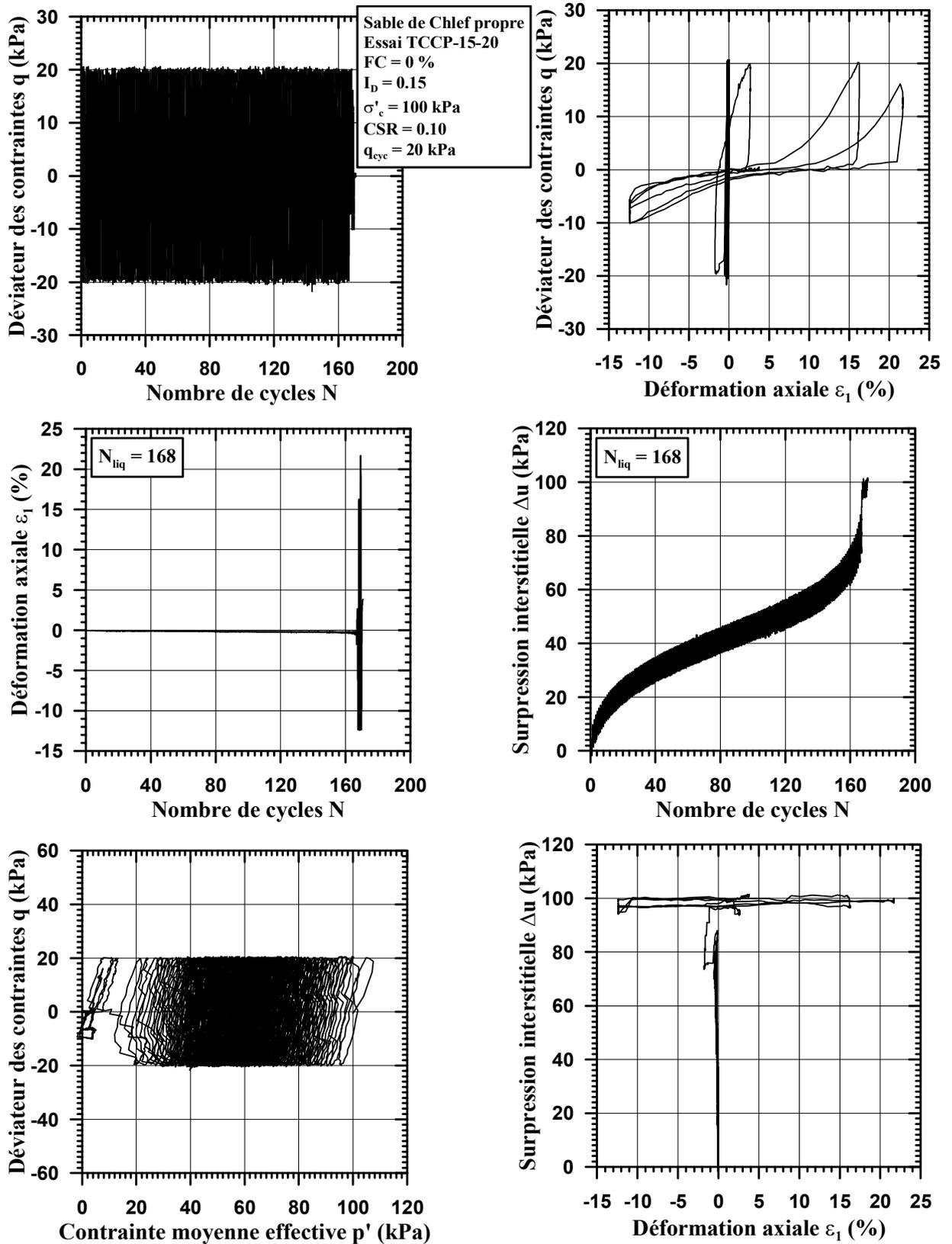
- Sable de Zemmouri avec $FC = 0, 0.3 \%$
 - $I_D = 0.15$: 6 essais,
 - $I_D = 0.50$: 11 essais,
 - $I_D = 0.80$: 6 essais.

Le nombre total d'essais triaxiaux cycliques effectués sur les trois sables est de 98 essais.

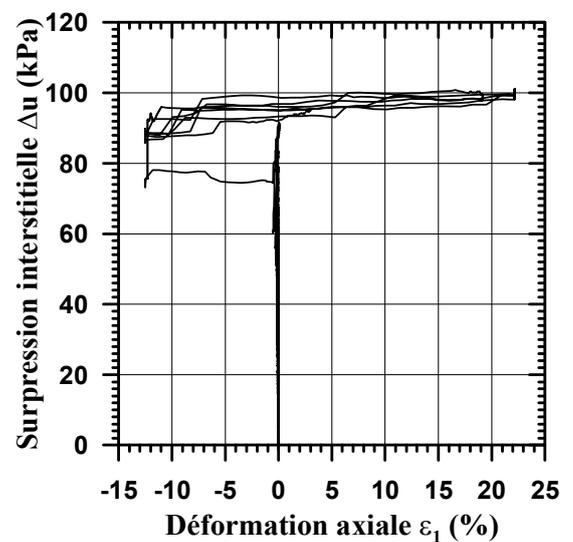
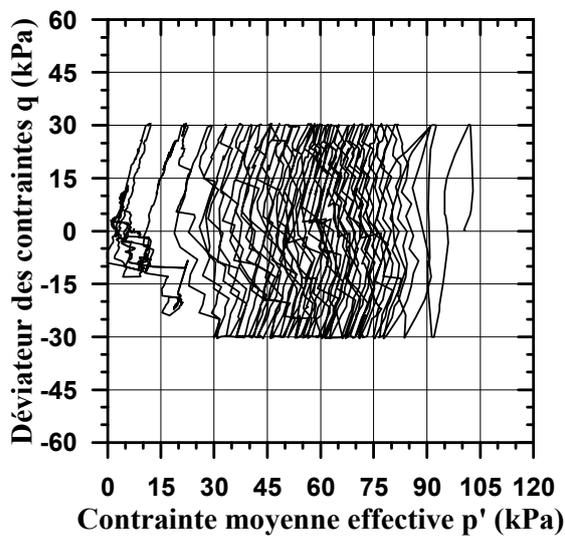
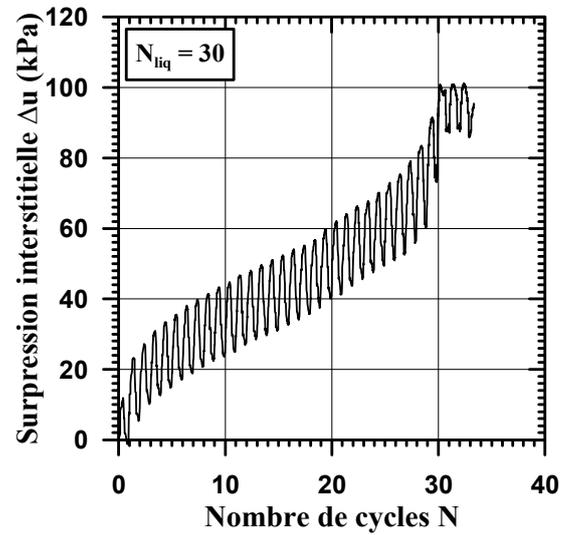
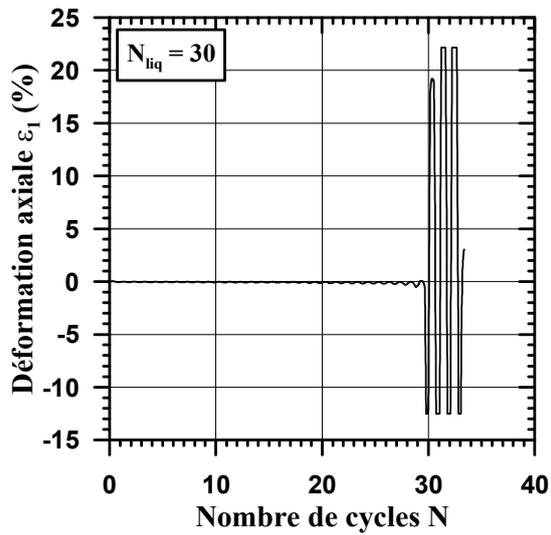
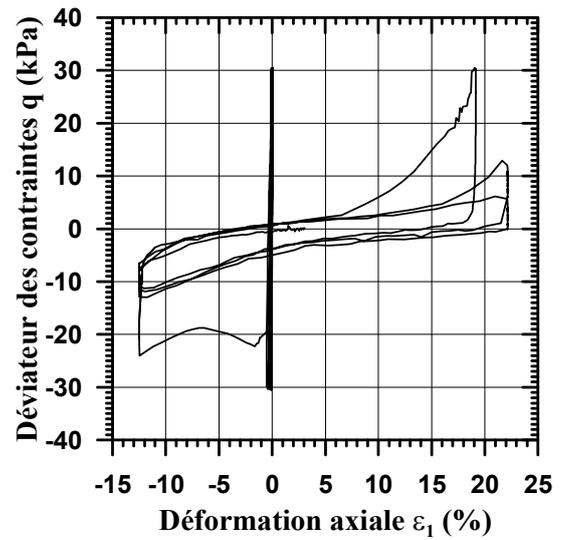
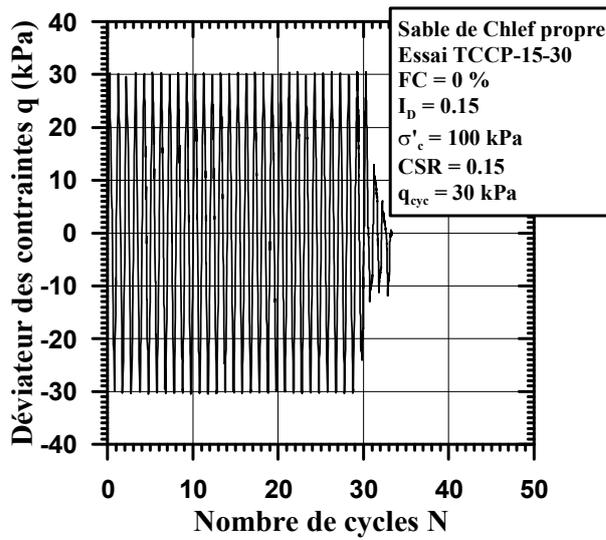
B.2 ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES SUR LE SABLE DE CHLEF

B.2.1 Sable de Chlef - $I_D = 0.15$

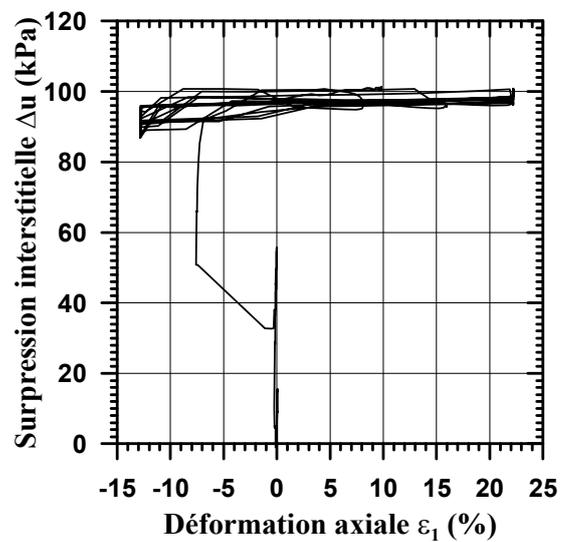
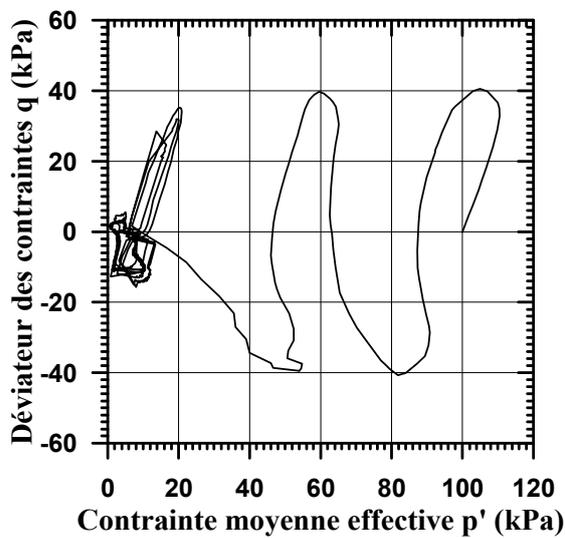
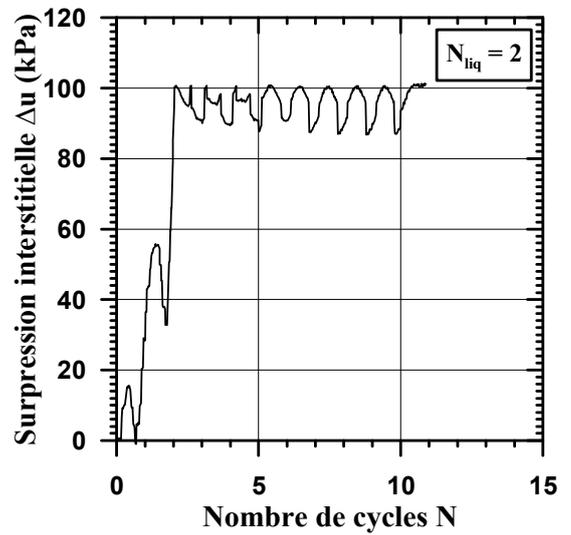
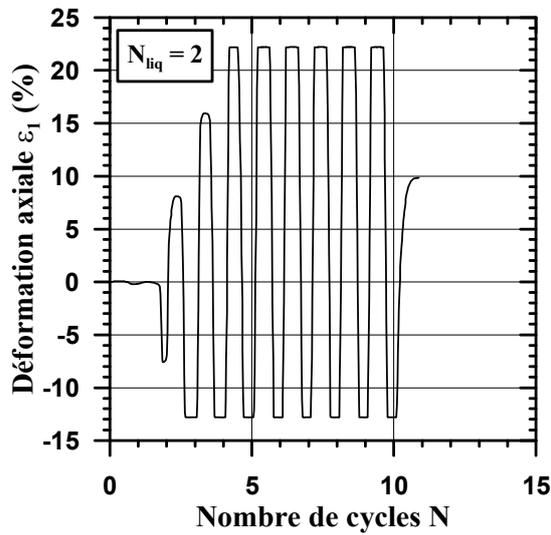
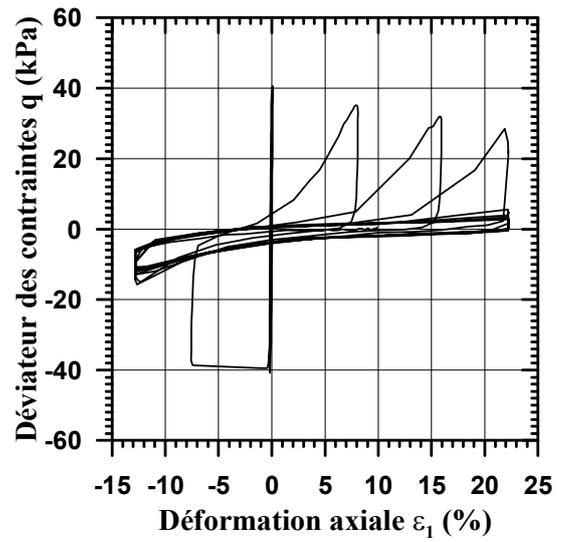
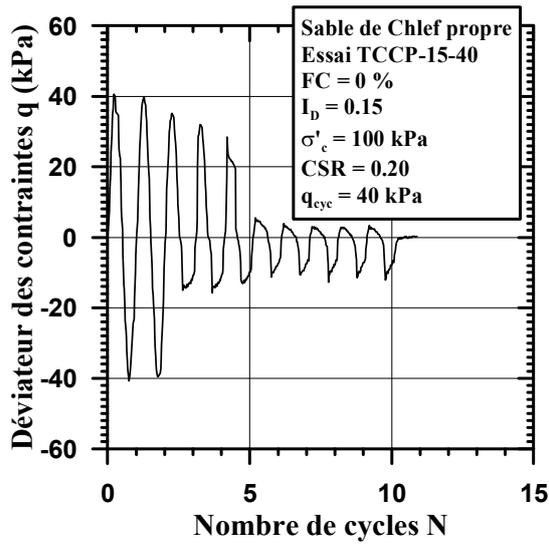
- Essai TCCP-15-20



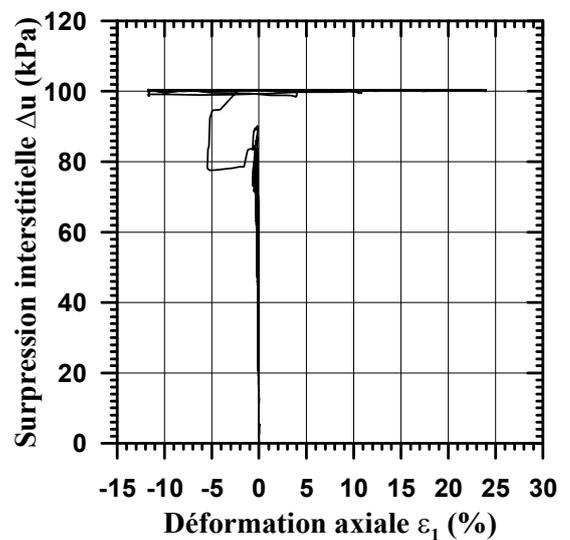
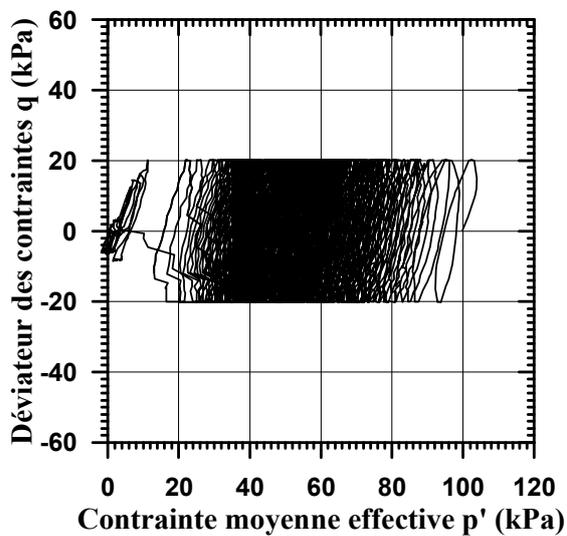
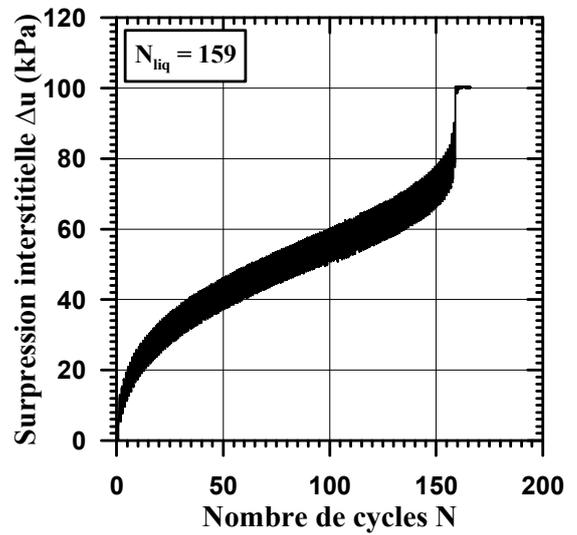
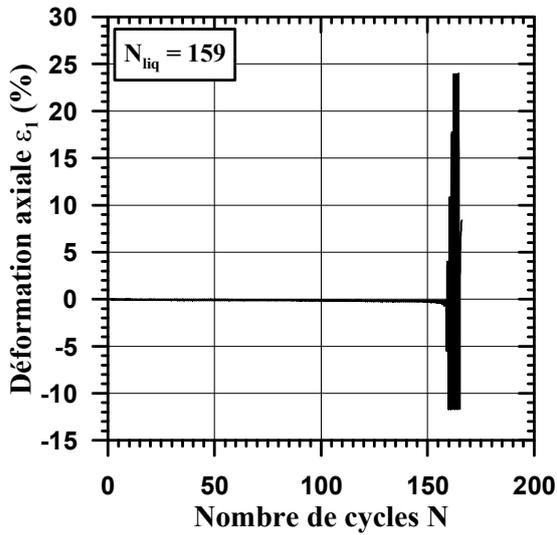
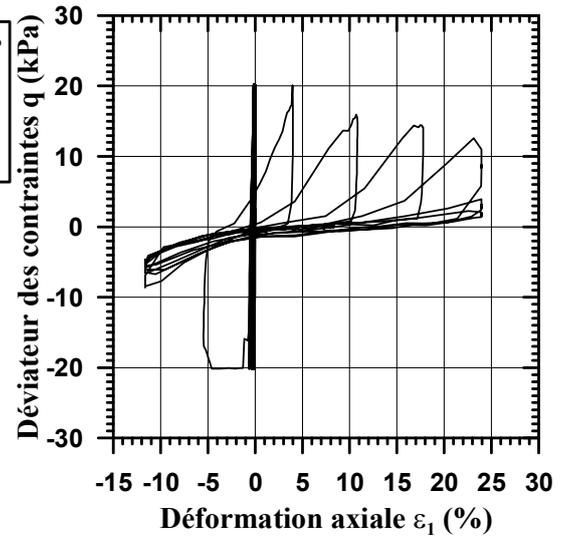
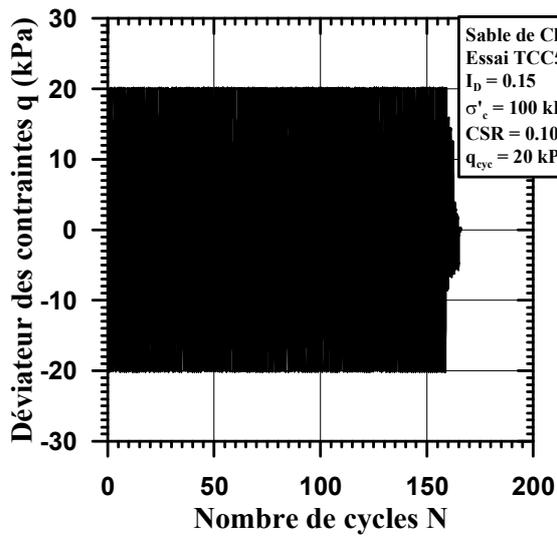
• Essai TCCP-15-30



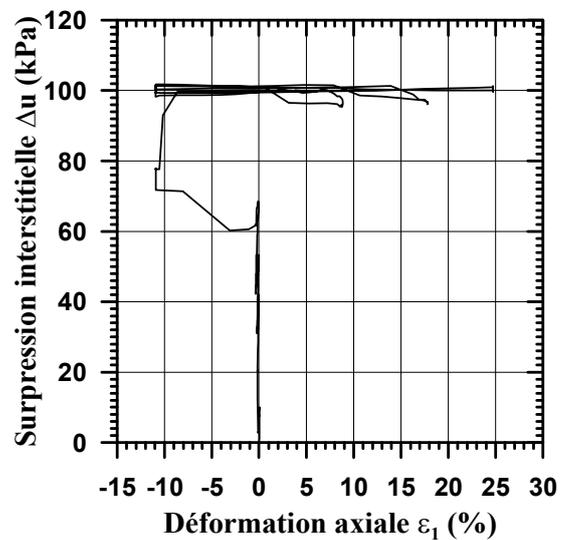
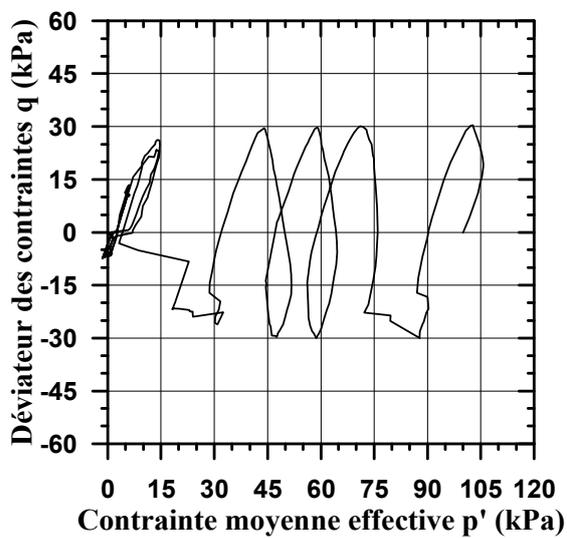
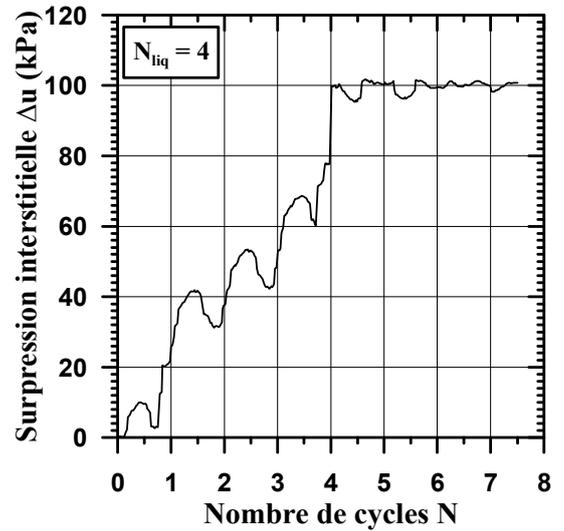
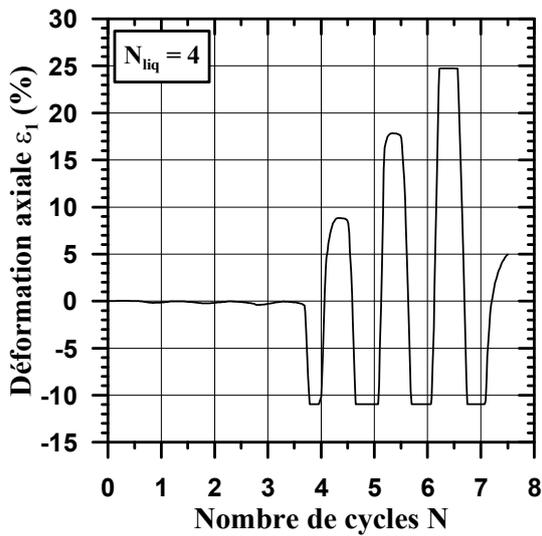
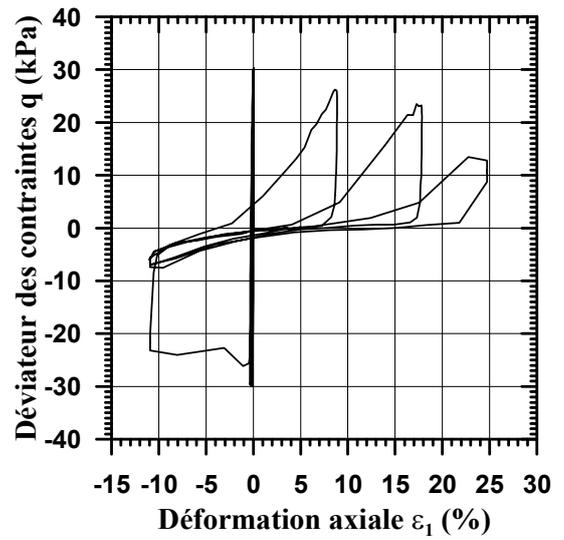
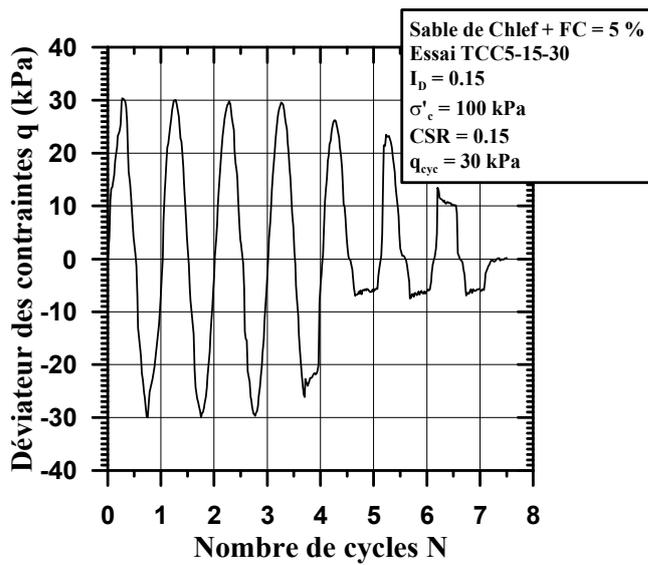
• Essai TCCP-15-40



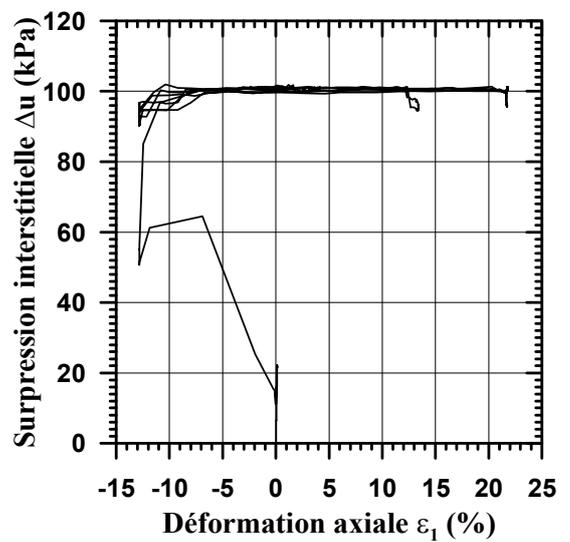
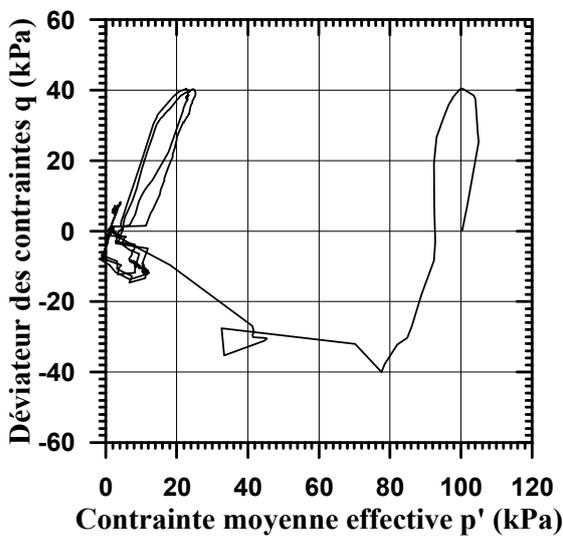
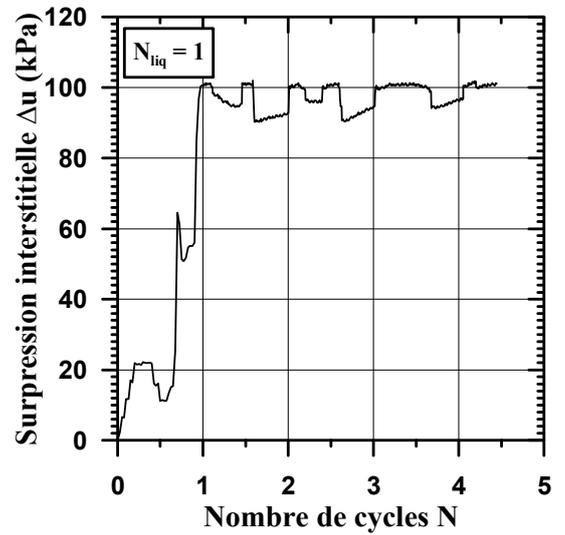
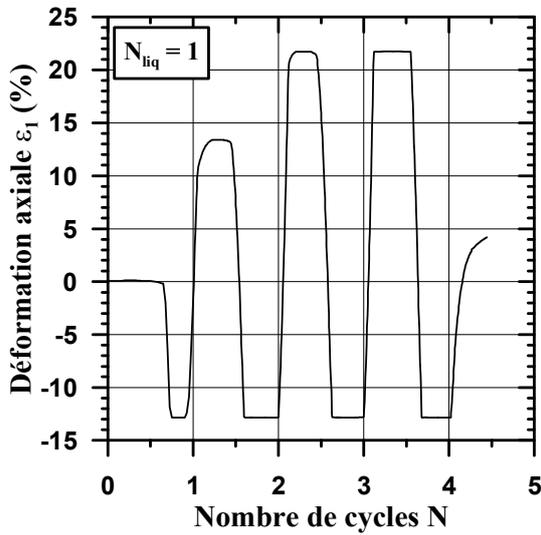
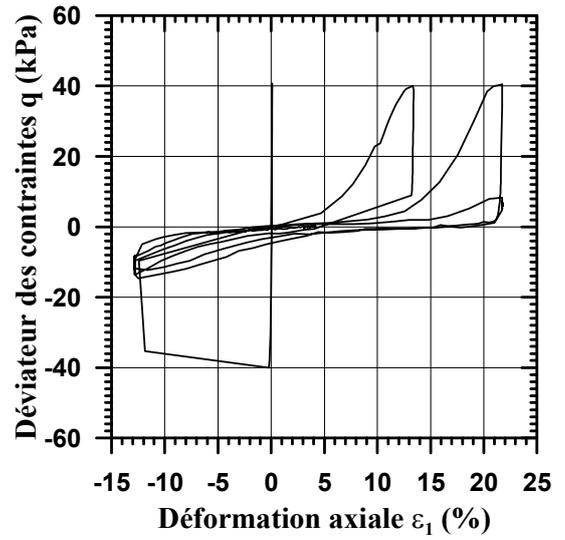
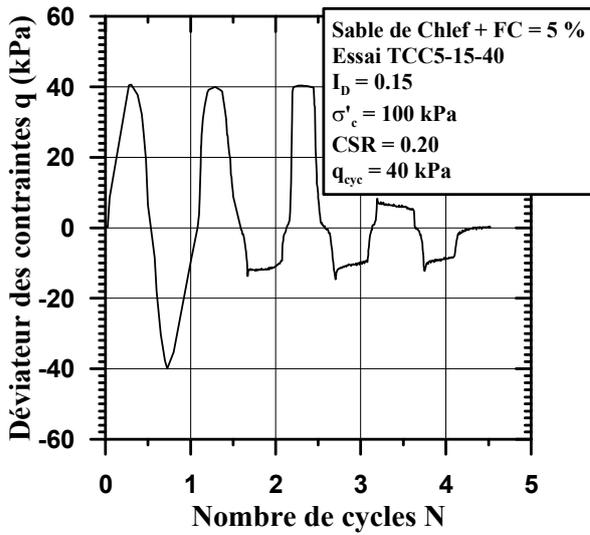
• Essai TCC5-15-20



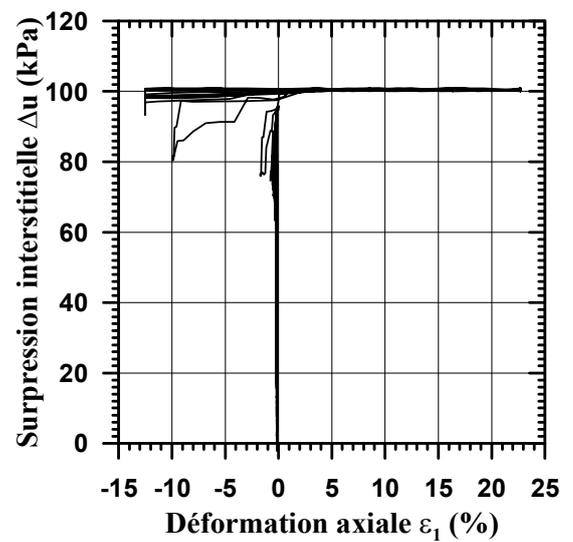
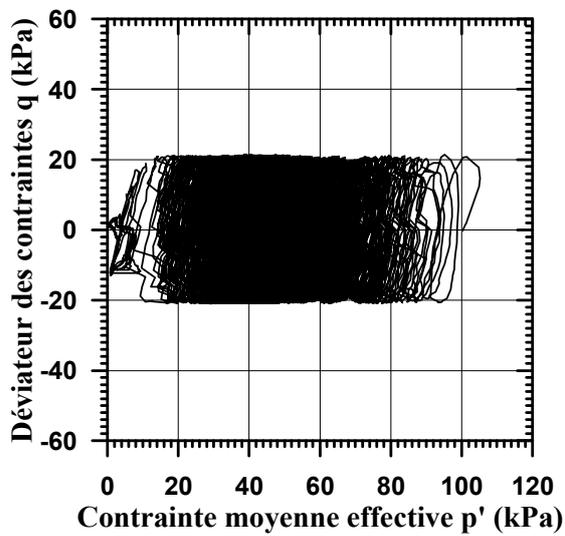
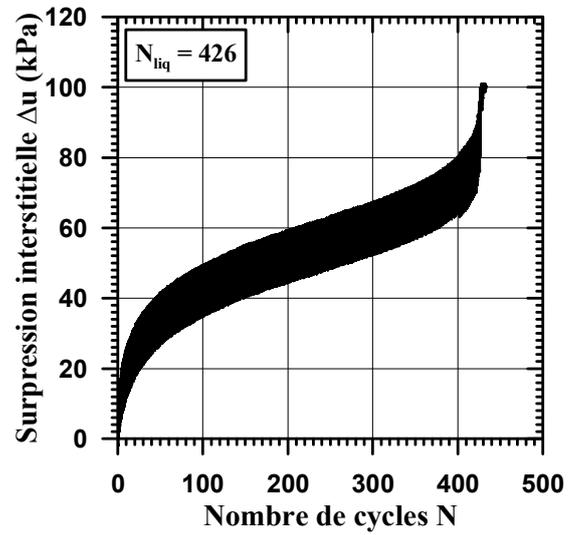
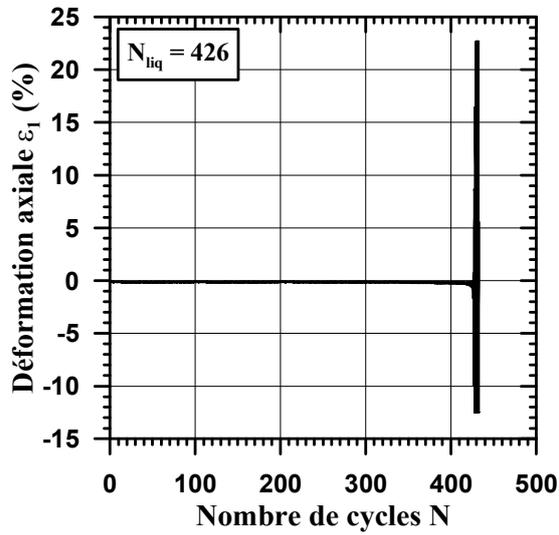
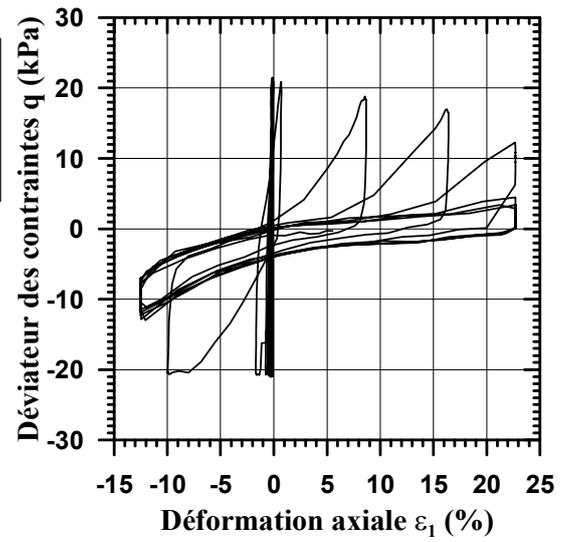
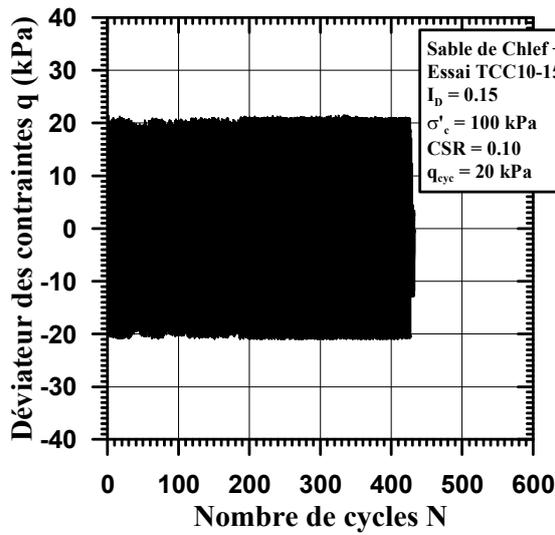
• Essai TCC5-15-30



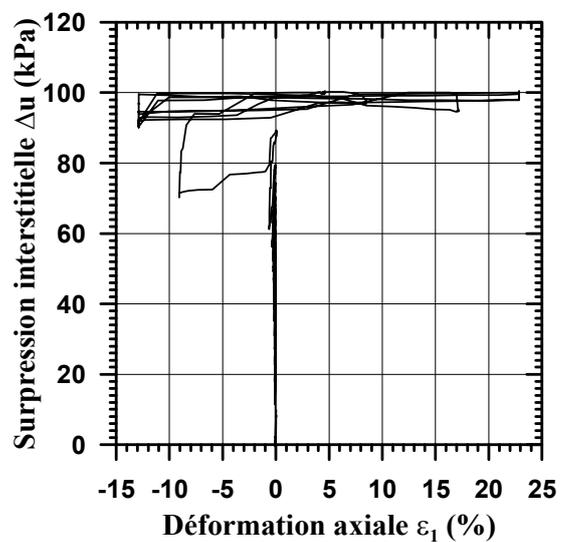
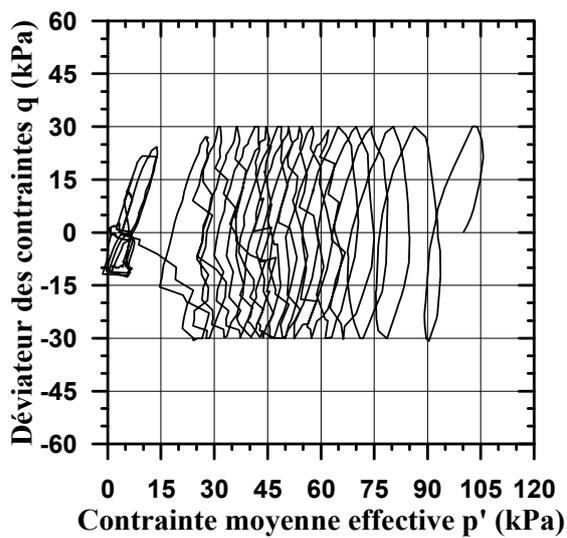
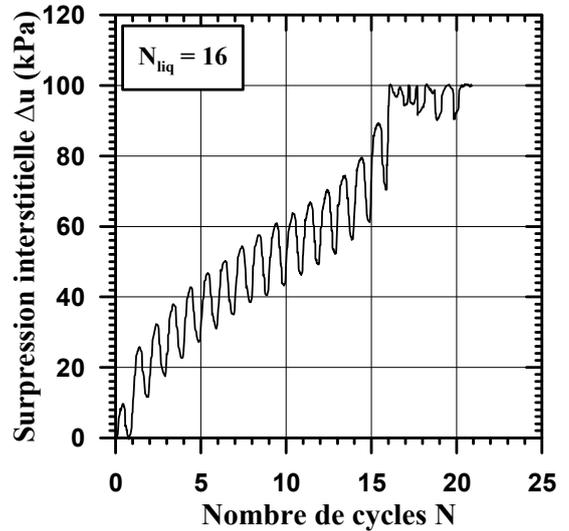
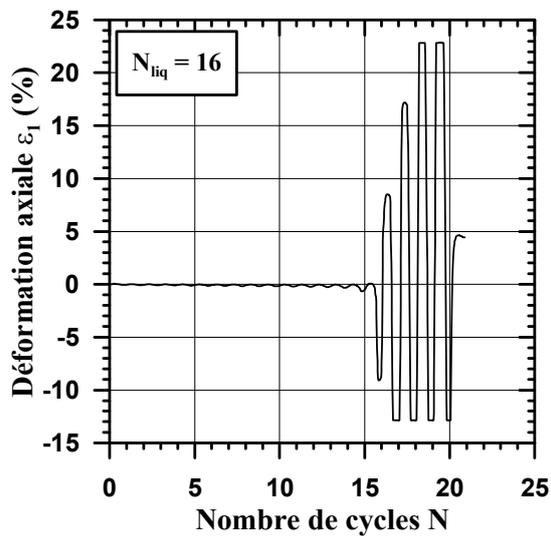
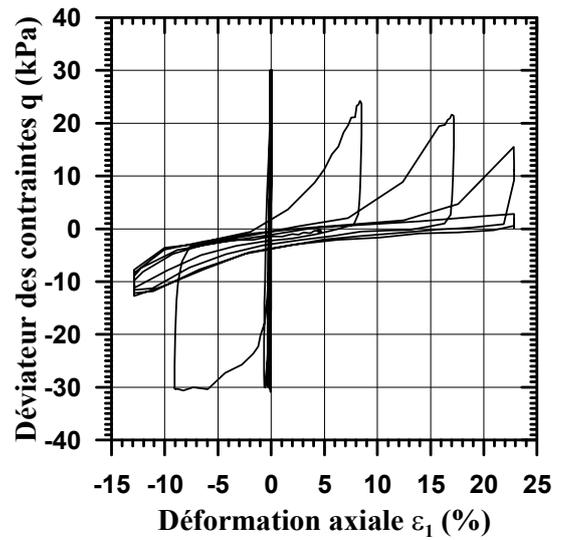
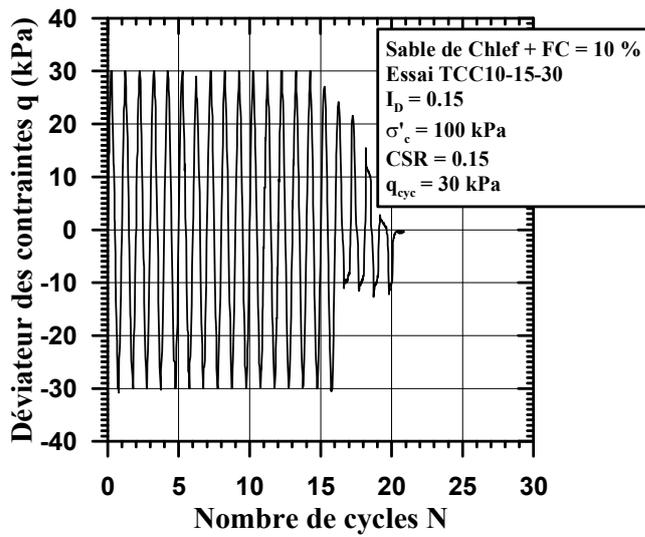
• Essai TCC5-15-40



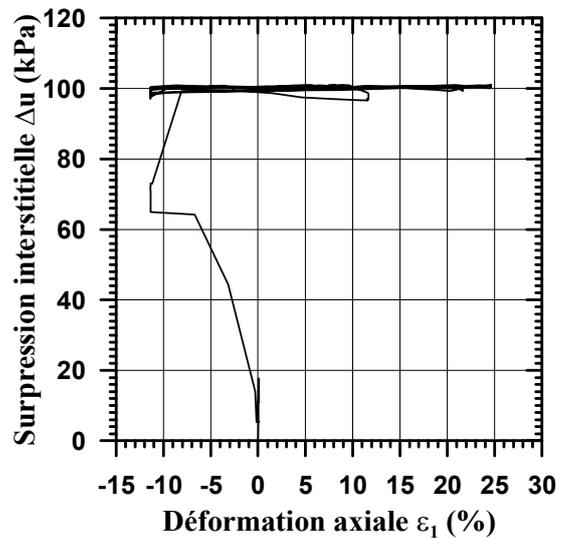
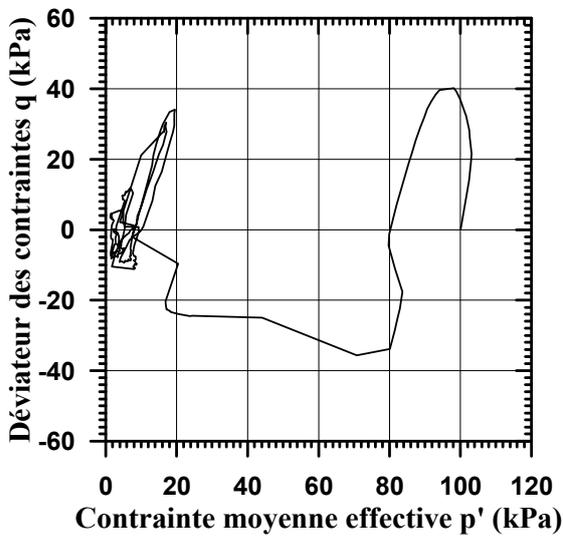
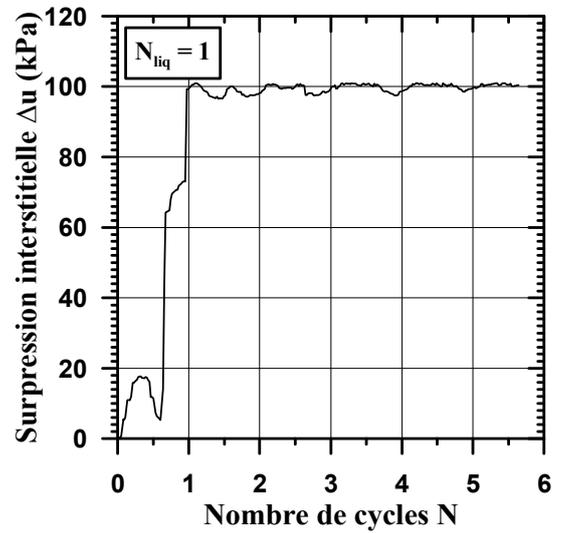
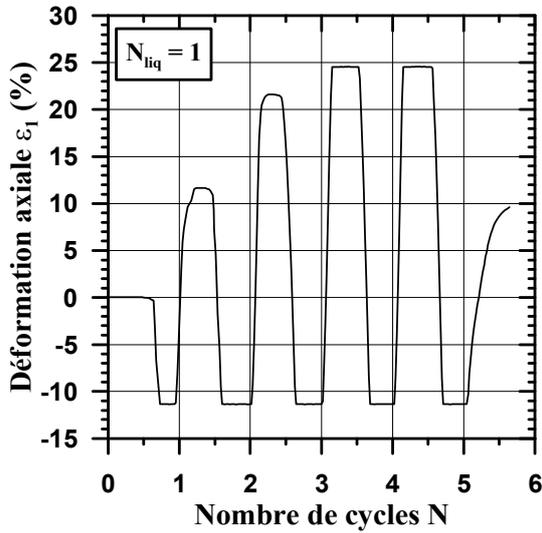
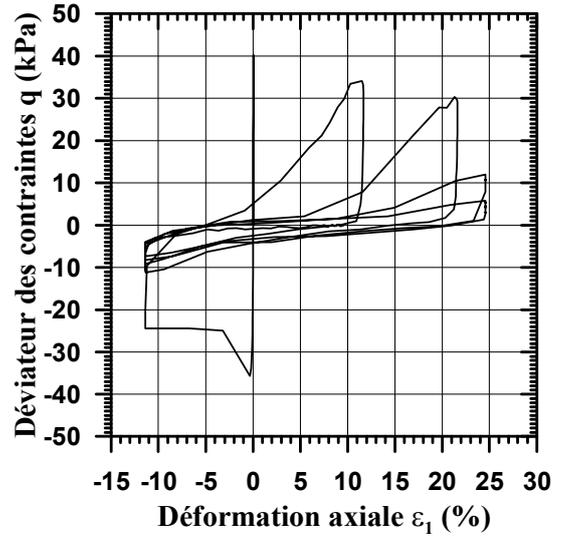
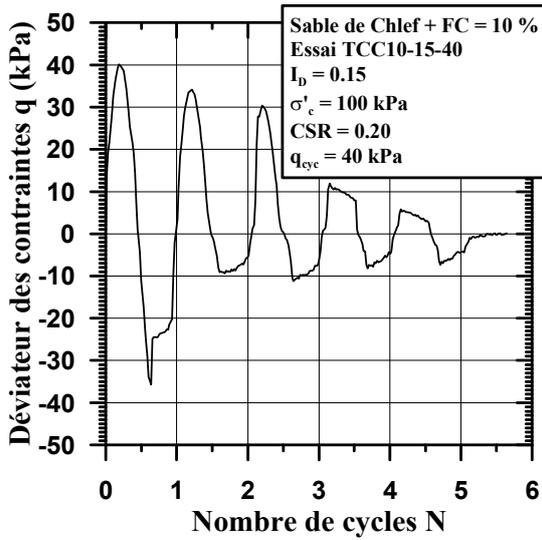
• Essai TCC10-15-20



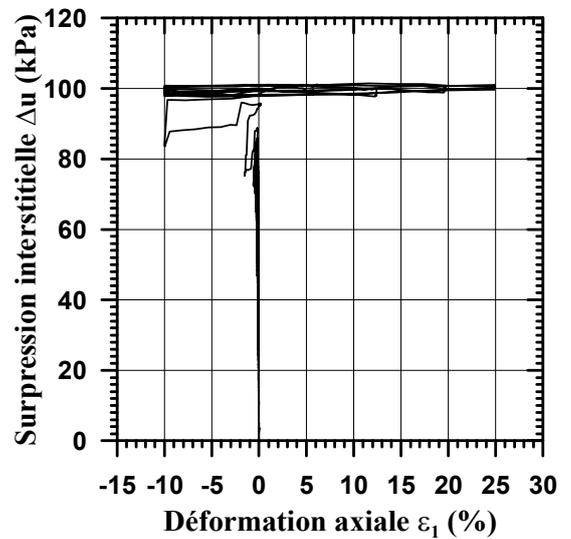
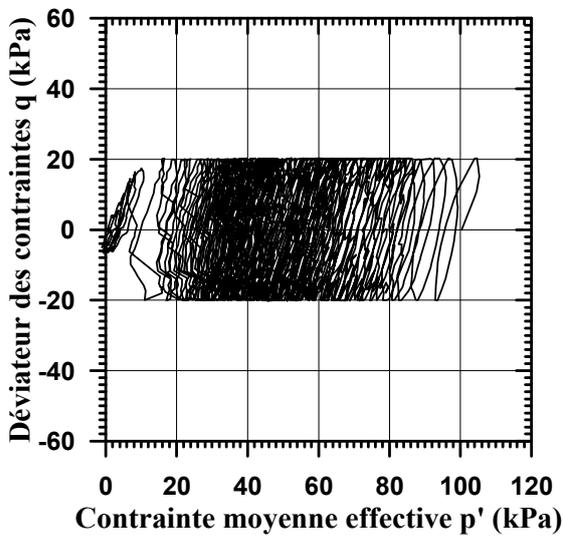
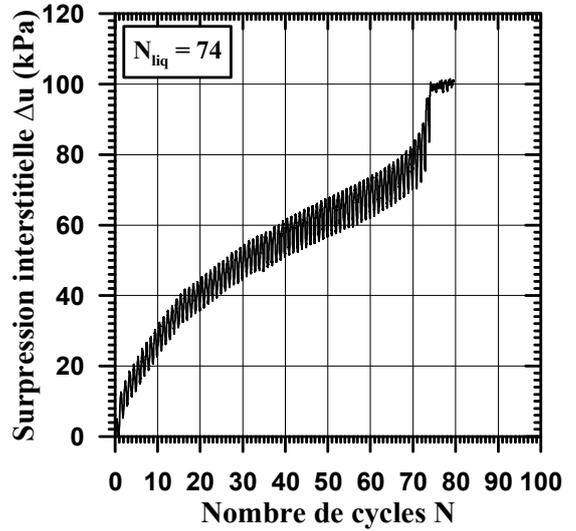
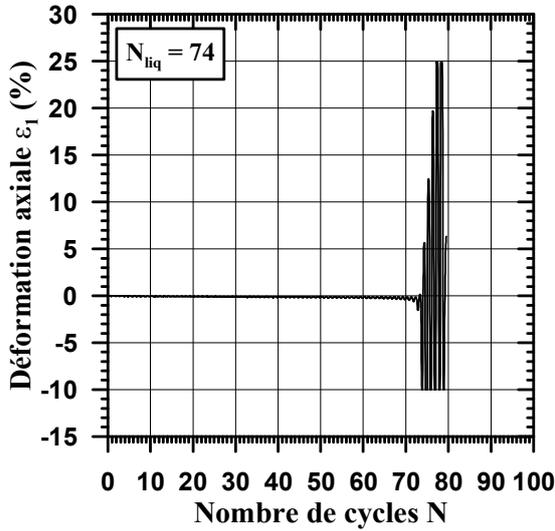
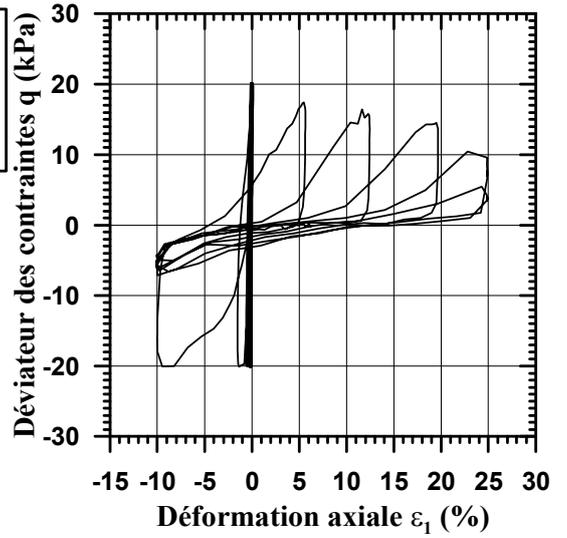
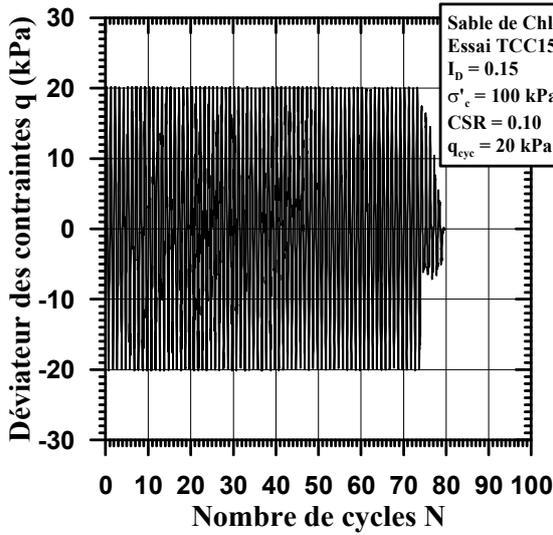
• Essai TCC10-15-30



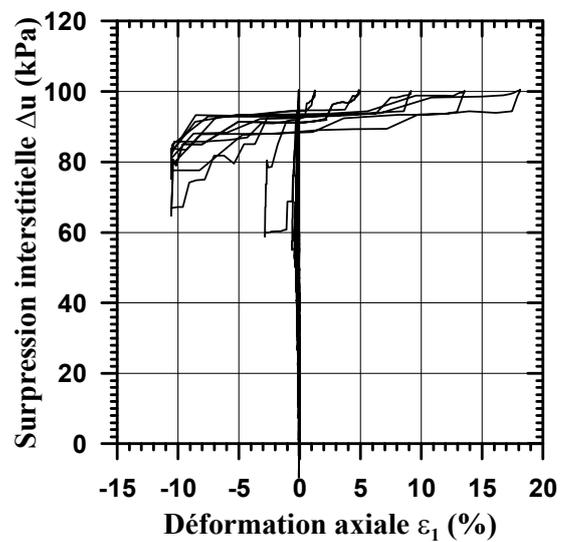
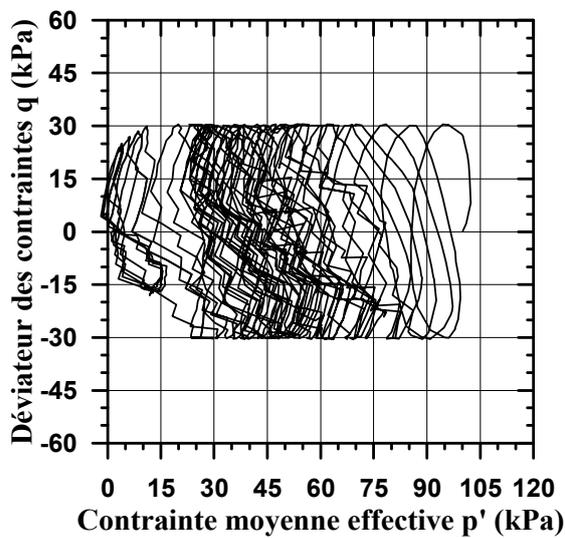
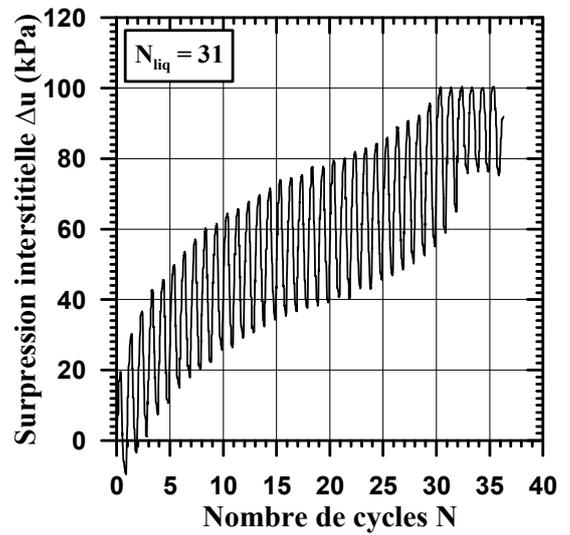
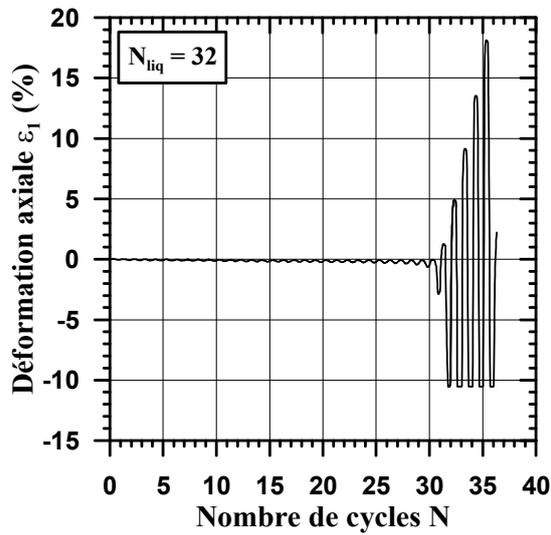
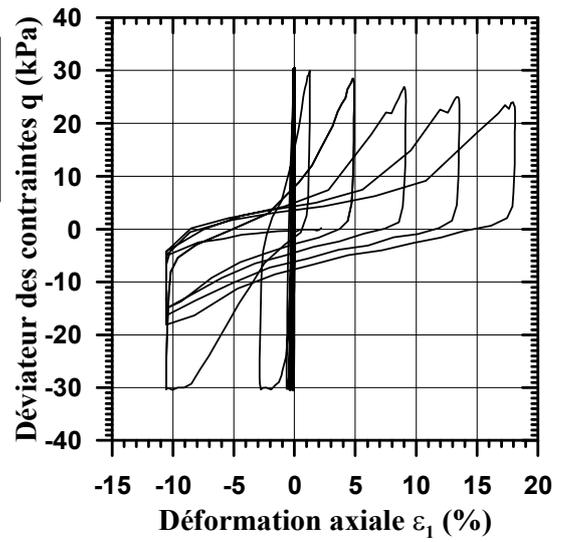
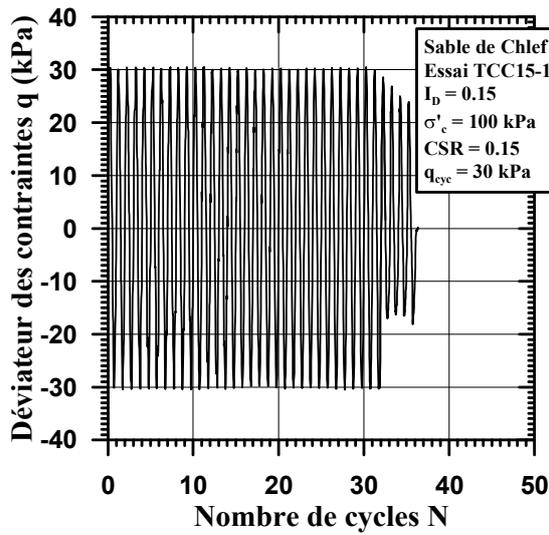
• Essai TCC10-15-40



• Essai TCC15-15-20

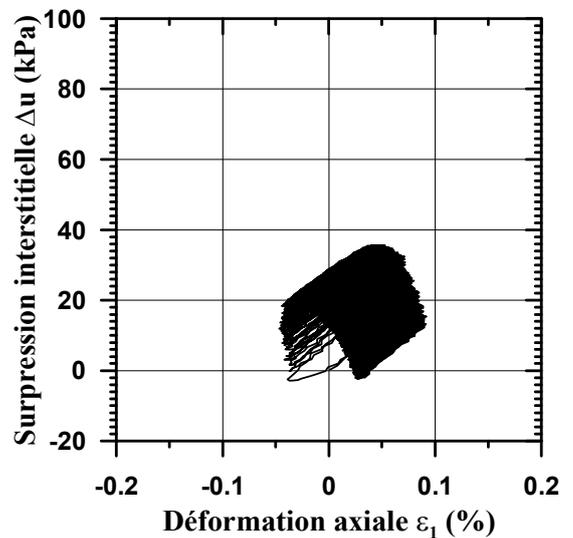
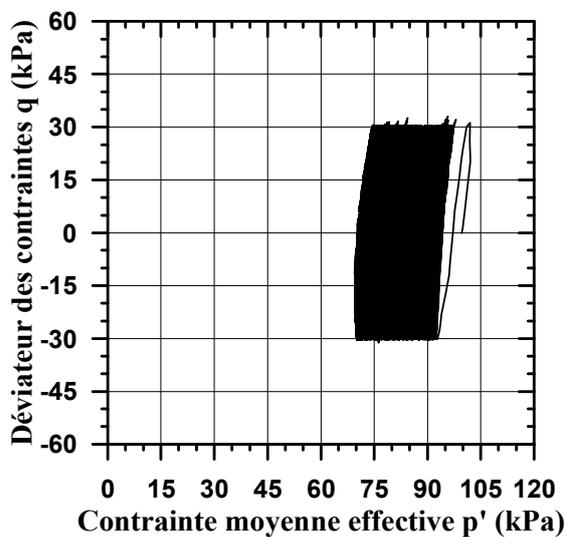
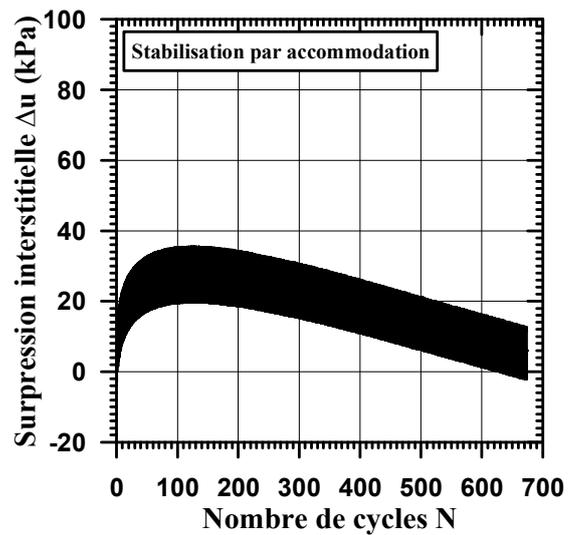
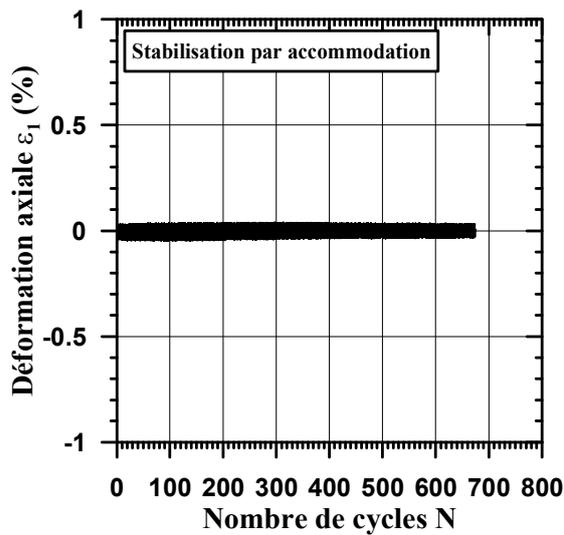
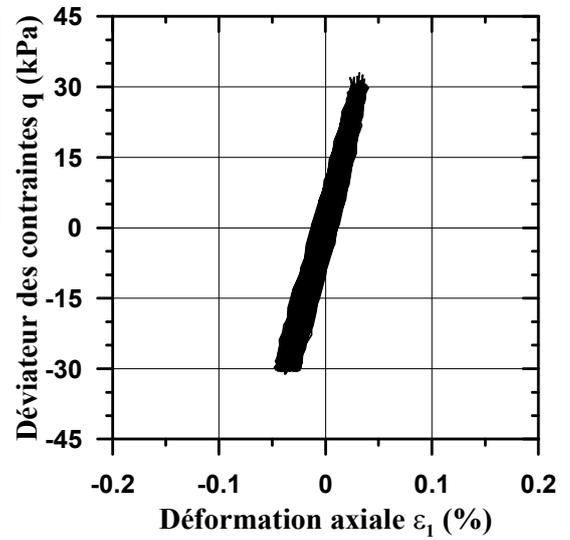
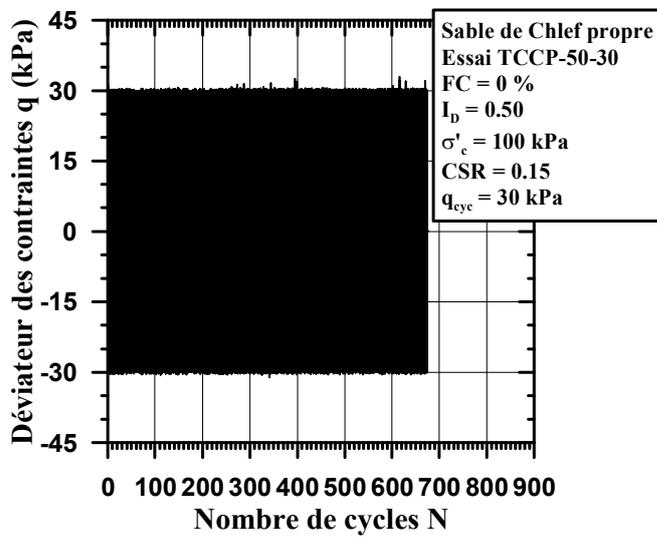


• Essai TCC15-15-30

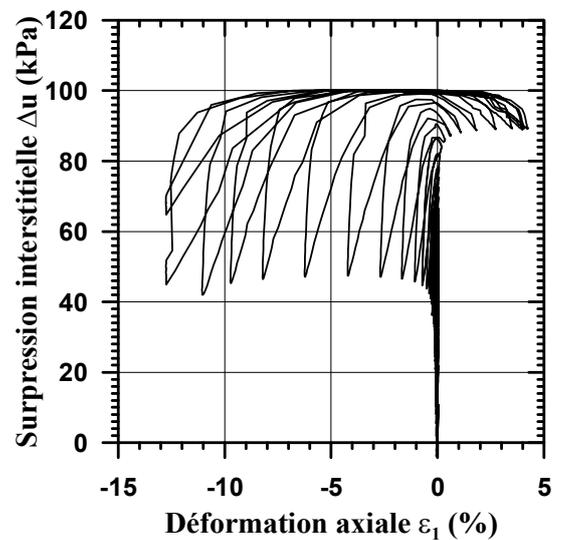
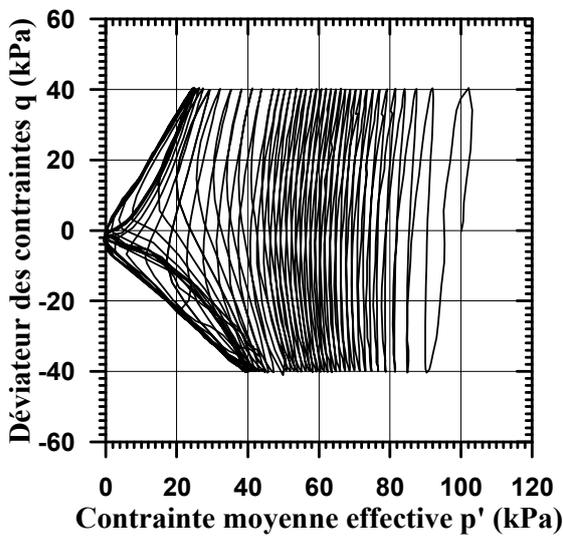
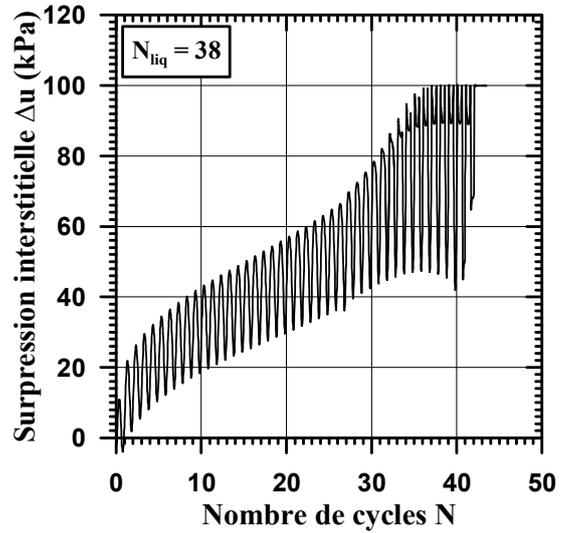
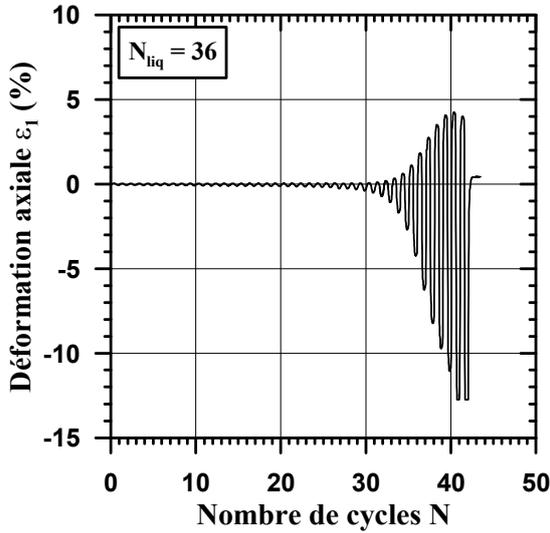
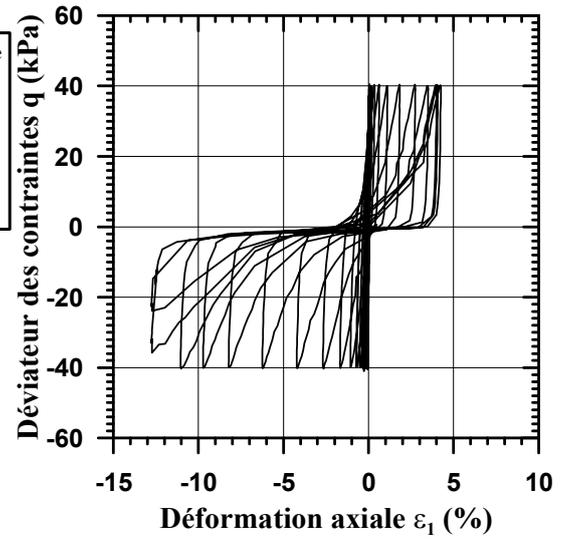
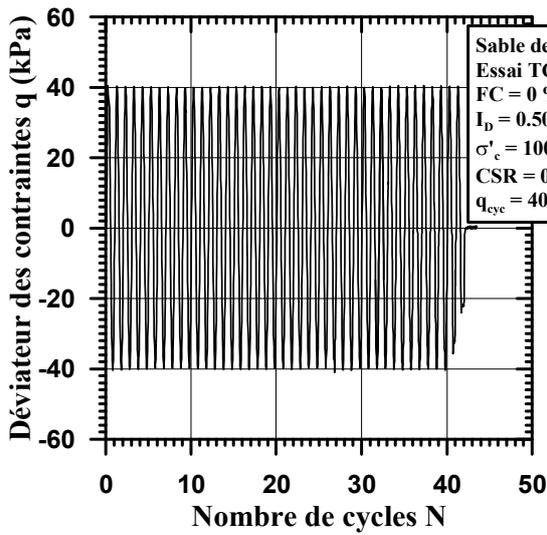


B.2.2 Sable de Chlef - $I_D = 0.50$

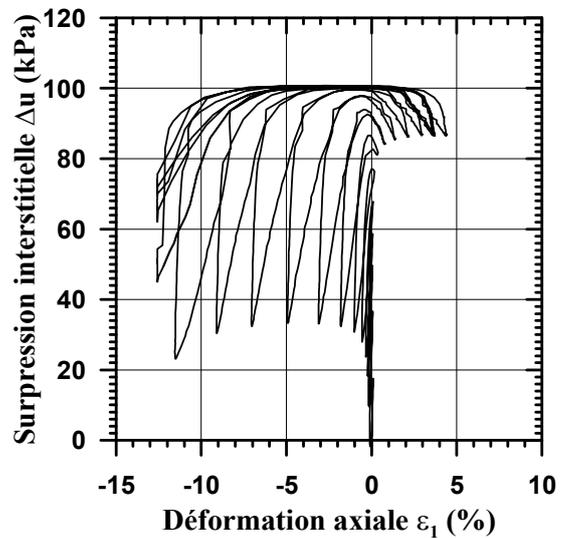
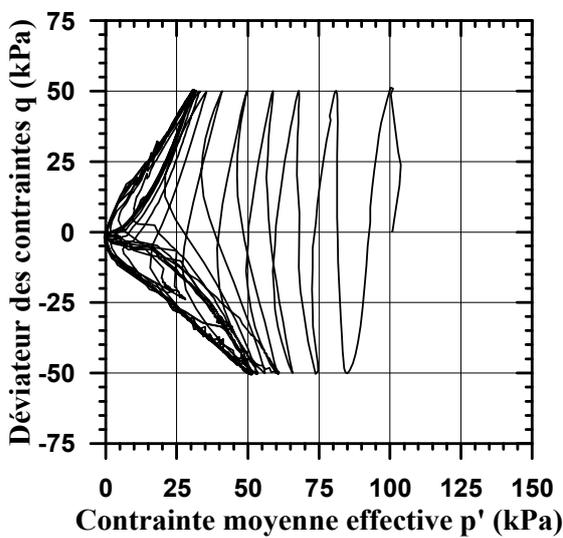
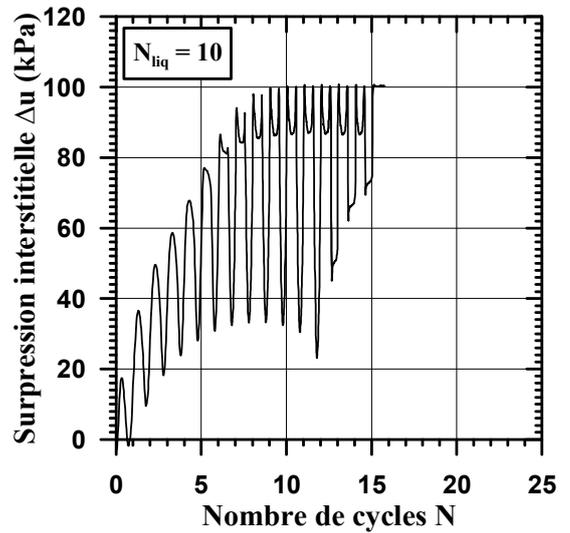
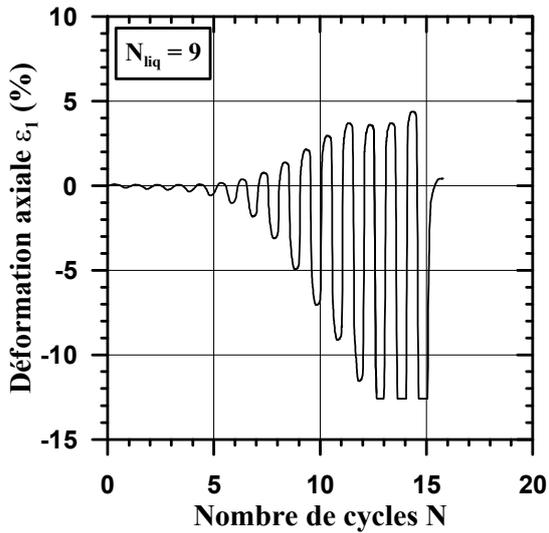
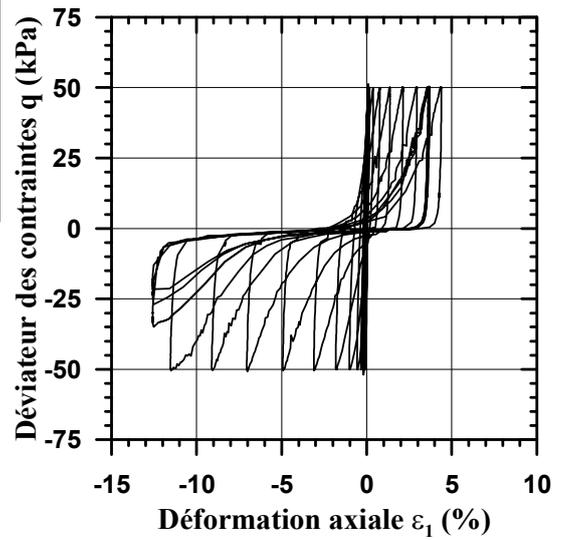
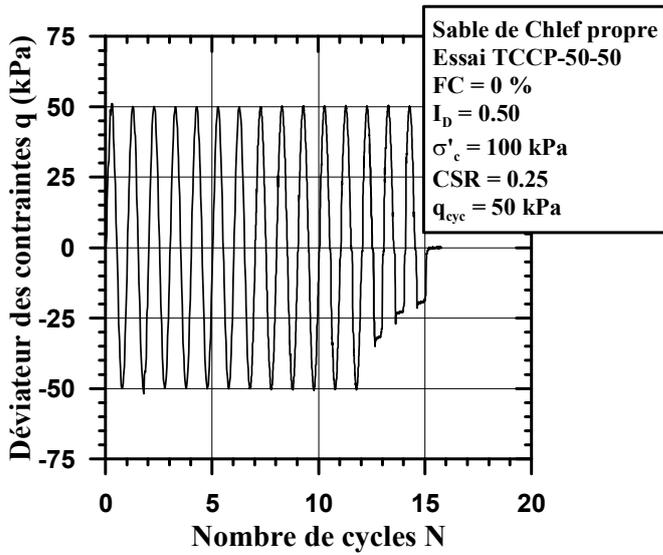
• Essai TCCP-50-30



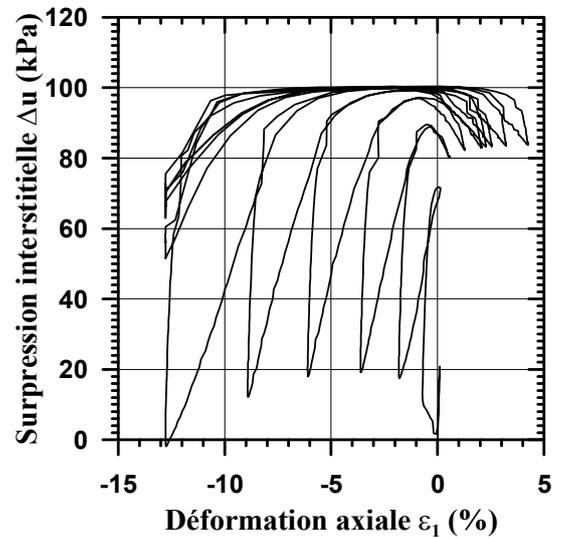
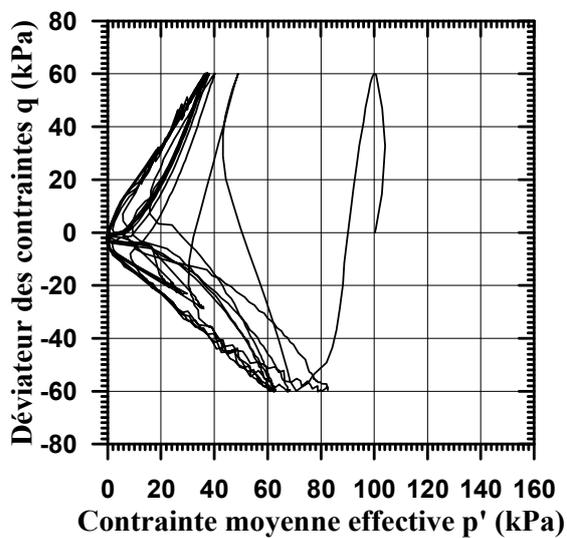
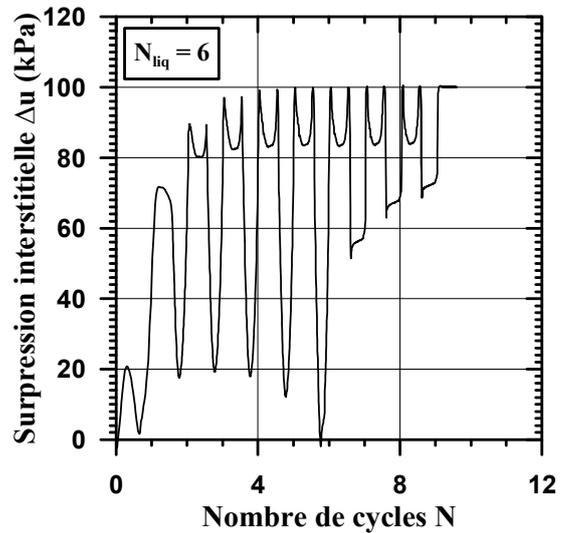
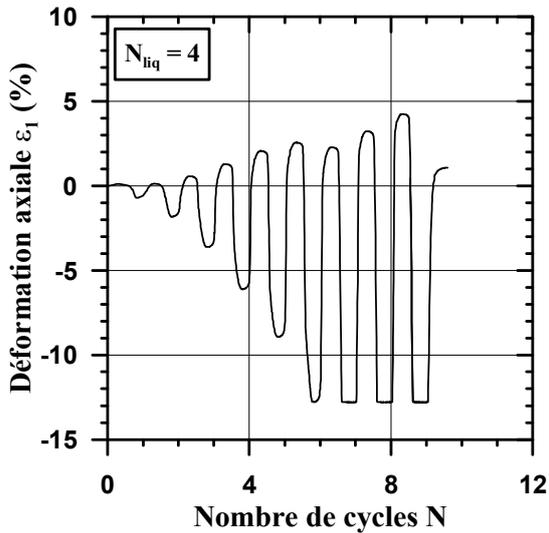
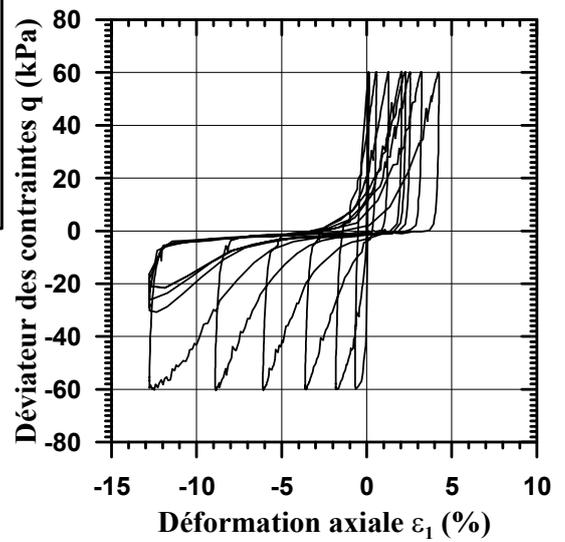
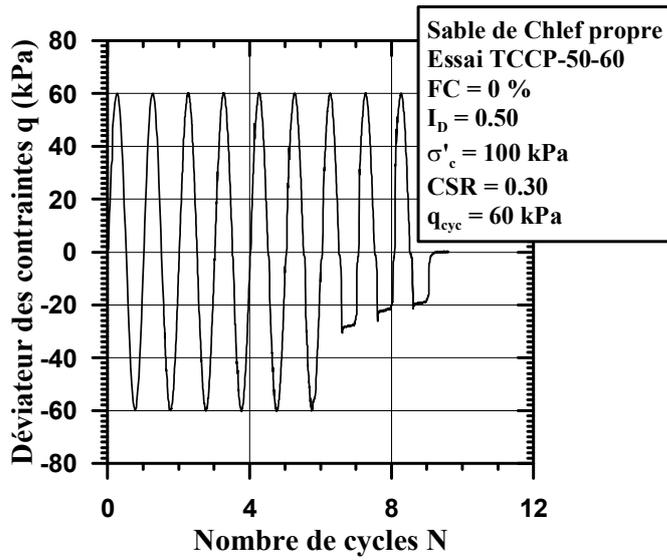
• Essai TCCP-50-40



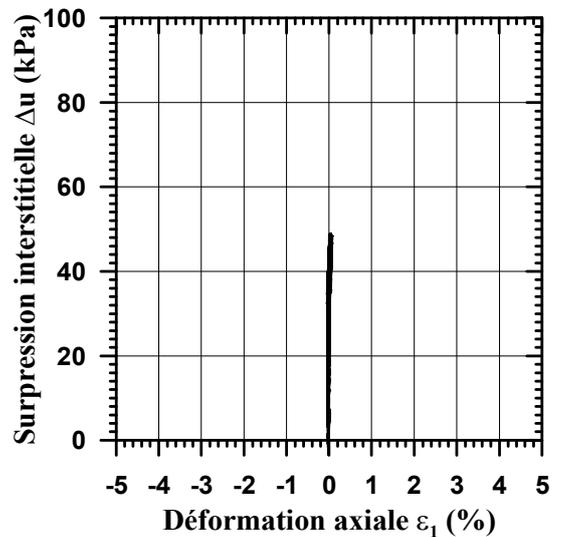
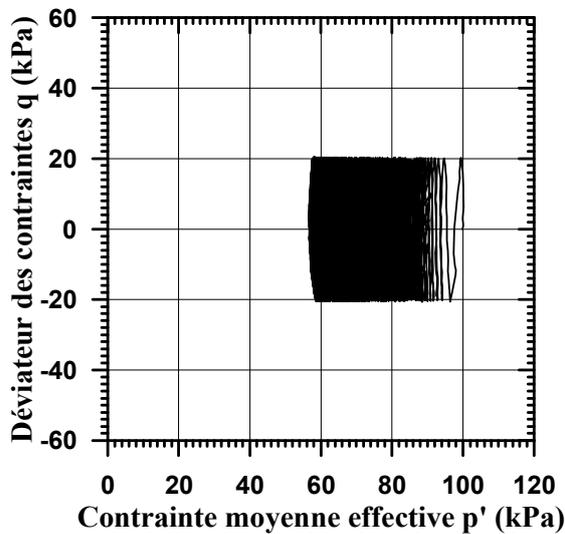
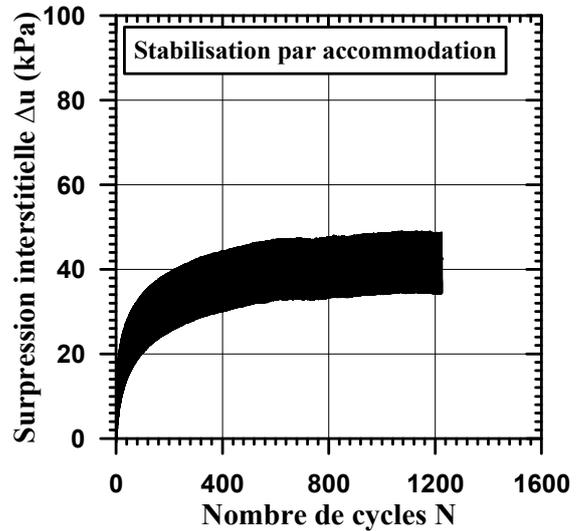
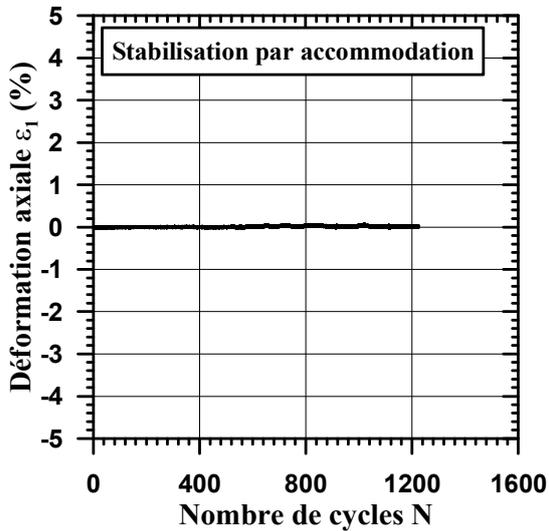
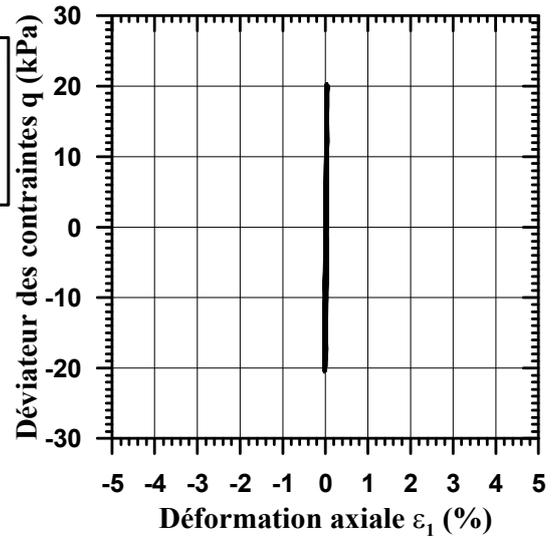
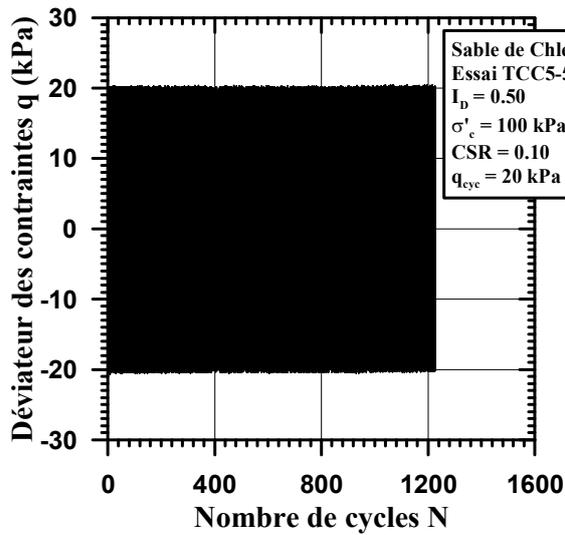
• Essai TCCP-50-50



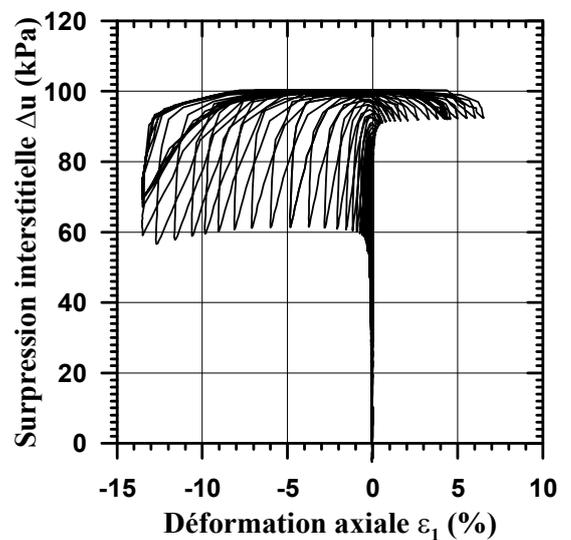
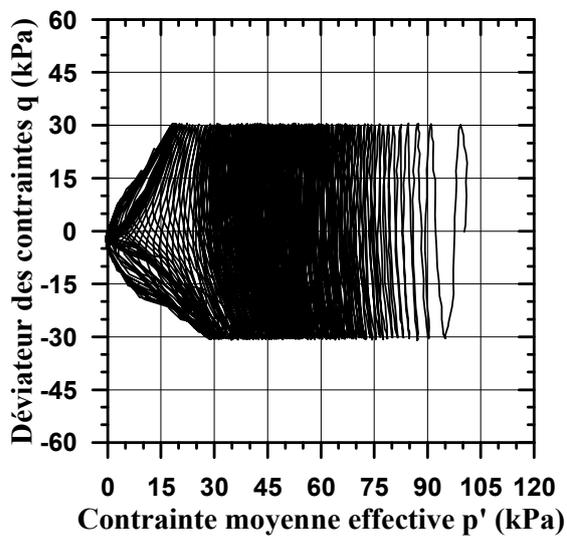
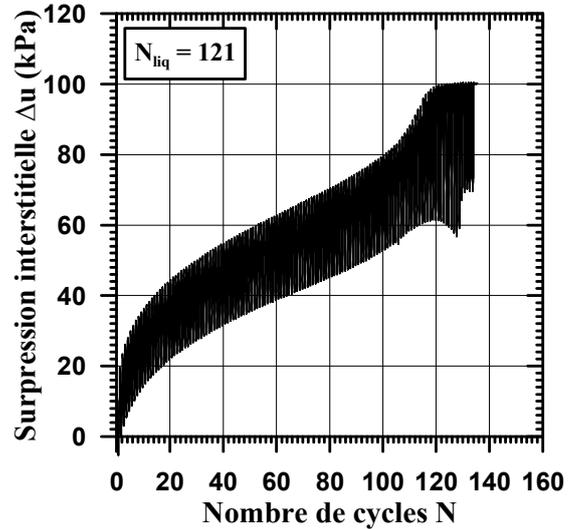
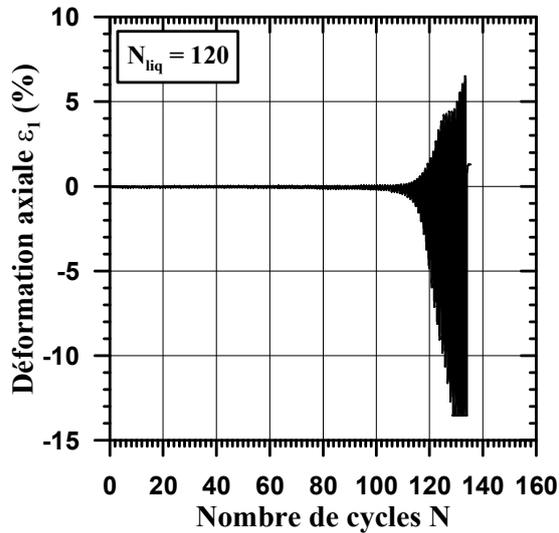
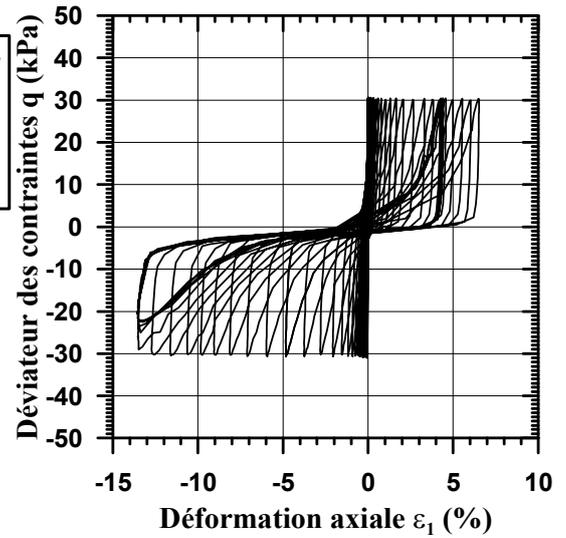
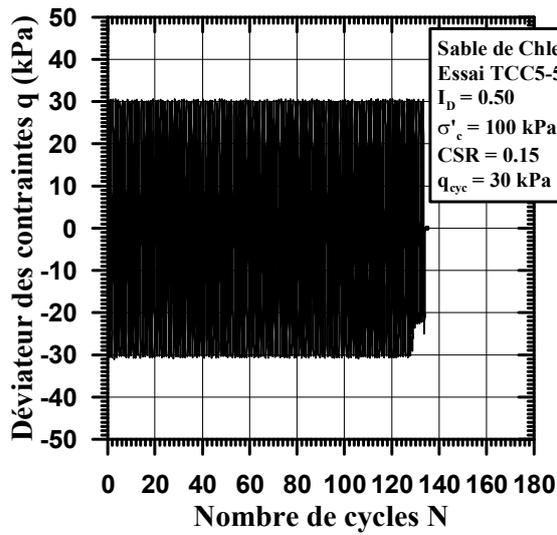
• Essai TCCP-50-60



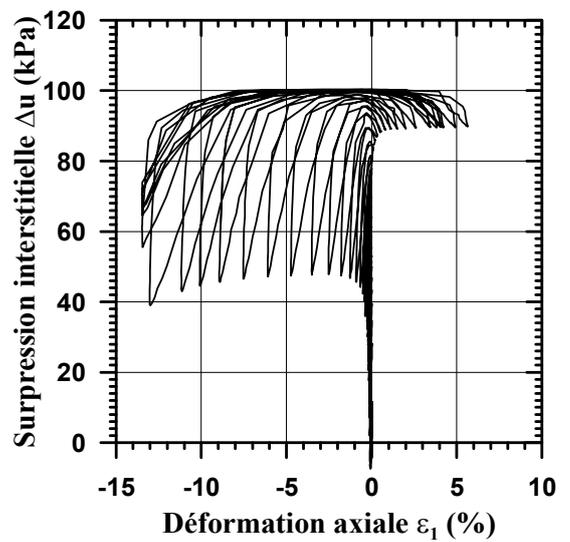
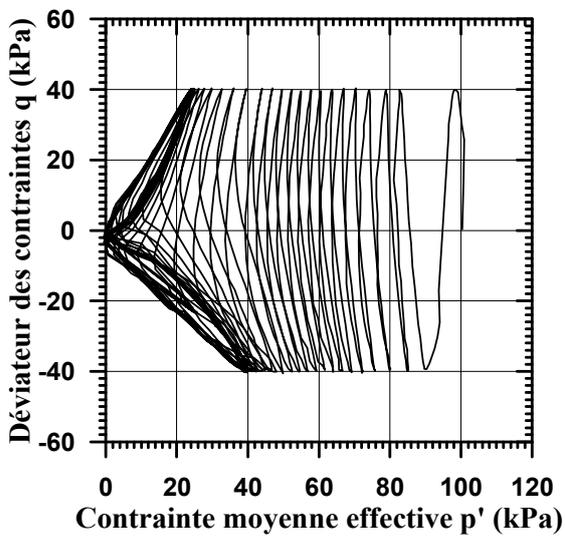
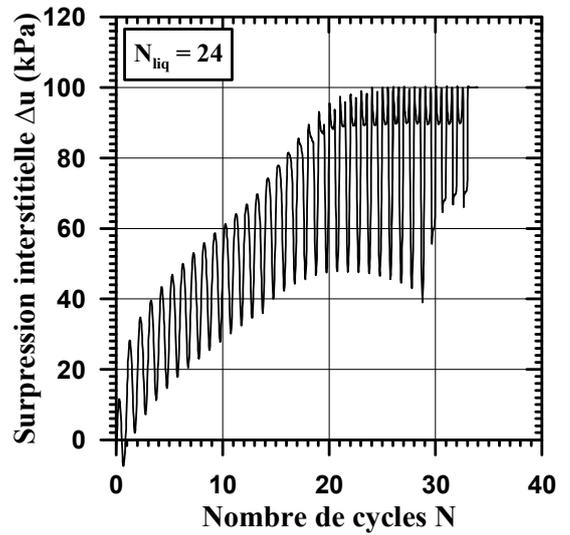
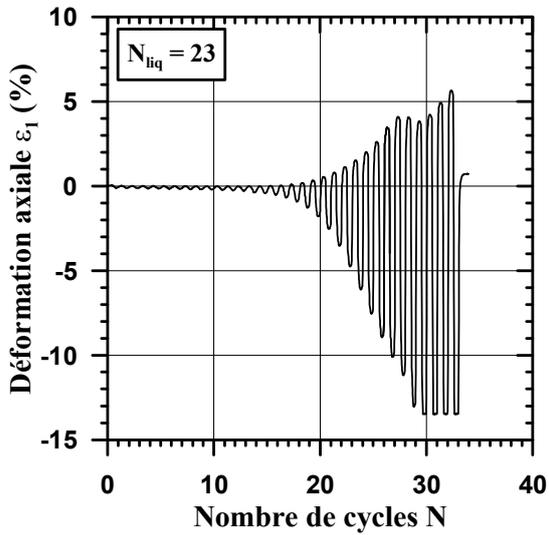
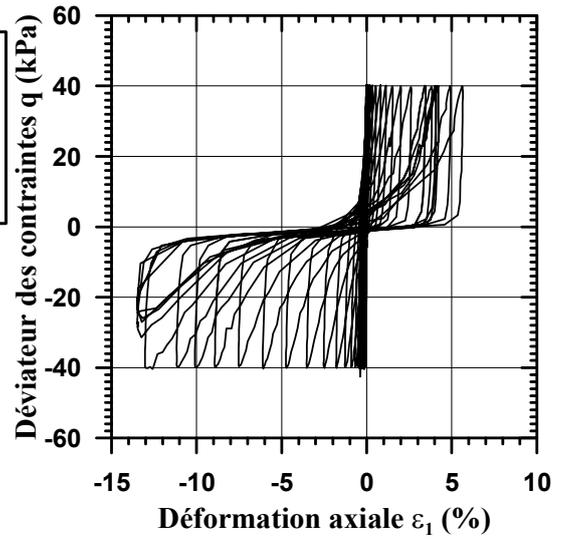
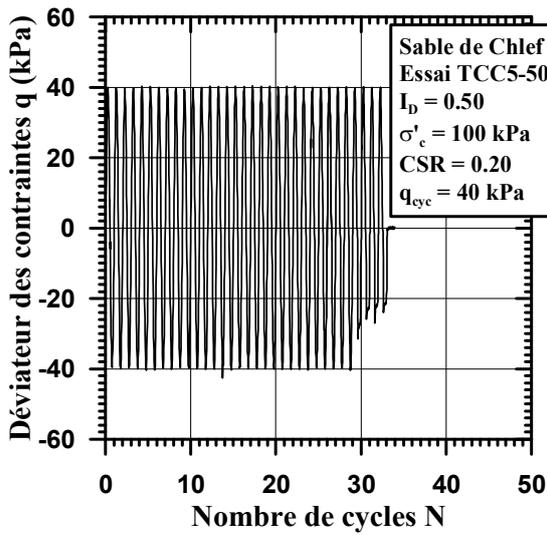
• Essai TCC5-50-20



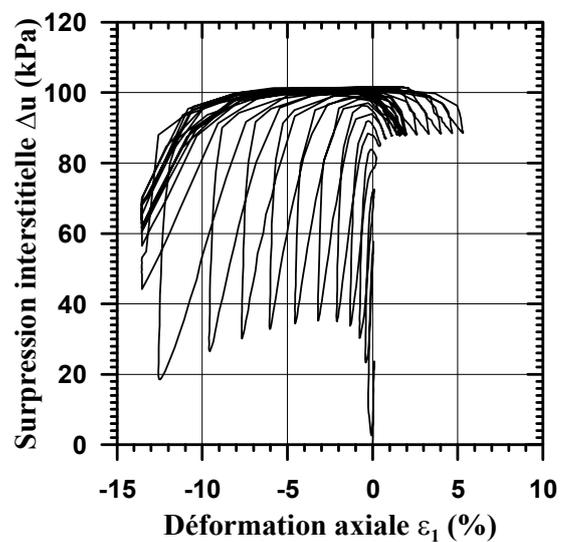
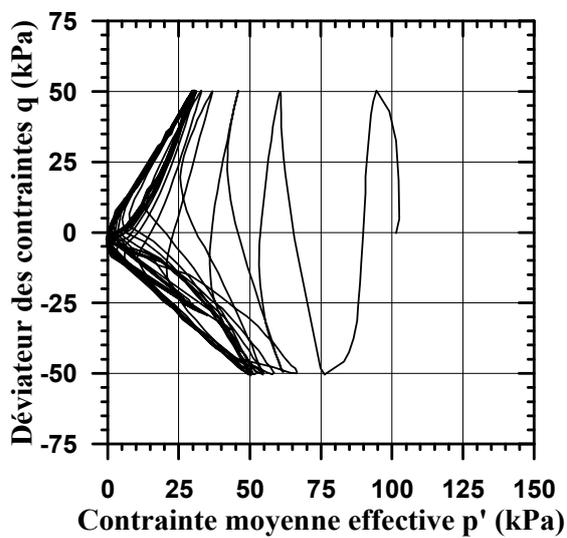
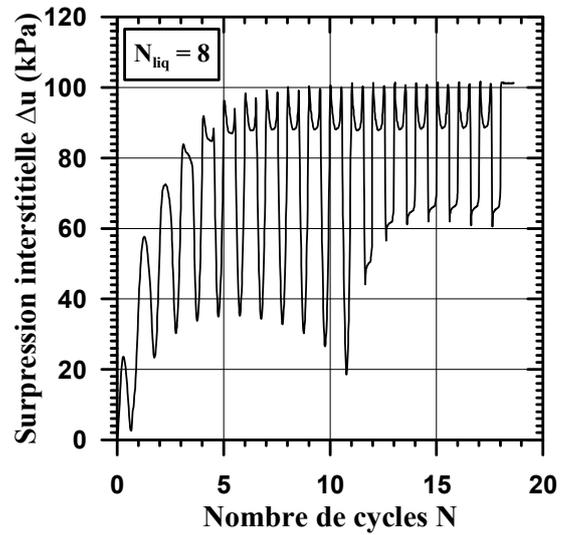
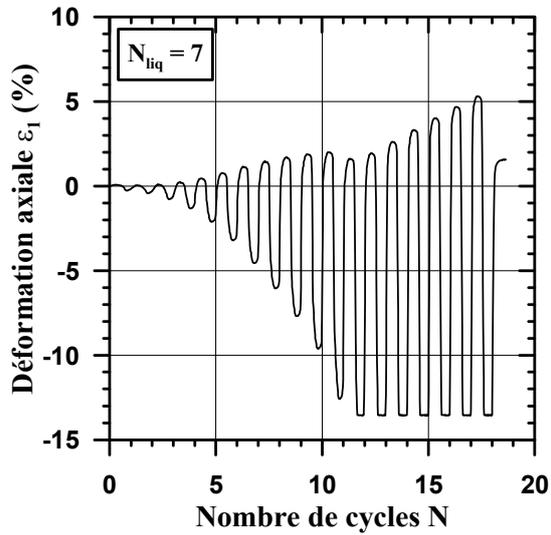
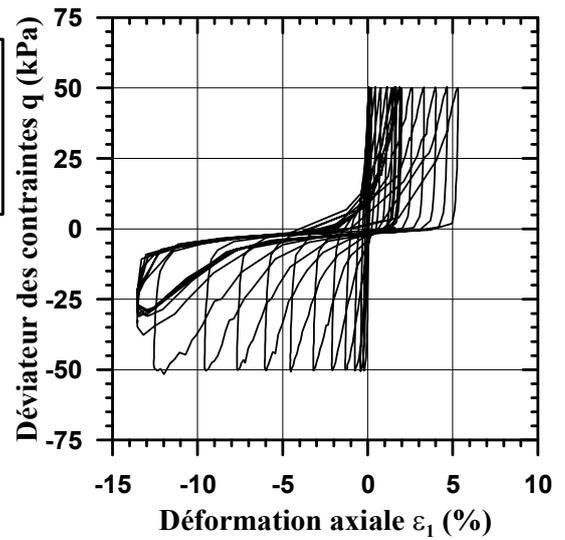
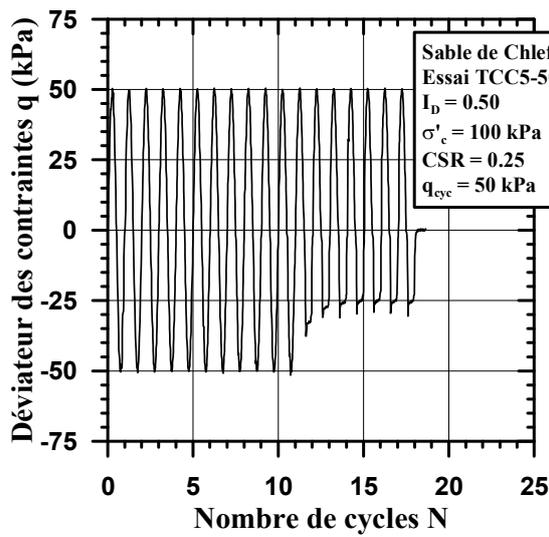
• Essai TCC5-50-30



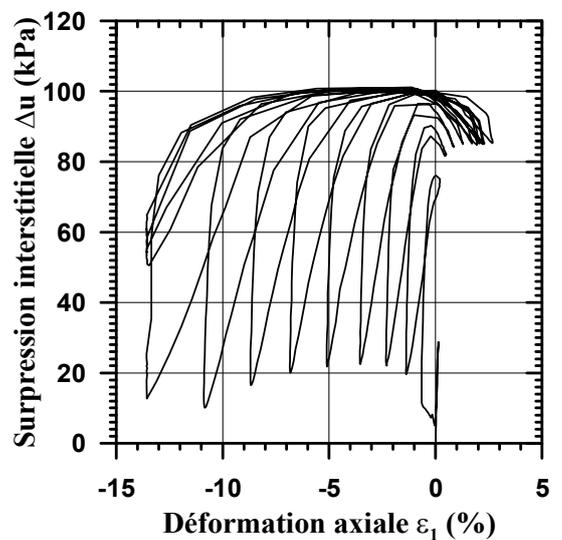
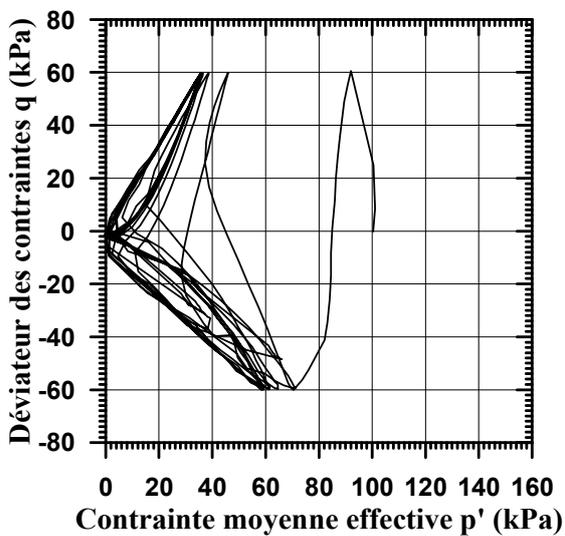
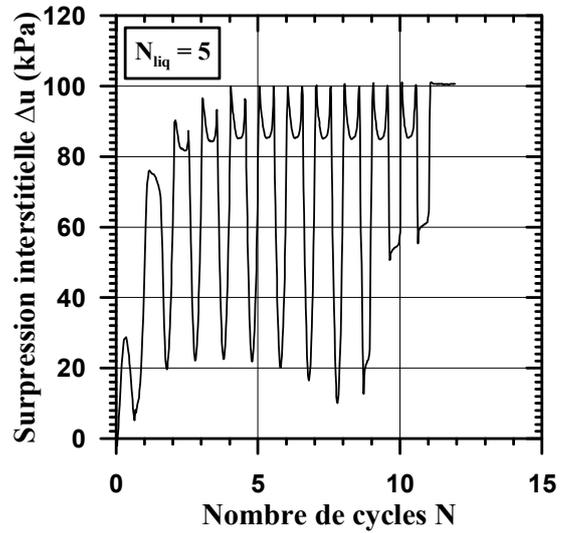
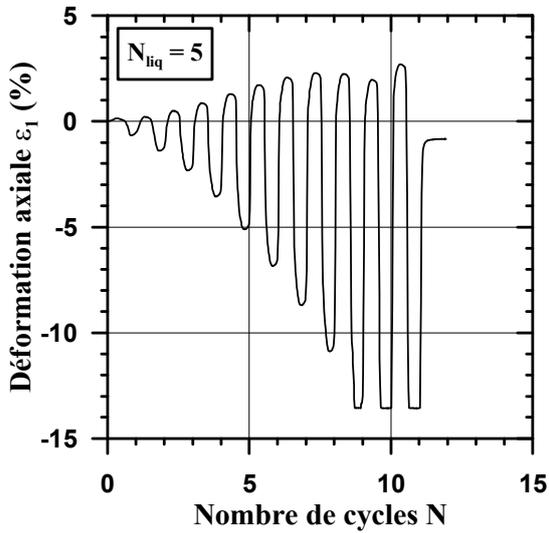
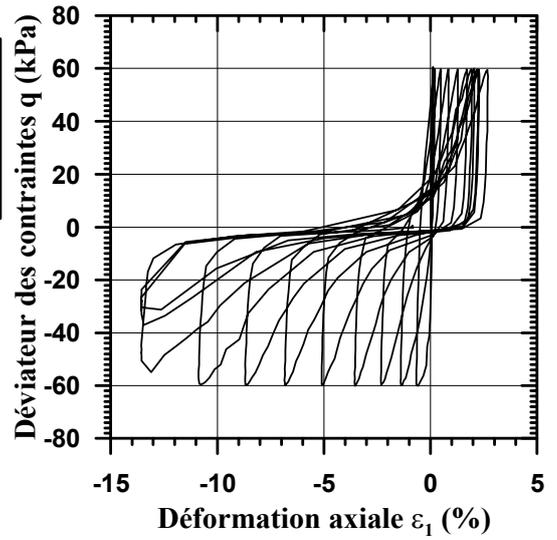
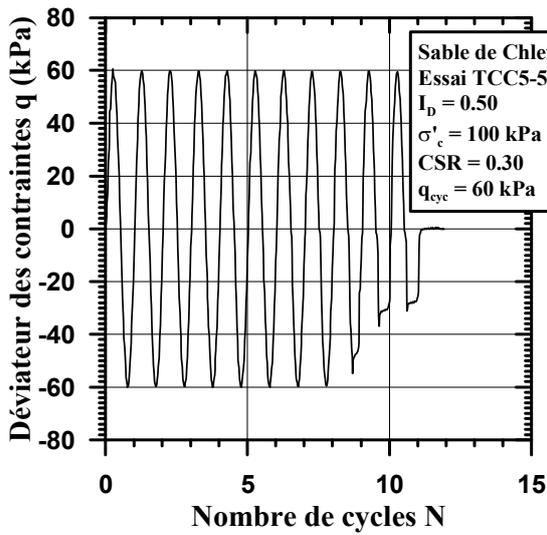
• Essai TCC5-50-40



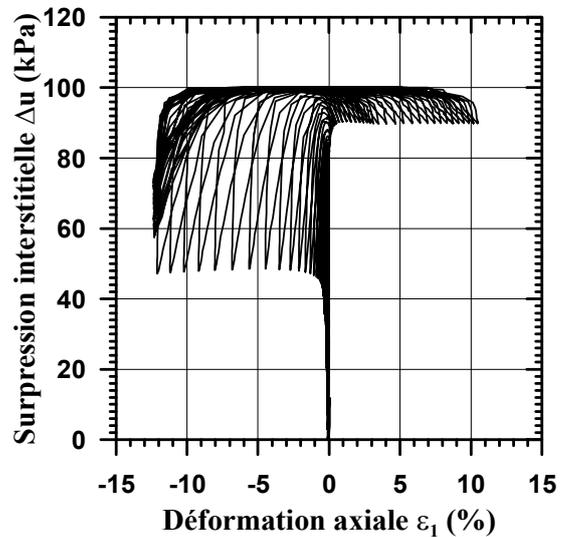
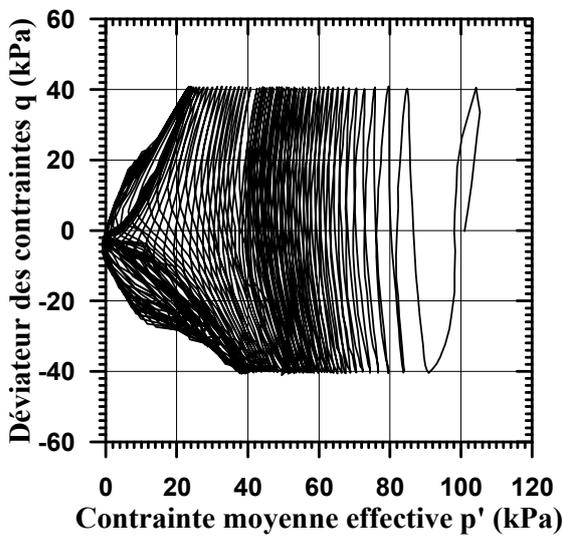
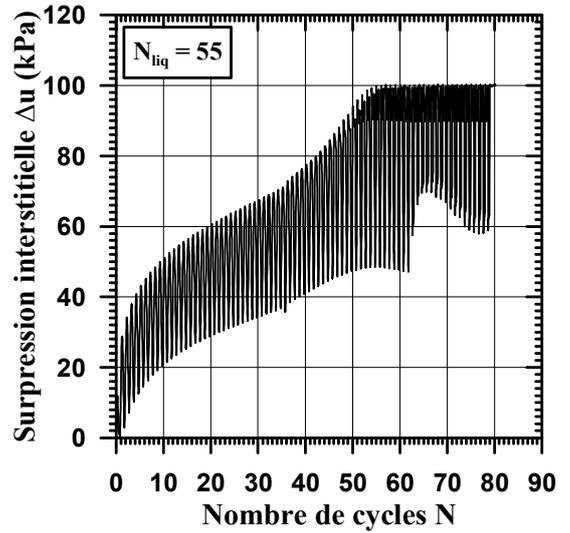
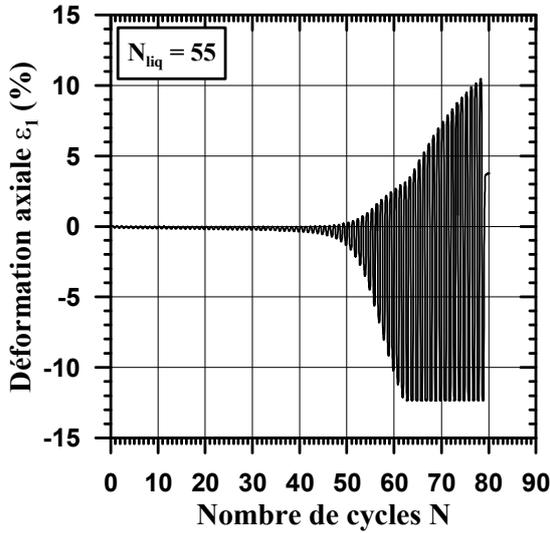
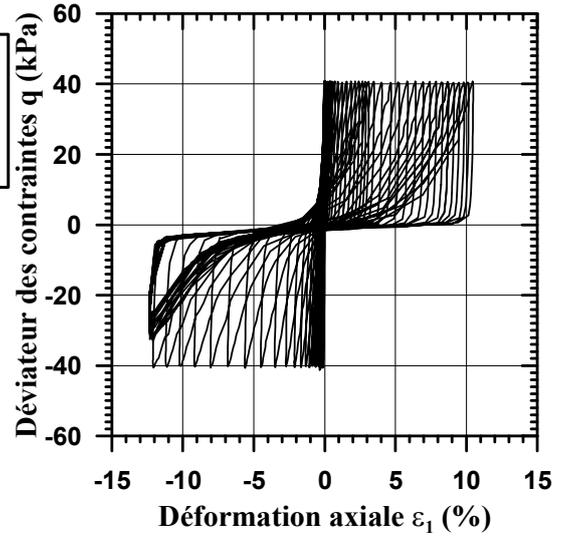
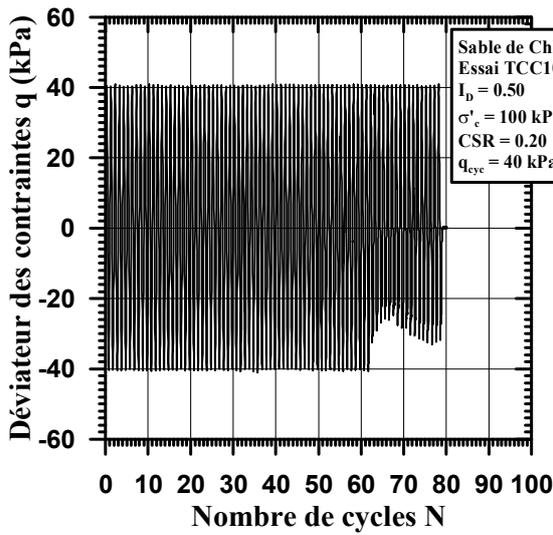
• Essai TCC5-50-50



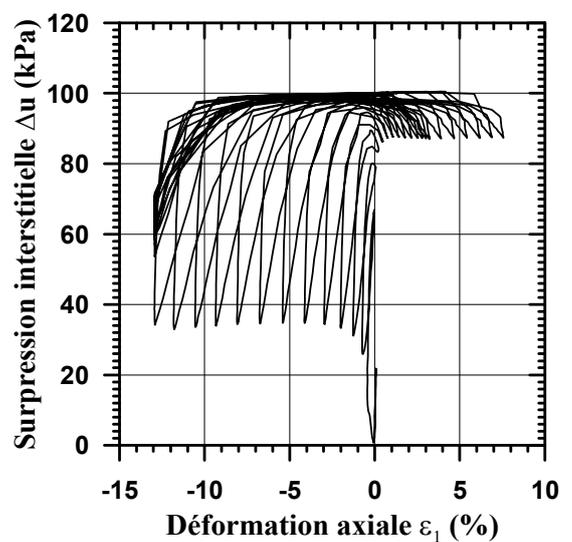
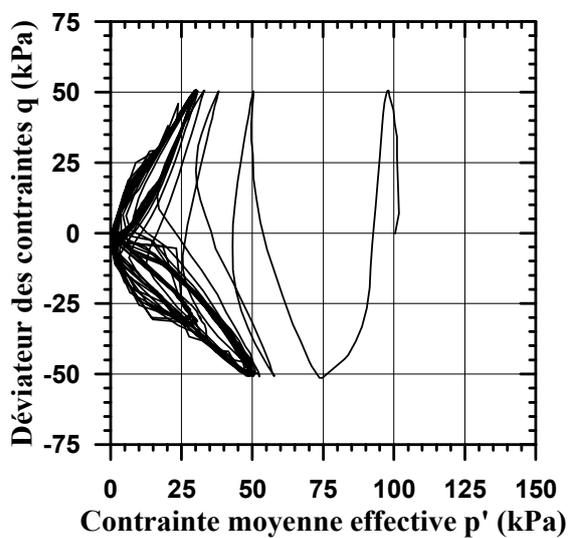
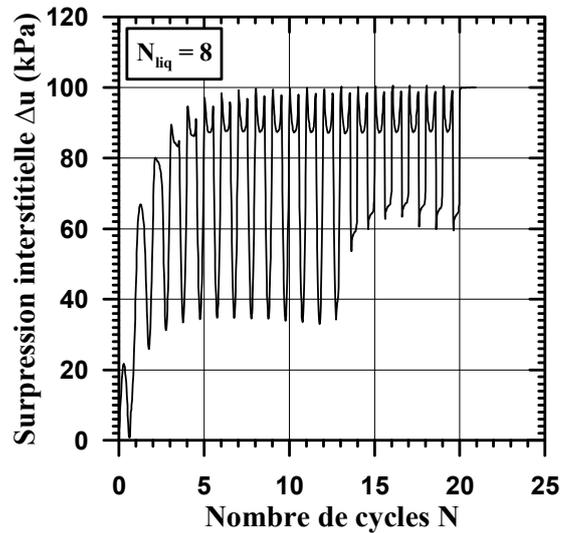
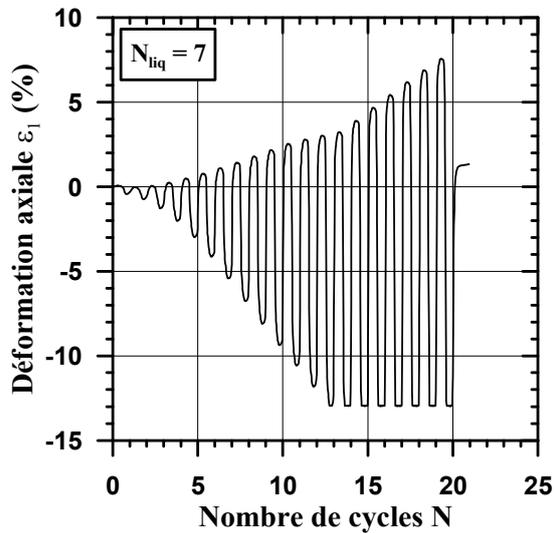
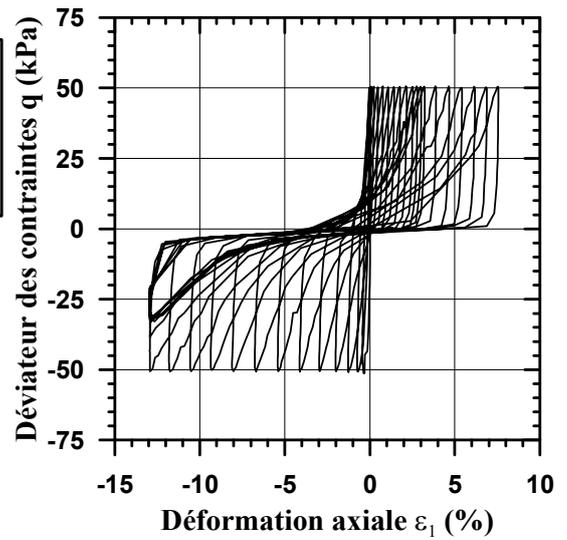
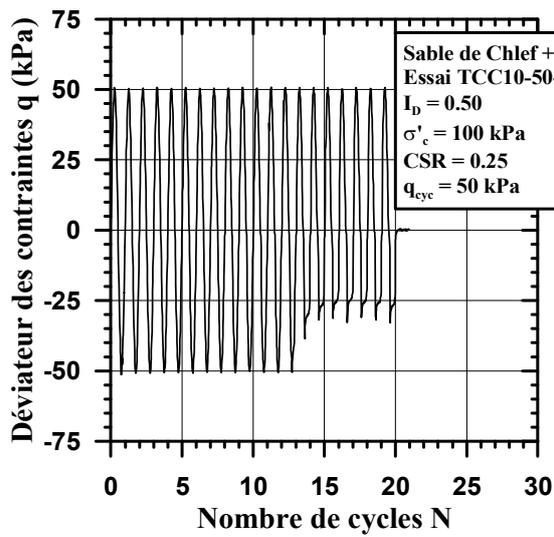
• Essai TCC5-50-60



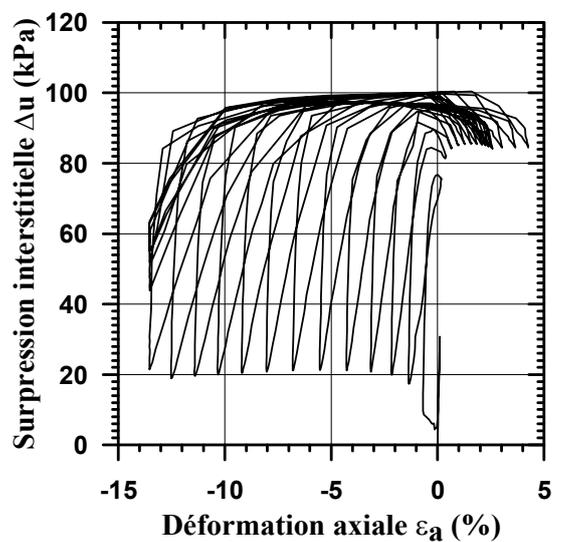
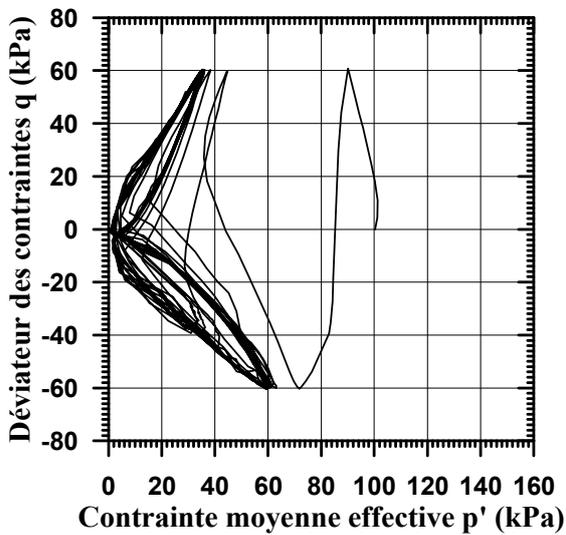
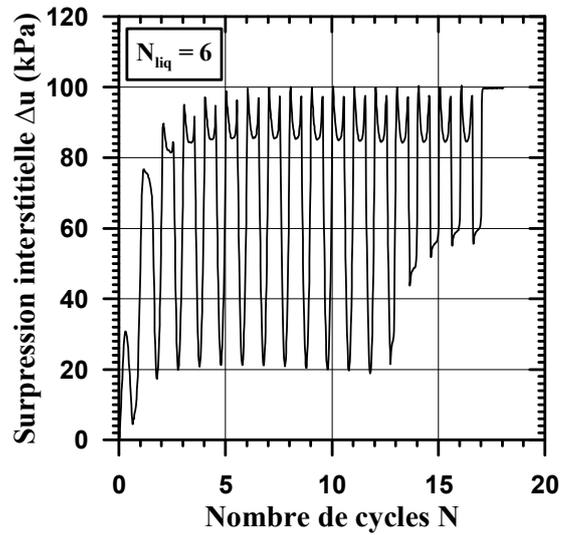
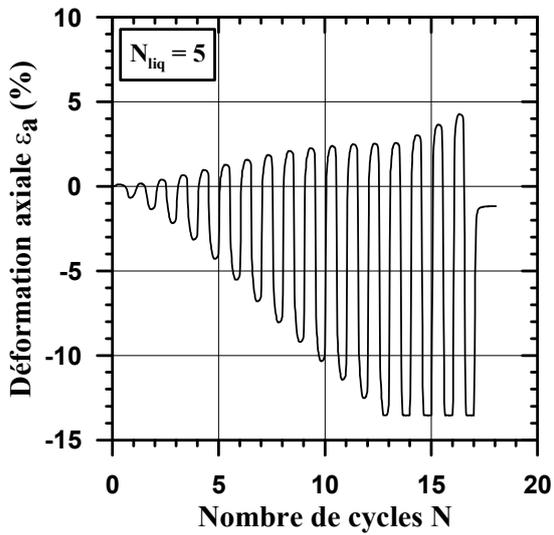
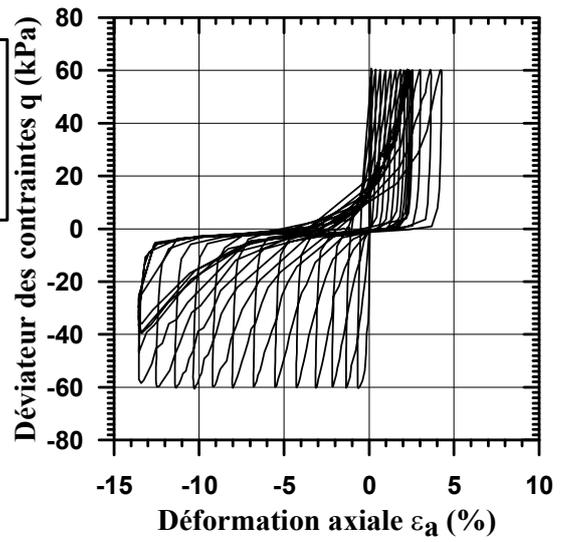
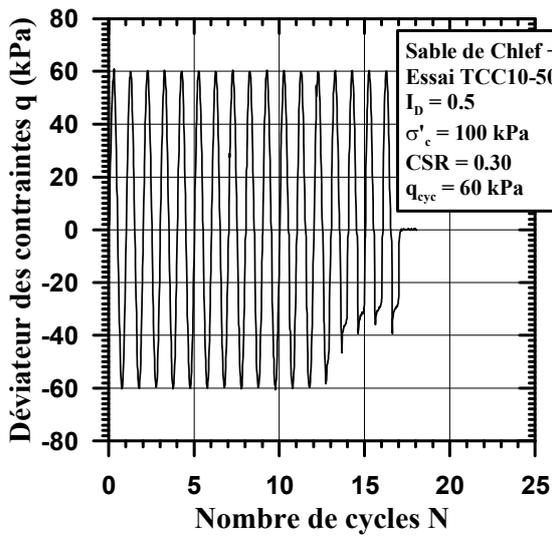
• Essai TCC10-50-40



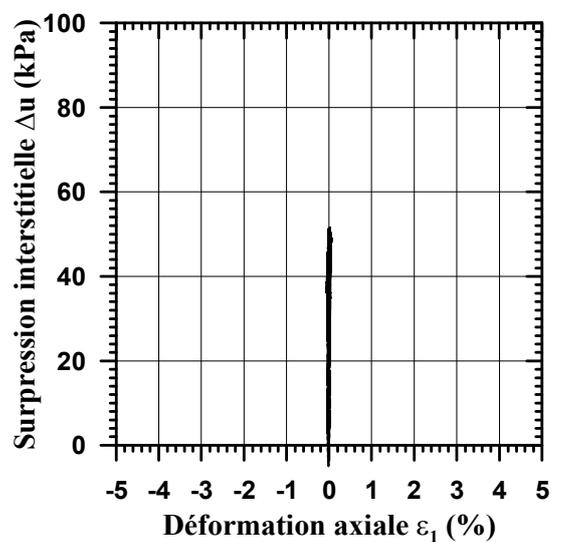
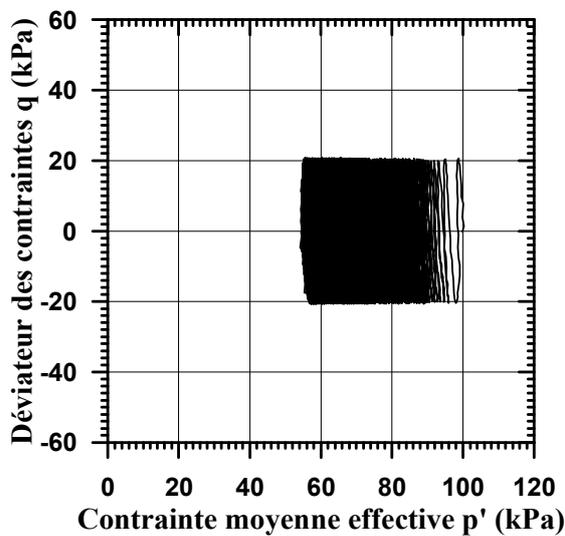
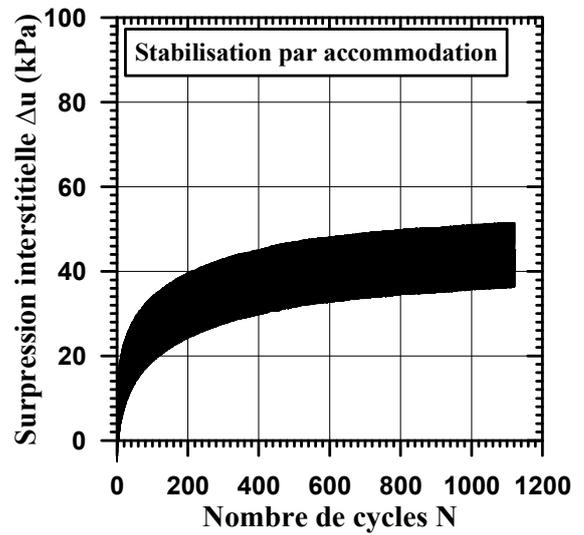
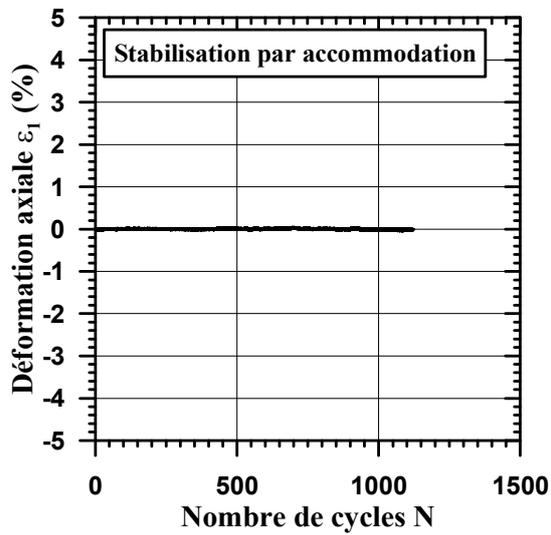
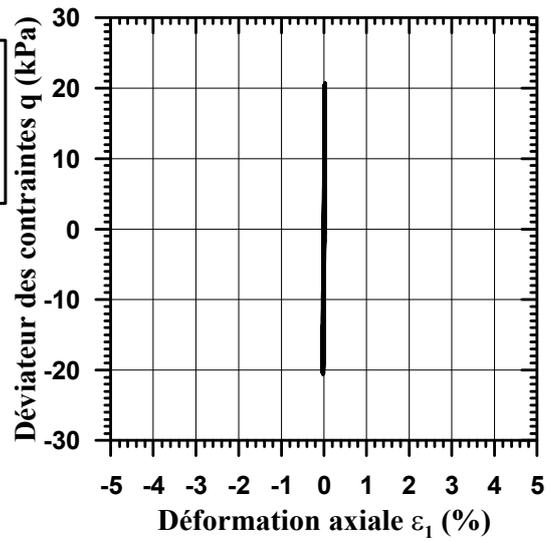
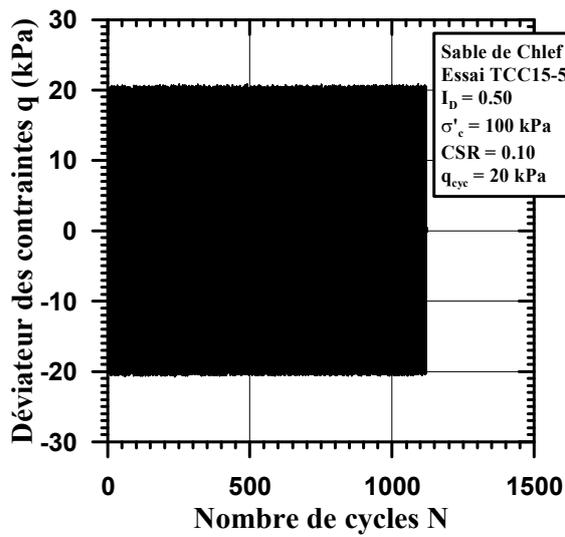
• Essai TCC10-50-50



• Essai TCC10-50-60



• Essai TCC15-50-20



• Essai TCC15-50-30

