

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعد دحلب - البليدة
Université de SAAD DAHLAB - Blida
كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

أطروحة دكتوراه
Thèse de Doctorat

Présentée par:

KRIM Abdellah
Magister en Génie Civil

Thème

**CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DU COMPORTEMENT
DES SOLS GRANULAIRES**

Soutenue publiquement le 30 Juin 2013 devant le jury composé de:

- | | |
|--|-------------------|
| <i>M. Nouredine BOURAHLA, Professeur, U.S.D de Blida</i> | <i>Président</i> |
| <i>M. Zein El Abidine ZITOUNI, Maître de Conférences, U.S.D de Blida</i> | <i>Rapporteur</i> |
| <i>M. Khaled GRINE, Maître de Conférences, U.S.D de Blida</i> | <i>Examineur</i> |
| <i>M. Ahmed ARAB, Maître de Conférences, U.H.B.B de Chlef</i> | <i>Examineur</i> |
| <i>M. Missoum HANIFI, Professeur, U.A.B de Mostaganem</i> | <i>Examineur</i> |
| <i>M. Nouredine DELLA, Maître de Conférences, U.H.B.B de Chlef</i> | <i>Examineur</i> |

À la mémoire de mon père

Avant Propos

Je voudrais tout d'abord exprimer ma reconnaissance à Monsieur Zein El Abidine ZITOUNI, Maître de Conférences à l'Université Saad Dahlab de Blida, de m'avoir assuré la direction scientifique de ce travail de Doctorat et a pris le temps de me faire profiter avec patience de son expérience et de ses connaissances, qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

J'associe à ces remerciements tous les membres du jury à commencer par Monsieur Nourredine BOURAHLA, Professeur à l'Université Saad Dahlab de Blida, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette thèse.

Je remercie également Monsieur Khaled GRINE, Maître de conférences à l'Université Saad Dahlab de Blida qui, a accepté d'être examinateur de ce travail; je lui adresse mes remerciements les plus vifs.

Mes remerciements s'adressent à Monsieur Ahmed ARAB, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, qui malgré ses lourdes charges a accepté d'être examinateur de ce travail. Je tiens à lui témoigner de mes remerciements les plus sincères.

Je tiens à remercier Monsieur Missoum HANIFI, Professeur à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem d'avoir bien voulu accepter d'être examinateur, de sa disponibilité d'assister à cette soutenance de thèse de doctorat.

Je tiens à remercier aussi Monsieur Nouredine DELLA, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail de thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Mes vifs remerciements vont s'adresser à Monsieur Jacques DESRUES, Directeur du laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures et Risques de l'université Joseph Fourier de Grenoble) de m'avoir accueilli au sein du laboratoire, me donnant ainsi l'opportunité de réaliser l'ensemble des essais.

Mes remerciements s'adressent à M^{elle} Sabine ROLLAND DU ROSCOAD, Maître de Conférences au Laboratoire 3S-R de m'avoir aidé au traitement des scans. Qu'elle trouve ici mon profond respect.

Je tiens particulièrement à remercier Monsieur Pascal CHARRIER pour son précieux apport technique et sa contribution dans la réalisation des essais. Je remercie également M^{me} Anne Marie BOUIER pour la prise des images au MEB. Mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur Mourad MEGHACHOU, Professeur à l'Université Djillali Liabes de Sidi Bel abbess pour ses conseils durant mon stage en France.

Ma gratitude va également à la personne qui m'a soutenu durant ces années de thèse ma tendre épouse. Qu'il me soit permis aussi d'adresser une pensée particulière à ma famille et ma belle famille pour leur affection et leur patience.

SOMMAIRE

RÉSUMÉ EN ARABE	1
RÉSUMÉ	2
ABSTRACT	3
LISTE DES SYMBOLES	4
INTRODUCTION GÉNÉRALE	6
CHAPITRE I: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT MONOTONE DES SABLES	9
I.1. INTRODUCTION	10
I.2. COMPORTEMENT DES SABLES SOUS SOLlicitATIONS TRIAXIALES	12
I.2.1. Essai à l'appareil triaxial classique.....	12
I.2.2. Principaux concepts rhéologiques des sols.....	12
I.2.2.1. Comportement drainé.....	12
I.2.2.2. Comportement non drainé.....	14
I.2.2.3. Contractance et dilatance.....	15
I.2.2.4. Etat caractéristique.....	16
I.2.2.5. Etat critique.....	17
I.2.3. Recherche d'un état critique pour les sables.....	18
I.3. ÉTAT PERMANENT DE DÉFORMATION	20
I.3.1. Définition de l'état stable de déformation.....	20
I.3.2. Mise en évidence de l'état stable de déformation.....	24
I.3.3. Concept modifié du comportement des sables lâches.....	28
I.4. CONCLUSION	30
CHAPITRE II: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE DE LA LIQUÉFACTION DES SABLES LÂCHES	31
II.1. DÉFINITION DE LA LIQUÉFACTION	32
II.1.1. Liquéfaction des sables sous chargement monotone.....	32
II.1.2. Identification et mise en évidence du phénomène au laboratoire.....	33
II.2. INFLUENCE DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES SUR LA LIQUÉFACTION STATIQUE DES SABLES	36
II.2.1. Effet de la densité relative (indice des vides).....	36
II.2.2. Effet du confinement initial.....	37
II.2.3. Effet de l'indice des vides et du confinement.....	39
II.2.4. Effet du déviateur des contraintes initial.....	39
II.2.5. Effet du trajet de chargement.....	40
II.2.6. Effet du mode de dépôt.....	42

II.2.7. Effet de la présence d'éléments fins.....	44
II.2.8. Effet de la granulométrie.....	45
II.2.9. Effet de la saturation.....	46
II.3. CONCLUSION.....	48
CHAPITRE III: DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL ET PROCÉDURES D'ESSAI.....	49
III.1. CARACTÉRISTIQUES DU SABLE UTILISÉ.....	50
III.2. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL.....	51
III.2.1. La presse.....	51
III.2.2. La cellule.....	51
III.2.3. Chaîne de mesure.....	52
III.2.3.1. Présentation des capteurs.....	53
III.2.3.1.1. Capteur de force.....	53
III.2.3.1.2. Capteur de déplacement.....	54
III.2.3.1.3. Capteur de pression interstitielle.....	54
III.2.3.1.4. Capteur de pression de cellule.....	54
III.2.3.1.5. Capteur de variation volumique.....	55
III.3. PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE.....	56
III.3.1. Différents modes de préparation des échantillons.....	56
III.3.1.1. Déversement à sec (DS).....	56
III.3.1.2. Sédimentation (WS).....	56
III.3.1.3. Placement humide (MP).....	57
III.3.1.4. Préparation par sous compaction.....	57
III.3.2. Préparation des échantillons.....	58
III.3.3. Procédures d'essai.....	58
III.3.4. Saturation.....	62
III.3.5. Consolidation.....	63
III.3.6. Cisaillement.....	63
III.4. CONCLUSION.....	63
CHAPITRE IV: ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT MONOTONE.....	64
IV.1. ÉTUDE DU COMPORTEMENT DRAINÉ DU SABLE D'OUED RASS.....	65
IV.1.1. Présentation du programme expérimental.....	65
IV.1.2. Analyse des résultats d'essais.....	65
IV.1.2.1. Essai sur sable lâche.....	65
IV.1.2.2. Essai sur sable dense.....	66
IV.1.3. Etude de l'effet du confinement initial.....	67
IV.1.4. Etude de l'effet de la densité initiale.....	71

IV.1.5. Détermination des paramètres mécaniques pour le sable d'Oued Rass.....	72
IV.1.5.1. Détermination de l'angle de frottement critique ϕ'_{crit}	72
IV.1.5.2. Détermination de l'angle de frottement interne ϕ'_{max}	74
IV.1.5.3. Détermination de l'angle de frottement caractéristique ϕ'_{car}	74
IV.1.5.4. Détermination de l'angle de dilatance ψ	75
IV.1.5.5. Détermination du module de déformation initial E_0	76
IV.2. ÉTUDE DU COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU SABLE D'OUED RASS	77
IV.2.1. Présentation du programme expérimental.....	77
IV.2.2. Analyse des résultats d'essais réalisés par dépôt sec.....	78
IV.2.2.1. Essai sur sable lâche.....	78
IV.2.2.2. Essai sur sable moyen et dense.....	79
IV.2.2.3. Etude de l'effet de la densité initiale.....	81
IV.2.2.4. Etude de l'effet du confinement initial.....	84
IV.2.3. Analyse des résultats d'essais réalisés par damage humide.....	88
IV.2.3.1 Essai sur sable lâche.....	88
IV.2.3.2. Essai sur sable moyen et dense.....	89
IV.2.3.3. Etude de l'effet de la densité initiale.....	90
IV.2.3.4. Etude de l'effet du confinement initial.....	94
IV.2.3.5. Etude de l'effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé.....	98
IV.2.3.5.1. Effet du mode de dépôt sur le pic de contraintes.....	100
IV.2.3.5.2. Effet du mode de dépôt sur la résistance à l'état ultime.....	100
IV.2.3.5.3. Effet du mode de dépôt sur la résistance résiduelle.....	101
IV.2.3.5.4. Effet du mode de dépôt sur l'angle de frottement caractéristique.....	101
IV.2.3.6. Mise en évidence des comportements observés.....	102
IV.2.4. Détermination des lignes d'instabilité pour le damage humide.....	103
IV.2.5. Etude du comportement en grandes déformations.....	105
IV.3. CONCLUSION	107
CHAPITRE V: LA TOMOGRAPHIE RX ET SON UTILISATION DANS L'ETUDE DU COMPORTEMENT NON DRAINÉ DES SABLES LÂCHES	109
V.1.INTRODUCTION	110
V.2. LA TOMOGRAPHIE À RAYONS - X	112
V.2.1. Définition et historique.....	112
V.2.2. Principe de la méthode.....	113
V.2.2.1. Loi d'atténuation de Beer -Lambert.....	114

V.2.2.2. Coefficient d'atténuation linéique.....	115
V.2.2.3. Reconstitution des images.....	118
V.2.3. Générations et types d'appareils.....	118
V.2.3.1. Générations.....	119
V.2.3.2. Types d'appareils.....	121
V.2.4. Caractéristiques et optimisation.....	121
V.2.4.1. La source de rayons X (type, taille, nature des rayons).....	123
V.2.4.2. L'échantillon (taille et forme).....	123
V.2.4.3. Le détecteur.....	124
V.2.4.4. Le temps d'acquisition.....	124
V.2.4.5. Artéfacts.....	124
V.2.5. La résolution spatiale.....	126
V.3. UTILISATION DE LA TOMOGRAPHIE À RAYONS - X POUR L'ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU MODE DE DÉPÔT SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ DES SABLES LÂCHES.....	128
V.3.1. Analyse des résultats des scans du sable d'Oued Rass.....	130
V.3.1.1. Evaluation de l'indice des vides.....	133
V.3.1.2. Distribution de tailles de pores.....	136
V.4. CONCLUSION.....	138
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	139
ANNEXE 1: ETAPES DE TRAITEMENT DES IMAGES.....	142
ANNEXE 2: PRESENTATION DU TOMOGRAPHE MULTI – ECHELLE.....	153
RÉFÉRÉNCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	161

ملخص

هذه الأطروحة عبارة عن مساهمة لدراسة سلوك التربة الحبيبية تحت تأثير الأحمال المستقرة. الهدف من هذا البحث هو دراسة تأثير بعض العوامل على سلوك تميع رمل وادي راس (الشلف) الجزائر وعلى وجه الخصوص: الكثافة النسبية وحصر الضغط، وطريقة الترسيب. يحتوي هذا العمل على جزئين:

يخصص الجزء الأول لعرض البحوث المتعلقة بتميع الرمال وكذا الأبحاث الجديدة التي أنجزت حول ظاهرة التميع الثابت. كما يضم هذا الجزء على آثار العوامل المختلفة على ظاهرة التميع بناءً على التجارب التي أُجريت في المختبر.

يحتوي الجزء الثاني من هذا العمل على دراسة مخبرية على نوع من رمل وادي راس، كما يحتوي على شرح طريقة العمل والأجهزة المستعملة في التجارب بالإضافة إلى طريقة قياس دقة النتائج المستحصلة من هذه التجارب. ثم نقدم جملة التجارب المنجزة والتي أُجريت بمختبر (3SR) بجامعة جوزيف فورييه بغرونوبل (فرنسا)، والتي تحتوي على عدد من التجارب في حالات التصرف والتصرف الممنوع على رمل وادي راس (الشلف) الجزائر. من خلال نتائج التجارب وصلنا لوصف كامل لظاهرة التميع الثابت، وعلى وجه الخصوص طريقة ترسب الرمل والتي تمت دراستها باستخدام تقنية متقدمة "الأشعة السينية"، والتي تهدف إلى تصوير عينات ناتجة عن طريقتين مختلفتين من الترسيب: "الترسيب الجاف" و "الترسيب المبلل".

الكلمات الجوهرية: الرمل، القص، الانكماش، التشوه الحجمي، التميع، التصرف الممنوع، توموغرافيا.

RÉSUMÉ

Le travail réalisé dans cette thèse constitue une contribution à l'étude du comportement des sols granulaires sous chargement monotone. L'objectif de cette recherche est d'étudier les effets de certains paramètres sur le comportement à la liquéfaction du sable d'Oued Rass, Chlef, Algérie, en particulier: la densité initiale, la pression de confinement et le mode de dépôt.

Le présent travail comporte deux parties:

La première partie est consacrée à une étude bibliographique sur la liquéfaction des sables et les résultats des récents travaux réalisés sur le phénomène de liquéfaction statique. Elle présente les effets des différents paramètres sur le phénomène de liquéfaction, conclus sur la base des études menées au laboratoire.

La deuxième partie de ce travail est consacrée à une étude expérimentale sur un sable d'Oued. Nous décrivons d'abord l'appareil triaxial utilisé pour la réalisation des essais, les divers capteurs de mesure de force et de déplacements, ainsi que la procédure expérimentale de réalisation des divers essais et les méthodes de fabrication des éprouvettes.

Nous présentons ensuite la campagne d'essais triaxiaux, que nous avons réalisée au sein du laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures et Risques) de l'université Joseph Fourier de Grenoble, comportant des essais triaxiaux de compression en conditions drainées et non drainées, sur le sable d'Oued Rass, Chlef, Algérie.

A travers les résultats de ces essais non drainés, nous avons pu faire une description complète du phénomène de liquéfaction statique, en particulier l'effet du mode de dépôt du sable sur son comportement vis-à-vis de la liquéfaction statique, qui a été étudié en utilisant une technique de pointe, appelée "la tomographie à rayons X", qui consiste à imager des échantillons fabriqués par deux modes de dépôts différents: "le dépôt sec" et le "damage humide".

Mots clés: Sable, cisaillement, contractance, dilatance, liquéfaction, non drainé, tomographie.

ABSTRACT

The present work constitutes a contribution of the behavior study of granular soils under monotonic loading. The objective of this research is to investigate the effects of some parameters on the liquefiable behavior of Oued Rass sand, Chlef, Algeria, in particular: the initial density, the confining pressure and the deposition mode.

This work includes two parts:

The first part is devoted to a bibliographical study on the liquefaction of sands and the results of recent work on the phenomenon of static liquefaction. It shows the effects of various parameters on the phenomenon of liquefaction, concluded on the basis of studies conducted in the laboratory.

The second part of this work is devoted to an experimental study on river sand. We firstly describe the triaxial apparatus used in this study, the various transmitters of force and of displacements, as well as the experimental procedure of realization of the various tests and specimen's preparation methods.

We present then the series of triaxial tests performed in the laboratory 3SR (Soils, Solids, Structures and Risk) of Joseph Fourier university of Grenoble, including triaxial compression tests in drained and undrained conditions, carried out on the Oued Rass sand, Chlef, Algeria.

Through the results of undrained tests we have could to make a complete description of the static liquefaction phenomenon, in particular the effect of the deposition mode of sand on his behavior towards the static liquefaction, which was studied using an advanced technique, called "X-ray tomography", which is to be imaged specimen's prepared by two different deposit methods: "the dry deposition" and "the moist tamping."

Keywords: Sand, shearing, contractance, dilatancy, liquefaction, undrained, tomography.

LISTE DES SYMBOLES

B	[-]	Coefficient de Skempton: $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$
C_c	[-]	Coefficient de courbure: $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$
C_u	[-]	Coefficient d'uniformité: $C_u = D_{60} / D_{10}$
q_{pic}	[kPa]	Résistance au cisaillement non drainé au pic
D_{ri}	[%]	Densité relative initiale
D_{rc}	[%]	Densité relative après consolidation
D₁₀	[mm]	Diamètre efficace (correspondant à 10% de tamisats cumulés)
D₃₀	[mm]	Diamètre correspondant à 30% de tamisats cumulés
D₅₀	[mm]	Diamètre moyen (correspondant à 50% de tamisats cumulés)
D₆₀	[mm]	Diamètre correspondant à 60% de tamisats cumulés
e_i	[-]	Indice des vides initial
e_c	[-]	Indice des vides après consolidation
e_{max}	[-]	Indice des vides maximum
e_{min}	[-]	Indice des vides minimum
E_s	[%]	Equivalent de sable
H₀	[cm]	Hauteur initiale de l'échantillon
D₀	[cm]	Diamètre initial de l'échantillon
V₀	[cm ³]	Volume initial de l'échantillon: $V_0 = \pi \cdot (D_0/2)^2 H_0$
q	[kPa]	Déviateur des contraintes: $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$
q_{pic}	[kPa]	Déviateur des contraintes au pic
q_{crit}	[kPa]	Déviateur des contraintes à l'état critique
q_{ult}	[kPa]	Déviateur des contraintes à l'état ultime
q_s	[kPa]	Déviateur des contraintes à l'état résiduel
P'	[kPa]	Pression moyenne effective: $p' = (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3) / 3$
R_s	[kPa]	Résistance résiduelle (quasi - stable): $R_s = (q_s / 2) \cdot \cos \phi_s$
σ'₁	[kPa]	Contrainte principale majeure effective
σ'₃	[kPa]	Contrainte principale mineure effective
P'_c	[kPa]	Pression de confinement
Δu	[kPa]	Surpression interstitielle
ρ_s	[g/cm ³]	Masse spécifique des grains solides

ρ_{dmax}	[g/cm ³]	Masse volumique maximale
ρ_{dmin}	[g/cm ³]	Masse volumique minimale
ϵ_a	[%]	Déformation axiale
ϵ_v	[%]	Déformation volumique
σ'_c	[kPa]	Contrainte de confinement
η	[-]	Rapport des contraintes: $\eta = q/p'$
η_{inst}	[-]	Rapport des contraintes à l'état instable (pic de résistance): $\eta_{inst} = q/p'$
η_{ss}	[-]	Rapport des contraintes à l'état stable (plasticité parfaite): $\eta_{ss} = q_{ss}/p'$
η_s	[-]	Rapport des contraintes à l'état résiduel (quasi - stable): $\eta_s = q_s/p'$
ϕ'_{inst}	[degrés]	Angle de frottement à l'état instable: $\phi'_{inst} = \text{Arcsin}(3\eta_{inst}/6 + \eta_{inst})$
ϕ'_{ss}	[degrés]	Angle de frottement à l'état de plasticité parfaite $\phi'_{ss} = \text{Arcsin}(3\eta_{ss}/6 + \eta_{ss})$
ϕ'_s	[degrés]	Angle de frottement à l'état résiduel (quasi - stable): $\phi'_s = \text{Arcsin}(3\eta_s/6 + \eta_s)$
ϕ'_{crit}	[degrés]	Angle de frottement critique
ϕ'_{max}	[degrés]	Angle de frottement maximum
ϕ'_{car}	[degrés]	Angle de frottement caractéristique
ψ	[degrés]	Angle de dilatance
λ_{cu}	[-]	Coefficient de proportionnalité: $\lambda_{cu} = q_{pic}/P'$
N_0	[-]	Nombre de photons émis
N	[-]	Nombre de photons transmis
μ	[-]	Coefficient d'atténuation linéique
E	[-]	Energie du rayon transmis
ρ	[g/cm ³]	Densité massique du matériau
Z	[-]	Nombre atomique
A	[-]	Poids atomique
f_i	[-]	Fraction en nombre d'électrons de l'élément i
Z_i	[-]	Nombre atomique de l'élément i
N_{noir}	[-]	Nombre de pixels noirs que contient une image
N_{blanc}	[-]	Nombre de pixels blancs que contient une image
A_{pixi}	[-]	Aire du pixel d'un pore (vide)
F_{Ai}	[%]	Fréquence relative apparente
R	[-]	Résolution de l'image en pixel/micron

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans la nature, les couches sableuses qui sont dans un état dense, assurent en général un comportement résistant au cisaillement lors des diverses sollicitations mécaniques. En revanche, des lentilles ou des couches de sable relativement lâches sont souvent sources de problèmes d'instabilité tel que les glissements de terrains ou encore la liquéfaction des sols.

La liquéfaction se produit en général dans les sols saturés non cohérents sous conditions non drainées de chargement statique ou cyclique. Elle se développe dans les milieux des sols naturels comme les talus sous marins ou les berges de rivière et également dans les structures artificielles comme les barrages en terre ou les îles artificielles, conduisent à des destructions massives comme la rupture de barrage, l'affaissement ou l'effondrement de superstructures.

La liquéfaction est caractérisée par l'annulation ou presque des contraintes effectives, conduisant à une perte de résistance au cisaillement du sol. Il existe trois types de liquéfaction:

1- Le phénomène de boullance dû aux forces induites par l'écoulement de l'eau. Un exemple est celui d'un courant d'eau ascendant dans un milieu pulvérulent pouvant réduire les contraintes effectives.

2- La liquéfaction due au chargement déviatoire cyclique (séisme, houle,.....). Si le sable est suffisamment fin, le drainage ne s'effectue pas: les sollicitations cycliques créent une pression interstitielle qui peut aller jusqu'à annuler les contraintes effectives après plusieurs cycles.

3- La liquéfaction statique due à un chargement déviatoire rapide monotone. Dans le cas où la perméabilité du matériau est assez faible, l'eau ne pourra pas s'écouler à temps. On sera alors en présence d'un chemin de sollicitation non drainé. La tendance naturelle des sables lâches à contracter sur chemin drainé, ajoutée à la condition de non drainage (volume constant) fait générer des surpressions interstitielles et donc diminuer les contraintes effectives.

C'est à ce dernier type de liquéfaction des sols que nous nous sommes intéressés afin de mettre en évidence le comportement liquéfiant du sable d'Oued Rass. Nous nous sommes penchés à étudier le comportement sous chargement monotone (drainé et non drainé) du sable d'Oued Rass, Chlef (ex El-Asnam), Algérie, région qui a subi un séisme de forte magnitude en Octobre 1980.

Il est à noter que le choix du matériau de cette région est basé sur les critères suivants:

- L'apparition de nombreux cratères de sable au bord du lit d'Oued Rass durant le séisme de Chlef en Octobre 1980;

- Le sable d'Oued Rass présente une granulométrie uniforme ($C_u = 1.56 < 2$) et un diamètre moyen ($d_{50} = 0.25\text{mm}$) tel que $50\mu\text{m} < d_{50} = 250\mu\text{m} < 1500\mu\text{m}$, répondant ainsi aux critères des sables liquéfiables;
- Ce sable est beaucoup plus utilisé comme remblaiement dans la région de Chlef surtout en milieux aquatique.

Le présent travail se compose de cinq chapitres:

Le premier chapitre est consacré à la présentation de quelques sinistres ayant eu pour cause des phénomènes de liquéfaction des sables ainsi que des principaux concepts rhéologiques des sols. On s'est intéressé aussi aux travaux réalisés sur les phénomènes de liquéfaction sous chargement monotone (liquéfaction statique), l'accent étant mis en particulier sur l'initiation de l'instabilité de liquéfaction et sur l'état ultime atteint en grandes déformations.

Le second chapitre est consacré à une présentation de la définition du phénomène de liquéfaction ainsi que des principaux travaux réalisés sur ce domaine. Après un aperçu de l'influence des différents paramètres comme la densité relative, la pression de confinement, la présence des fines, sur la susceptibilité d'un massif de sol à la liquéfaction, une étude détaillée de ces paramètres est présentée, une mise en évidence en laboratoire a été aussi présentée.

Le troisième chapitre décrit l'appareil triaxial utilisé pour la réalisation de cette étude, les divers capteurs de mesure de force et de déplacement, ainsi que la procédure expérimentale de réalisation des divers essais. Les caractéristiques du matériau utilisé ont été également présentées. Diverses méthodes de reconstitution d'éprouvettes triaxiales ont été ainsi présentées.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude expérimentale du comportement du sable d'Oued Rass sous chargement monotone, dans la perspective de compléter et d'étendre les résultats dans le domaine concernant le phénomène de liquéfaction statique des sables lâches. A cet effet, une campagne expérimentale d'essais triaxiaux a été effectuée au laboratoire. Il s'agit d'essais drainés et non drainés de compression sur des échantillons consolidés d'une manière isotrope. Nous présentons tout d'abord les résultats d'essais en conditions drainées en utilisant un seul mode de dépôt (le dépôt sec) puis les résultats d'essais en conditions non drainées pour les deux modes de dépôt (le dépôt sec et le damage humide). En effet, cette étude permet d'obtenir une description complète du phénomène de liquéfaction statique. Le concept de la ligne d'instabilité de Lade est analysé. Une analyse du comportement à l'état permanent de déformation ainsi qu'une étude comparative entre le comportement des deux types de sables est faite. Pour l'ensemble des essais en compression, les lignes d'état permanent de déformation dans le diagramme ($e, \log p'$) sont

identifiées. L'analyse porte également sur l'influence des paramètres caractérisant le comportement à l'état permanent de déformation, ainsi que sur l'identification de la résistance au cisaillement non drainé correspondant à cet état.

Le cinquième chapitre présente la technique de tomographie à rayons X (RX) et l'intérêt de son utilisation dans l'étude de l'effet du mode de dépôt dans les milieux granulaires. Dans la première partie nous exposons le principe de la mesure tomographique RX, les méthodes de reconstruction des images et les différents appareils de tomographie RX (scanner) existants. Ensuite, nous présentons les différentes étapes de traitement d'images et la détermination de quelques paramètres tels que l'indice des vides ou la porosité et la distribution des tailles de pores dans l'échantillon.

CHAPITRE I:
ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE
DU COMPORTEMENT MONOTONE DES SABLES

Ce chapitre est consacré à la présentation de quelques sinistres ayant eu pour cause des phénomènes de liquéfaction des sables ainsi que des principaux concepts rhéologiques des sols. On s'est intéressé aussi aux travaux réalisés sur les phénomènes de liquéfaction sous chargement monotone (liquéfaction statique), l'accent étant mis en particulier sur l'initiation de l'instabilité de liquéfaction et sur l'état ultime atteint en grandes déformations.

I.1. INTRODUCTION

La liquéfaction est la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau engendrée par la disparition des forces inter - granulaires qui lient les grains de sable entre eux suite à une surgénération de la pression interstitielle, dans ce cas le sol perd sa cohésion et commence à couler comme un liquide. Ce phénomène est responsable de nombreux dégâts à travers le monde ces derniers séisme d'Alaska et de Niigata 1964, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995 et récemment Izmir 1999 et récemment, le séisme d'El Asnam (Chlef actuellement), en Algérie, en 1980 et à Boumerdes en 2003 de nombreux cratères ont été observés (figure I.1).

Hazen [52] a utilisé pour la première fois le terme de liquéfaction, phénomène qui a provoqué la rupture le barrage de Calaveras en Californie; ce mot liquéfaction a été utilisé aussi par Castro [26] comme étant la réponse d'un sable saturé contractant soumis à un chargement statique en contrainte imposé menant à une perte de résistance.

Dans le cas d'un chargement monotone (statique), le phénomène est très connu sous le nom de liquéfaction statique. Les premiers cas de liquéfaction statique ont été enregistrés à côté des mines de charbon au siècle dernier. Il a été aussi observé lors de la construction de l'aéroport de Nice (1977) en provoquant un glissement de terrain de la piste en mer (Schlosser et al., [103]; Blondeau, [13]; Seed et al., [110]). D'autres cas ont été enregistrés à travers le monde, entre autre notamment le glissement du massif de sable destiné à recevoir les plateformes pétrolières dans la mer canadienne de Beaufort en 1982 et 1983. Ce glissement a été déclenché par le chargement statique lors de la mise en place du sable lui-même.

Le plus souvent la liquéfaction est induite par un chargement cyclique résultant essentiellement des séismes ou de la houle. On cite tremblement de terre au Japon (Niigata 1964), la rupture du barrage de San Fernando en 1971, tremblement de terre de Kobé 1995 et récemment Izmir 1999. Lors du séisme de Niigata au Japon de 1964, plusieurs bâtiments ont été enfoncés dans le sol sans que la structure ne soit endommagée avec de grands déplacements dans le massif du sol produisant des interactions fortes sur les fondations ; rupture des berges en Alaska (1964). La liquéfaction du barrage de San Fernando (1971) a eu lieu juste après le séisme d'une magnitude de 6.6 à l'échelle de Richter. A Kobe au Japon 1995, la liquéfaction a fait de nombreux dégâts notamment le déplacement latéral du quai du port de Kobe, plusieurs ponts se sont enfoncés dans le sol et autoroutes endommagées.



San Fernando, 1971



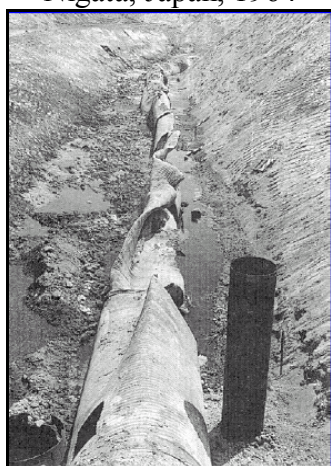
Loma Prieta, USA, 1989



Niigata, Japan, 1964



Izmit, Turquie 1999



Northridge, 1994



Kobé, Japon, 1995



Cratères de sable dus au phénomène de liquéfaction dans la région de Chlef (1980)



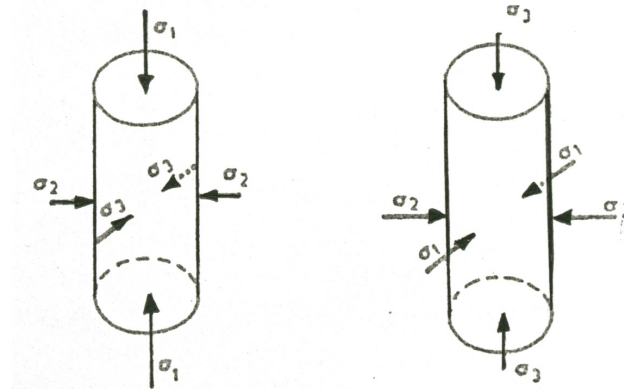
Phénomène de la liquéfaction du sol (petit volcan de sable) durant le séisme de Boumerdès (Algérie), 2003

Figure I.1: Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes.

I.2. COMPORTEMENT DES SABLES SOUS SOLlicitATIONS TRIAXIALES

I.2.1. Essai à l'appareil triaxial classique

L'appareillage triaxial de révolution est l'essai le plus utilisé en mécanique des sols. Il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage. L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniforme défini par un plan hydrostatique dans le plan horizontal et une contrainte verticale (figure I.2).



Compression: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$

Extension: $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$

Figure I.2: Etat de contrainte appliqué à une éprouvette triaxiale.

I.2.2. Principaux concepts rhéologiques des sols

I.2.2.1. Comportement drainé

L'essai triaxial est de type drainé s'il est exécuté à drainage ouvert et à vitesse lente. A drainage ouvert, l'eau interstitielle peut circuler librement à partir et vers l'éprouvette et, à vitesse de déformation lente, aucune surpression interstitielle ne peut alors être induite dans le sol ($\Delta u = 0$). Les efforts appliqués à l'éprouvette sont transmis intégralement au squelette solide et les contraintes générées sont des contraintes effectives ($\sigma = \sigma'$). Les paramètres de cisaillement, appelés paramètres drainés, ou paramètres effectifs, sont caractéristiques du comportement du sol à long terme (cohésion effective c' et angle de frottement interne effectif ϕ').

En raison de leur forte perméabilité, le comportement des sables sous sollicitations permanentes ou peu variables est caractérisé par une réponse drainée comportant une phase de contractance ($\Delta V < 0$) et / ou une phase de dilatance ($\Delta V > 0$) selon l'état de compacité dans lequel le sable se trouve (sable dense ou sable lâche). La figure I.3 présente les résultats d'un essai de cisaillement drainé à l'appareil triaxial pour deux sables l'un dense et l'autre lâche.

Sur la courbe de cisaillement, représentant les variations du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales, on observe une allure très prononcée (avec pic) pour le sable dense (valeur élevée du déviateur pour une faible déformation), suivie d'un radoucissement tendant vers un palier. Tandis que pour le sable lâche, on observe une allure régulière, tendant vers une asymptote constituée par le palier caractérisant l'état de plasticité parfaite.

Sur la courbe représentant les variations de la déformation volumique en fonction des déformations axiales, on observe pour le sable lâche une contractance (diminution du volume) dès le début du cisaillement jusqu'à l'apparition d'un palier où le sable continue à se déformer à volume constant. Alors que pour le sable dense, on observe une contractance au début du cisaillement suivie d'une dilatance (augmentation du volume) jusqu'à la rupture du sable.

Sur la courbe représentant les variations du déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne appliquée (chemin de contraintes), on observe les mêmes cheminements de contraintes pour les sables lâche et dense constitués par des droites de pente $q/p = 3$.

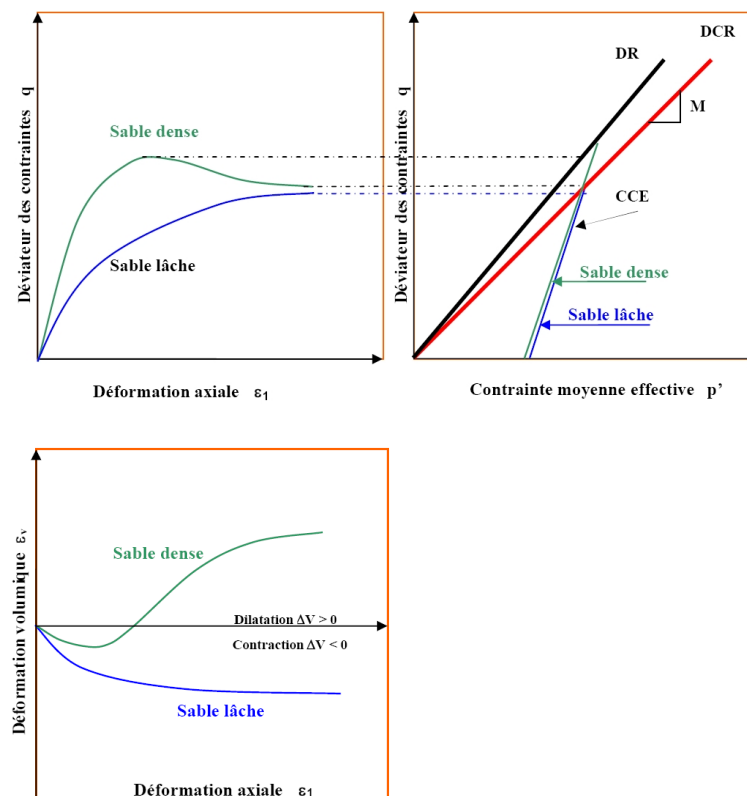


Figure I.3: Comportement des sables sous cisaillement drainé.

I.2.2.2. Comportement non drainé

L'essai triaxial est de type non drainé s'il est exécuté à drainage fermé et à vitesse de déformation sensiblement rapide. Cette façon de procéder empêche l'eau interstitielle de circuler librement, d'où l'apparition des surpressions interstitielles qui évoluent continûment avec le chargement de l'éprouvette. Les efforts appliqués à l'éprouvette sont repris par le squelette et par l'eau interstitielle et les contraintes générées sont des contraintes totales ($\sigma = \sigma' + u$). Les paramètres de cisaillement, appelés paramètres non drainés, sont caractéristiques du comportement du sol à court terme (cohésion non drainée c_u et angle de frottement interne ϕ_u).

De façon analogue au cas précédent, la figure I.4 présente les résultats d'un essai de cisaillement non drainé à l'appareil triaxial pour deux sables l'un dense et l'autre lâche. On peut d'ores et déjà noter que le cisaillement non drainé donne des résultats complètement différents à ceux observés dans le cas du cisaillement drainé.

Sur la courbe de cisaillement, on observe pour le sable dense une augmentation continue du déviateur des contraintes jusqu'à l'apparition des déformations plastiques, puis stabilisation jusqu'à la rupture. Tandis que pour le sable lâche, on observe un pic correspondant à une valeur relativement faible du déviateur des contraintes, puis un radoucissement tendant vers une asymptote.

Sur la courbe représentant l'évolution des surpressions interstitielles en fonction des déformations axiales, on observe pour le sable dense une augmentation des surpressions interstitielles au début du cisaillement suivie d'une diminution importante jusqu'à la rupture.

Tandis que pour le sable lâche, on observe une augmentation continue des surpressions interstitielles tendant vers une asymptote caractéristique de l'état critique du sable.

Sur les courbes représentant les chemins de contraintes suivis au cours du cisaillement, on observe deux types de chemins: l'un en contraintes totales (CCT) et l'autre en contraintes effectives (CCE). En contraintes totales, les chemins suivis sont des droites de pente $q/p = 3$.

En contraintes effectives, et selon la compacité du sable, on observe deux réponses distinctes: une diminution continue de la contrainte effective vers les faibles valeurs pour le sable lâche et une augmentation continue vers la droite de rupture (DR), puis vers la droite d'état critique (DCR) pour le sable dense.

Le comportement non drainé parfait est donc caractérisé par une non variation de volume du sol et le développement de surpressions interstitielles non nulles.

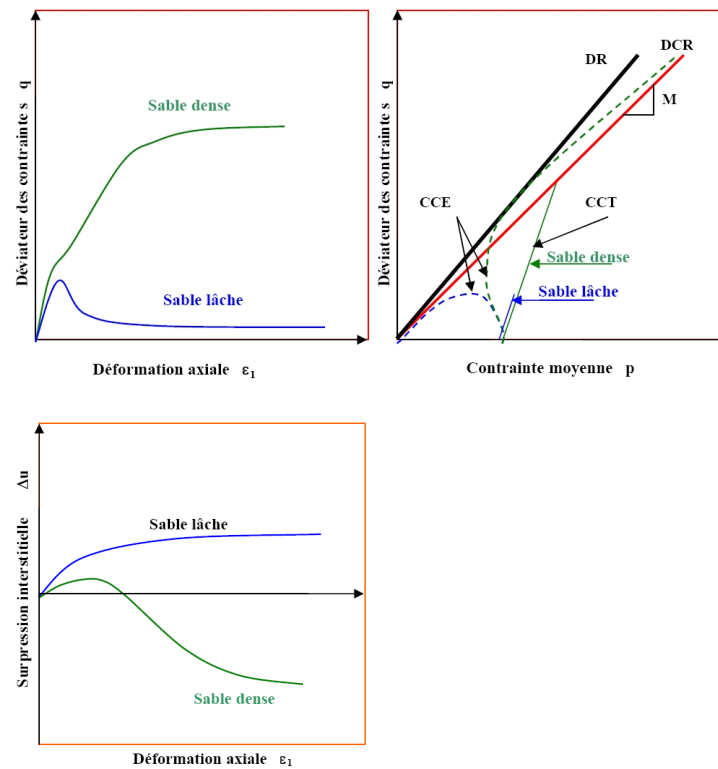


Figure I.4: Comportement des sables sous cisaillement non drainé.

Il est important de noter ici que le comportement non drainé parfait correspond en fait au comportement du matériau à volume constant pour lequel le « lien » cinématique de non variation de volume est assuré par l'eau interstitielle. La même réponse sera observé sur un sable sec, pourvu que le dispositif d'essai utilisé soit alors capable d'assurer, par asservissement, une non variation de volume du matériau (cas du triaxial vrai Tri - Tri, Lanier et al., [78], Zitouni, [152], Darve, [35]).

I.2.2.3. Contractance et dilatance

La notion de contractance - dilatance est liée directement à la structure granulaire. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée. Le phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement. Par contre, la dilatance correspond au phénomène inverse, observée dans les sables denses. Par analogie au comportement drainé, la contractance (respectivement la dilatance), dans un essai de cisaillement non drainé, est caractérisée par une génération positive (resp. négative) de la pression interstitielle (u) (figure I.5).

Les variations de volume, contractantes ou dilatantes, s'ajoutent aux variations de volume réversibles, d'origine élastique, induites par la sollicitation, et l'on adopte généralement, dans le cadre de l'élastoplasticité, la décomposition de la déformation volumique totale en la somme d'une composante élastique et d'une composante plastique:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p \quad (\text{I.1})$$

Dans le cas non drainé ($\varepsilon_v = 0$), les comportements contractant et dilatant se traduisent par un taux de développement des surpressions interstitielles d'origine « anélastique » positif et négatif respectivement, pouvant conduire à des surpressions positives très élevées dans le cas contractant et fortement négatives dans le cas dilatant.

Le caractère contractant ou dilatant du comportement volumique d'un sable est directement lié à l'état initial du matériau, exprimé principalement en termes d'indices des vides « e » (à relier à l'indice de densité $I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$) et d'état de contrainte initial appliqué (état de consolidation). Les deux mécanismes peuvent être observés simultanément sur un même matériau s'il est moyennement lâche ou moyennement dense.

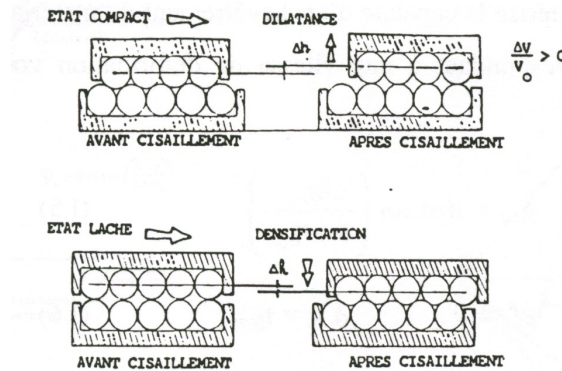


Figure I.5: Notion de contractance et de dilatance.

I.2.2.4. Etat caractéristique

En se basant sur l'inversion du sens de déformations volumiques lors du passage de la phase de contractance à la phase de dilatance, Habib et Luong [49] ont formulé le concept de l'état caractéristique pour traduire 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_c qui caractérise la capacité d'enchevêtrement du matériau. Il est défini par le niveau de contraintes correspondant à une vitesse de déformation volumique irréversible nulle:

$$\phi_{car} = \text{Arc sin} \left(\frac{3\eta_{car}}{6 + \eta_{car}} \right) \quad (\text{I.2})$$

$$\varepsilon_v^e = 0 \quad \text{à} \quad \eta = \eta_{car} \quad (\text{I.3})$$

L'angle ϕ_{car} est considéré comme un paramètre intrinsèque du matériau, indépendant de son état de densité, de la granulométrie, et du chemin de contraintes suivi.

L'état caractéristique, ainsi défini, sépare dans le plan (q, p) le domaine des contraintes admissibles par le matériau en deux zones correspondant à deux types de comportements volumiques du sol (figure I.6):

- Un domaine subcaractéristique ($\eta < \eta_c$) délimité par les lignes caractéristiques LC où le matériau est contractant.
- Un domaine surcaractéristique ($\eta > \eta_c$) au - delà de la ligne LC et jusqu'à la limite de rupture LR où le matériau est dilatant. Ceci se traduit par les relations suivantes:

$$\dot{\varepsilon}_v^p > 0 \quad \text{à} \quad \eta < \eta_{car} \quad (I.4)$$

$$\dot{\varepsilon}_v^p < 0 \quad \text{à} \quad \eta > \eta_{car} \quad (I.5)$$

En conditions non drainées, le mécanisme de contractance et de dilatance se traduit par un taux de génération de la pression interstitielle positif ou négatif. Par analogie, le seuil caractéristique doit, dans ce cas là, correspondre au niveau de contrainte où se produit l'inversion du sens de génération de la surpression interstitielle.

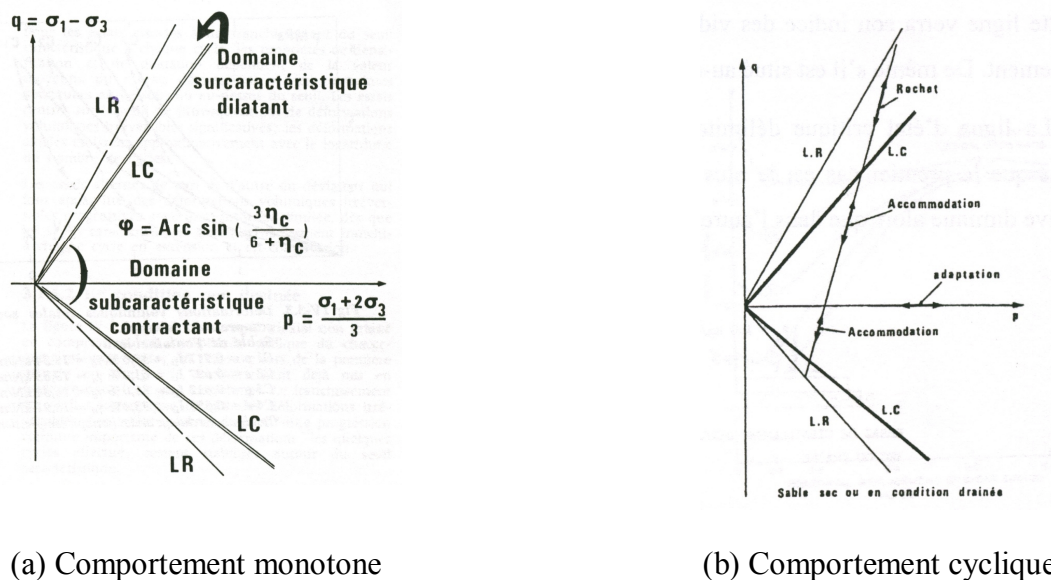


Figure I.6: Etat caractéristique (Luong, [81]).

I.2.2.5. Etat critique

Les résultats expérimentaux obtenus sur les sables au cours d'un essai triaxial montrent que, lorsque l'éprouvette atteint le palier d'écoulement plastique, le sable se trouve dans un état caractérisé par une non variation du volume par rapport à un rapport de contraintes q/p constant. Cependant, la déformation déviatorique plastique peut augmenter indéfiniment. Cet état est appelé « état critique ». La surface d'état critique est définie dans l'espace (p, q, e) et ses projections dans les plans (p, q) et (e, p) sont gouvernées respectivement par les équations suivantes:

$$q = M.p \quad (I.6)$$

$$e = \Gamma - \lambda . \ln p \quad (I.7)$$

Où λ et Γ sont des paramètres expérimentaux et M le rapport des contraintes à la rupture défini par:

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (I.8)$$

Casagrande [25] fut le premier à introduire la notion d'indice critique (vides); il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. Roscoe et al. [100] définissait l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue de se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants. Selon Schofield et Wroth [104], l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan $(e, \ln p')$, l'ensemble des points d'état critique est une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope: c'est la ligne d'état critique (notée C.S.L. figure I.7).

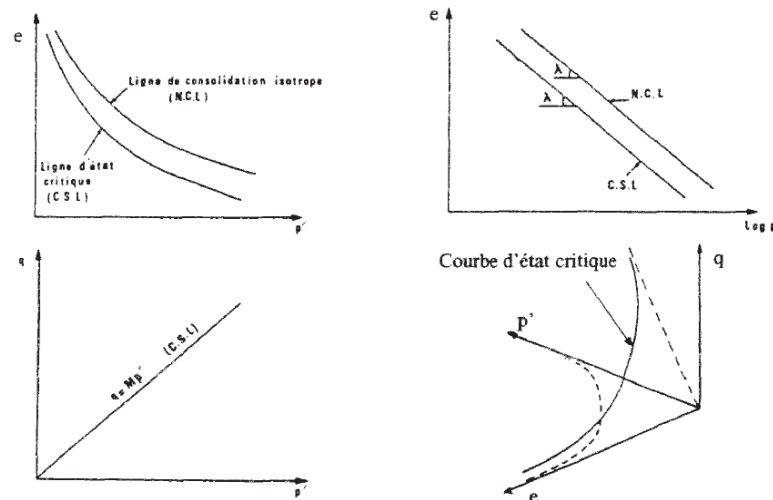


Figure I.7: Représentation de l'état critique (Roscoe et al. [100])

I.2.3. Recherche d'un état critique pour les sables

Expérimentalement, la mise en évidence de l'état critique des matériaux granulaires tel qu'un sable est délicate à faire. En effet, lors des essais triaxiaux, et plus particulièrement pour les échantillons denses, il se crée souvent des localisations de déformation par bande de cisaillement ou tout autre mode de rupture qui conduisent à des discontinuités cinématiques. Celles-ci produisent l'arrêt de la dilatance dans le plan indice des vides - déformation axiale $(e - \varepsilon_1)$ et indices des vides - pression moyenne $(e - p')$.

Selon les travaux de Colliat, Desrues et Flavigny [34], l'utilisation des échantillons antifrettés retarde considérablement l'apparition prématurée des surfaces de cisaillement. La diminution de l'éclatement de l'échantillon H/D favorise aussi l'homogénéité de l'échantillon en forte déformation. Il est donc difficile d'être certain d'atteindre la plasticité parfaite.

Les échantillons de sable lâches contractants sur chemin drainé sont moins affectés par le phénomène de la localisation de la déformation, par contre ils soulèvent le problème de la détermination de l'indice des vides initial. Ceci est d'autant plus accentué que la densité du matériau est faible.

Des études plus récentes sur la localisation de la déformation ont été menées par Mokni et Desrues [88]. A l'aide de la tomographie, c'est - à - dire radiographie d'une section d'un corps par le scanner, les auteurs ont examiné le développement de la densité d'un échantillon de sable au cours de son écrasement en mesurant en particulier la densité dans la bande de cisaillement lorsqu'elle se produit.

La comparaison de l'évolution de l'indice des vides des échantillons de sable dense et lâche, (figure I.8), indique que le palier local de l'indice des vides lié à la bande de cisaillement dans le cas du sable dense est confondu avec celui du sable lâche. Cette conclusion très importante montre que l'indice des vides critique est atteint dans les bandes de cisaillement à grande déformation, à l'inverse de la densité globale de l'échantillon.

Vu ces considérations, et pour délimiter l'état de plasticité parfaite, Biarez [10] propose de rechercher une borne supérieure des valeurs ($e - p'$) avec des essais normalement consolidés. Pour les sables, ceci correspond au comportement lâche (figure I.9).

La figure I.15, présente une série d'essais triaxiaux drainés à contrainte latérale constante sur un sable très lâche d'après Biarez [10]. L'analogie qu'il y'a entre ce comportement et celui des argiles normalement consolidées (argile remaniée) est claire. En revanche, la borne inférieure est mise en évidence par les essais surconsolidés. Encore une fois, ce comportement est analogue à celui des sables denses.

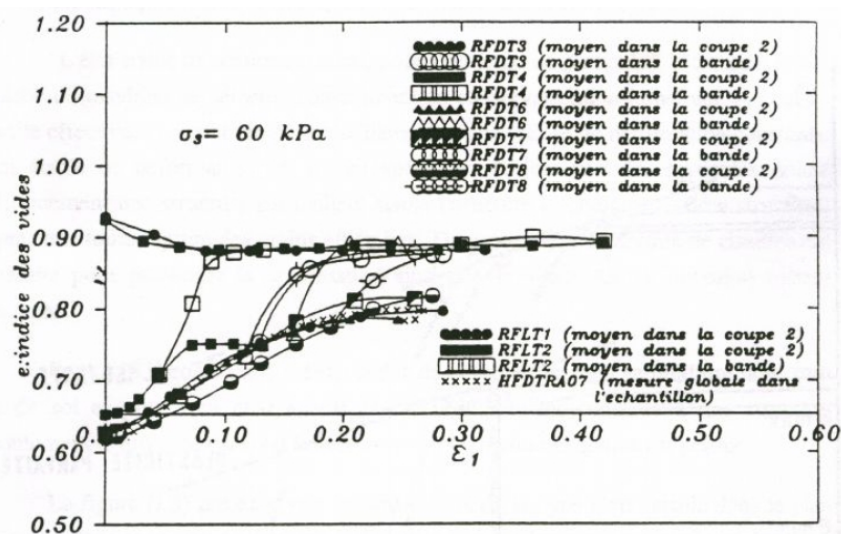


Figure I.8: Evolution de l'indice des vides moyen dans les bandes de cisaillement, dans la section médiane et dans la totalité de l'échantillon en fonction de la déformation axiale. Sable d'Hostun RF dense et lâche en triaxial axisymétrique drainé d'après Mokni [88].

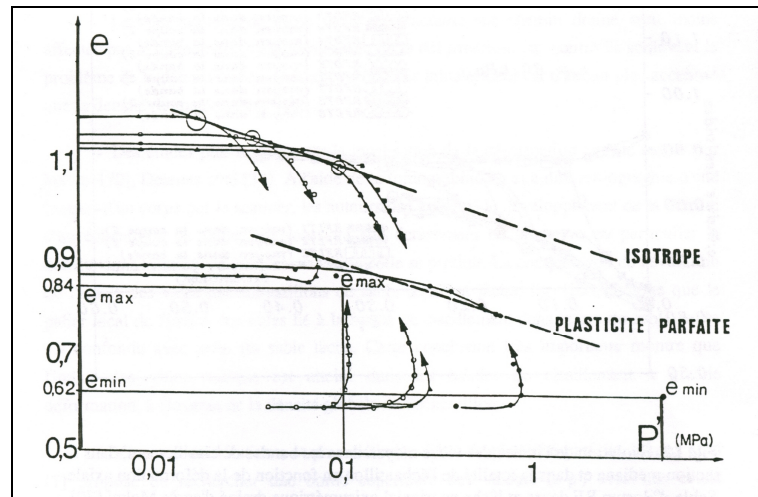


Figure I.9: Essais triaxiaux sur sable de différentes densités (Biarez, [10]).

Biarez [10] commentent la figure I.10 par «on peut atteindre la plasticité parfaite pour des essais dilatants habituels mais aussi par des essais contractants, ce qui permet d’obtenir une borne inférieure et une borne supérieure pour la relation fondamentale entre l’indice des vides et la contrainte moyenne en plasticité parfaite. Ces bornes sont voisines des résultats obtenus sur un sable de densité moyenne».

Cette analyse illustre la difficulté à laquelle l’expérimentateur est confronté lorsqu’il cherche à établir une ligne d’état critique pour le sable.

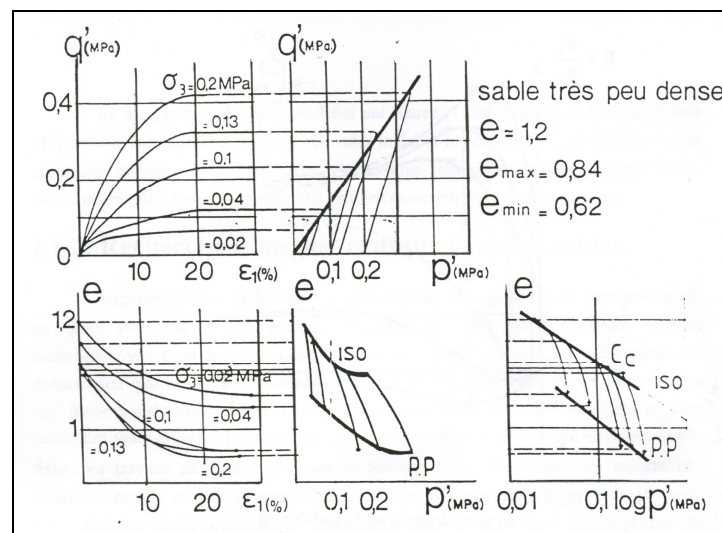


Figure I.10: Essais triaxiaux drainés sur sable très peu dense d’après Biarez [10].

I.3. ETAT PERMENENT DE DEFORMATION

I.3.1. Définition de l’état stable de déformation

Ce concept a été introduit par Castro [26] dans le cadre de l’étude à la liquéfaction, appelé aussi état permanent de déformation. La figure I.11, illustre l’état stable, à partir d’un résultat d’essai de

liquéfaction dans les plans (q, ε_1) et (q, ε_1) ; c'est un état résiduel où l'échantillon continue de se déformer à état de contraintes constant. Poulos [97] confirme que l'état stable de déformation peut se produire pour tout type de sol et pour tout chargement et drainage pouvant conduire à une structure d'écoulement. Par ailleurs, Castro et al. [27] et Poulos et al. [98] proposent que la différence entre l'état critique et l'état stable de déformation est significative seulement pour les argiles mais pas pour les sables. Cette conclusion a été confirmée par les travaux de Lupini et al. [82] et de Been et al. [7]. Donc on peut désigner communément par état stable de déformation, état permanent de déformation où tout état d'écoulement à déformation volumique et à état de contraintes constants. La droite d'état stable est aussi nommée droite de rupture dans le plan (q, p') .

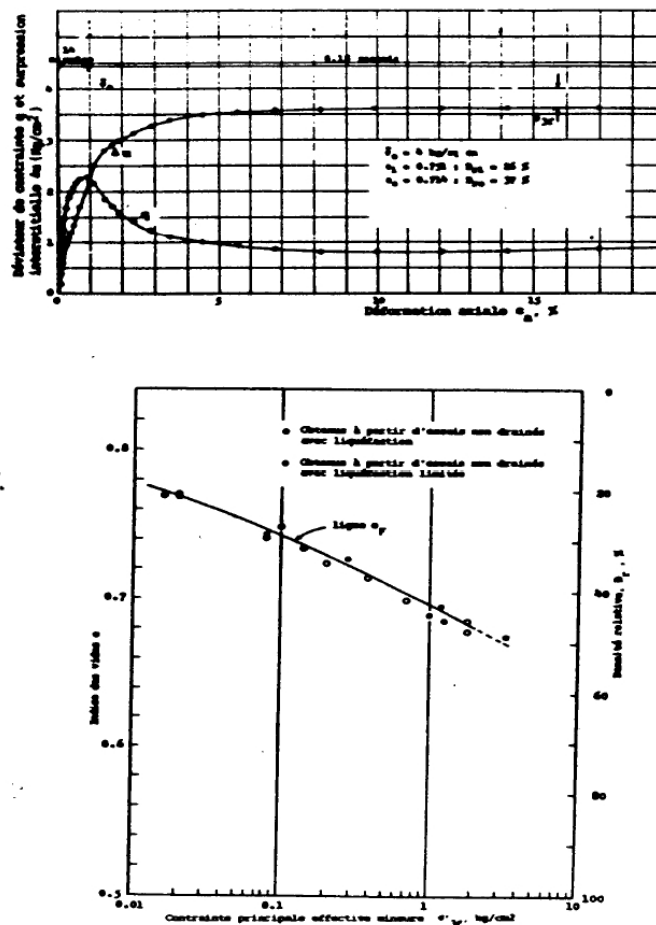


Figure I.11: Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le "Bandig sand" (Castro [26]).

Récemment, Riemer et Seed [101] ont montré des résultats expérimentaux qui semblent confirmer l'influence du niveau de la contrainte effective initiale de consolidation sur la résistance non drainée mesurée à l'état permanent de déformation pour des essais en compression triaxiale (figure I.12). La dispersion des résultats à l'état permanent ne peut pas être attribuée entièrement aux variations physiques du matériau ou aux incertitudes de mesure.

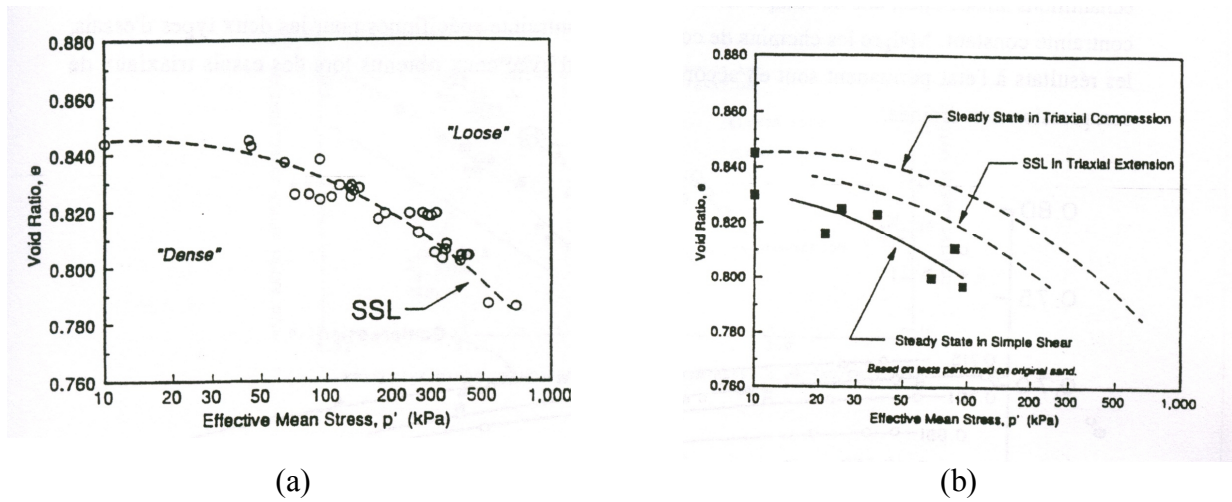


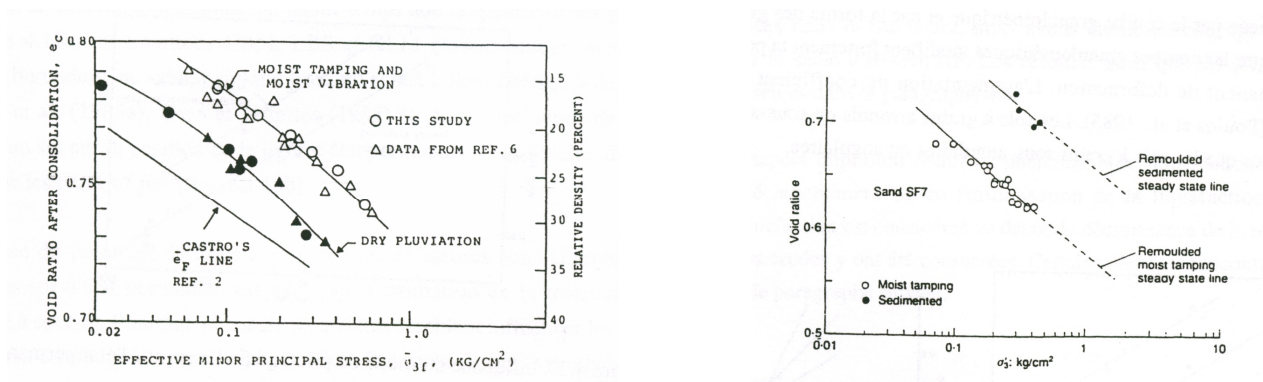
Figure I.12: Résultats à l'état permanent de déformation d'essais non drainés sur le sable de Monterey (Riemer et Seed, [101]).

De Gregorio [36] étudie l'influence du mode de fabrication (reconstitution pluviale dans l'air, compactage humide et vibration) sur le comportement à l'état permanent du sable F-70 d'Ottawa. Les résultats des essais triaxiaux non drainés pilotés en contraintes ont montré que la position de la ligne d'état permanent dans le plan ($e - \sigma'_3$) est affectée par le mode de fabrication (figure I.13a).

La reconstitution pluviale dans l'air détermine la position la plus basse de la ligne d'état permanent par rapport aux deux autres techniques de fabrication.

Verdugo [139] analyse les résultats expérimentaux concernant l'influence du mode de fabrication obtenus par Vasquez et Dobry [44]. Deux modes de fabrication (compactage humide et sédimentation dans l'eau) déterminent deux comportements à l'état permanent de déformation, donc deux droites distinctes dans le diagramme ($e - \log \sigma'_3$) (figure I.13b).

Des résultats expérimentaux montrant l'influence du mode de fabrication de l'échantillon apportés aussi par Dennis [39].



(a) d'après De Gregorio [36]

(b) d'après Vasquez et Dobry [44].

Figure I.13: Influence du mode de fabrication sur le comportement à l'état permanent de déformation.

Plusieurs études expérimentales ont été menées afin de clarifier l'influence sur l'état permanent du mode de pilotage de l'essai, en contrainte et en déformation. D'après Casagrande [25] et pour le sable de Banding, les points représentant l'état permanent de déformation dans le plan $(e - \log \sigma'_3)$ définissent deux droites, l'une pour les essais pilotés en déformation (E_{sc}) et l'autre pour ceux pilotés en contrainte (F) (figure I.13). Ces résultats semblent être confirmés par Hird et Hassona [53] pour des essais sur le sable de Leighton Buzzard (figure I.14). Les essais contrôlés en contraintes la résistance la plus basse à l'état permanent de déformation.

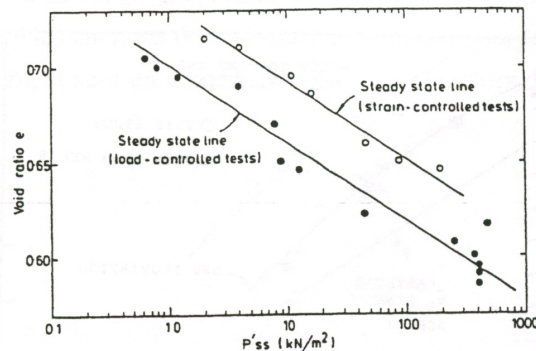


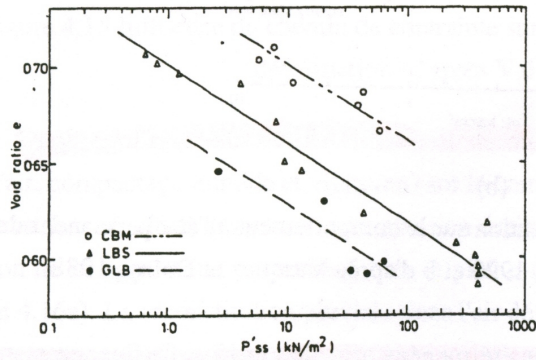
Figure I.14: Influence du mode de pilotage de l'essai sur l'état permanent (Hird et Hassona, [53]).

La position de la ligne d'état permanent dans un diagramme $(e - \log \sigma'_3)$ est très sensiblement influencée par la courbe granulométrique et par la forme des grains d'un sol. Des faibles différences entre les courbes granulométriques modifient fortement la position verticale de la ligne d'état permanent de déformation. L'augmentation du coefficient d'uniformité, C_u , descend cette ligne (Poulos et al., [98]). Les sols à grains arrondis ou sous - arrondis présentent des pentes plus faibles que les sols à grains sous - angulaires ou angulaires.

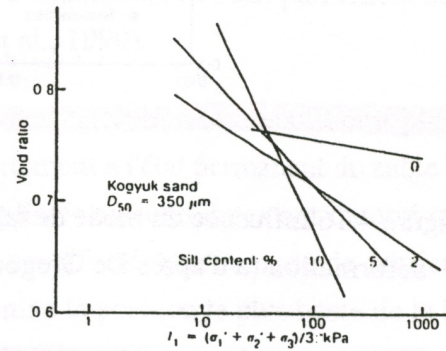
Hird et Hassona [53] montrent des résultats à l'état permanent pour trois matériaux avec pratiquement la même granulométrie, mais avec différentes sphéricités de grains. Pour un indice des vides donné, il est clair que la pression moyenne effective obtenue à l'état permanent de déformation diminue en même temps que la sphéricité des grains augmente.

Dans la figure I.15, les notations CBM, LBS et GLM correspondent respectivement aux granules de carborundum, au sable Leighton Buzzard et aux billes sphériques de verre.

Sladen et al [115], Been et Jefferies [6] étudient l'influence de la quantité des parties fines d'un sol sur la position de la ligne d'état permanent. Il en résulte une augmentation de la pente avec les parties fines (figure I.15).



(a) d'après Hird et Hassona [53] et pour un sable avec différentes quantités des parties fines



(b) Been et Jefferies [6]

Figure I.15: Etat permanent pour des matériaux avec différentes sphéricités des grains

L'analyse du potentiel de liquéfaction des sables saturés sous chargements statiques utilisant le concept d'état permanent est basée sur l'estimation de la résistance non drainée correspondante à cet état. Pourtant, plusieurs paramètres semblent influencer les caractéristiques de comportement à l'état permanent de déformation. Par conséquent, l'hypothèse d'unicité de la ligne d'état permanent de déformation, même si elle présente des avantages pratiques, peut fournir finalement des résultats n'allant pas dans le sens de la sécurité.

I.3.2. Mise en évidence de l'état stable de déformation

Cet autre concept est introduit par Castro [26] avant Poulos [96]. Il s'agit toujours de l'état de plasticité parfaite. Dans le cadre d'étude du phénomène de la liquéfaction, Castro présente des résultats d'une série d'essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable consolidés de manière isotrope et anisotrope à différents indices des vides et cisailés à contrainte contrôlée. Il met en évidence des réductions importantes de la résistance au cisaillement non drainée pour les sables lâches. La figure I.16, présente le plan déviateur de contrainte - déformation axiale des résultats typiques d'essais non drainés consolidés à 400 kPa. L'essai (a), avec la plus faible densité relative, présente un pic de résistance pour une déformation axiale d'environ 1%, suivi d'une chute importante et établissement d'une résistance au cisaillement pour des déformations supérieures à 5%.

La pression interstitielle passe d'abord par une phase de génération importante à un taux élevé, puis se stabilise à une valeur constante pour des déformations supérieures à 3%. Donc, un état de plasticité parfaite est atteint pour lequel l'échantillon se déforme à volume constant, résistance au cisaillement constante et pression interstitielle constante, c'est - à - dire état de contrainte effective constant.

L'essai (c), avec la plus forte densité relative, présente une résistance au cisaillement croissante régulièrement en fonction des déformations, tandis que la pression interstitielle passe par un maximum avant de décroître, pouvant même devenir inférieure à la pression atmosphérique.

Pour l'essai (b), de densité intermédiaire par rapport aux précédentes, on observe un pic de résistance suivi d'une faible chute et un palier où la résistance au cisaillement est constante jusqu'à des déformations axiales d'environ 10%. Cependant, cette dernière augmente légèrement lorsque les déformations continuent d'évoluer.

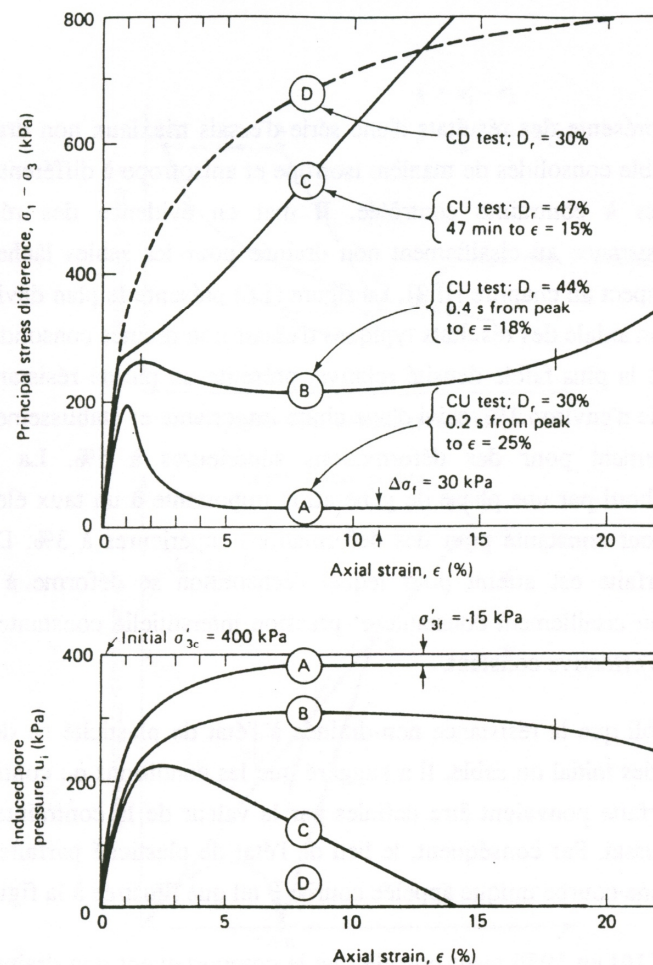


Figure I.16: Essais triaxiaux non drainés sur sable lâche (Castro, [26]).

Castro a établi que la résistance non drainée à l'état de plasticité parfaite ne dépendait que de l'indice des vides initial du sable. Il a suggéré que les conditions de contraintes à l'état de plasticité parfaite pouvaient être définies par la valeur de la contrainte radiale effective σ'_3 en fin d'essai. Par conséquent, le lieu de l'état de plasticité parfaite dans le plan ($e - \log\sigma'_3$) est une courbe unique appelée courbe F tel que illustrée à la figure I.17.

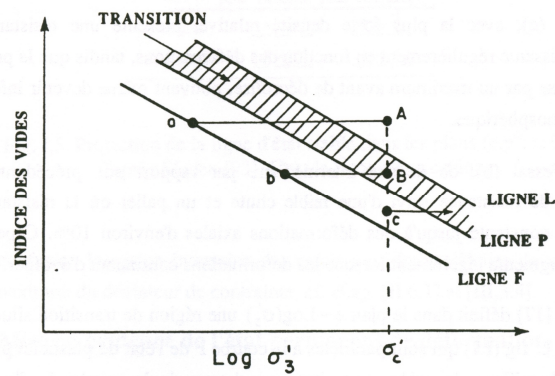


Figure I.17: Interprétation des essais de Castro [26] dans un diagramme d'état.

Casagrande [25] avait postulé que le comportement non drainé à l'état de plasticité parfaite c'est - à - dire à l'état critique correspondait au développement d'une « structure d'écoulement » d'où l'utilisation de la lettre F (Flow).

Castro [26] définit dans le plan ($e - \log \sigma'_3$) une région de transition située entre les courbes P et L, (figure I.17) qui sont parallèles à la courbe F de l'état de plasticité parfaite. Lorsque les échantillons de sable sont situés au dessus de la courbe L, ils seront caractérisés par une forte diminution de leur résistance au cisaillement sur la ligne F. Si, par contre les échantillons sont au dessous de la ligne P, ils seront dilatants en condition drainée, et présenteront des courbes de résistances au cisaillement non drainée avec écrouissage (durcissement). Les échantillons dans la zone de transition développeront des courbes du type (b). D'après Castro [26], la valeur de la résistance au cisaillement non drainée correspond au palier est toujours définie par la courbe F.

Dans ces conditions, pour un indice des vides donné, le niveau de la contrainte isotrope initial n'a pas d'influence sur la contrainte effective principale mineure à l'état permanent dans un essai non drainé, pour autant que le niveau de la contrainte isotrope soit supérieure à une certaine valeur définie par la courbe P dans le diagramme ($e - \log \sigma'_3$), (figure I.18).

Depuis quelques années, les conditions de à l'état permanent sont exprimées en fonction de la contrainte effective moyenne p' , ce qui a l'avantage d'inclure la valeur du déviateur de contrainte. Plusieurs études (Been et Jefferies, [6], Kramer et Seed, [67]) ont également confirmé que, pour un indice des vides donné, le niveau de contrainte isotrope initial n'a pas d'influence sur la contrainte effective moyenne à l'état de plasticité parfaite. Cependant peu d'essais ont été effectués dans la zone de transition entre les courbes P et L. Dans cette zone, les résultats de Castro [26] montrent que les essais ne présentent pas un comportement en plasticité parfaite, mais que la contrainte minimale (point B) sur la figure I.17 se situe sur la courbe d'état de plasticité parfaite.

Plus récemment Canou [18] présente l'état critique du sable d'Hostun RF. Il établit d'après des essais non drainés sur le matériau très lâche, (figure I.18). Nous constatons, malgré le lissage par une droite dans le plan ($e - \log p'$), la dispersion importante des points à l'état de plasticité que l'échelle de l'axe des indices des vides est grande.

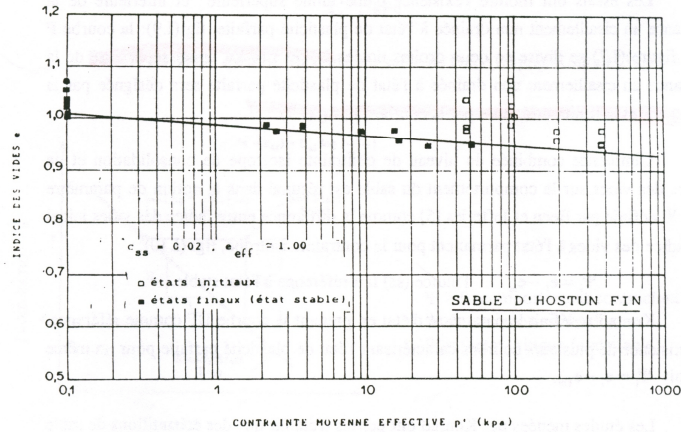


Figure I.18: Etat critique du sable d'Hostun RF d'après des essais non drainés très lâches, Canou [18].

Des résultats supplémentaires sur le même sable de Banding sont apportés par Casagrande [25]. A l'aide d'essais triaxiaux non drainés pilotés en déformations contrôlées, Casagrande [25] met en évidence l'influence de la vitesse de déformation sur les conditions à l'état de l'indice des vides critiques. Les résultats représentent cet état dans le diagramme ($e - \log \sigma'_3$) définissent une droite (notée E_{sc} dans la figure I.19) au-dessus de la droite e_F (notée par Casagrande [25] avec la lettre F). Pendant l'écoulement de liquéfaction, le sol présente une résistance minimale. Ainsi, face au phénomène de liquéfaction, c'est la ligne e_F (F) qui va prédire la résistance du sol.

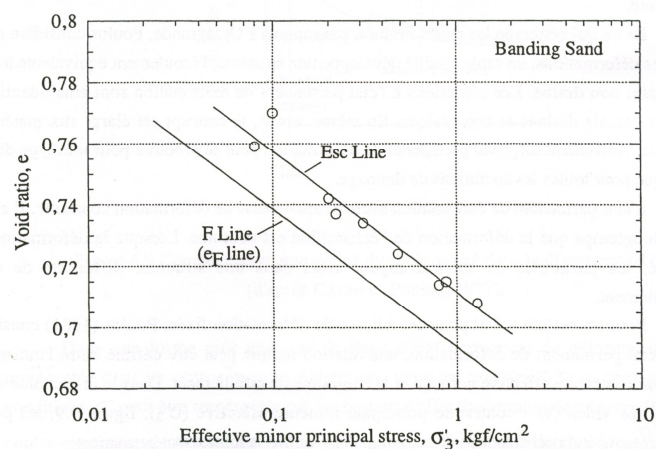


Figure I.19: Lignes d'indice des vides critiques à l'aide d'essais triaxiaux en déformations et en contraintes (Casagrande, [25]).

I.3.3. Concept modifié du comportement des sables lâches

Konrad ([62], [63], [65]) a étudié l'influence de la contrainte isotrope initiale sur les caractéristiques de deux sables avec une attention particulière pour la zone de transition. Ces études ont permis de démontrer que, contrairement aux études antérieures, pour un indice des vides donné, le niveau de contrainte isotrope initiale contrôle les caractéristiques de déformation d'un sable lâche. De plus, les contraintes effectives moyennes à l'état de plasticité parfaite dépendent du niveau de la contrainte isotrope initial. En autres termes, la courbe F dans un diagramme ($e - \log p'$) n'est pas unique pour un sable donné. Konrad [62] argumente ses conclusions en constatant que la campagne d'essais monotones non drainés réalisés sur le sable de Dune « DS » donne une dispersion des valeurs de $\pm 50\%$ par rapport à la contrainte effective moyenne à l'état de plasticité pour un indice des vides donné. Cette dispersion est trop forte pour ne l'attribuer qu'aux difficultés expérimentales.

Les essais ont montré l'existence d'une limite supérieure et inférieure de la résistance au cisaillement non drainée à l'état de plasticité parfaite, (figure I.20): la courbe F de la figure I.16 se divise en deux droites notées UF et LF. La limite supérieure de la résistance au cisaillement non drainée à l'état de plasticité parfaite sera désignée par la courbe UF et la limite inférieure par la courbe LF, figure I.20.

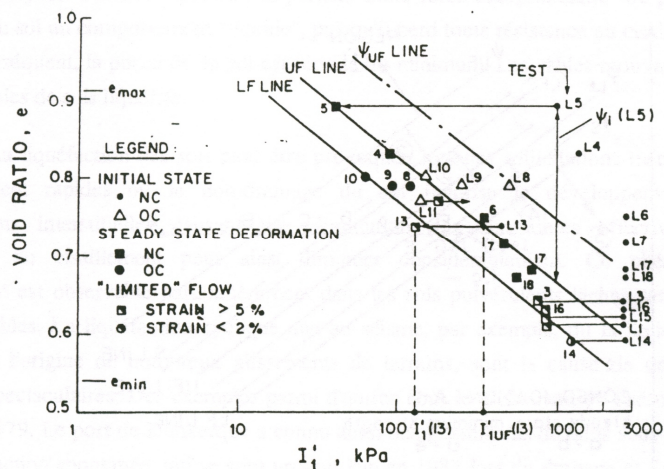


Figure I.20: Résultats d'essais triaxiaux sur sable de Dune (Konrad, [62]).

L'influence combinée du niveau de contrainte isotrope de consolidation et de l'indice des vides sur le comportement du sable est résumée dans la notion de paramètre d'état ψ définie par Been et Jefferies [6] comme la différence entre l'indice des vides initial et l'indice des vides à l'état permanent pour la contrainte isotrope, (figure I.21): $\psi_i = e_i - e_{ss}$ l'indice (ss) fait référence à l'état sable.

Konrad [62] redéfinit le paramètre d'état en prenant la courbe UF comme référence, vu l'existence de plusieurs courbes caractérisant l'état de plasticité parfaite pour un même sol, soit $\psi_i = e_i - e_{UF}$.

Les études menées par Konrad [62] ont permis d'établir que des échantillons de sable présentant des paramètres d'état supérieurs à une certaine valeur ψ_{UF} étaient caractérisés par une courbe de résistance au cisaillement telle que les courbes (A) et (B) sur la figure I.21, présentant un pic de résistance pour une déformation assez faible ($\varepsilon_1 = 1$ à 2%) suivi d'une diminution importante du déviateur de contrainte jusqu'à stabilisation à une valeur constante (point a) au - delà d'une certaine déformation ($\varepsilon_1 > 5$ à 10%).

Dans un plan ($e - \log p'$), le lieu de ces états de plasticité parfaite correspondent à la courbe UF. La région 1 correspond alors à l'ensemble des états initiaux du sable présentant ce comportement.

Lorsque les échantillons ont un paramètre d'état inférieur à valeur ψ_{UF} , les courbes de résistance au cisaillement n'aboutissent plus au même état de plasticité parfaite. Si le point représentatif de l'état initial du matériau se trouve dans la région 3, alors son état de plasticité parfaite sera donné par la courbe LF (point d), (figure I.22).

En revanche, si l'état initial se trouve dans la région 2, la résistance au cisaillement à l'état de plasticité est intermédiaire entre la courbe UF et LF, et qui dépendra de la valeur de ψ_i .

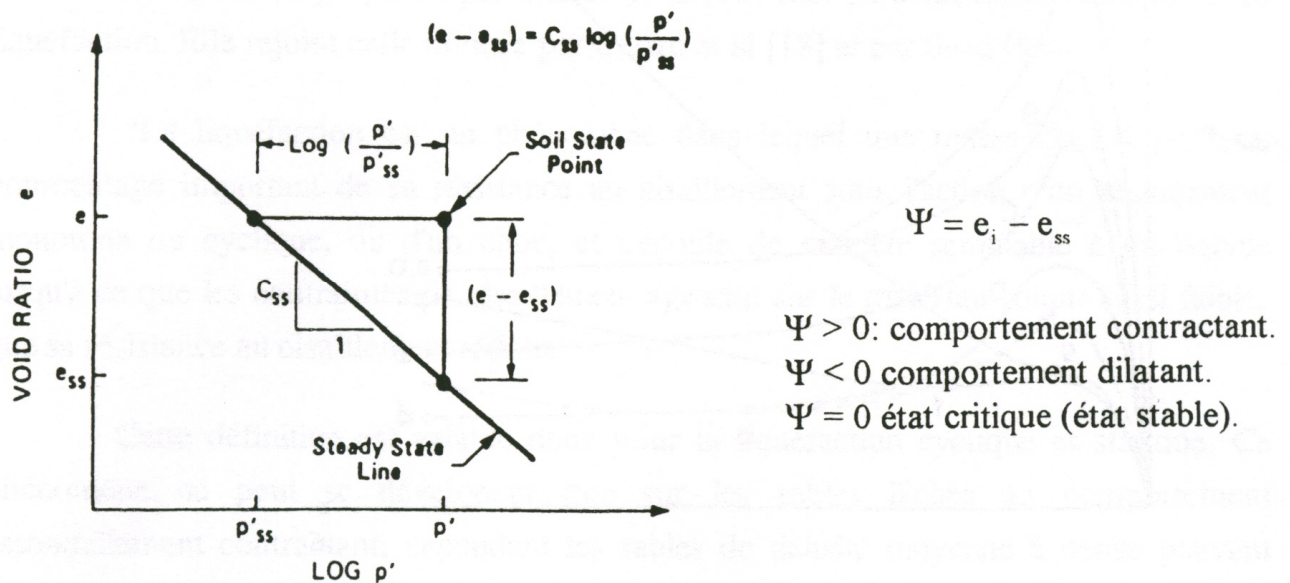


Figure I.21: Définition du paramètre d'état (Been et Jefferie, [6]).

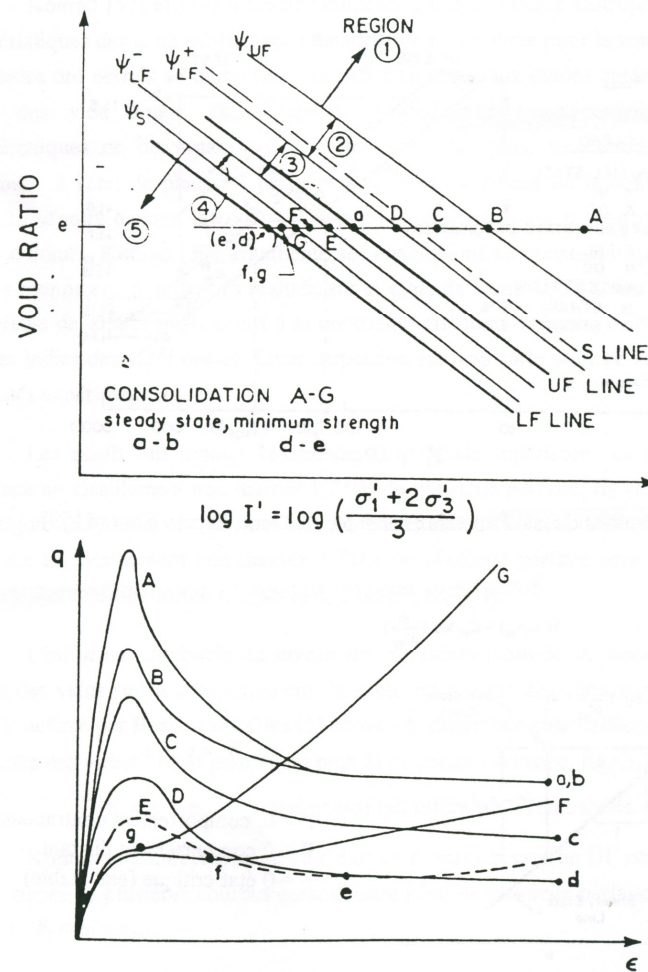


Figure I.22: Comportement typique des sables sous conditions non drainées mise en évidence des lignes UF et LF (Konrad, [62]).

I.4. CONCLUSION

Cette étude bibliographique a permis de faire une revue de la plasticité des sables. De nombreux concepts ont été développés par différents auteurs concernant l'état critique, l'état permanent de déformation ou encore l'état stable de déformation. Un nombre important des travaux expérimentaux consacrés au phénomène de liquéfaction. L'appareil triaxial a été souvent le principal instrument d'investigation. La plupart des recherches sont conduites avec des chemins triaxiaux en compression. Cependant, très peu d'études ont été effectuées avec des chemins triaxiaux en extension ou avec des appareillages permettant la réorientation des directions principales de contraintes et de déformations.

Le second chapitre, sera consacré à une présentation de la définition du phénomène de liquéfaction ainsi que des principaux travaux réalisés sur ce domaine. Nous présentons aussi les différents facteurs influant sur ce phénomène.

CHAPITRE II:
ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE DE
LA LIQUÉFACTION DES SABLES LÂCHES

Ce chapitre est consacré à une présentation de la définition du phénomène de liquéfaction ainsi que des principaux travaux réalisés sur ce domaine. Après un aperçu de l'effet des différents paramètres comme la densité relative, la pression de confinement, la présence des fines, sur la susceptibilité d'un massif de sol à la liquéfaction, une étude détaillée de ces paramètres est présentée, une mise en évidence en laboratoire a été aussi présentée.

II.1. DÉFINITION DE LA LIQUÉFACTION

La liquéfaction signifie la transformation d'une phase solide ou gazeuse en une phase liquide. Mécaniquement, la liquéfaction ne sous entend par cette définition au sens strict car les grains de la phase solide d'un sol resteront toujours solides, cependant ils perdent toute force intergranulaire ou presque donnant au sol un comportement « liquide », puisqu'il perd toute résistance au cisaillement, et par conséquent, la portance du sol est réduite au minimum. Les sables mouvants sont des exemples de sols liquéfiés.

La liquéfaction des sols peut être provoquée lors des sollicitations mécaniques suffisamment rapides où le non drainage du sol favorise le développement des surpressions interstitielles causant une diminution des contraintes effectives.

La résistance au cisaillement peut ainsi diminuer considérablement. Ce phénomène d'instabilité est observable particulièrement dans les sols pulvérulents lâches saturés tel que les sables. La liquéfaction cyclique due au séisme, par exemple, ou la liquéfaction statique à l'origine de nombreux glissements de terrains sont la cause de désordres souvent spectaculaires.

La définition proposée par Sladen et al. [114] met en évidence le mécanisme de liquéfaction. Elle rejoint celle donnée par Castro et al. [28] et par Seed [106]):

« La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement sous l'action d'un changement monotone ou cyclique, ou d'un choc, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement agissantes sur le matériau soient faibles que sa résistance au cisaillement réduite ». Cette définition est valable donc pour la liquéfaction cyclique et statique.

Ce phénomène ne peut se développer que sur les sables lâches au comportement essentiellement contractant; cependant les sables de densité moyenne à dense peuvent générer des surpressions interstitielles en condition non drainée sous un chargement cyclique et conduisent par conséquent au phénomène connu sous le nom de la mobilité cyclique, avec accumulation des déformations.

II.1.1. Comportement des sables sous chargement monotone

Suite aux nombreux glissements par écoulement, parfois spectaculaires, qui ont été à l'origine de dommages catastrophiques tels que la rupture de barrages, les déplacements latéraux de grande envergure des terrains, l'affaissement ou le basculement brusque de superstructure, etc....., et réalisant que la liquéfaction statique peut être aussi dommageable que la liquéfaction cyclique, de nombreux chercheurs ont accordé une attention considérable ce phénomène, et de nombreuses études expérimentales ont en particulier été réalisées ces dernières années (Bjerrum et al., [12]; Castro, [26]; Castro et Poulos, [28];

Castro et al., [27]; Casagrande, [25]; Sladen et al., [113]; Been et Jefferies, [6]; Vaid et Chern, [125], [126]; Mohamad et Dobry, [87]; Alarcon - Guzman et al., [1]; Canou, [18], Canou et al., [20], [24], [23], [21], [22], [19]; Konrad et al., [66]; Ishihara, [57]; Verdugo et Ishihara, [140]; Arab, [3]; etc).

La majorité des investigations ont été basées sur l'utilisation des essais triaxiaux monotones de compression non drainées, et plusieurs aspects du comportement ont été abordés dans le but de clarifier les conditions d'initiation du phénomène de liquéfaction 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 étant le résultat d'un comportement instable lié à la chute brutale de la résistance au cisaillement accompagnée d'un état stable de déformation, il est donc nécessaire de s'intéresser à l'effondrement post - pic, au développement des surpressions interstitielles, et à la résistance résiduelle à la fin de l'écoulement.

Par conséquent, les recherches ont surtout été focalisées sur les conditions d'initiation de l'instabilité et le comportement en moyennes et grandes déformations.

II.1.2. Identification et mise en évidence du phénomène au laboratoire

Il semblait que Hazen [52] ait été le premier à utiliser le terme « liquéfies » en 1920 pour décrire le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie. Depuis, de nombreux cas de liquéfaction statique survenus dans des massifs naturels tels que les dépôts alluvionnaires de sables fins situés le long des berges de rivières et en zones côtières, ou dans des massifs artificiels tels que les bermes de sable, les îles artificielles, ou encore les barrages construits en utilisant un mode de mise en place par remblaiement hydraulique, ont été rapportés dans la littérature.

Ensuite, Terzaghi et Peck [120], Terzaghi [119], ont employé le même terme « spontaneous liquéfaction » ou liquéfaction spontanée pour décrire le chargement soudain des dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation.

Les premiers travaux qui ont permis de mettre en évidence le phénomène de liquéfaction au laboratoire ont été réalisés dans les années cinquante par U.S. Waterways Experiment Station en relation avec les problèmes d'instabilité des berges du Mississippi, et par Bjerrum et al. [12] pour comprendre les nombreux glissements survenus dans les fjords norvégiens.

Ensuite, sont arrivés les travaux de Castro [26] qui ont constitué une base de référence très importante sur la liquéfaction des sables, suivis par de nombreuses recherches dans ce domaine.

En utilisant l'appareil triaxial, Castro [26] a réalisé une série d'essais de cisaillement non drainés sur le sable de « Banding ». La figure II.1 montre les différents comportements observés. Sur la figure II.1A

est représenté le déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, la figure II.1B montre les surpressions interstitielles en fonction de la déformation axiale, et la figure II.1C représente les chemins de contraintes.

On distingue trois types de comportements:

- Un comportement liquéfiant caractérisé par (a) sur la figure et pour lequel la courbe du déviateur de contrainte présente un pic de résistance pour une déformation axiale relativement faible ($\varepsilon_a \cong 1\%$), suivi d'une réduction brutale et très marquée de la résistance jusqu'à atteindre un état résiduel appelé état stable de déformation (Poulos, [96]; Castro, [26]; Castro et Poulos, [28]; Poulos, [97]). L'évolution des pressions interstitielles passe par un taux de génération important coïncidant avec l'augmentation du déviateur, et se poursuivant après le pic jusqu'à un niveau assez élevé proche de la contrainte de consolidation. A une déformation axiale d'environ 6% correspondant à l'état stable, les surpressions interstitielles commencent à se stabiliser et deviennent constantes. Donc, l'échantillon atteint un état de plasticité parfaite durant lequel il se déforme à volume, pression interstitielle et résistance au cisaillement constants. Le chemin de contrainte correspondant montre un pic prononcé et migre à gauche vers l'origine jusqu'au point d'état stable. Ce type de comportement est observable dans les sables lâches saturés dont la tendance à la contractance entraîne le développement de surpressions interstitielles très importantes. La perte significative de la résistance au cisaillement et le développement de grandes déformations est une caractéristique de la rupture par liquéfaction dans la nature.
- Un comportement avec liquéfaction limitée (b) qui représente un comportement intermédiaire entre la liquéfaction et le comportement dilatant. Dans ce cas là, on observe une augmentation du déviateur de contrainte, puis une légère baisse qui se stabilise en moyennes déformations, suivie d'un regain de résistance au - delà de 15% de déformation axiale. Le chemin de contrainte, après une migration vers la gauche, spécifique d'un comportement contractant, et l'approche d'une valeur minimale de la contrainte de cisaillement, montre un revirement vers la droite et remonte le long de la droite de rupture suite à l'apparition d'un dilatance. Le point de rebroussement est appelé état de transformation de phase (Ishihara et al, [59]) ou état caractéristique (Luong, [81]). Les surpressions interstitielles passent par un taux de génération moins prononcé que dans le cas d'une liquéfaction, pour ensuite se stabiliser entre 5 et 15% de déformation, et finir par baisser en grandes déformations.
- Un comportement dilatant (c) pour lequel le déviateur de contrainte présente un point d'inflexion à 2% de déformation axiale et correspondant à la surpression interstitielle maximale, puis une croissance linéaire de la résistance au cisaillement en fonction des déformations et une diminution des surpressions pouvant même devenir inférieures à la pression atmosphérique. L'échantillon montre à peine une tendance à la contractance, puis le comportement dilatant prend place et devient prédominant. Le pic est rarement observable dans ce cas de figure. 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.

La figure II.2 illustre le résultat typique d'un essai de liquéfaction statique monotone, obtenu par Canou et al [20] sur le sable d'Hostun Rf. On distingue le même comportement que celui décrit par Castro [26] pour l'échantillon (a).

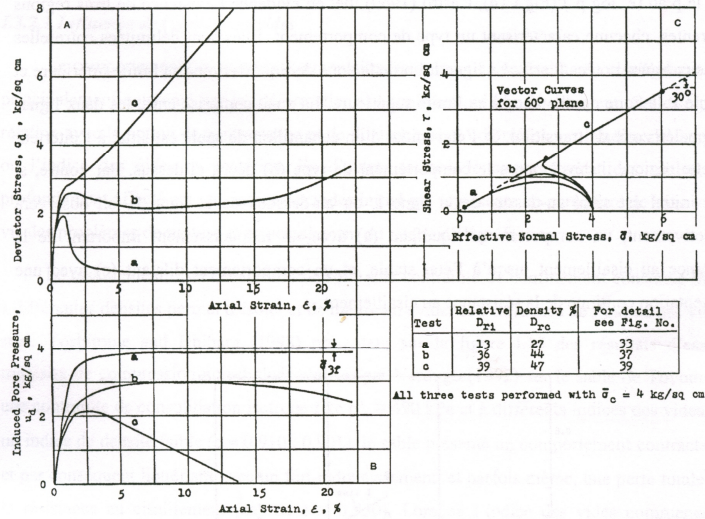


Figure II.1: Différents comportements observés en conditions non drainées sur le sable « Banding » (Castro, [26]).

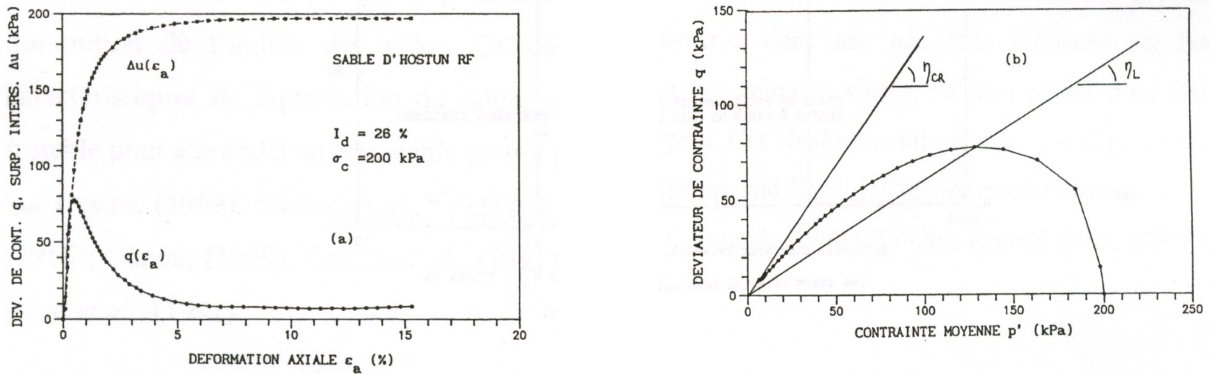


Figure II.2: Résultat typique de liquéfaction statique sur le sable d'Hostun RF (Canou, [18]).

En représentant les résultats de l'ensemble des essais réalisés sur le sable « Banding » dans le plan ($e, \log p'$) (figure II.3), Casrto [26] met en évidence l'existence de trois régions différentes, chacune caractérisant un type de comportement. Elles sont délimitées entre elles par deux lignes notées P et L. La ligne L borde la zone de liquéfaction à sa limite inférieure et la ligne P la zone de dilatance à sa limite supérieure. La zone comprise entre les deux lignes est appelée zone de transition. Si l'état initial d'un

échantillon de sable est situé à l'intérieur de cette région, il développera le comportement de type (b) décrit ci - dessus. Par contre, si l'état initial est situé au - dessus de la ligne L ou au - dessous de la ligne P, on observera respectivement, un comportement liquéfiant (a) avec un radoucissement important de la résistance au cisaillement jusqu'à l'état stable, et un comportement dilatant (c) avec une augmentation continue de la résistance au cisaillement.

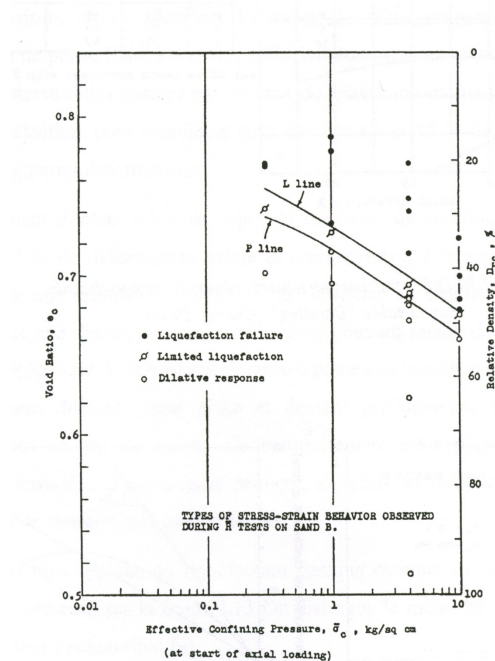


Figure II.3: Mise en évidence de trois régions de comportements différents (Castro, [26]).

II.2. INFLUENCE DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES SUR LA LIQUÉFACTION STATIQUE DES SABLES LÂCHES

Deux nombreux auteurs ont mis en évidence plusieurs paramètres influençant sur la résistance au cisaillement cyclique des sables saturés. Parmi les principaux paramètres, on peut citer entre autre, la densité relative, le confinement, la granulométrie, la présence des fines, la présence d'éléments fins et graves, l'histoire de chargement et des déformations et le degré de saturation.

II.2.1. Effet de la densité relative (indice des vides)

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. Yoshimine et Ishihara [149] présentent sur la figure II.4 des résultats d'essais triaxiaux de compression non drainés réalisés par Verdugo [139] sur le sable de Toyoura à une contrainte de consolidation isotrope fixe $P'_c = 490\text{kPa}$ et à différents indices des vides. A un indice de densité faible ($e \approx 0.910; 0.901$), le sable présente un comportement contractant, et par conséquent liquéfiant avec un fort radoucissement, et parfois même, une perte totale de la résistance au cisaillement (cas de $e = 0.930$). Lorsque l'indice des vides commence à baisser, le comportement contractant se transforme graduellement en un comportement dilatant en passant

par une phase intermédiaire correspondant à la liquéfaction limitée (Castro, [26]). Pour l'échantillon dont l'indice des vides est faible ($e = 0.762$), les contraintes effectives moyennes ne présentent presque aucune réduction et le comportement est qualifié de rigide. On constate que le pic du déviateur de contrainte 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. Ce dernier a donc une très forte influence sur les caractéristiques de liquéfaction du sable, et que selon sa valeur, on peut passer d'un état instable pour « e » grand à un état stable pour « e » petit. Ces résultats confirment ceux déjà présentés par Castro [26]; Sladen et al. [113]; Kramer et Seed [67]; Alarcon - Guzman et al. [1]; Canou [18]; Canou et al. [23]; Konrad [62],[63]; Konrad et al. [64]; Been et al. [7].

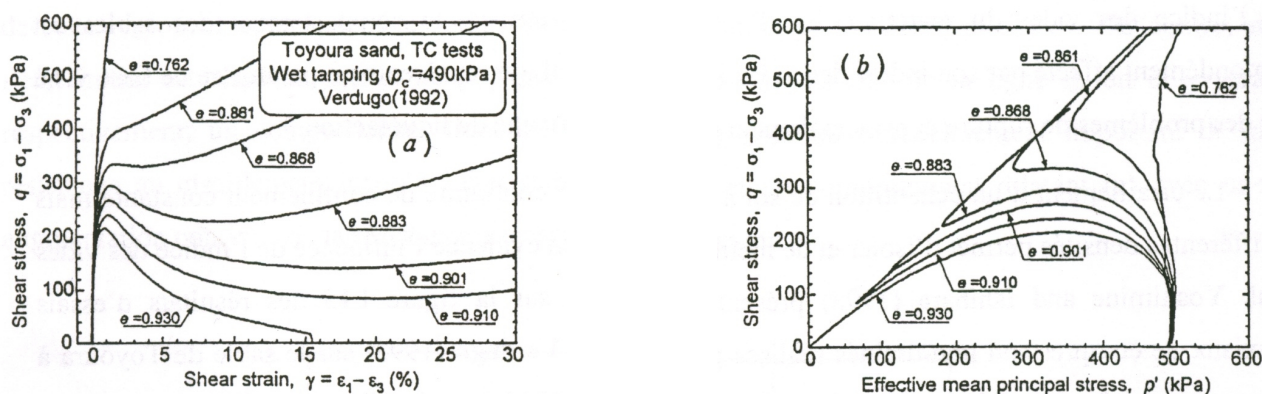


Figure II. 4: Effet de l'indice des vides (Yoshimine et Ishihara, [149]).

II.2.2. Effet du confinement initial

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Yoshimine et Ishihara [150] présentent sur la figure II.5 des essais réalisés à « e » constant et à différentes contraintes de consolidation par Verdugo [139]. Les résultats montrent clairement qu'à faible pression de confinement, l'échantillon manifeste un comportement dilatant, et que l'augmentation de la contrainte de consolidation entraîne l'augmentation du caractère contractant. L'échantillon consolidé à la plus forte contrainte présente un pic de résistance très prononcé. Celui - ci baisse au fur et à mesure que la contrainte de consolidation diminue.

Si la résistance à la liquéfaction statique d'un sable est définie par la valeur du seuil de résistance à franchir pour initier l'effondrement, on peut conclure que celle - ci augmente avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. En revanche, la croissance du caractère contractant entraîne l'augmentation de l'indice de fragilité I_B (Brittleness Index) introduit par Bishop [11] et qui est considéré comme un indicateur du potentiel de liquéfaction des sables. Uthayakumar et Vaid [124] parlent des conséquences dramatiques auxquelles peut conduire la croissance de cet indice.

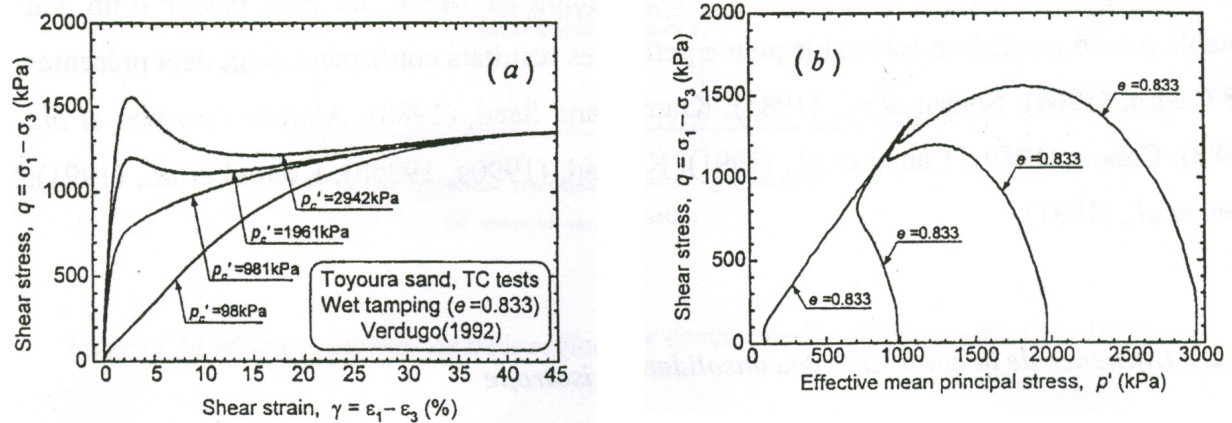


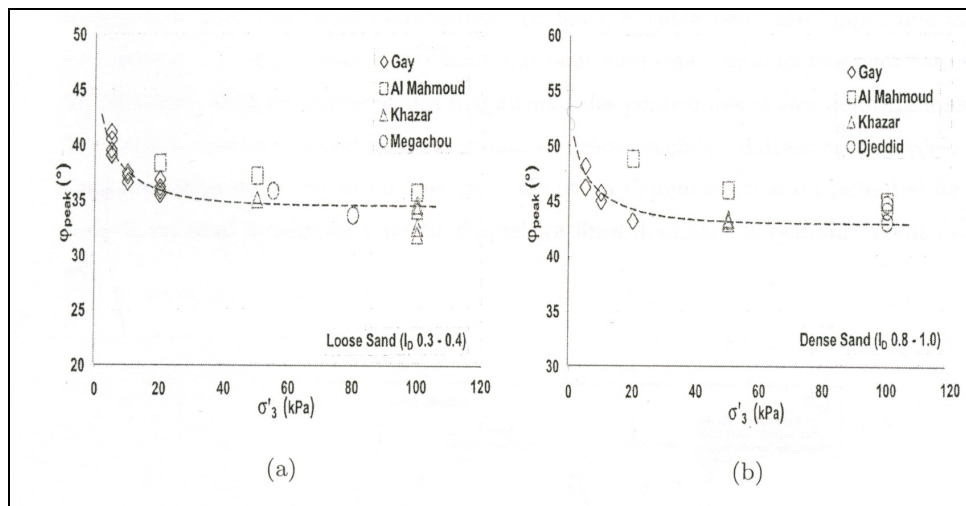
Figure II.5: Effet de la contrainte de consolidation

(Yoshimine et Ishihara, [150]).

Lancelot et al [77] ont analysé le comportement du sable d'Hostun sous des faibles contraintes allant de 20kPa à 200kPa. Ils ont observé une diminution de l'angle de frottement interne avec l'augmentation du confinement. 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. Les lois d'évolution de l'angle de frottement, l'angle de dilatance, et le module initial conservent qualitativement leur validité. Cependant, ces paramètres doivent être déterminés dans le domaine de contraintes où ils sont utilisés.

Benahmed et al. [8] pour des pressions de consolidation ne dépassant pas 400kPa remarque que l'augmentation du niveau de consolidation 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 l'initiation de la liquéfaction.

Guy et al. [48] ont réalisé une comparaison entre les résultats de leurs essais consolidés à moins de 20kPa et ceux d'autres auteurs à des pressions de consolidation légèrement supérieures ente 20 et 100kPa (figure II.6). L'ensemble de ces résultats montre une diminution de l'angle de frottement au pic avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Des valeurs élevées de l'angle de frottement, de l'ordre de 42° pour le sable lâche et de 47° pour le sable dense, sont obtenues. Une chute de 5° à 7° de cet angle est notée au passage d'une contrainte de 5 à 20kPa. Cette chute est atténuée pour les contraintes supérieures.



(a) Sable lâche

(b) Sable dense

Figure II.6: Evolution de l'angle de frottement au pic en fonction de la contrainte de confinement (Guy et al., [48]).

II.2.3. Effet de l'indice des vides et du confinement

L'effet de l'indice des vides ne peut être associée de l'effet de la contrainte normale de consolidation. En effet, selon la théorie de l'état critique, le comportement du matériau est déterminé par la combinaison de ces deux paramètres. En se basant sur des considérations théoriques et expérimentales, Roscoe et al. [93] ont été les premiers à souligner l'importance de l'influence combinée de la densité et de la contrainte normale sur le comportement du sol. Ils ont introduit l'état critique comme une référence pour la quantification des effets de l'état initial, qui se réfère à l'indice des vides et à la contrainte normale moyenne du sol avant le cisaillement. Allant dans le même sens, Been et Jefferies [6], introduisent la notion de paramètre d'état ψ et Ishihara [57] et Verdugo [139] la notion d'indice d'état I_s pour mesurer l'effet de l'état initial sur le sol.

II.2.4. Effet du déviateur des contraintes initial

L'existence d'une contrainte de cisaillement statique initiale peut avoir une incidence très importante sur le potentiel de liquéfaction statique. Or, dans la nature, le sol est souvent soumis à un état de contrainte anisotrope, et les nombreux glissements spontanés 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 anisotrope (Bjerrum et al., [12]; Casagrande, [25]; Castro, [26]; Vaid et Finn, [130]; Vaid et al., [127]; Schlosser, [103]; Blondeau, [13]; Sladen et al., [113]). Les premières études menées au laboratoire par Bjerrum et al. [12] et Castro [26] avaient déjà mis en évidence l'influence d'un déviateur initial de contrainte, et ont montré que plus l'anisotropie de contrainte est forte, plus l'amorce de la liquéfaction se

fait à un incrément de déviateur plus faible. Des résultats similaires ont été présentés par Castro et Poulos [28] et Kramer et Seed [67].

Canou [18] et Canou et al. [23] ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur le sable d'Hostun RF avec un rapport de consolidation K_c ($K_c = \sigma'_{cv} / \sigma'_{ch}$) allant de 1 (cas isotrope) à 2.65 (figure II.7). Ils montrent que, K_c est élevé, plus la résistance au cisaillement non drainé mobilisable est faible. Donc un large déviateur initial de contrainte réduit considérablement la résistance au cisaillement d'un sable. D'autres travaux (Di Prisco et al., [41]; Matiotti et al., [84]; Ayoubian et Robertson, [4]; Georgiannou et al., [46]; Doanh et al., [44]) confirment ces résultats.

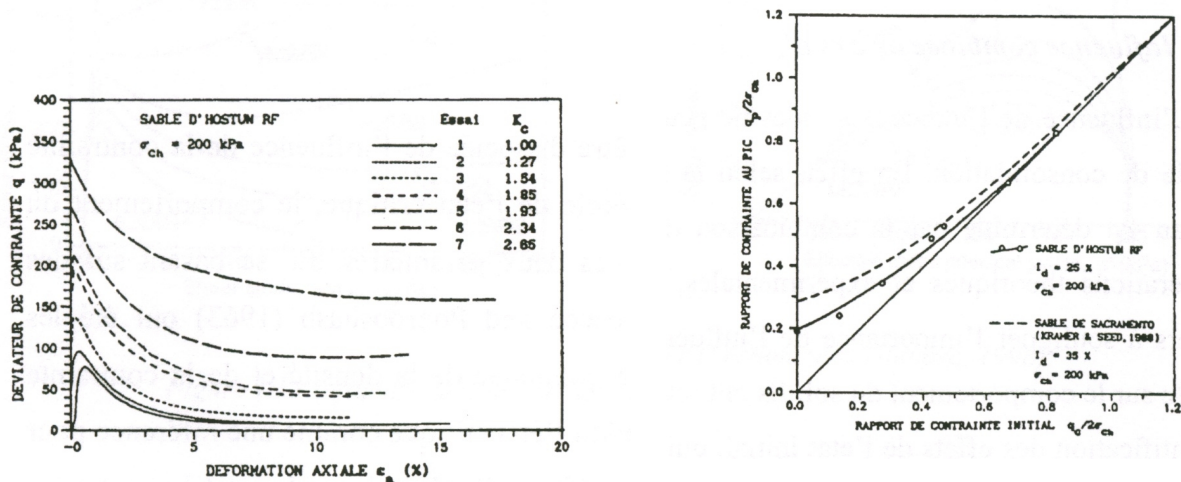


Figure II.7: Effet du déviateur initial de contrainte (Canou et al., [23]).

II.2.5. Effet du trajet de chargement

Le comportement d'un sol dépend aussi du chemin de contrainte auquel il est soumis et qui se rapporte, en fait, à la valeur et à la direction de la contrainte principale par rapport à la direction du dépôt de la structure (plan de litage). Généralement, la nature des contraintes agissant sur le sol implique souvent une rotation des contraintes principales et cette orientation peut varier d'un élément de sol à un autre. La figure II.8, montre un exemple de la variation de l'orientation de la contrainte principale σ_1 le long de la surface de rupture (Uthayakumar et Vaid, [124]).

Les séismes, la houle, les mouvements des marées sont des exemples parmi tant d'autres donnent lieu au changement de direction de la contrainte principale σ_1 , et peuvent donc être à l'origine de problèmes de stabilité importants, en particulier dans certaines configurations géologiques présentant une anisotropie inhérente. En effet, une phase de décharge peut jouer un rôle prépondérant dans la mesure où la contrainte principale, dans ce cas là, présente souvent une direction différente de celle du plan de litage, d'où une réponse de comportement différente.

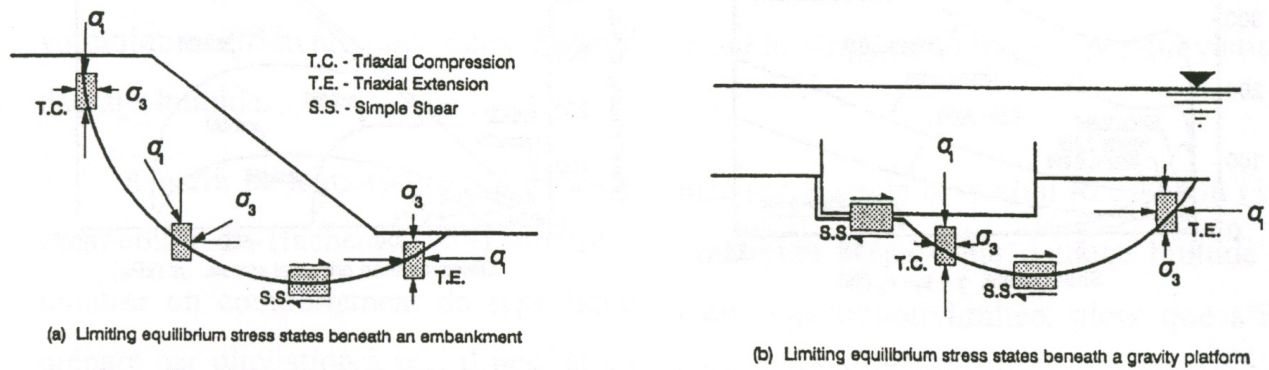


Figure II.8: Exemple de variation de la direction de la contrainte principale le long de la surface de rupture (Uthayakumar et Vaid, [124]).

L'effet du chemin de contraintes sur le phénomène de liquéfaction a été étudié au laboratoire par la réalisation d'essais non drainés en compression et en extension triaxiales. En effet, la compression triaxiale correspond à α égal à 0° (α étant l'angle que fait la contrainte principale σ_1 avec la normale au plan de litage) et l'extension α à égal à 90° .

Les nombreux résultats expérimentaux ont montré qu'il existe une différence radiale de comportement entre la compression et l'extension triaxiale (Bishop, [11]; Tatsuoka et Ishihara, [117]; Hanzawa, [51]; Miura et Toki, [86], Kuerbis et al., [69]; Vaid et al., [128]; Vaid et Thomas, [136]; Vaid et Sivathayalan, [135]; Vaid et Pillai, [133]; Pillai et Stewart, [95]; Negussey et Islam, [92]; Hyodo et al., [55]; Ayoubian et Robertson, [4]; Doanh et al., [44]; Riemer et Seed, [101]). En effet, aux mêmes conditions initiales, des échantillons manifestent un comportement dilatant sous une compression triaxiale, peuvent être uniquement contractants en extension triaxiale.

Yoshimine et al. [150] présentent des résultats typiques d'essais de compression et d'extension monotone non drainés obtenus sur le sable de Toyoura (figure II.9). Les échantillons ont été reconstitués par la méthode de dépôt sèche dans leur état le plus lâche et consolidés sous des contraintes isotropes allant de 50kPa à 500kPa.

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.

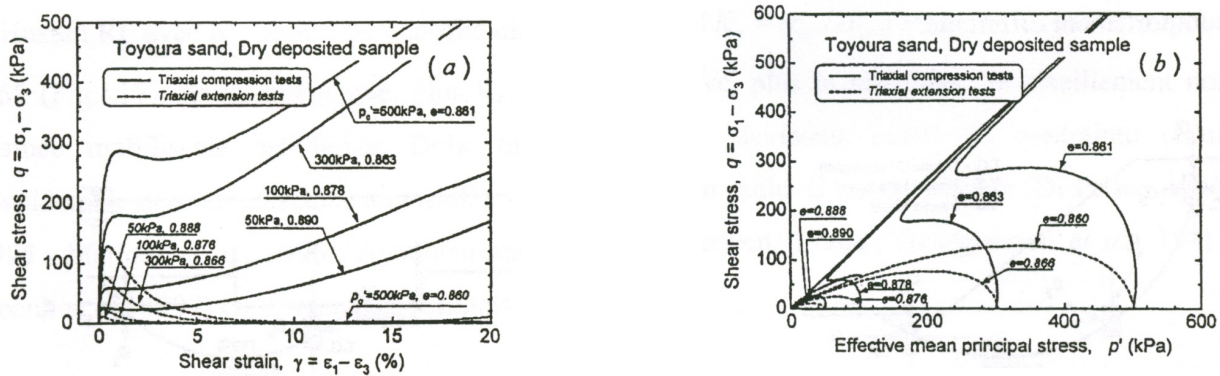


Figure II.9: Effet du trajet de chargement (Yoshimine et Ishihara, [150]).

Vaid et al. [128], Vaid et Thomas [136], Vaid et Sivathayalan [134] et Uthayakumar et Vaid [124] avaient attribué le changement du comportement dilatant en compression au comportement contractant en extension à une anisotropie inhérente des sables qui résulte de leur mode de déposition par pluviation sous air ou sous eau. En compression, la contrainte principale majeure σ_1 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, d'où une grande déformabilité. Par conséquent, cette variation de direction entraîne systématiquement une variation de la réponse non drainée du sol.

II.2.6. Effet du mode de dépôt

Il est communément admis actuellement que les différentes méthodes de reconstitution telles que le compactage humide, la pluviation sous air, la pluviation sous eau produisent des structures (au sens de l'arrangement géométrique des grains) différentes qui conduisent à des réponses de comportement du sol différentes (Ladd, [70], [71]; Mulilis et al., [90]; Oda, [93], Miura et Toki, [86]; Been et Jefferies, [6]; Vaid et Negussey, [132]; Canou, [18]; Canou et El - Hachem, [21]; Vaid et al., [129]; Høeg et al., [54], Yamamuro et al., [148]).

Certains travaux présentés dans la littérature ont montré que la méthode de préparation des échantillons peut avoir un effet significatif sur la réponse non drainée des sables particulièrement vis - à - vis des problèmes de liquéfaction (Della et al. [37], [38]; Thomson et al. [122]; Wanatowski et al. [143]; Krim et al. [68]). Cependant, l'effet du mode de préparation, et par conséquent de la structure initiale, sur les caractéristiques de résistance du sable a surtout été, en grande partie, étudié sous chargement cyclique.

Been et Jefferies [6] trouvent des résistances au cisaillement et des comportements volumiques différents pour deux échantillons de sable Kogyuk fabriqués par pluviation damage humide.

A partir de leurs résultats d'essais non drainés sur le sable d'Hostun Rf, Canou [18] et Canou et El - Hachem [21] montrent qu'un matériau préparé par damage humide peut montrer un comportement de

type liquéfaction ou liquéfaction limitée. Canou [18], explique ceci par le fait que le dépôt humide favorise la formation d'une structure lacunaire résultant des liaisons capillaires produites par l'humidification du sable et que le dépôt sec, quant à lui, fournit une structure granulaire beaucoup plus régulière. Vaid et al. [128] montrent également que le dépôt humide procure une structure contractante très susceptible de se liquéfier par comparaison au dépôt par pluviation sous eau.

Une autre étude a été réalisée sur un sable limoneux par Zlatovic et Ishihara [153] et a montré que la méthode de préparation a un effet sur le comportement du sol. En préparant l'échantillon par la méthode de déversement à sec, la résistance au cisaillement du mélange diminue avec l'augmentation de la fraction des fines; en optant pour une autre méthode à savoir la déposition par sédimentation, l'échantillon montre un autre comportement: la résistance diminue jusqu'à une teneur en fines $F_c = 30\%$ puis elle ré - augmente (figure II.10a et 10b).

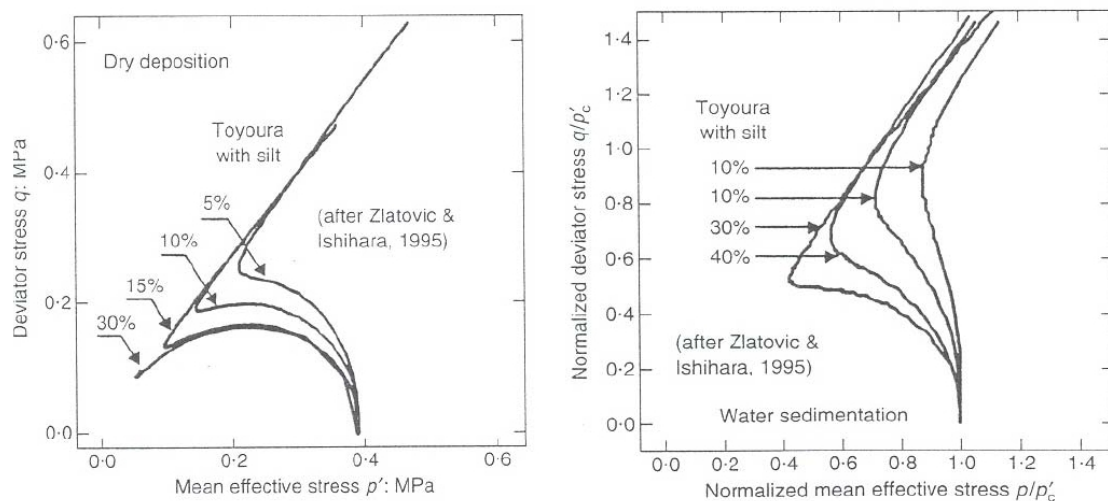


Figure II.10: Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol (Zlatovic et Ishihara, [153]).

- (a) Diminution de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fines.
- (b) Diminution de la résistance puis ré - augmentation avec l'augmentation de la teneur en fines.

Zlatovic et Ishihara [154] trouvent que le mode de fabrication affecte profondément la droite de compressibilité du sable et sa réponse non drainée après le pic. Cependant celle - ci n'a aucun effet en très grandes déformations, lorsque l'état stable est atteint. Plus récemment, Vaid et al. [129] mettent en évidence une différence de comportement pour trois modes de préparation différents; le damage humide, la pluviation sous air et la pluviation sous eau (figure II.11). 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. [54] arrivent aux mêmes conclusions.

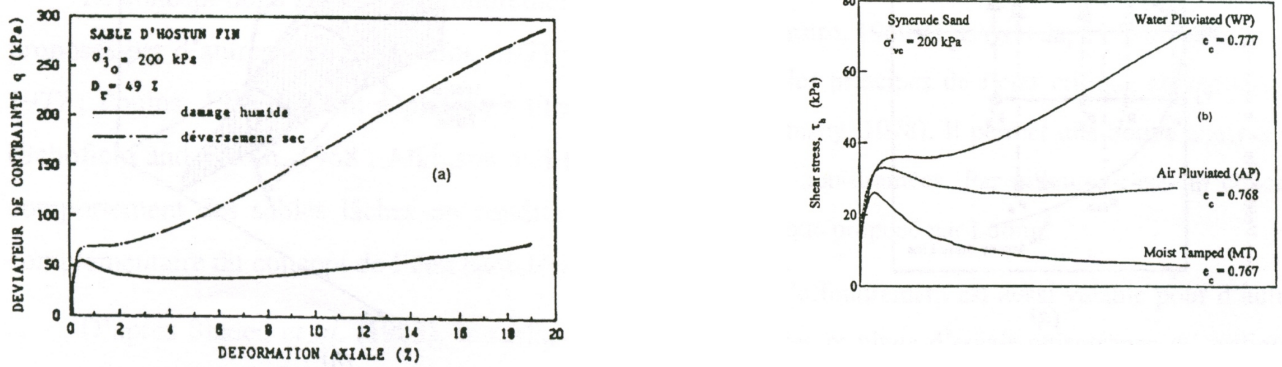


Figure II.11: Effet du mode de dépôt sur la réponse non drainée (Vaid et al. [129]).

Benahmed et al. [9] ont mis en évidence, sur le sable Hostun Rf, des différences de comportement significatives vis - à - vis du phénomène de liquéfaction statique. Le damage humide favorise l'initiation de l'instabilité par liquéfaction alors que la pluviation à sec favorise un comportement plus stable (figure II.12).

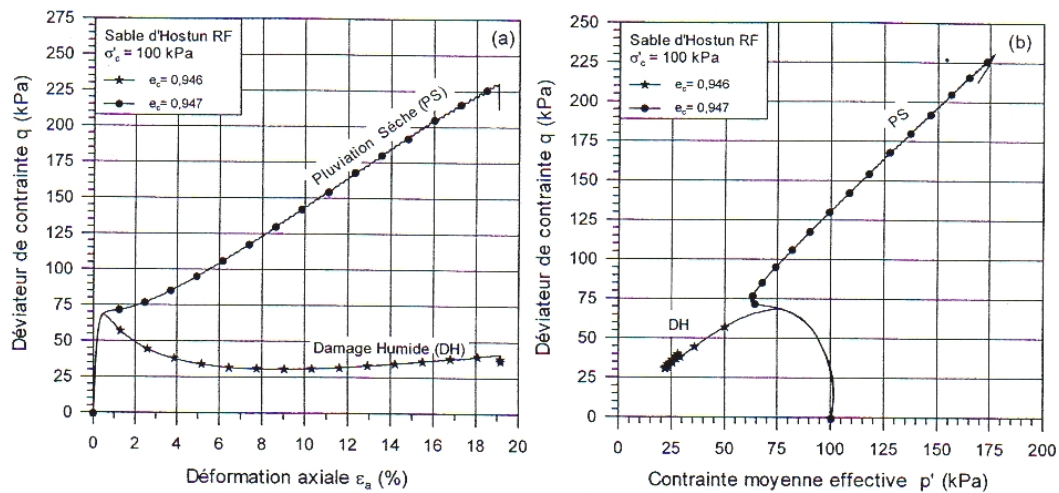


Figure II.12: Effet du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed et al., [4])

II.2.7. Effet de la présence d'éléments fins

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence d'éléments fins. Lade et Yamamuro [76] ont mené une étude à l'appareil triaxiale sur un mélange de sable lâche de Nevada et 20% ATC silt. La figure II.13 donne les résultats de cette expérience. On note qu'au début du chargement les deux échantillons ($D_r = 40$ et 44%) présentent une instabilité initiale; seule la liquéfaction statique est observée pour l'échantillon avec une densité $D_r = 40\%$. A partir de ces résultats, Yamamuro et Covert [147] concluent que la présence de petites quantités de silts semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité $D_r = 44\%$ ne subit pas la liquéfaction

statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû la présence de larges grains de sables; ce qui conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction. Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Chlef par Arab, [3] sous un confinement de 50 kPa et pour des teneurs en fines variant de 0, 5, 10, 15, 20 et 40% (figure II.14) montrent que l'augmentation de la fraction des fines se traduit par une amplification de la pression d'eau (due à l'amplification de la contractance) et par conséquent par une réduction du déviateur mobilisé (résistance non drainée).

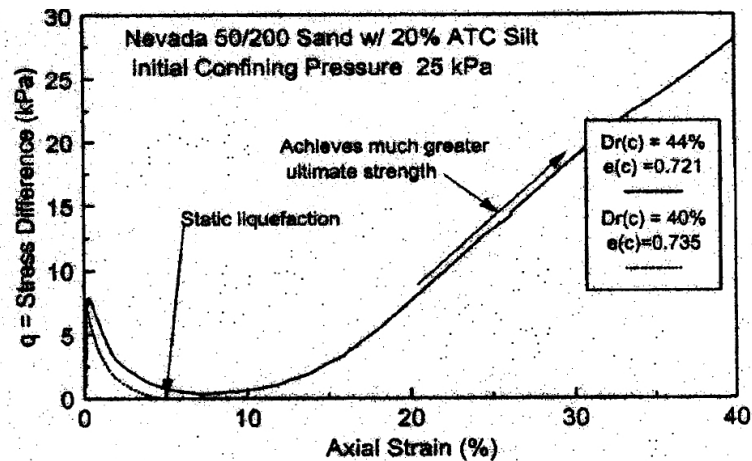


Figure II.13: Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt).

(Yamamuro et Covert, [147])

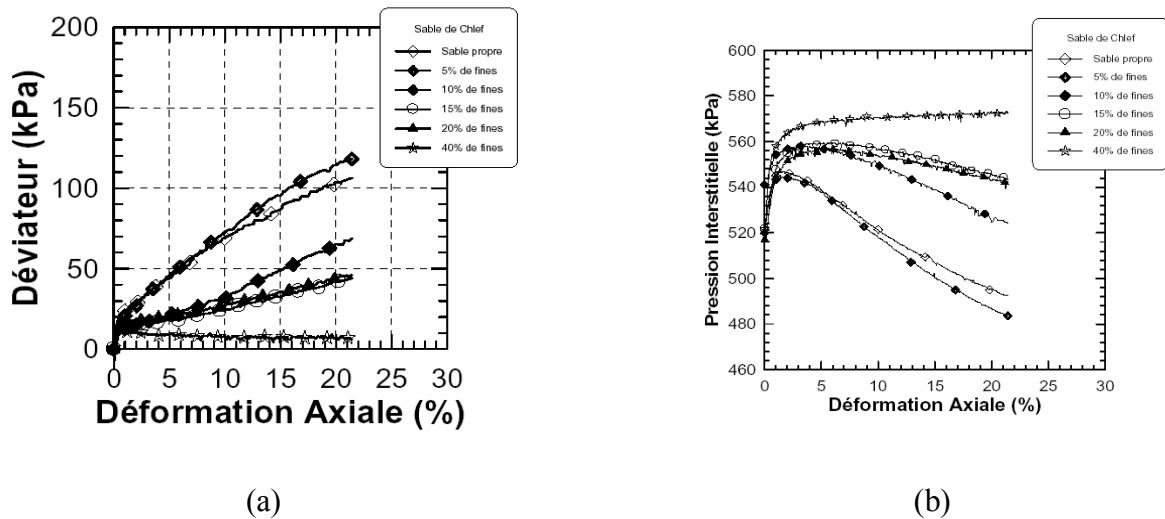


Figure II.14: Influence de la teneur en fines sur la réponse non drainée du sable de Chlef (Arab, [3]).

II.2.8. Effet de la granulométrie

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton, [79]) ou des observations in - situ (Tsuchida, [123]; Seed et Idriss, [108]), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les

sols liquéfiables. La figure II.15 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

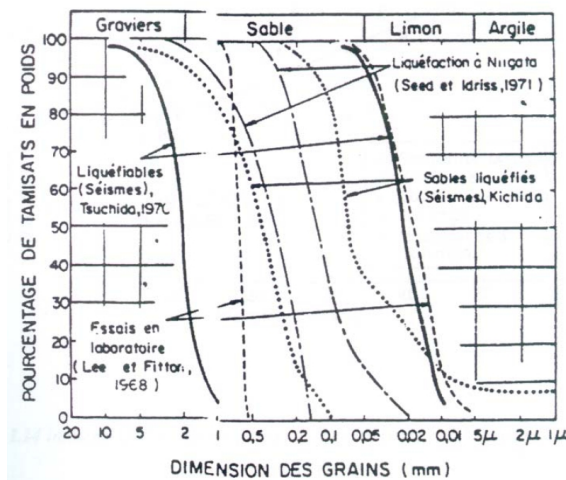


Figure II.15: Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après Alain Pecker [3].

II.2.9. Effet de la saturation

Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton qui peut être lié au degré de saturation par la relation suivante (Lade et Hermandy [73]):

$$B = \frac{1}{1 + n \cdot K_s \left[\frac{S_r}{K_w} + \frac{(1 - S_r)}{u_a} \right]} \quad (\text{II.1})$$

Où: K_s et K_w désignant les modules des déformations volumiques du squelette solide et de l'eau; n est la porosité; u_a est la pression interstitielle.

Mullilis et al [91] et Tatsuoka et al [118] ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient B . Par contre, pour des matériaux plus raides, le problème semble moins critique. Shérif et al [105] montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considéré saturé si la valeur de B dépasse 0.8, Chaney [31] précise que le coefficient B doit dépasser 0.96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, Giroud et Cordary [47] dans les annales de ITBTP N°335 de Janvier 1976 note que pour des valeurs de B supérieures à 0.85 le degré de saturation est très voisin de 1.

La figure II.16 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence a été étudiée par Martin et al [83]. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation.

Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Toyoura de densité moyenne ($D_r = 0.60$) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Les résultats obtenus sont illustrés dans la

figure II.17. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: 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.

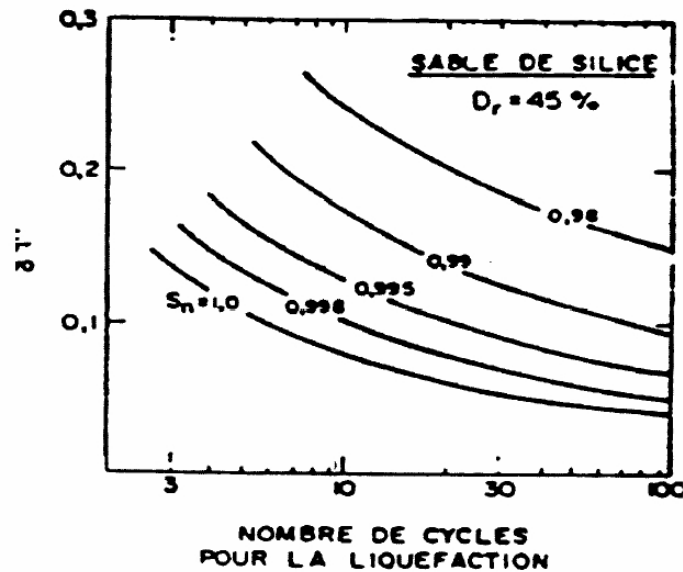


Figure II.16: Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, Martin et al, [83]

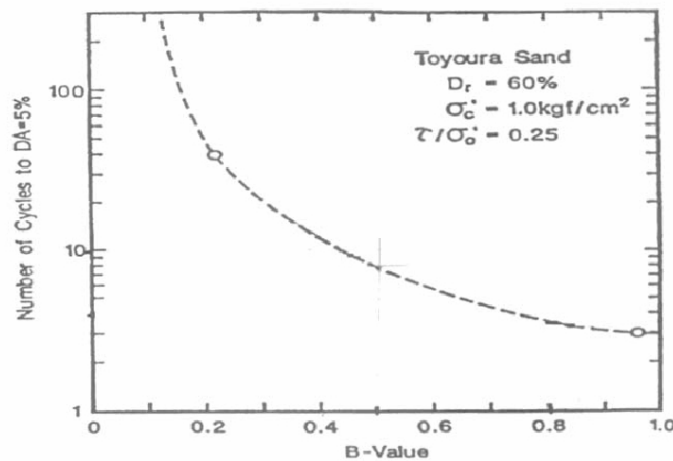


Figure II.17: Influence de la saturation sur la résistance sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yoshimi et al,[151]

Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Chlef par Arab [3] à une densité initiale ($D_r = 50\%$) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure II.18. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols. On note qu'avec un coefficient B supérieur à 0.9, le sol présente tend à se contracter; par contre, pour un coefficient B de 0.32, le sol présente un comportement fortement dilatant.

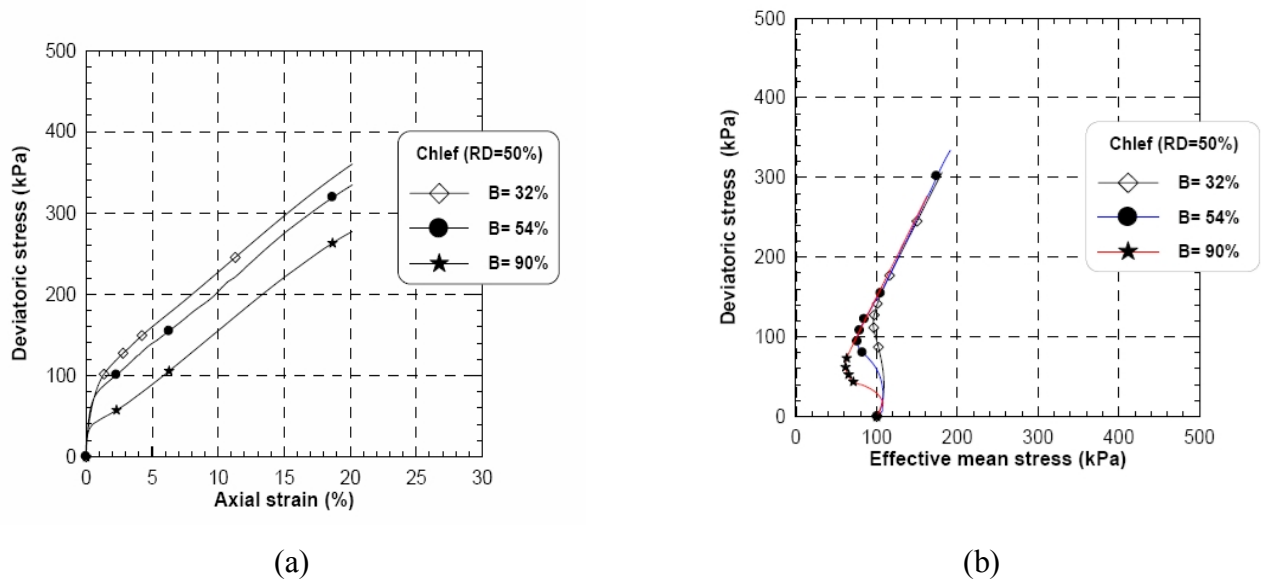


Figure II.18: Influence du coefficient de Skempton (B) sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Arab, [3])

II.3. CONCLUSION

L'étude bibliographique présentée dans ce chapitre a permis de présenter une synthèse des principaux travaux existants dans le domaine de la liquéfaction des sables sous cisaillements monotones, en mettant l'accent sur les travaux les plus récents. En outre, cette partie nous a permis de présenter les différents paramètres influençant sur le phénomène de liquéfaction tels que la granulométrie, de la présence d'éléments fins, la densité relative, confinement. La bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols.

Dans le troisième chapitre nous présentons les caractéristiques physiques du matériau testé ainsi les méthodes de fabrication des échantillons et la procédure expérimentale de réalisation de l'ensemble des essais expérimentaux.

CHAPITRE III:
DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL
ET PROCÉDURES D'ESSAI

Ce chapitre décrit l'appareil triaxial utilisé pour la réalisation des essais, les divers capteurs de mesure de force et de déplacements, ainsi que la procédure expérimentale de réalisation des divers essais. Les caractéristiques du matériau testé ont été également présentées. Deux méthodes de fabrication des échantillons ont été utilisées, à savoir, le dépôt sec à hauteur de chute nulle et le damage humide. Les deux méthodes permettent d'obtenir des structures contractantes, instables et aptes à se liquéfier après consolidation.

III.1. CARACTÉRISTIQUES DU SABLE UTILISÉ

Le matériau utilisé dans le cadre de ce travail est le sable d'Oued Rass (Chlef) qui est un sable fin contenant 0.8% de limon non plastique ($I_p = 5\%$), provenant du bord du lit d'Oued Rass (Chlef). La figure III.1 représente le profil géotechnique du sol déposé pour lequel des échantillons du sol ont été extraits et la figure III.2 montre une vue au MEB d'un échantillon du sable utilisé. La courbe granulométrique de ce sable est donnée sur la figure III.3. Les caractéristiques de ce sable sont regroupées dans le tableau III.1.

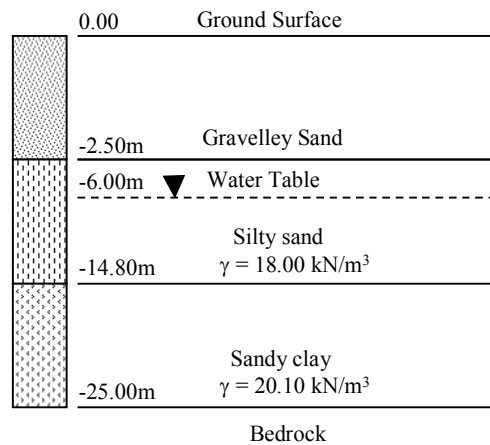


Figure III.1: Profil géotechnique du sol déposé

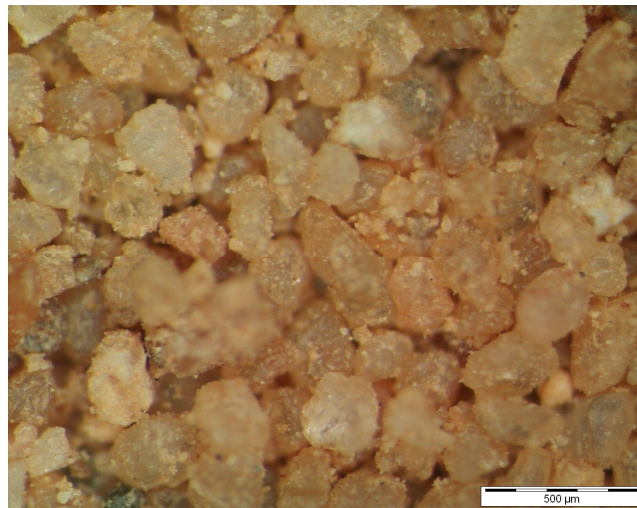


Figure III.2: Vue au microscope électronique à balayage du sable d'Oued Rass.

D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	C_u	C_c	E_s (%)	e_{min}	e_{max}	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
0.18	0.22	0.25	0.28	1.56	1.24	80	0.565	0.92	2.66	1.37	1.68

Tableau III.1: Caractéristiques du sable d'Oued Rass.

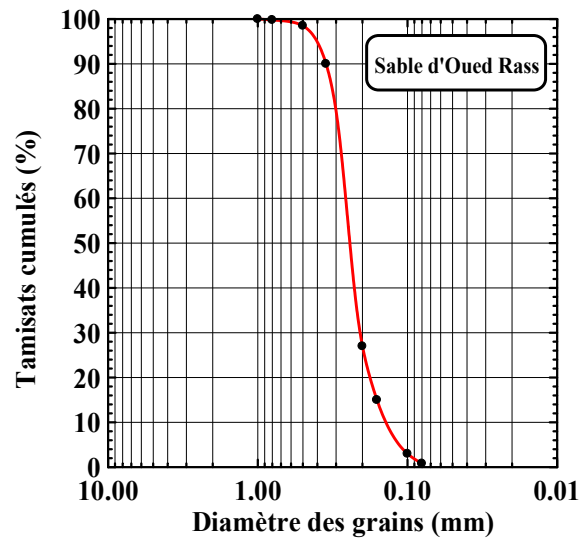


Figure III.3: Courbe granulométrique du sable d'Oued Rass.

III.2. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

L'ensemble des essais a été réalisé sur un triaxial classique constitué d'une presse d'écrasement, d'une cellule triaxiale, et d'une chaîne de mesure.

III.2.1. La presse

Il s'agit d'une presse électromécanique possédant une gamme de vitesse variant de 1.10^{-4} mm/min à 5.999 mm/min. La vitesse est sélectionnée par le choix des engrenages interchangeables de la boîte de vitesse.

III.2.2. La cellule

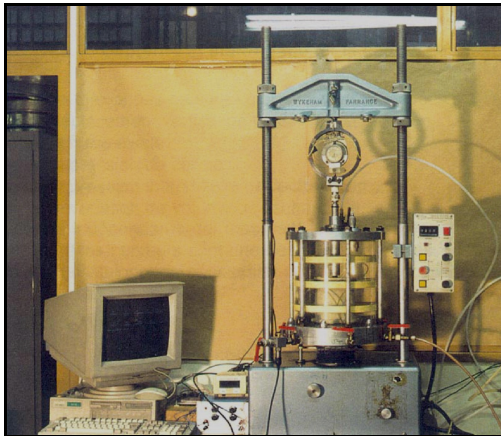
La cellule utilisée est une presse Wykeham Farrance, de capacité 50kN. Elle permet d'accueillir un échantillon d'une hauteur de 100mm et d'un diamètre de 100mm, permettant d'appliquer une pression de confinement, une pression en tête et en base de l'échantillon. La cellule est positionnée par l'intermédiaire d'une bague de centrage sur le plateau de la presse. Dans le même but de centrer l'effort de compression, le contact du haut du piston avec le haut de la presse est réalisé avec une bille. Le fluide de confinement est de l'eau, et la pression est appliquée par de l'air comprimé. La pression interstitielle, quant à elle, est appliquée par un dispositif de deux pots de mercure dont le fonctionnement sera explicité par la suite.

L'échantillon se trouve isolé du fluide de confinement par une membrane en latex de 0.4mm d'épaisseur. Chacune des faces de l'échantillon est munie d'une embase en métal antifrettée contenant en son centre une pierre poreuse en bronze permettant le drainage de l'échantillon (figure III.4a). Le dispositif expérimental utilisé est présenté schématiquement comme suit (figure III.4b):

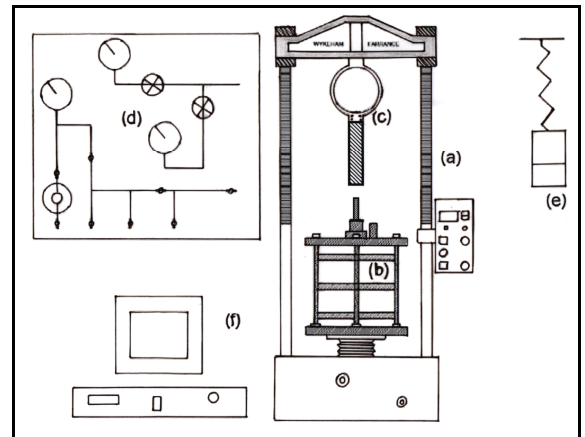
- (a) Système de commande du triaxial;
- (b) Cellule triaxiale;
- (c) Système d'application et de mesure de la charge appliquée;

- (d) Système de contrôle de la pression dans la cellule;
- (e) Système de contrôle de la pression interstitielle ou variation de volume de l'échantillon;
- (f) Un micro - ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des mesures.

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 déminéralisée et désaérée grâce à une pompe à vide.



(a): Vue générale de l'appareil triaxial



(b): Détail général de l'installation triaxial

Figure III.4: Vue d'ensemble du triaxial classique.

III.2.3. Chaîne de mesure

L'acquisition des données est entièrement automatique: les différents capteurs convertissent les grandeurs physiques (force, déplacement, pression interstitielle, et variation de volume) en tensions continues qui sont envoyées vers un multiplexeur qui, à son tour transmet les informations de façon séquentielle à un micro - ordinateur. Le logiciel d'acquisition développé par J. Desrues traite les informations en calculant les contraintes et les déformations.

Le dispositif utilisé permet de mesurer ou de contrôler à l'aide d'une chaîne d'acquisition les grandeurs suivantes:

- La force axiale (F),
- La hauteur de l'échantillon à l'instant de mesure (H),
- Le volume de l'échantillon (V),

A partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur H_0 et volume V_0), on peut calculer les grandeurs suivantes:

- Déformation axiale: $\varepsilon_a = -\ln(H/H_0)$
- Déformation volumique: $\varepsilon_v = -\ln(V/V_0)$
- Pression interstitielle: (u)
- Pression de confinement dans la cellule (P_c ou σ_c).

- Contrainte effective dans la radiale: $\sigma'_3 = P_c - u$
- Contrainte effective axiale: $\sigma'_1 = F/S + \sigma'_3$
- Indice des vides: $e = (\gamma_s/\gamma_d) - 1 = (V.\gamma_s)/P_0 - 1$

III.2.3.1. Présentation des capteurs

III.2.3.1.1. Capteur de force

La force axiale appliquée sur l'échantillon est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique (M&O, Montrouge, n°74), de capacité 3000kg, équipé de quatre jauges extensométriques en pont de Wheatstone (figure III.5), relié à un conditionneur.

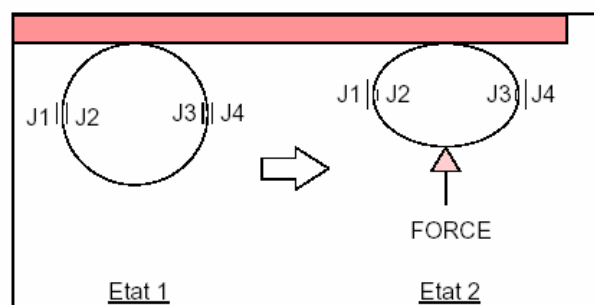


Figure III.5: Schéma du principe de la mesure d'une force par un anneau dynamométrique équipé de jauges extensométriques (J1, J2, J3, J4).

Ces jauges sont constituées d'un conducteur filiforme recouvert d'un isolant. L'ensemble est collé sur la structure qui va se déformer sous l'effet de la force appliquée. Les déformations sont alors transmises par l'intermédiaire du support au fil conducteur. Ce phénomène va engendrer une variation de la longueur du conducteur, ce qui a pour conséquence de modifier la résistance de celui-ci (figure III.5). Or, lorsque le fil est traversé par un courant, la tension à ses bornes varie en fonction de la résistance du fil et donc caractérise de façon linéaire la déformation de la structure. La figure III.6, représente un détail du capteur.

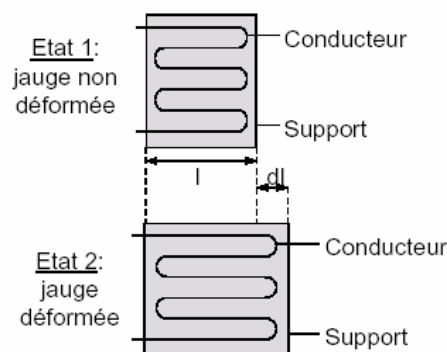


Figure III.6: Schéma de principe d'une jauge extensométrique.

III.2.3.1.2. Capteur de déplacement

La mesure de la déformation axiale de l'échantillon est faite de l'extérieur avec un capteur de déplacement type L.V.D.T. Le corps est solidaire à une base fixe. Le noyau en fer doux se déplace entre deux bobines enroulées dans le corps. Le signal de sortie est proportionnel au déplacement du noyau. Le fait qu'il n'y ait pas de contact mécanique entre la tige et le corps, confère au capteur un très faible frottement.

III.2.3.1.3. Capteur de pression interstitielle

Lors d'essais non drainés, la pression interstitielle est mesurée au pied de l'échantillon au moyen d'un capteur Wykeham Farrance. C'est un capteur constitué d'un pont semi-conducteur. L'ensemble est encastré dans un bloc d'acier. La pression est mesurée par la déflexion du diaphragme (figure III.7).

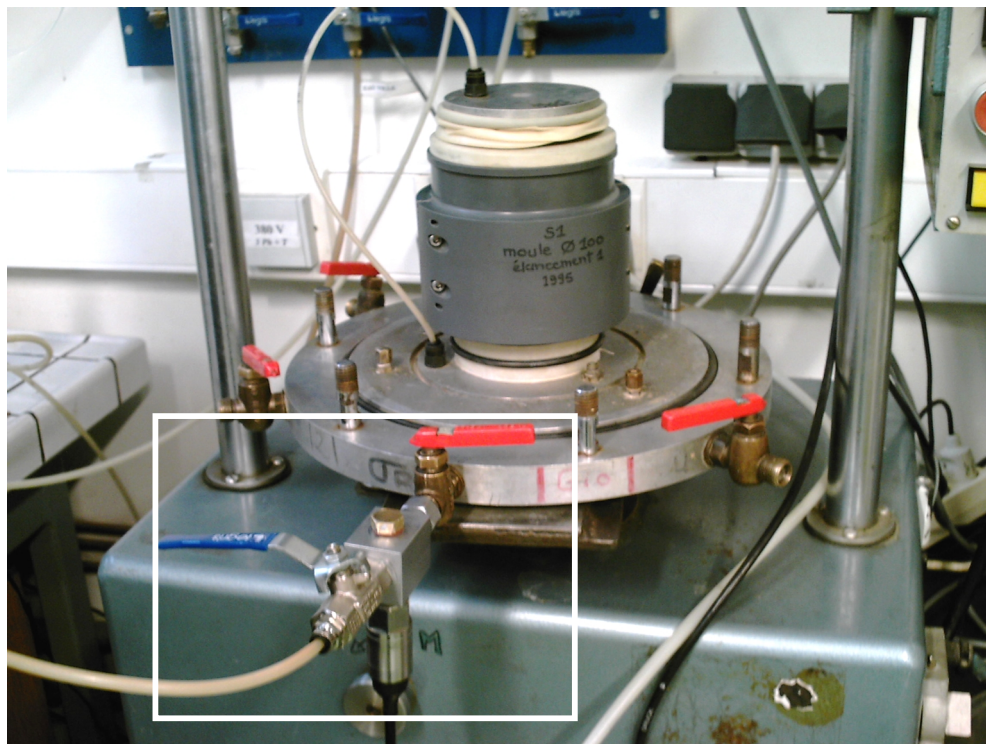


Figure III.7: Capteur de pression interstitielle

III.2.3.1.4. Capteur de pression de cellule

La pression de cellule est réglée par un détendeur à air comprimé. Le capteur de pression de cellule est un manomètre équipé de jauges extensométriques sur son corps d'épreuve (en forme de tore de $\frac{3}{4}$ de cercle). La pression agit sur le corps d'épreuve en le déformant et cette déformation reprise par les jauges permet la mesure de cette pression (voir le principe de fonctionnement des jauges extensométriques expliqué pour le capteur de force) (figure III.8).



Figure III.8: Panneau de mesure de la pression de confinement et interstitielle

III.2.3.1.5. Capteur de variation volumique

Le principe de mesure se résume à l'utilisation d'un capteur de déplacement pour mesurer les variations de hauteur du niveau de mercure dans un pot cylindrique en liaison avec la phase liquide de l'échantillon saturé en cours de consolidation ou d'écrasement en condition drainé.

Le dispositif de mesure est formé de deux pots en plexiglas reliés entre eux, et placés à hauteur différente engendrant ainsi la contre pression.

Le pot inférieur effectue l'interface eau - mercure; il est relié à l'échantillon. Le pot supérieur contient du mercure. Ce dernier est équipé d'un flotteur solidaire d'un capteur de déplacement L.V.D.T (Linear Variable Differential Transformer) qui enregistre, selon les cas, l'expulsion ou l'absorption d'eau par l'échantillon. Le pot supérieur est suspendu par l'intermédiaire des ressorts dont la raideur est telle que la contre pression reste constante lors de changement de volume de l'échantillon (figure III.9).

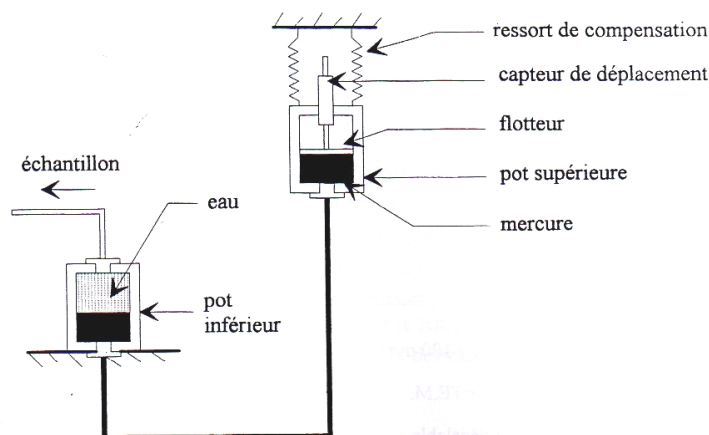


Figure III.9: Système de mesure de variation de volume.

III.3. PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

La procédure d'essai comporte les étapes classiques de la réalisation d'un essai de cisaillement triaxial sur un sable depuis l'étape de la fabrication de l'éprouvette jusqu'à la fin du cisaillement.

III.3.1. Différents modes de préparation des échantillons

On peut préparer les échantillons selon plusieurs méthodes, notamment:

- Déversement à sec (air pluviation),
- Sédimentation;
- Placement humide (Damage humide);
- Sous compaction.

III.3.1.1. Déversement à sec (DS)

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (figure III.10). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle à entre le fond du tube qui est relié à l'entonnoir et le dépôt du sable.

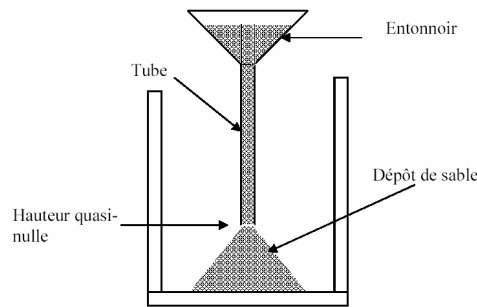


Figure III.10: Préparation par déversement à sec

III.3.1.2. Sédimentation (WS)

Le sol sec mélangé doit être déposé dans le moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives (figure III.11). Le sol est déposé délicatement dans l'eau. L'ouverture du tube relié à l'entonnoir doit être 0.3cm au dessus du niveau d'eau. On passe à la couche suivante une fois que l'eau devient transparente. Cette méthode reproduit la déposition naturelle d'un sol.

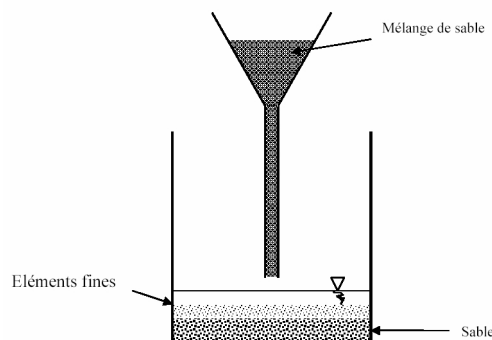


Figure III.11: Méthode de préparation des échantillons par sédimentation

III.3.1.3. Placement humide (MP)

Cette méthode consiste en une déposition du sol humide dans le moule avec contrôle de la teneur en eau. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 5% pour le sable à 20% pour les sols fins. Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

III.3.1.4. Préparation par sous compaction

L'échantillon de sol est préparé en dix couches successives en utilisant la sous compaction humide, dans le but d'atteindre une densité plus uniforme. Le concept de sous compaction (Ladd, [74]) est basé sur le fait que les couches successives sont placées sans sous compaction, le compactage de chaque couche peut densifier la couche au dessous. La valeur inférieure de la densité est calculée par une quantité prédéterminée définie comme le pourcentage de sous compaction U_n . Le pourcentage de sous compaction pour chaque couche varie linéairement de la couche du bas vers la couche d'en haut. La couche inférieure a la valeur maximale U_n . Le pourcentage de la couche de sous compaction considérée est par la formule suivante:

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})}{n_i - 1} * (n - 1) \right] \quad (\text{III.1})$$

Le pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est égale à :

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n} \quad (\text{III.2})$$

Pour déterminer la hauteur de chaque couche de sous compaction dans l'échantillon, Ladd [70] propose la formule suivante:

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n - 1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \quad (\text{III.3})$$

Où :

U_{ni} : Pourcentage de sous compaction de la première couche;

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

n : Nombre de couches considérées;

n_i : Première couche initiale,

n_t : Nombre total de couches;

h_n : Hauteur de la $n^{\text{ième}}$ couche;

h_t : Hauteur totale de l'échantillon.

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication de l'échantillon est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (figure III.12). La méthode préconisée par Ladd [72] et modifiée par Chan [32], recommande une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

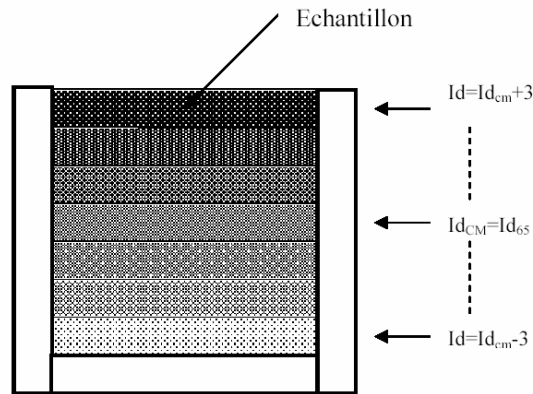


Figure III.12: Préparation par sous compaction

III.3.2. Préparation des échantillons

Les techniques de préparation des échantillons de sable au laboratoire diffèrent selon les compacités visées et doivent répondre à certaines exigences à savoir l'obtention d'une bonne homogénéité des échantillons, se rapprocher le plus du mode de déposition naturelle et assurer une large gamme d'indice de densité. Dans le cas des sables moyennement denses à denses, la méthode la plus couramment utilisée est la pluviation ou le dépôt sec à l'aide d'un entonnoir en plusieurs couches avec compactage ou vibration pour la densification de l'échantillon. Pour les densités faibles à très faibles, la fabrication des échantillons est beaucoup plus délicate et nécessite certaines précautions. La technique employée est le damage humide qui a déjà été décrite et utilisée en premier lieu par Casrto [26] puis adoptée par différents chercheurs par la suite (Sladen et al., [113]; Been et Jefferies, [6]; Been et al., [7]; Kramer et Seed, [67]; Canou, [18]; Canou et al., [22], [24]; Konrad, [62]; Konrad et al., [66]; Zlatović et Ishihara, [154]; Vaid et al., [129]). Cette méthode consiste à humidifier le sable avec une teneur en eau de 2% avant sa mise en place et de déverser ensuite par couche dans le moule. Notons que la valeur de 2% est arbitraire. La technique d'humidification permet de créer une cohésion capillaire entre les grains de sable et d'obtenir des structures très lâches.

III.3.3. Procédures d'essai

Les principales phases de préparation et de déroulement d'un essai triaxial sont les suivantes:

- Après avoir mis en place l'embase inférieure de la cellule une pierre poreuse qui permettra le drainage de l'eau, on ajuste une membrane en latex d'épaisseur 0.4mm qu'on fixera avec un joint torique sur cette embase (figure III.13), puis on positionne le moule cylindrique de diamètre 100mm et de hauteur 100mm donnant un élancement $H/D = 1$ (figure III.14), sur lequel on rabat la membrane. On applique ensuite un

vide entre la paroi du moule et la membrane pour plaquer cette dernière contre le moule et on procède alors à la mise en place du sable.

Le système d'antifretage employé lors de ces essais est composé d'une fine couche de graisse de silicone étalée sur les bases élargies permettant la pose d'une rondelle en latex (voir figure III.15) entre la base en métal et l'échantillon (figure III.15). Cette opération s'effectue en prenant soin de lisser la membrane sur la tête en acier pour chasser les bulles d'air prisonnières entre la graisse et la membrane en vue d'obtenir le moins possible dans le circuit interne de l'échantillon. On rappelle que le système d'antifretage permet d'assurer une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon.



Figure III.13: Membrane en latex et système d'antifretage.



Figure III.14: Moule de fabrication des échantillons

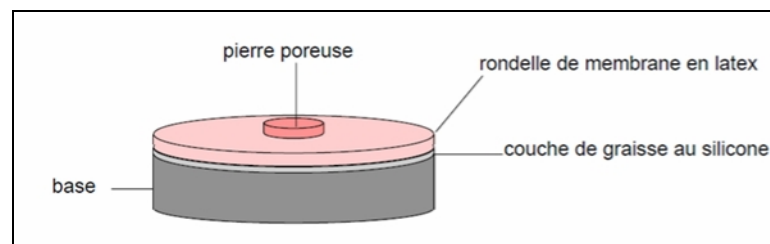


Figure III.15: Embase de l'échantillon munie de son système d'antifretage

• En ce qui concerne le damage humide, le sable, après avoir été malaxé avec de l'eau désaérée, est déposé délicatement en cinq couches à l'aide d'une petite cuillère en commençant par le pourtour, on prend soin d'éviter la formation des cavités et à hauteur de chute nulle. On nivelle la surface de chaque couche avant le compactage (figure III.16). Chaque couche, d'épaisseur 2cm, est compactée légèrement à l'aide d'un dameur de 9.8cm de diamètre et 50grammes de masse qui est muni d'une tige verticale graduée et d'une petite languette horizontale amovible qui permet de contrôler la hauteur désirée en venant buter contre les bords du moule (figure III.17). Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (figure III.18). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi - nulle à entre le fond du tube qui est relié à l'entonnoir et le dépôt du sable.



Figure III.16: Mise en place du sable humide dans le moule.



Figure III.17: Dame de compactage et échantillon arasé après compactage.

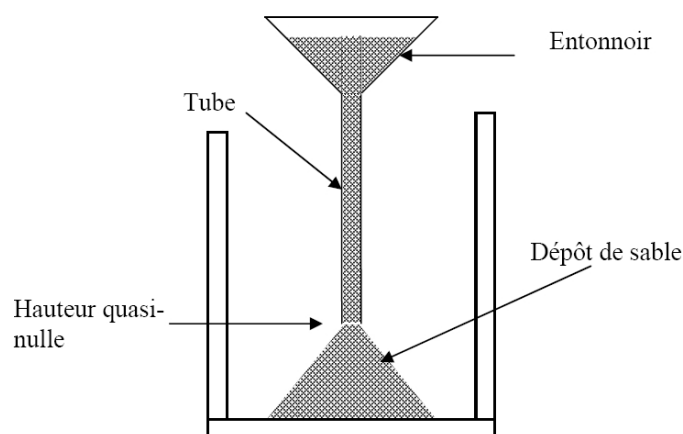


Figure III.18: Préparation des échantillons par dépôt à sec

• Une fois le moule est rempli par l'une des méthodes, on pose la deuxième pierre poreuse, puis l'embase supérieure sur laquelle on vient rabattre la membrane qui sera fixée avec un joint torique (figure III.19). Le démoulage est effectué en appliquant un léger vide ($\approx -30\text{kPa}$) dans l'échantillon pour assurer sa

stabilité qui sera ensuite augmenté jusqu'à -100kPa dans le cas d'une consolidation égale ou supérieure à cette valeur (figure III.20). Si la contrainte de consolidation fixée est inférieure, le vide à appliquer doit être inférieur, si non, on surconsoliderait l'échantillon. On vérifie si l'éprouvette ne présente pas de fuite, et on mesure ses dimensions, la hauteur en trois points diamétralement opposés, et la circonférence en trois endroits (haut, milieu et bas de l'éprouvette), mesures qui permettent d'apporter les corrections pour déterminer l'indice des vides réel après consolidation de 100kPa . Le montage du système locale et interne de la déformation axiale, le réglage de la plage de mesure des capteurs, la fixation des épingles qui assurent le rôle des cibles (pour les mesures locales) et l'application de la graisse de silicone autour de ces épingles pour assurer l'étanchéité de la membrane.

A ce stade de l'opération, on procède au montage de la cellule triaxiale, à son remplissage d'eau jusqu'à l'embase supérieure, ensuite au transfert de la pression de maintien vers l'extérieur de l'éprouvette. Celui-ci est effectué en appliquant progressivement un confinement et en diminuant en parallèle le vide qui se trouve à l'intérieur de l'échantillon jusqu'à atteindre une valeur de σ'_c égale à 100kPa avec annulation totale du vide. A ce stade, on obtient un échantillon normalement consolidé sous un confinement de 100kPa et prête à être saturée.

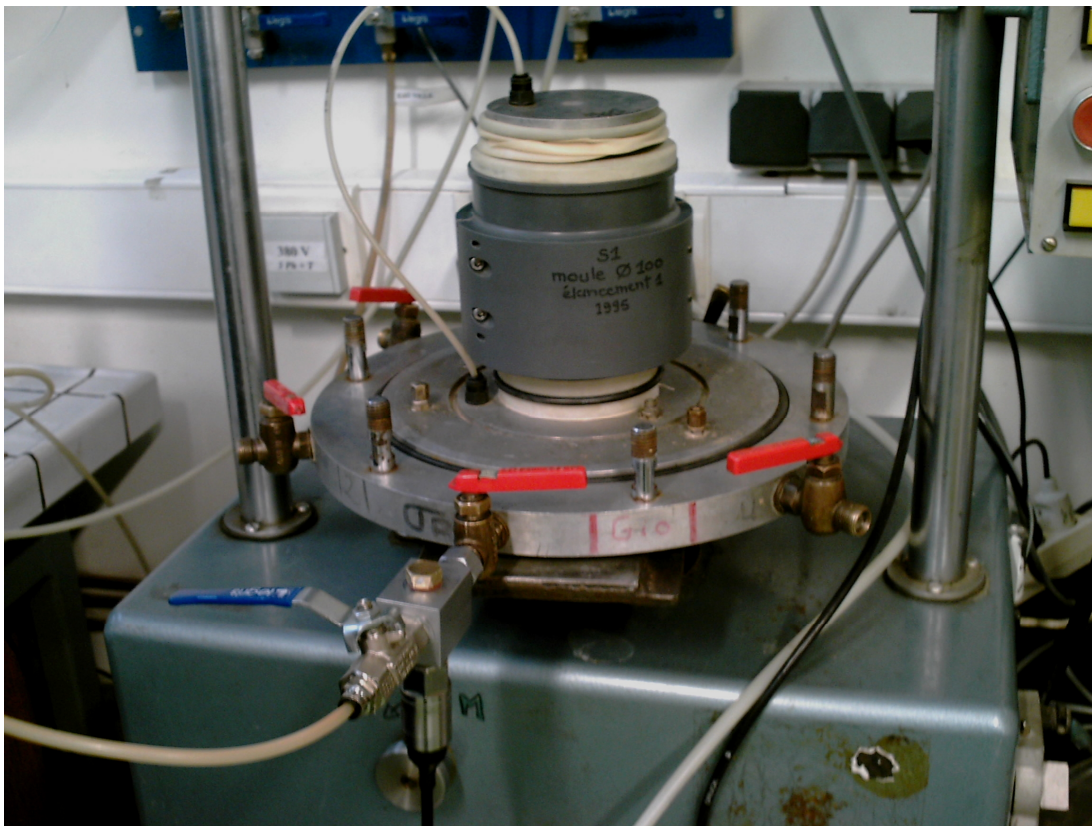


Figure III.19: Mise en place de l'embase supérieure.



(a) Echantillon déposé à sec



(b) Echantillon déposé humide

Figure III.20: Echantillon après démoulage.

III.3.4. Saturation

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. La procédure de saturation de l'échantillon se déroule en trois étapes. La première consiste à faire circuler à travers l'échantillon du dioxyde de carbone (CO_2) sous une faible pression de 15kPa durant environ 10 à 15minutes. Cette opération vise à chasser l'air contenu dans les vides et à le remplacer par du CO_2 , ce dernier étant très soluble dans l'eau.

La seconde étape consiste à faire percoler (circuler) par gravitation de l'eau désaérée (environ trois fois le volume de l'échantillon) de bas en haut pendant une demi heure environ. Une fois cette étape finie, on passe à la dernière phase qui consiste à appliquer une contre pression de 200kPa minimum à l'intérieur de l'échantillon pour améliorer sa saturation par dissolution des bulles de gaz restantes.

Cette étape est réalisée par application, en parallèle, de deux rampes continues de pression approximativement identiques à l'intérieur et à l'extérieur de l'échantillon, ensuite par la vérification de la valeur du coefficient de Skempton. Ce dernier est déterminé après avoir appliqué, à drainage fermé, un incrément de pression $\Delta_{p_{\text{cell}}}$ dans la cellule et relevé l'incrément de surpression Δ_u repris par l'eau interstitielle. Le rapport de deux grandeurs $\Delta_u/\Delta_{p_{\text{cell}}}$, appelé B, représente le coefficient de Skempton [103] et exprime le pourcentage de saturation de l'échantillon. La valeur de la contre - pression finale appliquée dépend du degré de saturation obtenu à la vérification. Si celle - ci n'est pas correcte pour réaliser l'essai, on augmente à nouveau la contre - pression. Généralement, l'échantillon est considéré comme étant saturé lorsque la valeur du coefficient de Skempton B est supérieur à 0.96.

Dans tous nos essais non drainés, nous avons utilisé une contre pression de 470kPa assurant une bonne saturation puisque le coefficient de Skempton est supérieur à 0.98.

III.3.5. Consolidation

Si la pression de consolidation désirée est de 100kPa, l'échantillon est déjà consolidé et prêt pour le cisaillement. Si elle est supérieure, on la parachève en l'augmentant progressivement et à drainage ouvert jusqu'à la valeur souhaitée. Pendant cette phase de consolidation, les mesures de variations de volume de l'échantillon sont mesurées à l'aide d'un capteur de variation de volume pour permettre par la suite de calculer l'indice des vides de fin de consolidation avant la phase de cisaillement.

III.3.6. Cisaillement

Le cisaillement de l'échantillon est effectué après avoir réalisé le contact entre le piston de chargement et la tête de l'échantillon. Cette opération est facile à réaliser lorsque le dispositif de chargement est asservi.

III.4. CONCLUSION

Ce chapitre comporte une présentation des différents dispositifs et techniques expérimentales utilisées pour la réalisation des essais triaxiaux sur un sable d'Oued (Rass). Nous avons également présenté les caractéristiques du sable étudié dans cette thèse ainsi que les différentes étapes de fabrication et la mise en place de l'échantillon jusqu'à l'étape de cisaillement. Pour mettre en évidence l'effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé des sables, nous avons utilisé deux modes de dépôt à savoir le damage humide et le dépôt sec à hauteur de chute nulle. Dans le chapitre suivant nous présentons les résultats d'essais expérimentaux réalisés sur le sable d'Oued Rass sous chargement monotone ainsi qu'une analyse des résultats d'essais.

CHAPITRE IV:
ÉTUDE EXPÉRIMENTALE
DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT
MONOTONE

Ce chapitre est consacré à une présentation des résultats d'essais expérimentaux réalisés sur le sable d'Oued Rass sous chargement monotone. Le but de cette étude est de compléter et d'étendre les résultats dans le domaine de la liquéfaction statique des sables. Cette campagne d'essais comporte des essais triaxiaux drainés et non drainés en compression sur des échantillons consolidés de manière isotrope. Nous présentons tout d'abord les résultats de quelques essais en conditions drainées pour un seul mode de dépôt (dépôt sec à hauteur vde chute nulle) puis en conditions non drainées pour les deux modes de dépôts (le dépôt sec et le damage humide). Cette étude permet d'obtenir une description complète du phénomène de liquéfaction statique. Le concept de la ligne d'instabilité de Lade est analysé, ainsi qu'une analyse du comportement à l'état permanent de déformation a été aussi faite

IV.1. ÉTUDE DU COMPORTEMENT DRAINÉ DU SABLE D'OUED RASS

Dans le but de déterminer les caractéristiques de comportement pour le sable d'Oued Rass, en termes de comportement volumiques (contractance, dilatance), de rupture et d'état critique et d'état caractéristique, une étude en laboratoire du comportement en condition drainée a été menée sous chargement monotone.

IV.1.1. Présentation du programme expérimental

Dans le but de mettre en évidence l'effet de quelques paramètres sur le comportement des sables sous chargement monotone, Une série d'essais monotones en compression ont été réalisées à différentes densités initiales de 0, 10, 24, 40 et 60% sous trois confinements initiaux de 100, 200 et 400kPa. Les échantillons ont été fabriqués par dépôt sec à hauteur de chute nulle.

Le tableau IV.1 résume l'ensemble des essais réalisés avec leurs conditions expérimentales initiales.

N° Essai	Mode de dépôt	Type d'essai	σ'_c (kPa)	e_i	D_{ri} (%)	e_c	D_{rc} (%)
CD1	Dépôt sec	Compression	100	0.920	0	0.903	5
CD2	Dépôt sec	Compression	200	0.920	0	0.885	10
CD3	Dépôt sec	Compression	400	0.920	0	0.878	12
CD4	Dépôt sec	Compression	100	0.882	10	0.878	12
CD5	Dépôt sec	Compression	200	0.882	10	0.872	14
CD6	Dépôt sec	Compression	400	0.882	10	0.849	20
CD7	Dépôt sec	Compression	100	0.836	24	0.832	25
CD8	Dépôt sec	Compression	200	0.836	24	0.817	29
CD9	Dépôt sec	Compression	400	0.836	24	0.797	35
CD10	Dépôt sec	Compression	100	0.775	40	0.767	43
CD11	Dépôt sec	Compression	200	0.775	40	0.756	46
CD12	Dépôt sec	Compression	400	0.775	40	0.732	53
CD13	Dépôt sec	Compression	100	0.707	60	0.697	63
CD14	Dépôt sec	Compression	200	0.707	60	0.681	67
CD15	Dépôt sec	Compression	400	0.707	60	0.666	72

Tableau IV.1:Caractéristiques des essais triaxiaux drainés réalisés sur le sable d'Oued Rass.

IV.1.2. Analyse des résultats d'essais

IV.1.2.1. Essai sur sable lâche

Les résultats expérimentaux sont présentés et analysés les plans déviateur des contraintes (q) - déformation axiale (ε_a), déformation volumique (ε_v) - déformation axiale (ε_a) et déviateur des contraintes (q) - pression moyenne effective (p').

La figure IV.1, montre le résultat d'un essai sur sable lâche de densité initiale ($D_{ri} = 0\%$) soumis un chargement monotone drainé. On observe sur la courbe contrainte - déformation (figure IV.1a) une augmentation importante du déviateur des contraintes avec une stabilisation progressive du déviateur des

contraintes vers une valeur correspondant à l'état ultime ou état critique. On note ici qu'à 17% de déformation axiale, le déviateur n'est pas encore stabilisé.

Concernant la courbe d'évolution des déformations volumiques (figure IV.1b), on constate un comportement uniquement contractant avec une stabilisation progressive vers les grandes déformations.

Le chemin de contrainte correspondant dans le plan (q , p') (figure IV.1c) se présente classiquement sous la forme d'un segment de droite incliné à 3 pour 1 sur l'horizontale.

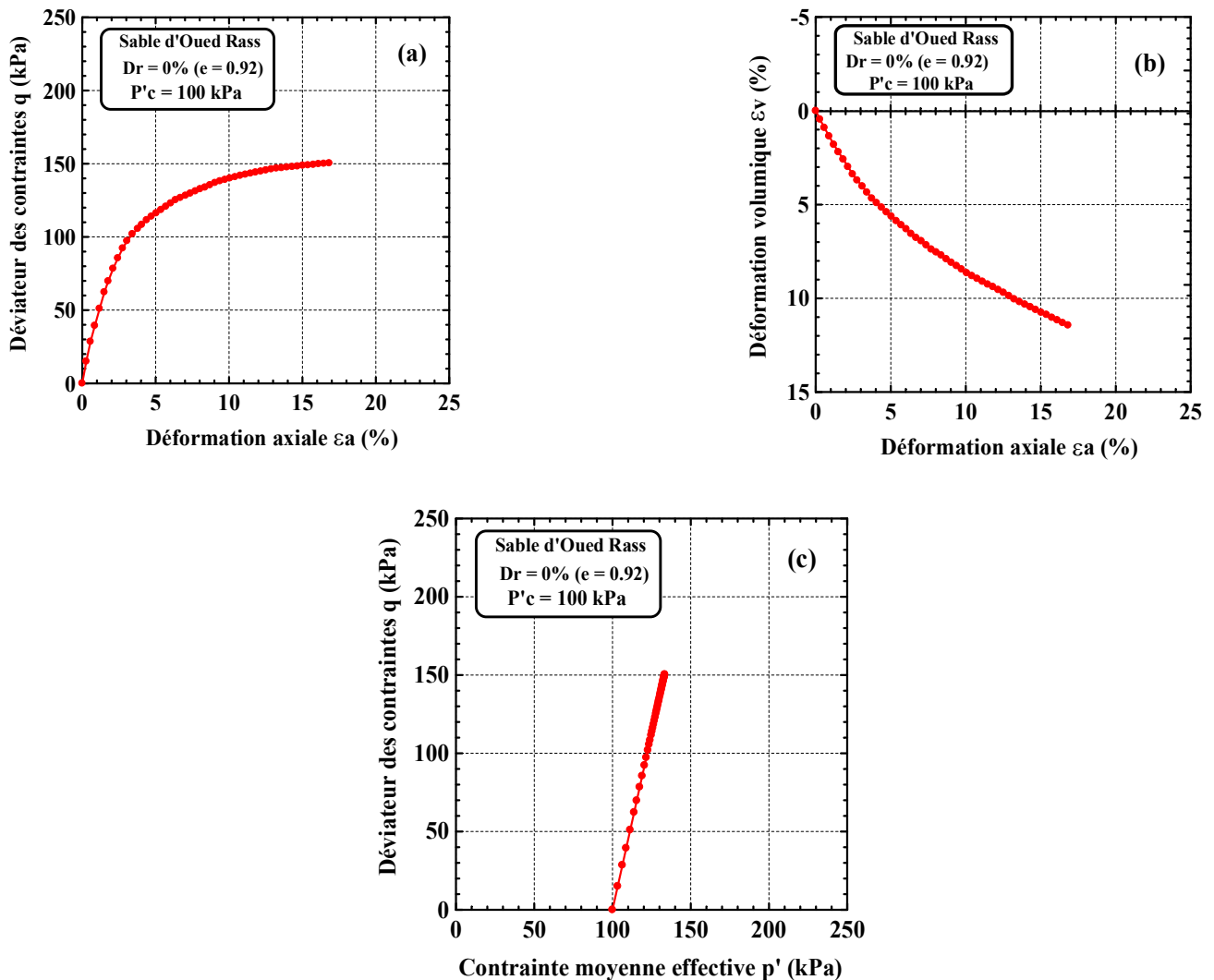


Figure IV.1: Comportement drainé du sable lâche d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100$ kPa):
(a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

IV.1.2.2. Essai sur sable dense

La figure IV.2, montre le résultat d'un essai sur sable dense de densité initiale ($D_{ri} = 60\%$) soumis un chargement monotone drainé. Dans ce cas, on observe la présence d'un léger pic de déviateur de contrainte sur la courbe contrainte - déformation (figure IV.2a) suivi par une légère diminution du déviateur des contraintes avec l'évolution de la déformation axiale vers les grandes déformations. Concernant le comportement de la déformation volumique observée (figure IV.2b), celui - ci est

caractérisé par une phase initiale de contractance suivie d'une phase de dilatance. Cependant, la phase de contractance est plus importante et la dilatance ne s'amorce que pour une déformation de 1.5%.

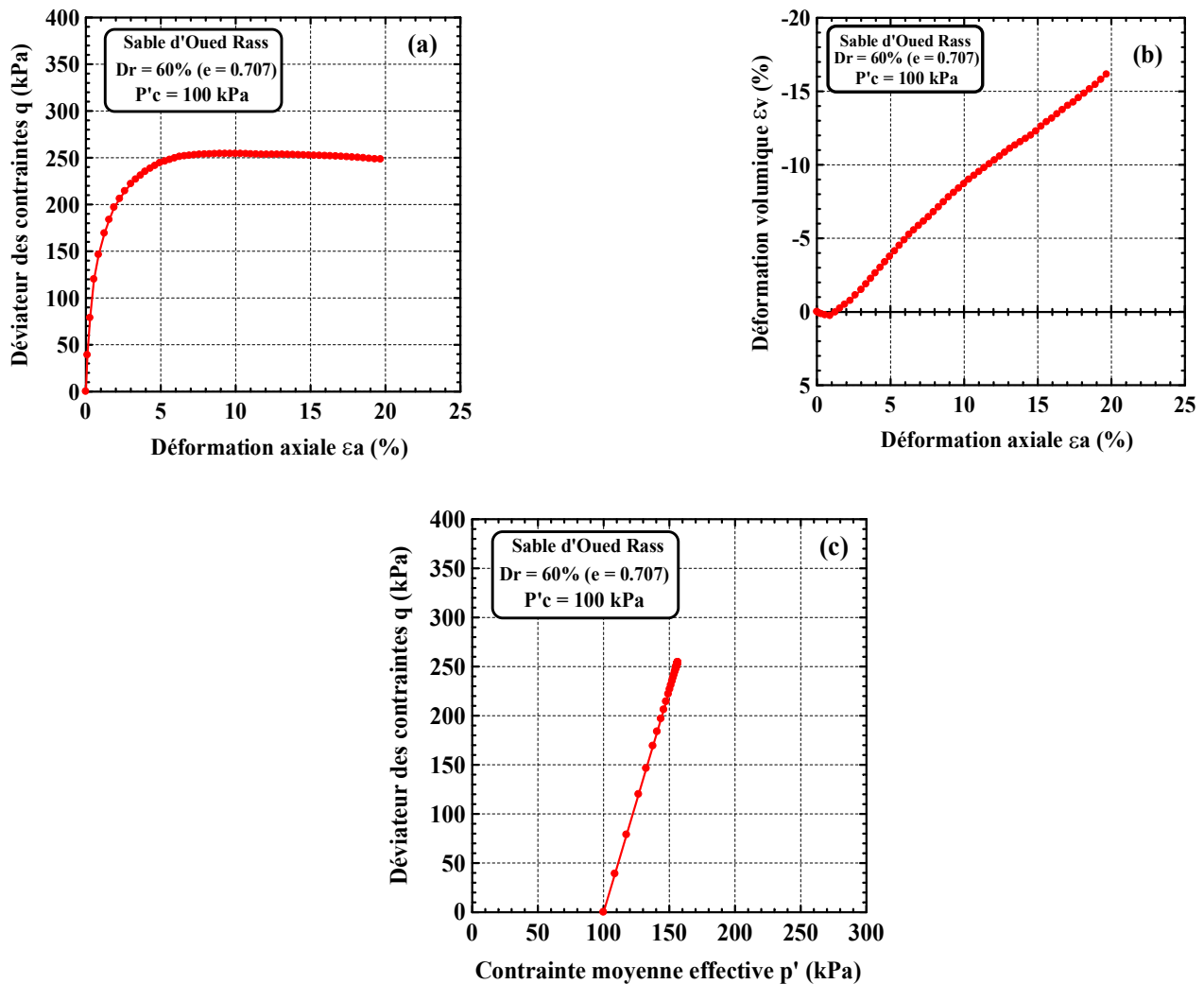


Figure IV.2: Comportement drainé du sable dense d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$):

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

IV.1.3. Etude de l'effet du confinement initial

Dans la perspective d'établir l'effet du niveau du confinement initial sur le comportement drainé du sable d'Oued Rass, une série d'essais a été réalisés sous trois confinements initiaux. La figure IV.3, IV.4, IV.5, IV.6 et IV.7 résumant l'ensemble des résultats des essais réalisés sur ce sable. Les figures IV.3, IV.4, IV.5, IV.6, et IV.7 montrent les résultats de cinq séries d'essais comprenant chacune trois essais correspondant au même indice des vides initial sous trois confinements initiaux de 100, 200 et 400 kPa. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation du confinement a pour effet d'accroître les caractéristiques mécaniques du matériau (résistance au cisaillement). Les courbes de cisaillement sont pratiquement proportionnelles au confinement appliqué. On note aussi que, pour les essais ayant une densité relative initiale de 0 et 10%, le déviateur des contraintes atteint un palier égal aux confinements de

200 et 400kPa, alors qu'il continue de croître pour un confinement de 400kPa (figures IV.3 et IV.4). On note aussi que la série d'essais correspondant à la densité de 24% (figure IV.5) montre une tendance à la stabilisation plus importante du déviateur des contraintes pour les trois confinements. Ceci implique un effet combiné de la densité et du confinement.

Concernant les variations volumiques, on constate que le confinement appliqué a un effet considérable sur les phases de contractance et de dilatance du matériau. En effet, on remarque que, bien que les réponses observées pour les trois séries d'essais ($D_{ri} = 0, 10$ et 24%) soient qualitativement identiques, la contractance est beaucoup plus forte pour le confinement le plus élevé (figures IV.3, IV.4 et IV.5). De même pour les densités relatives de 40 et 60% (figures IV.6, IV.7), on remarque l'augmentation du confinement a pour effet d'augmenter la phase de contractance et par conséquent une diminution de la phase de dilatance.

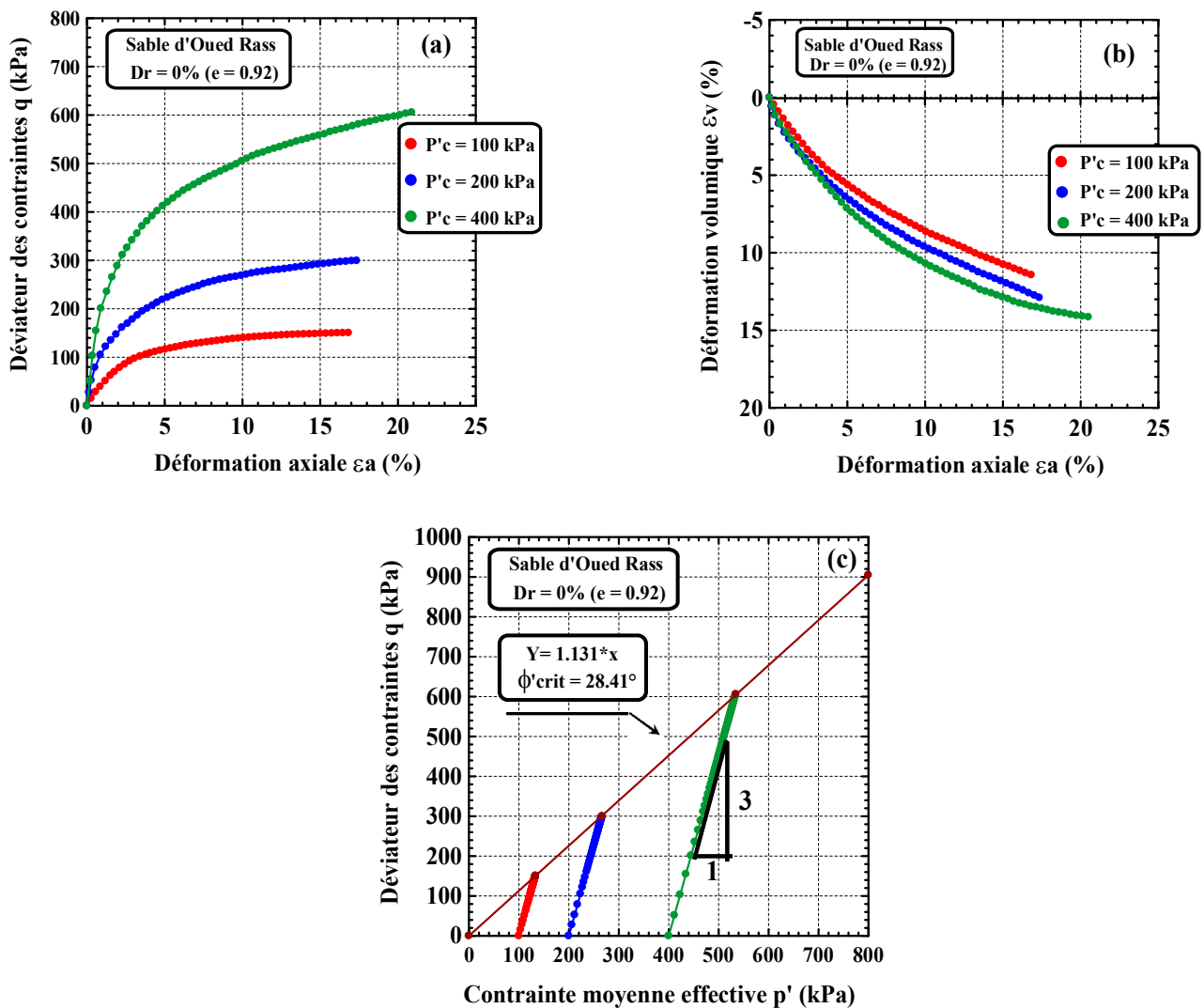


Figure IV.3: Effet du confinement sur le comportement drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 0\%$):

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

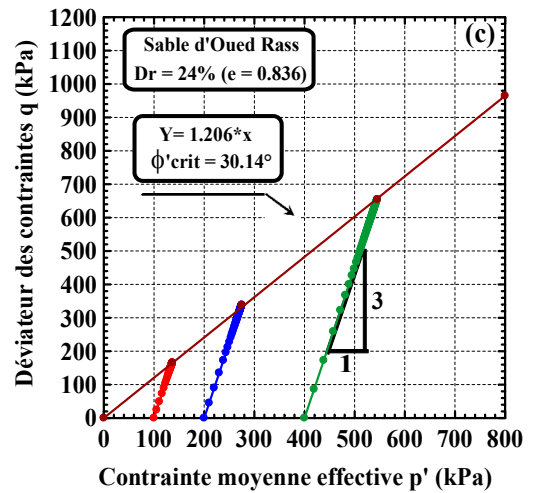
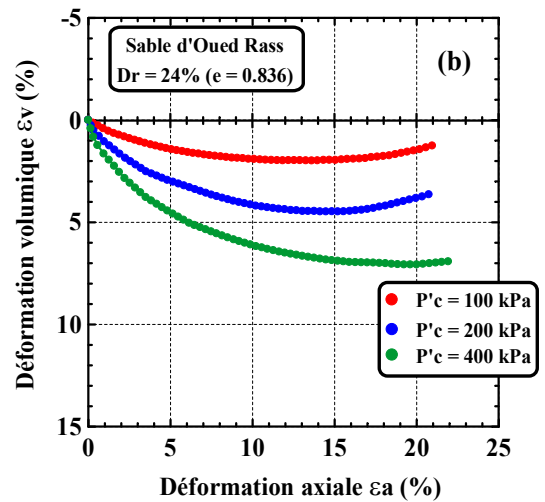
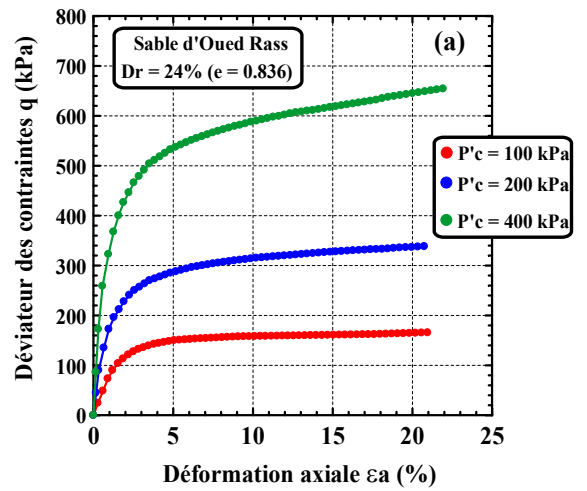
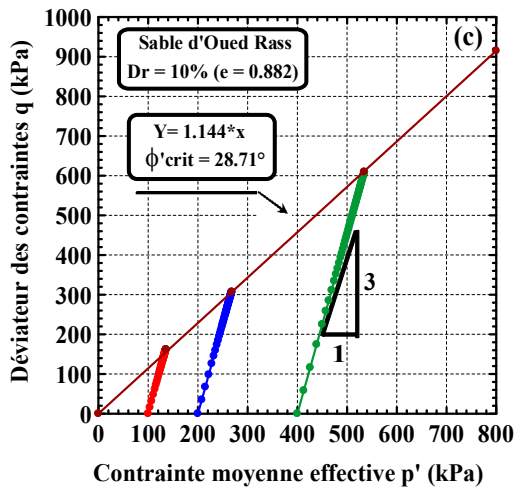
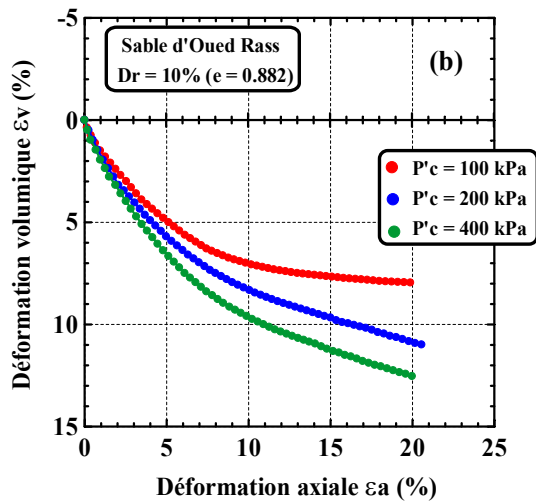
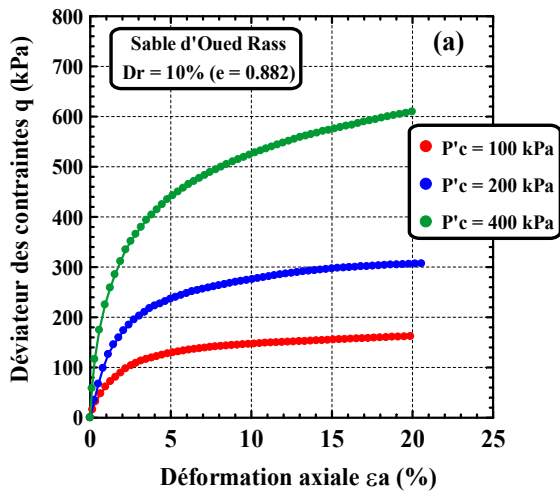


Figure IV.4: Effet du confinement sur le comportement drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 10\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Figure IV.5: Effet du confinement sur le comportement drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 24\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

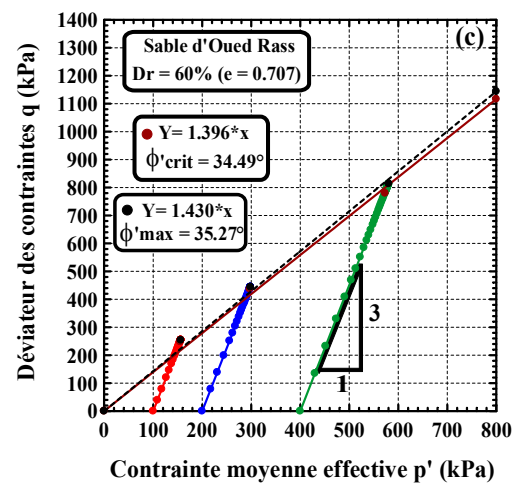
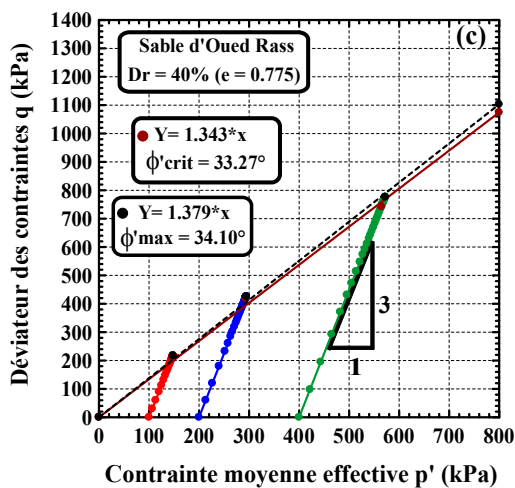
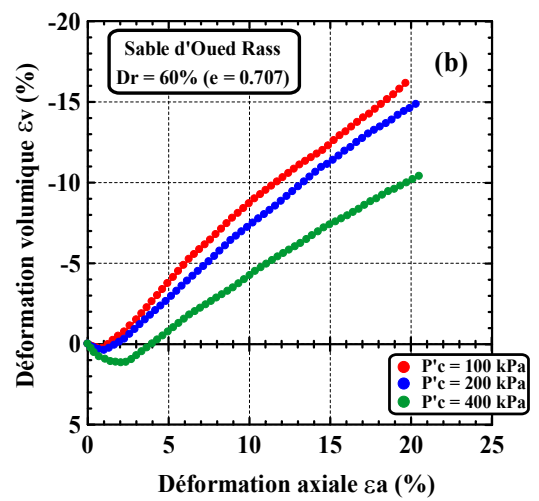
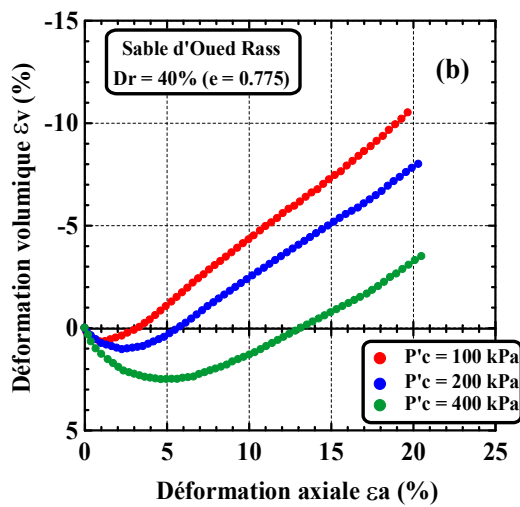
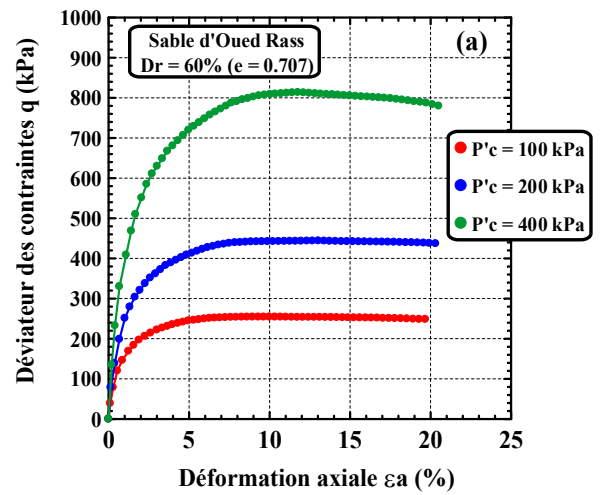
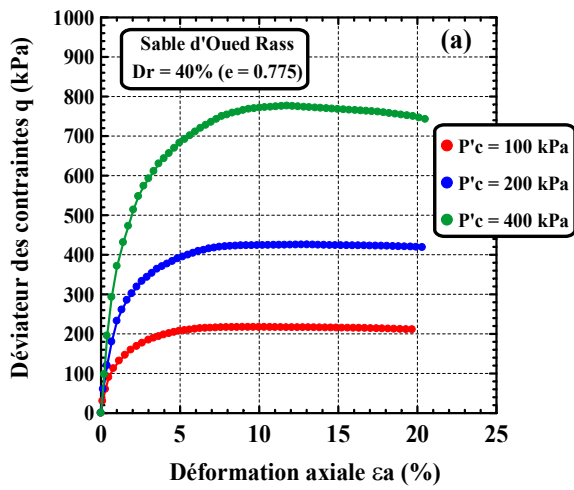


Figure IV.6: Effet du confinement sur le comportement drainé du sable moyen d'Oued Rass ($D_{ri} = 40\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Figure IV.7: Effet du confinement sur le comportement drainé du sable dense d'Oued Rass ($D_{ri} = 60\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

IV.1.4. Etude de l'effet de la densité initiale

Afin de mettre en évidence l'effet de la densité initiale sur le comportement drainé du sable d'Oued Rass, nous présentons sur les figures IV.8, IV.9, IV.10 cinq séries de courbes, chacune représentant une série d'essais réalisés à différentes densités initiales de 0, 10, 24, 40 et 60% sous un confinement de 100, 200 et 400kPa. Nous avons regroupé les essais en fonction du confinement appliqué pour montrer l'effet de la densité seule. Comme on peut le constater, par exemple les essais à 100kPa de confinement (figure IV.8a), les caractéristiques mécaniques obtenues augmentent globalement avec la densité (résistance au cisaillement). On peut noter que pour les échantillons de sable lâche ($D_{rc} < 30\%$), toutes les courbes de cisaillement tendent vers une asymptote horizontale et se rapprochent d'une valeur ultime formant ainsi un palier qui correspond à l'état critique. On remarque que l'augmentation du déviateur des contraintes est très rapide au début de l'essai, puis ces les courbes de cisaillement tendent vers une légère asymptote horizontale.

Concernant les états moyennement denses ($D_{rc} > 50\%$), ceux - ci sont caractérisés par l'apparition d'un maximum à peine perceptible.

L'évolution des déformations volumiques (figures IV.8b, IV.9b, IV.10b) présente un comportement uniquement contractant sur toute la gamme des faibles densités initiales, avec un taux de contractance d'autant plus élevé que la densité initiale est grande. Pour les densités moyenne et forte, On passe ensuite à un comportant contractant - dilatant.

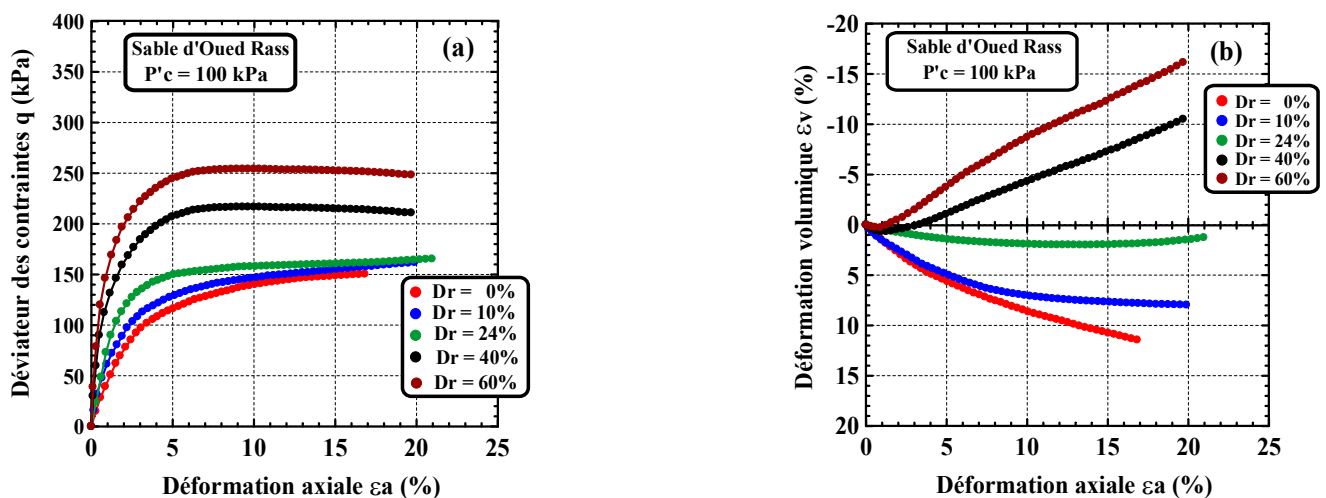


Figure IV.8: Effet de la densité initiale sur le comportement drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100$ kPa): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\varepsilon_v - \varepsilon_a$.

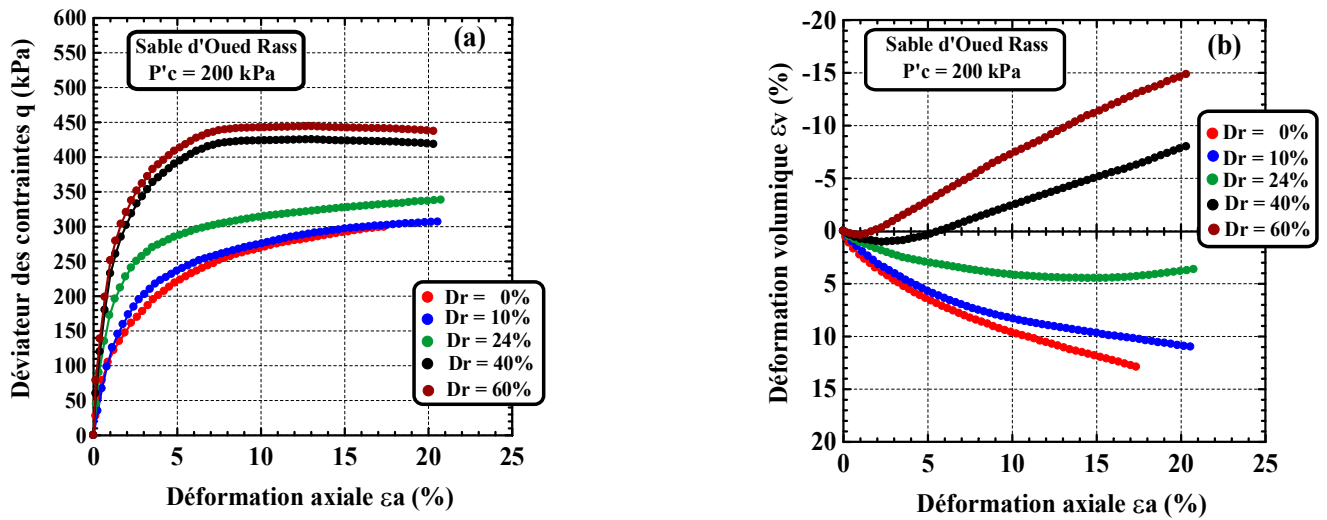


Figure IV.9: Effet de la densité initiale sur le comportement drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 200$ kPa): (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\epsilon_v - \epsilon_a$.

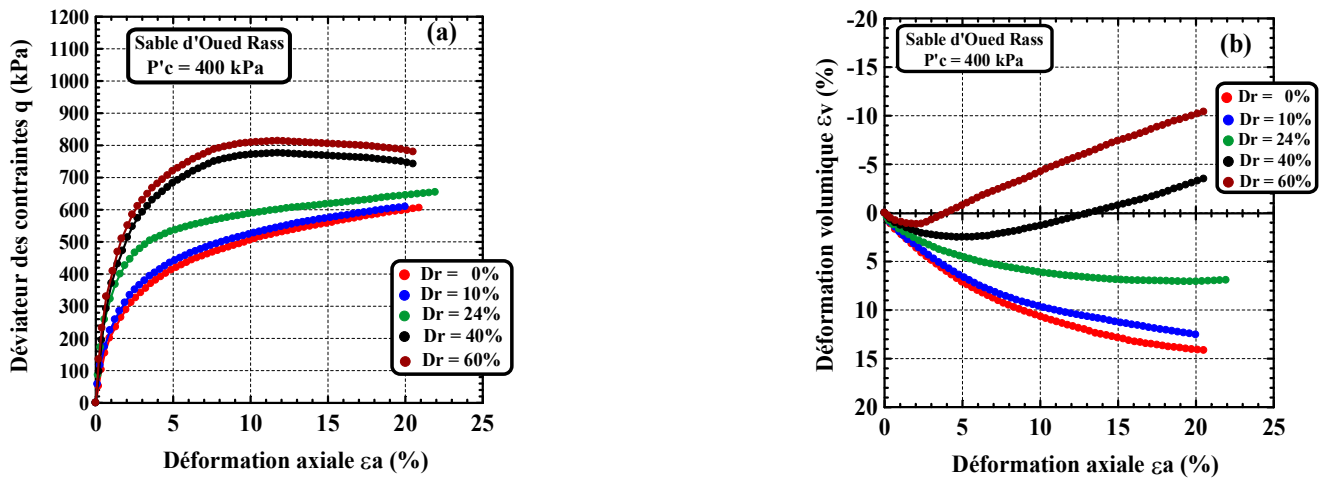


Figure IV.10: Effet de la densité initiale sur le comportement drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 400$ kPa): (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\epsilon_v - \epsilon_a$.

IV.1.5. Détermination des paramètres mécaniques pour le sable d'Oued Rass

L'objectif de cette étude expérimentale est de déterminer à partir des essais drainés réalisés, les caractéristiques mécaniques du sable étudié en termes de rupture (angle de frottement interne, état critique) et de déformations volumiques de contractance et de dilatance (seuil caractéristique, angle de dilatance).

IV.1.5.1. Détermination de l'angle de frottement critique ϕ'_{crit}

Au cours d'un essai de cisaillement sur sable à l'appareil triaxial, l'inclinaison des contraintes, notée par η , définie par la relation $\eta = q/p'$, rend compte du niveau de frottement mobilisé ϕ_{mob} . Celui-ci est donné par la relation suivante:

$$\phi_{mob} = \arcsin[3\eta / (6 + \eta)] \quad (IV.1)$$

On remarque que l'angle de frottement à l'état critique dépend de la densité initiale du matériau (figure IV.11) et du confinement. La figure IV.12 présente l'évolution de cet angle en fonction du confinement appliqué. On remarque que le frottement à l'état ultime décroît avec l'augmentation du confinement. De plus l'effet de la densité faible de $D_{ri} = 0\%$ est pratiquement très faible pour les trois confinements appliqués.

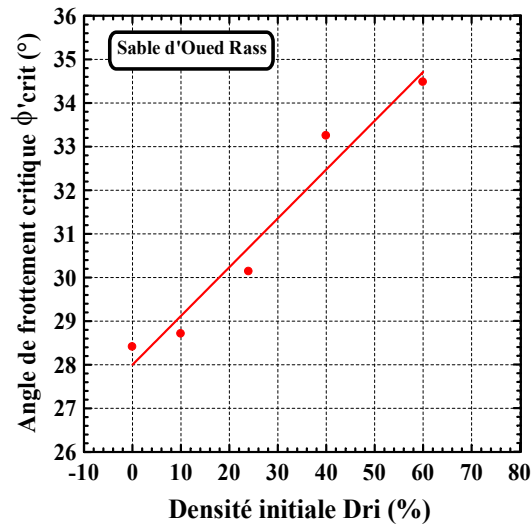


Figure IV.11: Variation de l'angle de frottement critique en fonction de la densité initiale D_{ri} .

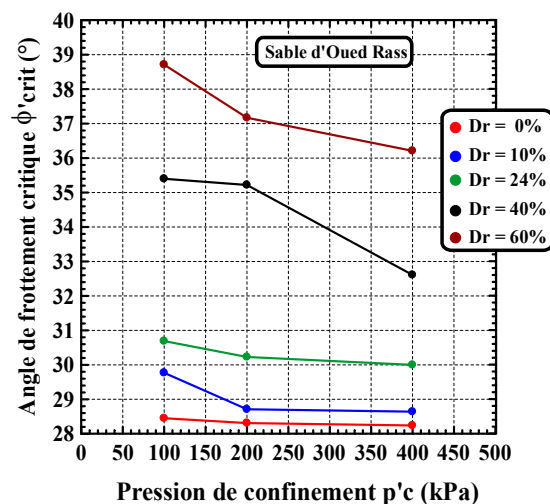


Figure IV.12: Effet du confinement sur l'angle de frottement critique.

Concernant l'indice des vides ou la densité relative, on constate que celui-ci a un effet inverse à celui du confinement, avec une légère augmentation de ϕ'_{crit} lorsque la densité augmente. La figure IV.13, montre en effet que ϕ'_{crit} augmente légèrement lorsque la densité augmente.

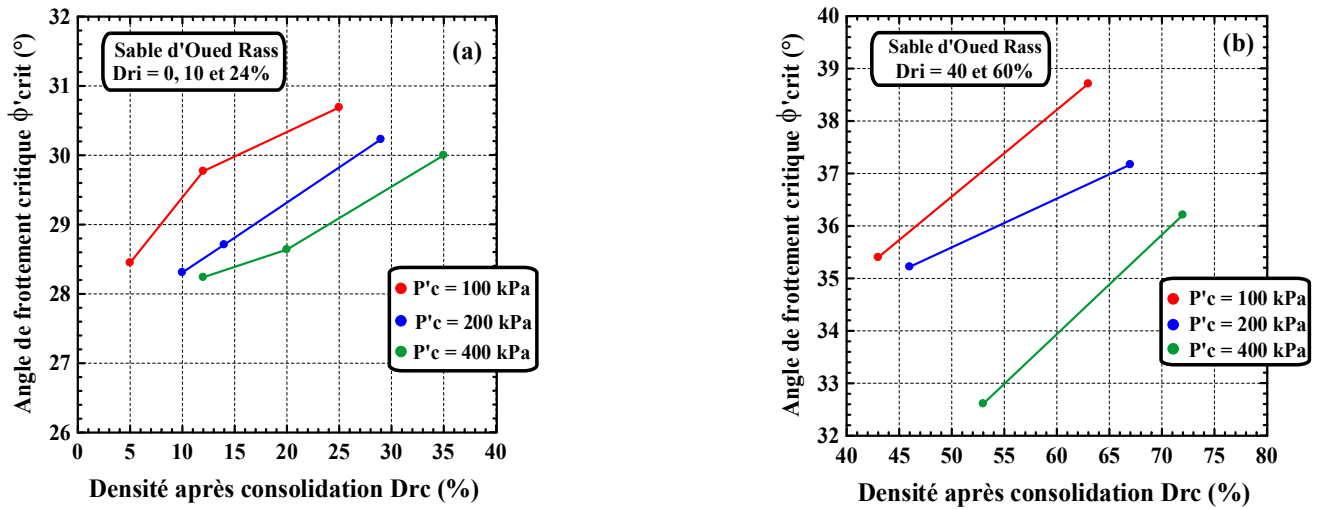


Figure IV.13: Variation de l'angle de frottement critique en fonction de la densité:
(a) $D_{ri} = 0, 10$ et 24% ; (b) $D_{ri} = 40$ et 60% .

IV.1.5.2. Détermination de l'angle de frottement interne maximal ϕ'_{max}

La figure IV.14 présente l'évolution de l'angle de frottement maximum ϕ'_{max} en fonction de la densité et du confinement dans le cas du sable moyen et dense. On remarque que l'angle de frottement maximal dépend fortement de la densité initiale du matériau d'une part (figure IV.14a) et d'autre part, l'augmentation du confinement de 100kPa à 400kPa qui se traduit par une diminution de cet angle ϕ'_{max} (figure IV.14b).

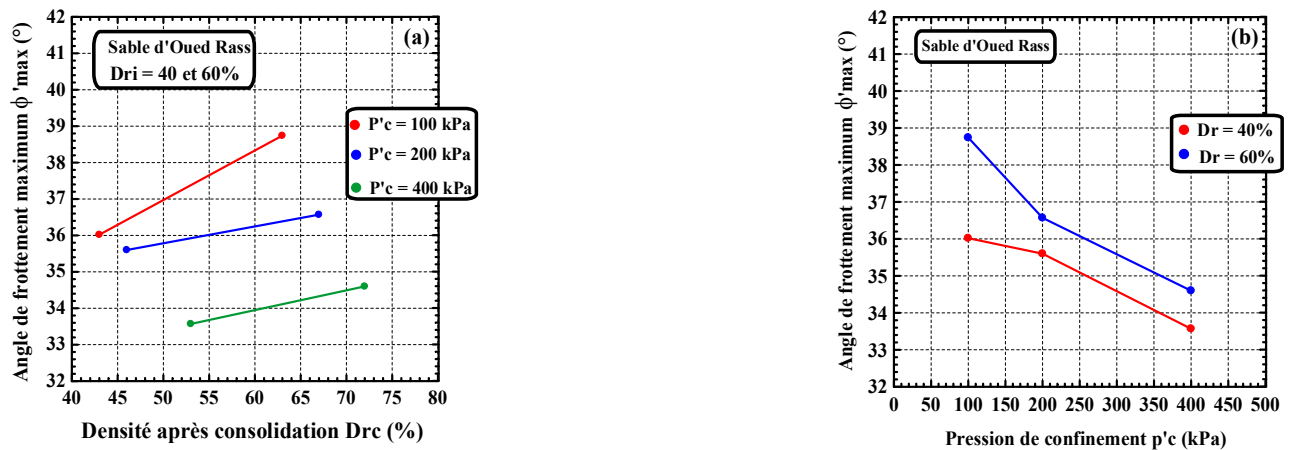


Figure IV.14: Effet de la densité et du confinement sur l'angle de frottement maximum ϕ'_{max} ($D_{ri} = 40$ et 60%).

IV.1.5.3. Détermination de l'angle de frottement caractéristique ϕ'_{car}

La figure IV.15 présente les valeurs d'angle de frottement caractéristique calculées pour les deux cas de sable moyen et dense. On note que l'angle de frottement caractéristique varie en fonction de la densité et du confinement initial. On note que cet angle augmente avec l'augmentation du confinement appliqué et diminue avec l'augmentation de la densité après consolidation D_{rc} .

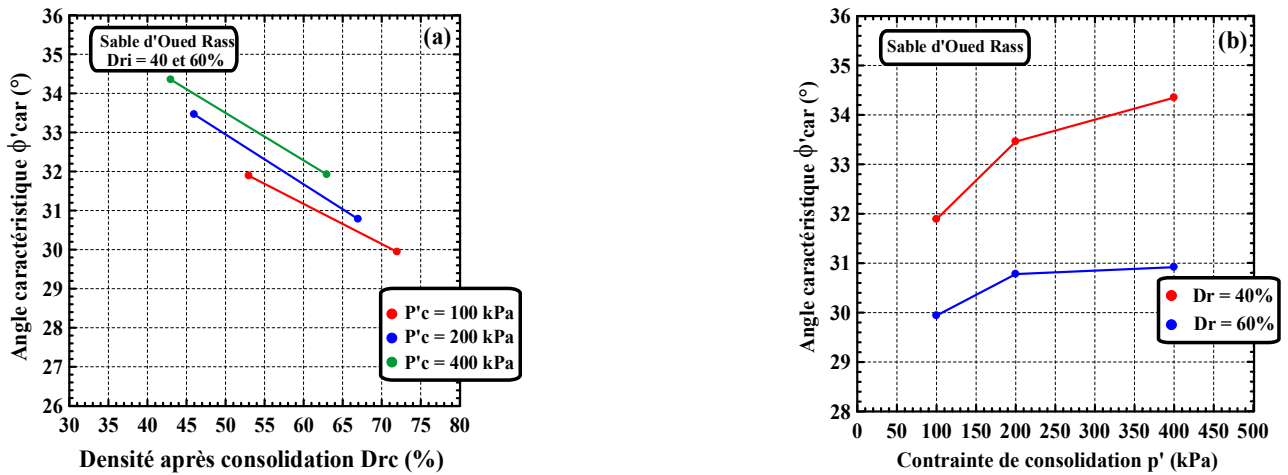


Figure IV.15: Effet de la densité et du confinement sur l'angle caractéristique ϕ'_{car} ($D_{ri} = 40$ et 60%).

IV.1.5.4. Détermination de l'angle de dilatance ψ

La dilatance correspond à la partie irréversible (plastique) de l'augmentation de volume occasionné par le cisaillement d'un sable. Comme pour l'angle de frottement interne, la valeur de l'angle de dilatance dépend de l'indice de densité (ou densité relative) du matériau et du confinement. Cet angle est déterminé selon la formule suivante:

$$tg\psi = -(\partial\varepsilon_v / \partial\varepsilon_a) \tag{IV.2}$$

La figure IV.16 montre que l'angle de dilatance augmente avec l'augmentation de la densité, et inversement il décroît avec l'augmentation du confinement appliqué.

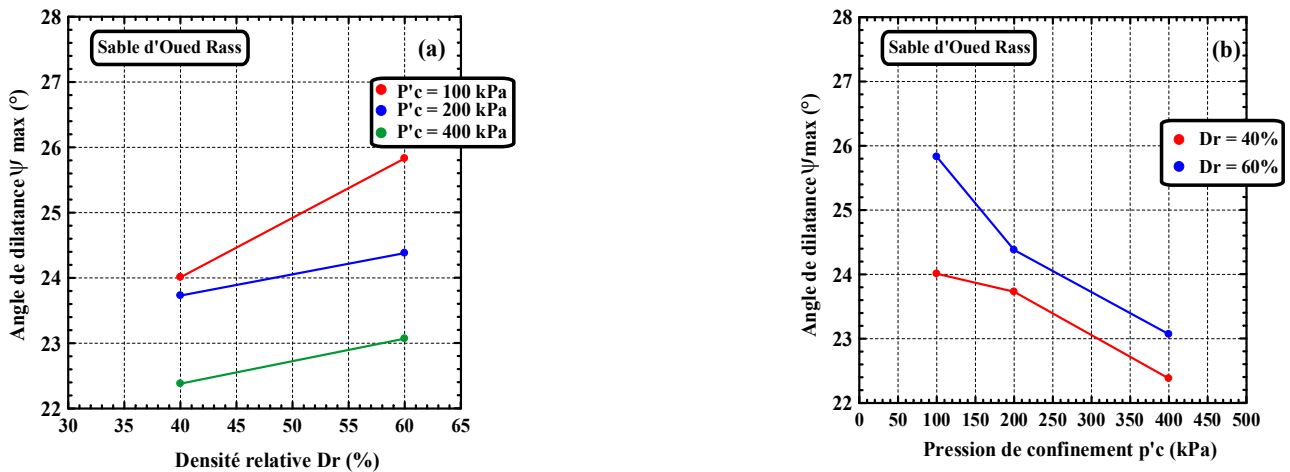


Figure IV.16: Effet de la densité et du confinement sur l'angle de dilatance ($D_{ri} = 40$ et 60%).

La figure IV.17 représente l'évolution de la résistance au cisaillement obtenue à l'état critique en fonction de la densité pour les trois niveaux de confinement considérés. On remarque que pour une densité donnée, la valeur de l'état critique augmente avec l'augmentation du confinement appliqué.

Sur la figure IV.18, on présente l'effet du confinement à l'état critique. En effet, si on examine par exemple la série d'essais à $D_{ri} = 0\%$, on constate qu'on passe d'une valeur de q_{crit} de 150.42kPa pour un confinement de 100kPa à une valeur de q_{crit} de 605.67kPa pour un confinement de 400kPa.

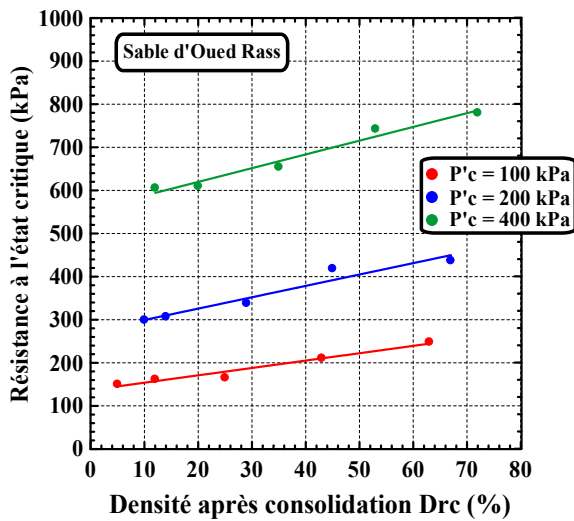


Figure IV.17: Evolution de la résistance à l'état critique en fonction de la densité du sable d'Oued Rass.

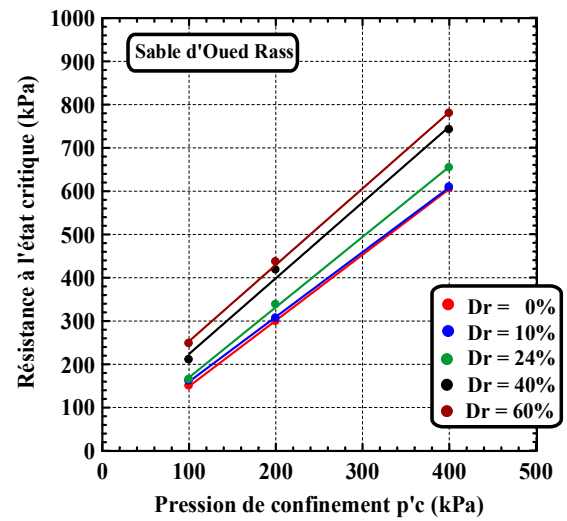


Figure IV.18: Effet du confinement sur la résistance au cisaillement à l'état critique du sable d'Oued Rass.

IV.1.5.5. Détermination du module de déformation initial E_0

Le module de déformation initial E_0 est déterminé par la pente à l'origine de la courbe déviateur - déformation axiale de l'essai de compression drainée à plusieurs pressions de confinement. En pratique, les pentes à l'origine pour les essais triaxiaux que nous disposons sont très raides et difficilement mesurables. Néanmoins, on définit E_0 sur un essai (pour une pression de confinement donnée σ'_c de 200kPa par exemple) en considérant le module sécant à 1% de déformation axiale (figure IV.19).

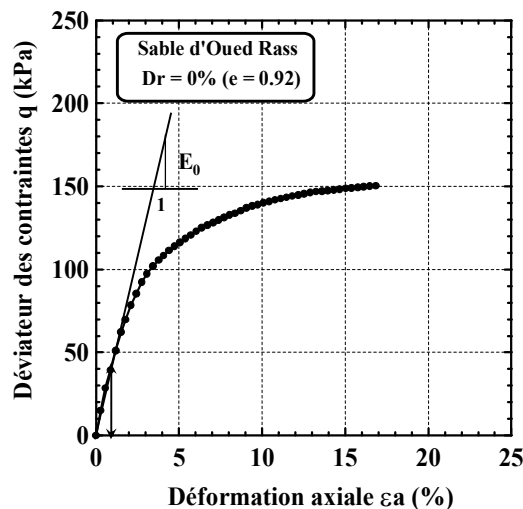


Figure IV.19: Détermination du module de déformation à l'origine E_0

La figure IV.20 montre l'évolution du module de déformation en fonction de la densité initiale. On constate que le module de déformation augmente avec l'augmentation de la densité initiale relative. En effet, ce module passe de 22.47MPa pour une densité relative de 0% à 37.51MPa correspondant à une densité relative de 60%.

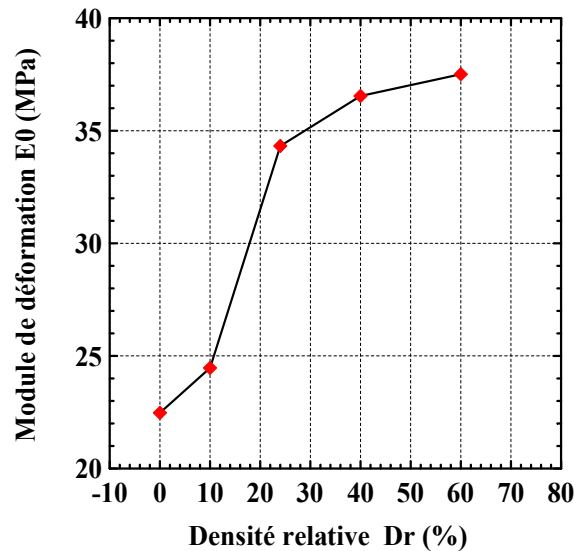


Figure IV.20: Détermination du module de déformation à l'origine E_0

IV.2. ÉTUDE DU COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU SABLE D'OUED RASS

L'étude du comportement non drainé du sable d'Oued Rass est de vérifier la liquéfaction statique du sable d'Oued Rass, d'autre part cette étude permet de caractériser l'état critique du matériau (écoulement plastique parfait), l'accent étant mis sur l'étude de l'effet des conditions initiales du matériau et des caractéristiques des sollicitations appliquées sur l'initiation et le développement de l'instabilité de liquéfaction sous chargement monotone. A partir des résultats des essais réalisés, on s'est intéressé à la notion de seuil d'instabilité et de la droite d'instabilité de Lade ([74], [75]). En ce qui concerne les états ultimes atteints par le matériau en grandes déformations, on s'est attaché à évaluer, à partir de nos essais, les concepts d'état critique et d'état stable à la lumière des travaux les plus récents publiés dans la littérature. On s'est en particulier posé le problème l'unicité de l'état stable de déformation, qui est actuellement une question faisant l'objet de nombreuses discussions.

IV.2.1. Présentation du programme expérimental

Comme pour la partie consacrée à l'étude du comportement drainé, on a aussi défini un programme expérimental sur le sable d'Oued Rass permettant ainsi de mettre en évidence l'effet des différents paramètres tels que l'indice des vides (ou densité relative), le confinement appliqué et la structure sableuse sur l'initiation de l'instabilité et l'établissement de l'état stable de déformation.

Le programme expérimental comprend une série d'essais en compression non drainé. Cette série d'essais comporte trente (30) essais caractérisés par des densités différentes ($D_{ri} = 0, 10, 24, 40$ et 60%) sous des confinements de 100, 200 et 400kPa et deux modes de fabrication d'échantillons différents: le dépôt sec à hauteur de chute nulle et le damage humide.

Le tableau IV.2, résume l'ensemble des essais réalisés sur le sable d'Oued Rass.

N° Essai	Mode de dépôt	Type d'essai	σ'_c (kPa)	e_i	D_{ri} (%)	e_c	D_{rc} (%)
CU1	Dépôt sec	Compression	100	0.920	0	0.903	5
CU2	Dépôt sec	Compression	200	0.920	0	0.887	9
CU3	Dépôt sec	Compression	400	0.920	0	0.869	14
CU4	Dépôt sec	Compression	100	0.882	10	0.875	13
CU5	Dépôt sec	Compression	200	0.882	10	0.862	16
CU6	Dépôt sec	Compression	400	0.882	10	0.847	21
CU7	Dépôt sec	Compression	100	0.836	24	0.827	26
CU8	Dépôt sec	Compression	200	0.836	24	0.811	31
CU9	Dépôt sec	Compression	400	0.836	24	0.795	35
CU10	Dépôt sec	Compression	100	0.775	40	0.765	44
CU11	Dépôt sec	Compression	200	0.775	40	0.749	48
CU12	Dépôt sec	Compression	400	0.775	40	0.734	52
CU13	Dépôt sec	Compression	100	0.707	60	0.693	64
CU14	Dépôt sec	Compression	200	0.707	60	0.678	68
CU15	Dépôt sec	Compression	400	0.707	60	0.664	72
CU16	Damage humide	Compression	100	0.920	0	0.900	6
CU17	Damage humide	Compression	200	0.920	0	0.880	11
CU18	Damage humide	Compression	400	0.920	0	0.860	17
CU19	Damage humide	Compression	100	0.882	10	0.875	13
CU20	Damage humide	Compression	200	0.882	10	0.852	19
CU21	Damage humide	Compression	400	0.882	10	0.830	25
CU22	Damage humide	Compression	100	0.836	24	0.827	26
CU23	Damage humide	Compression	200	0.836	24	0.811	31
CU24	Damage humide	Compression	400	0.836	24	0.792	36
CU25	Damage humide	Compression	100	0.775	40	0.767	43
CU26	Damage humide	Compression	200	0.775	40	0.756	46
CU27	Damage humide	Compression	400	0.775	40	0.732	53
CU28	Damage humide	Compression	100	0.707	60	0.696	63
CU29	Damage humide	Compression	200	0.707	60	0.686	66
CU30	Damage humide	Compression	400	0.707	60	0.661	73

Tableau IV.2: Caractéristiques des essais triaxiaux non drainés réalisés sur le sable d'Oued Rass.

IV.2.2. Analyse des résultats d'essais réalisés par dépôt sec

IV.2.2.1. Essai sur sable lâche

La figure IV.21, montre le résultat d'un essai non drainé sur sable lâche ($D_r = 0\%$) sous un confinement de 100kPa. Le déviateur des contraintes augmente rapidement à faible déformation axiale

(figure IV.21a). Elle atteint un léger pic, puis elle augmente très rapidement jusqu'à la rupture malgré la faible densité initiale.

Simultanément, la pression interstitielle générée à un taux relativement élevé à faible déformation axiale, et diminue continuellement jusqu'à la rupture (figure IV.21b).

Sur le chemin de contrainte (q , p'), on observe au début une phase de contractance, puis l'apparition d'une phase de dilatance et une remontée le long de la droite de rupture (figure IV.21c).

IV.2.2.2. Essai sur sable moyen et dense

La figure IV.22 et IV.23, montrent le résultat de deux essais réalisés respectivement sur un échantillon de sable de densité initiale moyenne ($D_r = 40\%$) et de densité initiale forte ($D_r = 60\%$) sous un confinement de 100kPa. Dans les deux cas (figure IV.22a et IV.23a), on constate sur la courbe de cisaillement présente un pic moins important que dans le cas du sable lâche puis une augmentation rapide du déviateur de contraintes rendant compte d'un comportement dilatant.

Concernant l'évolution de la surpression interstitielle (figure IV.22b et IV.23b), on constate que celle-ci passe par un taux de génération très rapide au début ensuite, elle diminue fortement jusqu'à la rupture.

Le chemin de contrainte (q , p') (figure IV.22c et IV.23c) présente une phase de contractance moins importante que dans le cas lâche suivi d'une phase de dilatance et également une remontée le long de la droite de rupture.

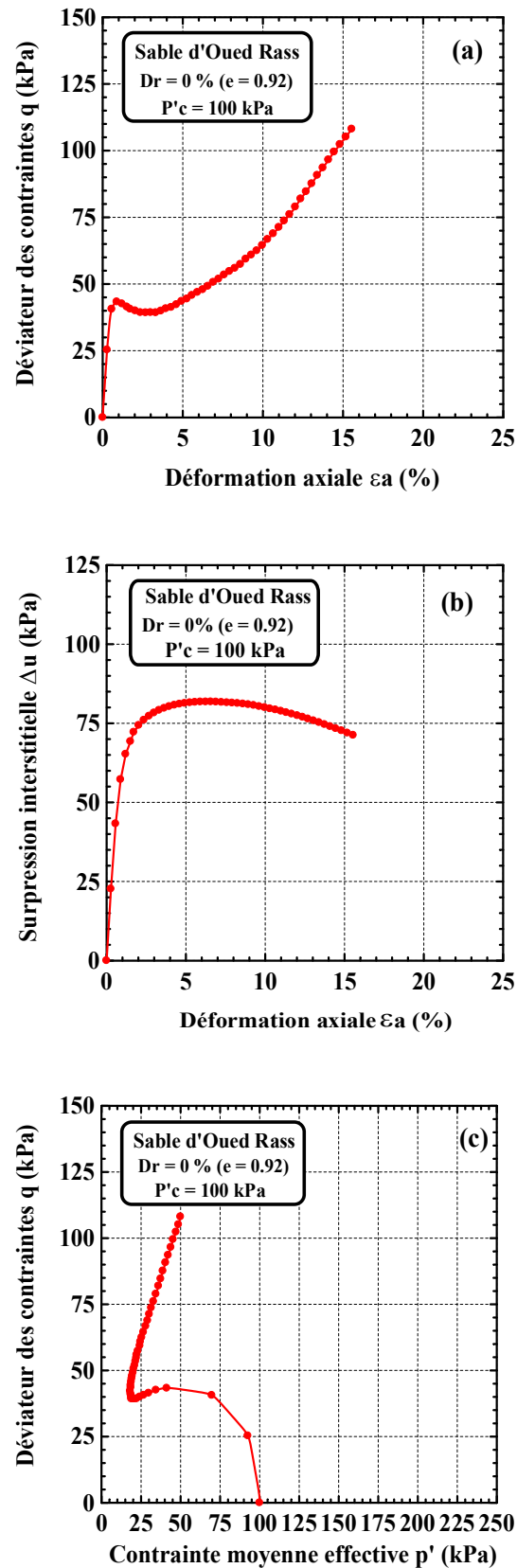


Figure IV.21: Comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100$ kPa):

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

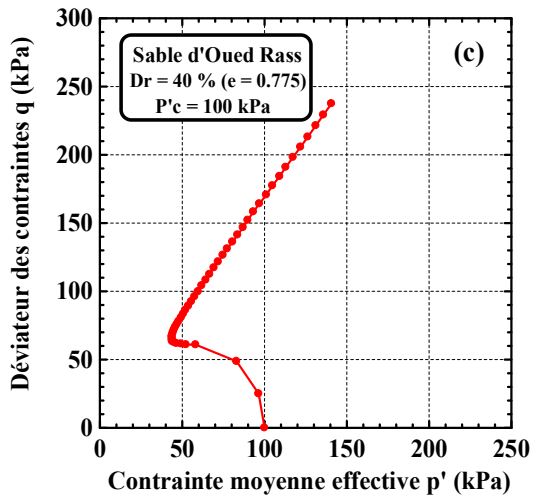
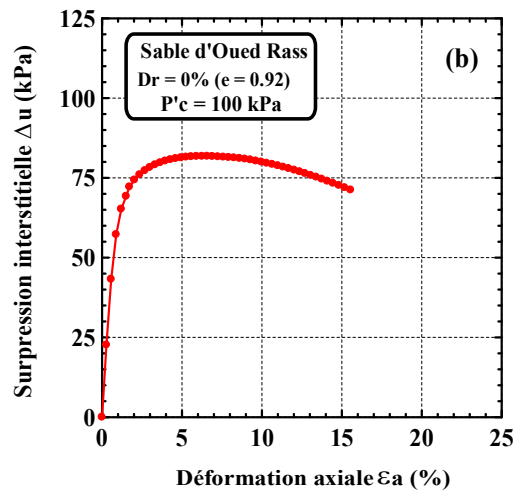
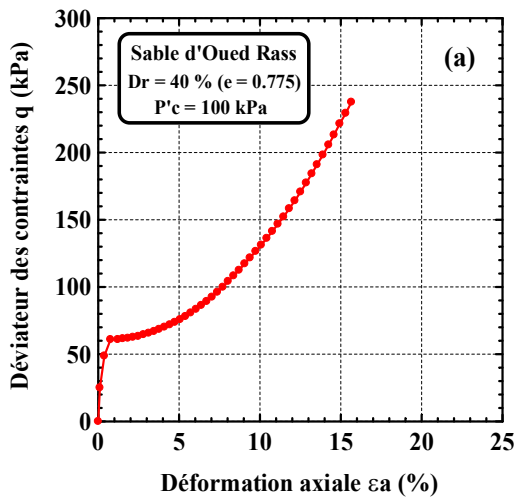


Figure IV.22: Comportement non drainé du sable moyen d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100$ kPa): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

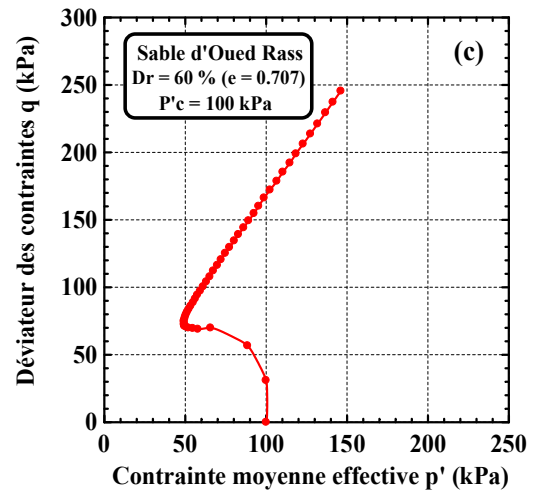
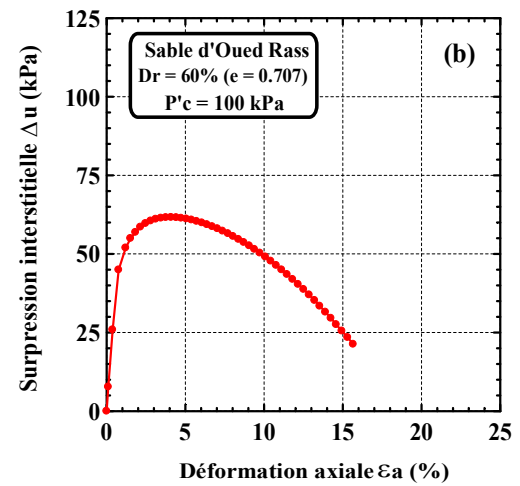
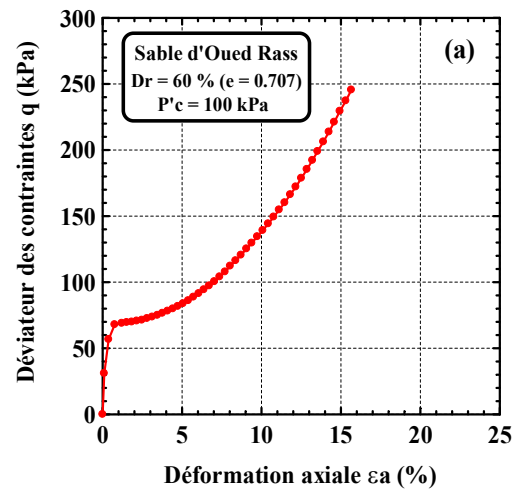


Figure IV.23: Comportement non drainé du sable dense d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100$ kPa): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

IV.2.2.3. Etude de l'effet de la densité initiale

Les figures IV.24, IV.25, IV.26, présentent les résultats des essais réalisés sur des échantillons de sable à différentes densités initiales de 0, 10, 24, 40 et 60% sous trois confinements initiaux de 100, 200 et 400 kPa. On constate que les courbes sont caractérisées par un pic du déviateur de contraintes, puis une

augmentation rapide jusqu'à la rupture. On note que lorsque la densité commence à augmenter, le pic du déviateur de contrainte augmente également, ce pic est d'autant moins important pour la densité de 40% pour les trois confinements de 100, 200 et 400kPa (figure IV.24a, IV.25a, IV.26a). Pour la densité de 60%, on constate que ce pic commence à diminuer pour les trois confinements appliqués.

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, après une remontée très rapide en début de l'essai, celles-ci diminuent avec l'augmentation de la densité. On note par exemple, pour la série réalisés à 100kPa, le niveau de surpression interstitielle passe d'une valeur égale à 82% du confinement appliqué pour une densité initiale de ($D_{ri} = 0\%$) à 75% et 66% pour une densité de ($D_{ri} = 40$ et 60%) du même confinement (figure IV.24b).

Sur les chemins de contraintes effectives (figures IV.24c, IV.25c, IV.26c), on constate que leurs allures sont très typiques, là aussi on observe une phase de contractance suivie d'une dilatance pour l'ensemble des essais avec une remontée très rapide le long de la droite de rupture pour les trois confinements appliqués.

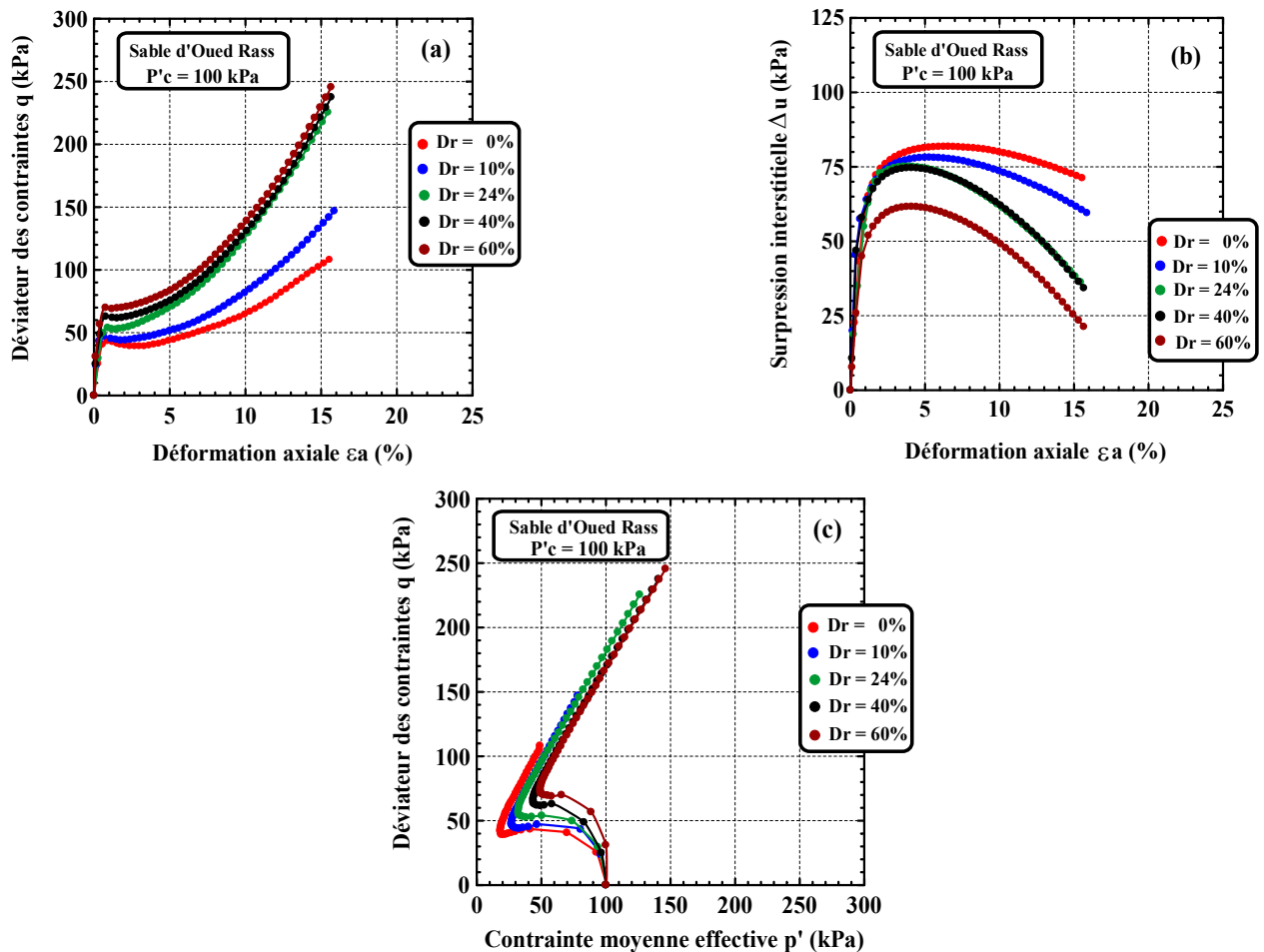


Figure IV.24: Effet de la densité initiale sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100$ kPa):

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

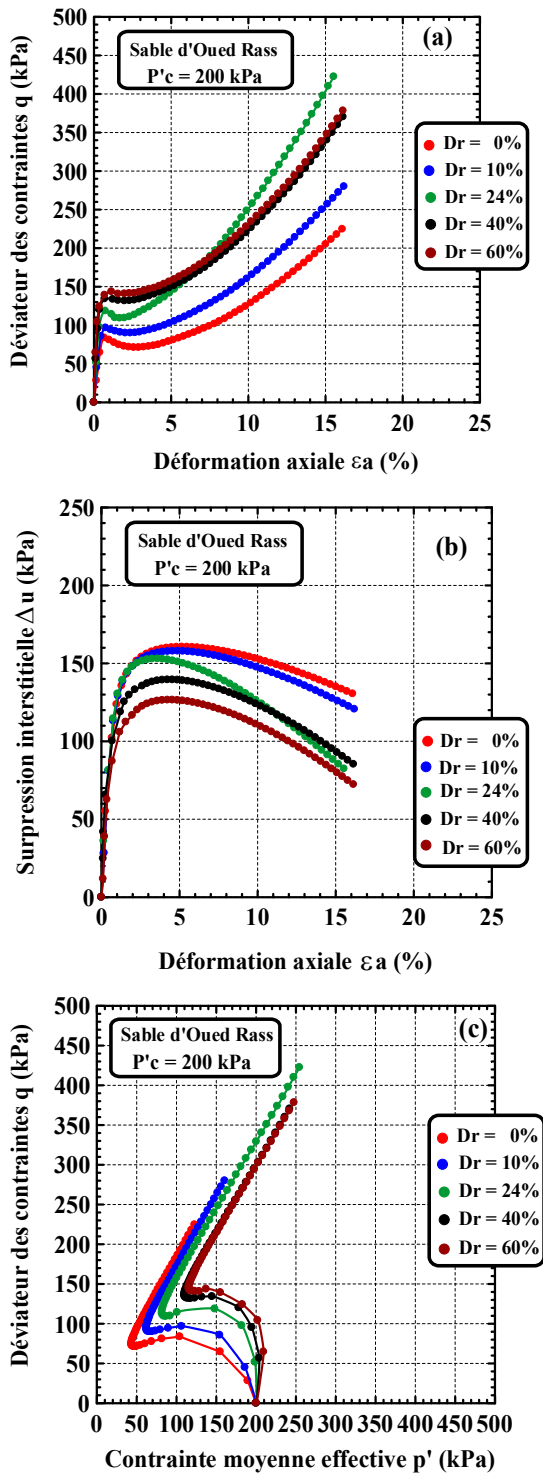


Figure IV.25: Effet de la densité initiale sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 200$ kPa): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

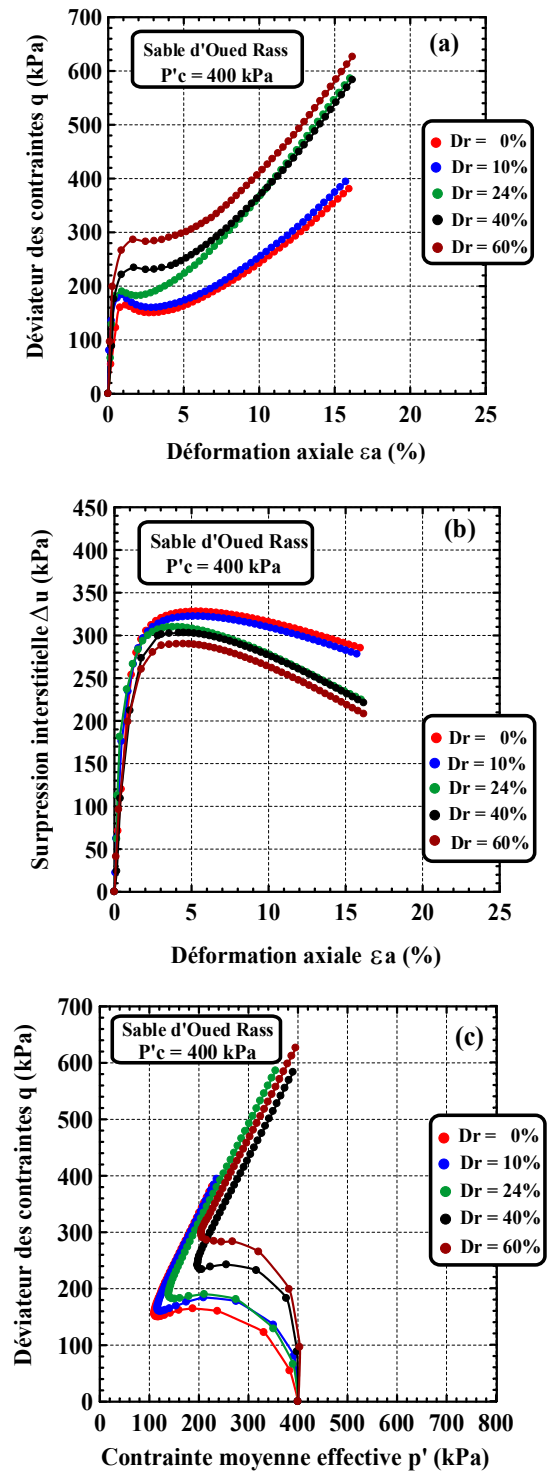


Figure IV.26: Effet de la densité initiale sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 400$ kPa): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Pour mettre en évidence de l'effet de la densité sur l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée q_{pic} , nous avons représentée sur la figure IV.27 la relation q_{pic} en fonction de la densité après consolidation D_{rc} pour chaque confinement appliqué. On constate que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation de la densité. On note également que cette augmentation est d'autant plus importante que le confinement est fort.

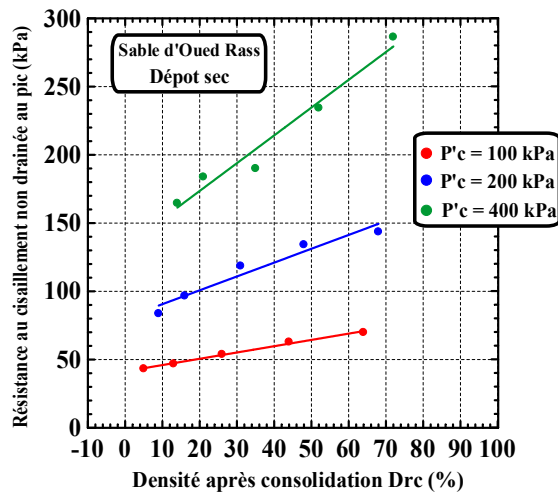


Figure IV.27: Effet de la densité sur l'évolution de la résistance au cisaillement au pic du sable d'Oued Rass.

IV.2.2.4. Etude de l'effet du confinement initial

Dans le but de mettre en évidence l'effet du confinement initial sur le comportement non drainé des sables, une série d'essais a été réalisée. Il s'agit des essais effectués sur des échantillons de densités initiales différentes de 0, 10, 24, 40 et 60% sous un confinement de 100, 200 et 400kPa. Les résultats de ces essais sont présentés sur les figures IV.28, IV.29, IV.30, IV.31 et IV.32.

Les courbes contraintes déformations présentent un pic pour les quatre densités initiales de 0, 10, 24 et 40% puis une augmentation très rapide du déviateur. On note que, pour une densité initiale donnée, le pic de contrainte est fonction du niveau de confinement appliqué ainsi que le comportement volumique du matériau. On signale par exemple que pour une densité initiale de $D_{ri} = 0\%$, le pic de résistance atteint une valeur de 43.32kPa sous 100kPa de confinement, 83.72kPa sous 200kPa de confinement et 164.57kPa sous 400kPa de confinement (figure IV.28a). Pour une initiale de 60%, on constate un comportement qui tend à se dilater pour les trois confinements appliqués (figure IV.32a).

L'allure des courbes des surpressions interstitielles est en général similaire pour l'ensemble des essais, on constate une augmentation très rapide au début de l'essai suivie d'une diminution continue jusqu'à la rupture avec un taux de génération d'autant plus faible que le confinement est faible (figures IV.28b - IV.32b). Sur les chemins de contraintes (q, p'), on observe pour l'ensemble des courbes le passage d'un comportement de type contractant à un comportement de type contractant - dilatant avec une remontée le long de la droite de rupture pour les trois confinements (figures IV.28c - IV.32c). L'évolution du frottement mobilisé est bien mise en évidence puisqu'elle est liée à la pente de la droite passant par l'origine et l'état de contrainte tel que:

$$\sin \phi = 3\eta / (6 + \eta) \quad (\text{IV.3})$$

et

$$\phi = \arcsin[3\eta / (6 + \eta)] \quad (\text{IV.4})$$

Avec ϕ : Angle de frottement mobilisé.

$\eta = q / p'$: Rapport du déviateur des contraintes à la contrainte moyenne.

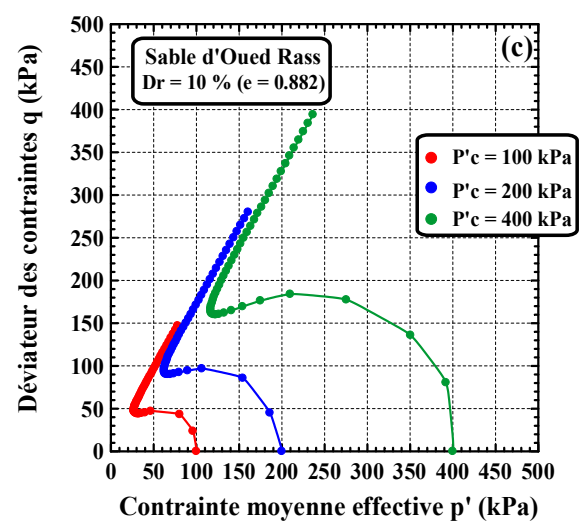
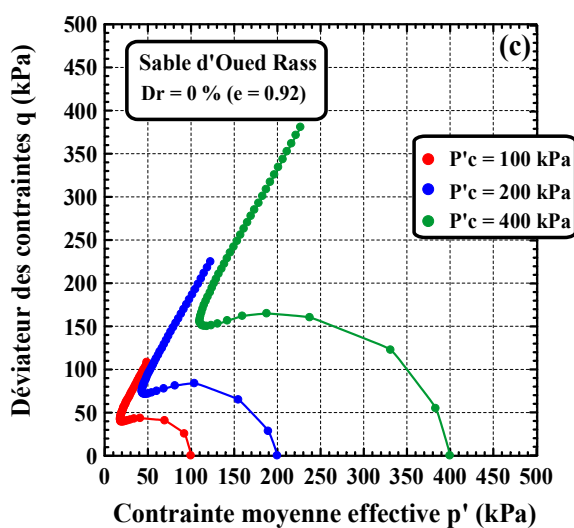
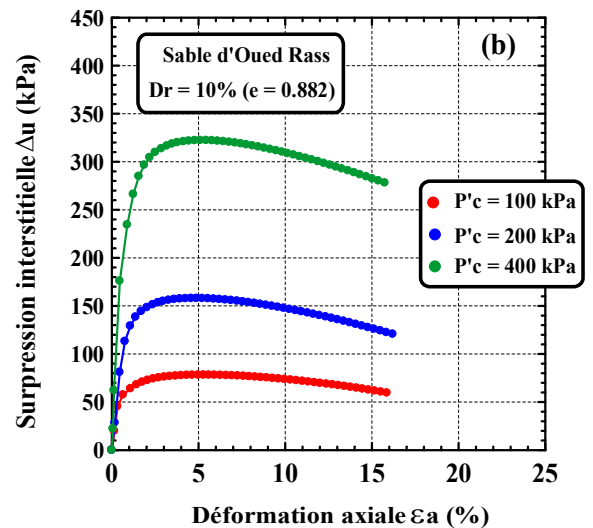
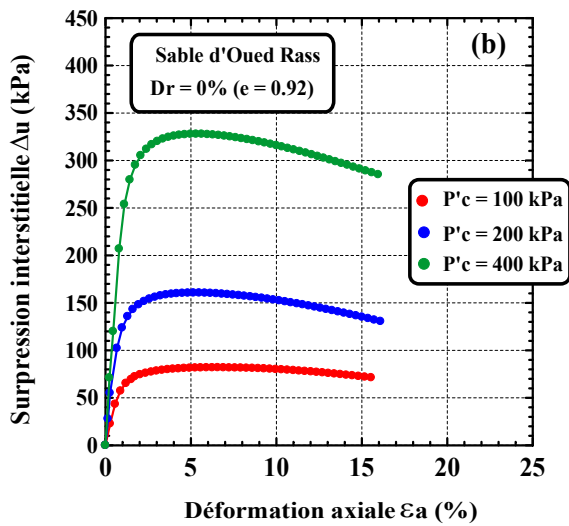
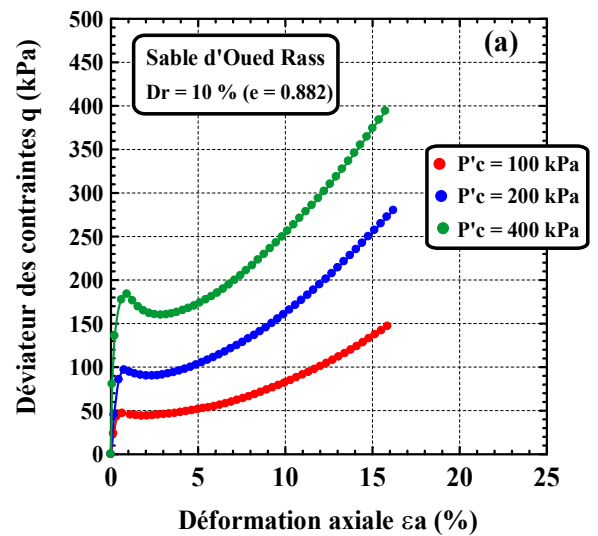
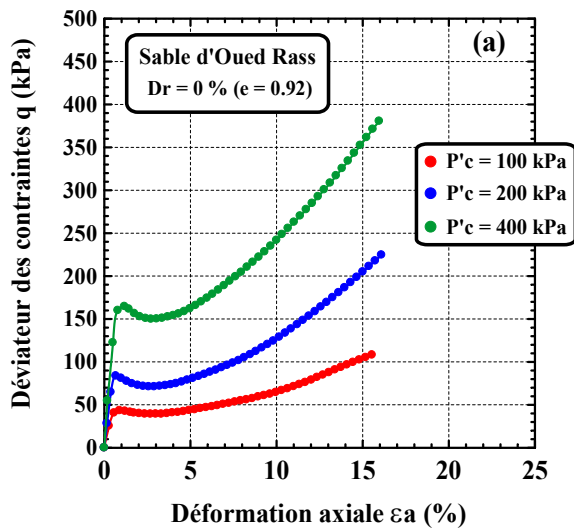


Figure IV.28: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 0\%$): (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Figure IV.29: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 10\%$): (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

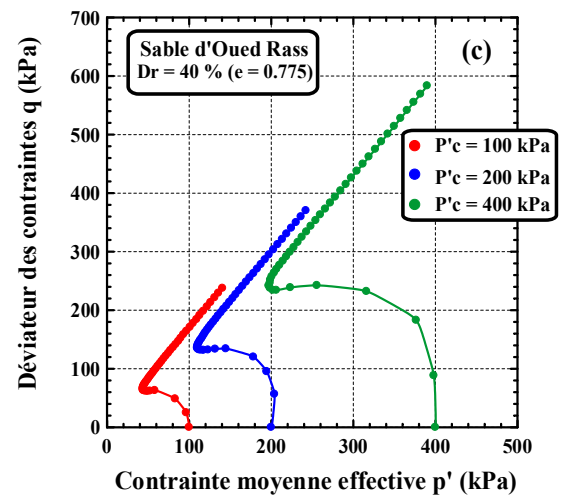
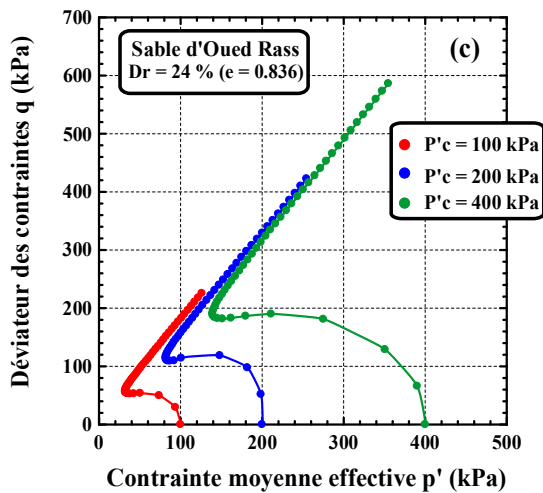
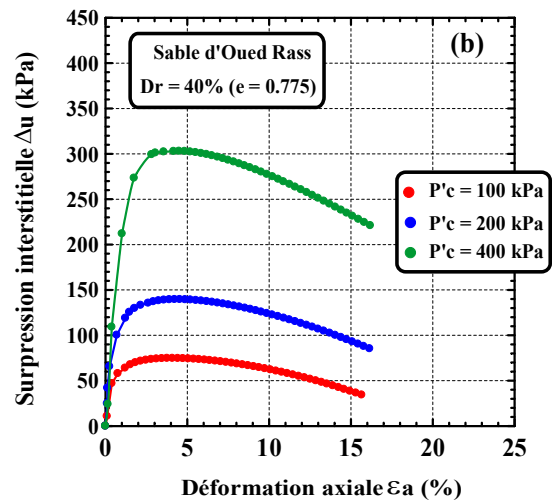
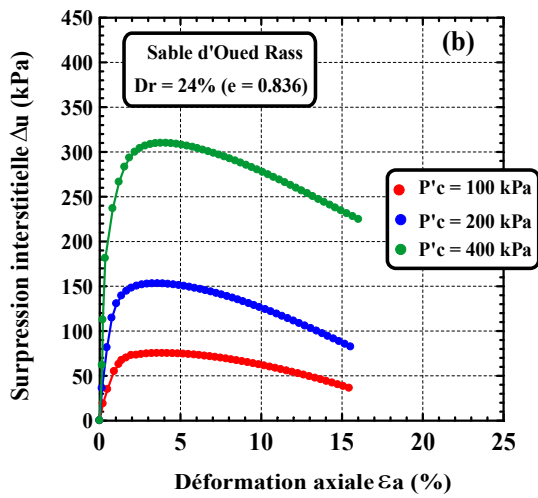
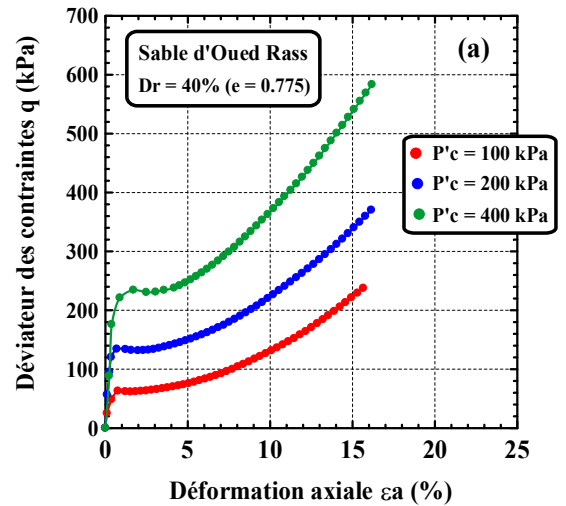
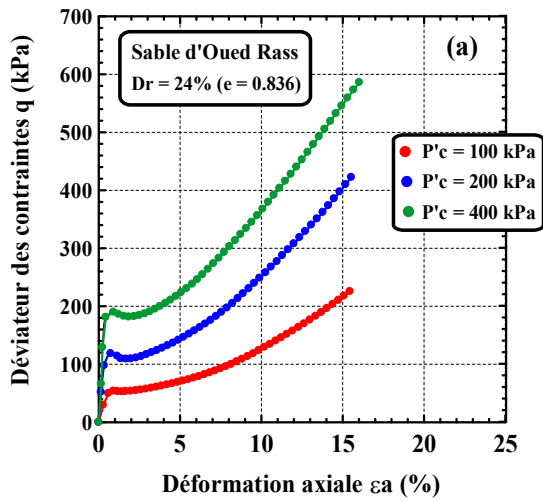


Figure IV.30: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 24\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Figure IV.31: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable moyennement dense d'Oued Rass ($D_{ri} = 40\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

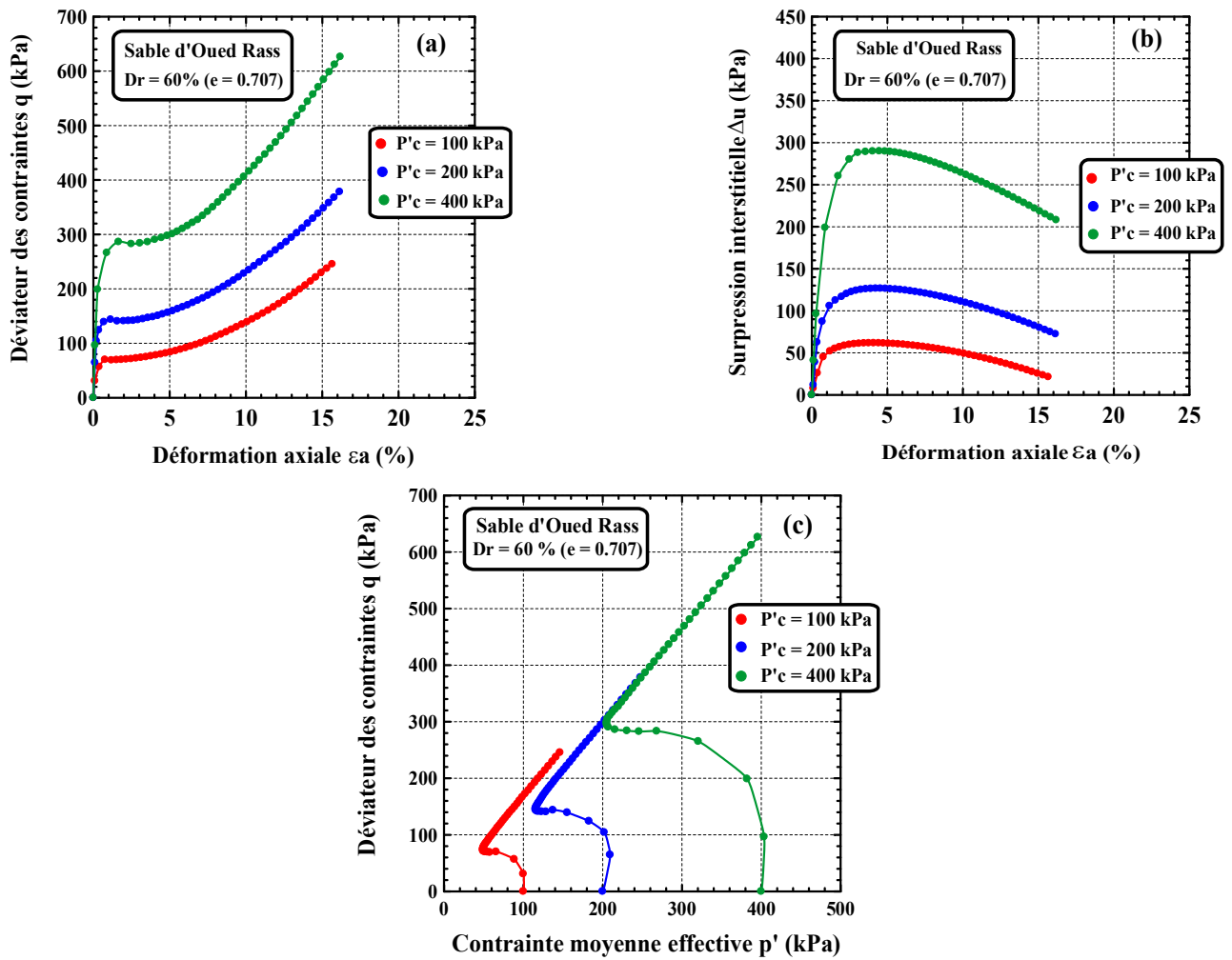


Figure IV.32: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable dense d'Oued Rass ($D_{ri} = 60\%$):
 (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

La figure IV.33 montre l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée au pic q_{pic} en fonction du confinement, on constate que celle-ci est proportionnelle au confinement appliqué.

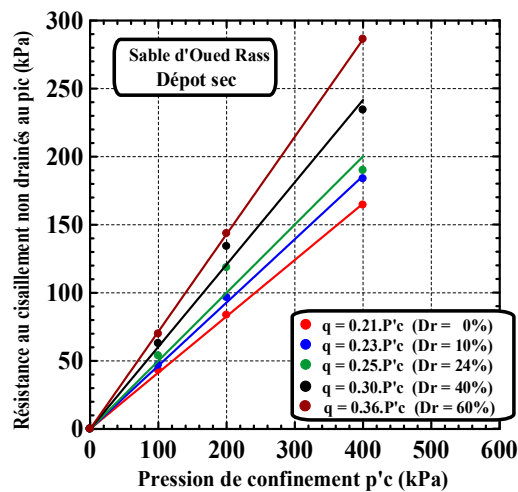


Figure IV.33: Effet du confinement sur la résistance au cisaillement non drainée au pic du sable d'Oued Rass.

IV.2.3. Analyse des résultats d'essais réalisés par damage humide

A travers les résultats des essais non drainés pour des échantillons fabriqués par dépôt sec, on constate sur les courbes $q - p'$ un comportement dilatant malgré la faible densité initiale. La difficulté majeure dans le cadre de l'étude de la liquéfaction, consisterait à obtenir des structures lâches du matériau susceptibles de se liquéfier statiquement. En effet, la préparation des échantillons par la méthode de dépôt sec à hauteur de chute nulle, ne donnait pas des densités de sable suffisamment lâches ($D_{rc} < 30\%$) après consolidation.

La méthode de mise en place du matériau inspiré des travaux de Castro [26]; Canou [18]; Djedid [42]; Bousquet [15]; Méghachou [85] et Benahmed et al. [8] consiste à humidifier le sable à une teneur en eau de 2%. Cette faible teneur en eau est suffisante pour donner au sable une cohésion qui lui permet lors de son dépôt d'avoir un indice des vides élevé. Notons que la valeur de la teneur en eau $w = 2\%$ est arbitraire.

IV.2.3.1. Essai sur sable lâche

La figure IV.34, présente le résultat de liquéfaction statique réalisé sur un échantillon de sable lâche ($D_r = 0\%$) sous un confinement de 100kPa. L'allure de la courbe de cisaillement (figure IV.34a) se caractérise par un pic de résistance très marqué atteint pour une déformation axiale relativement faible (de l'ordre de 0.57%), suivi d'une chute brutale et très rapide jusqu'à atteindre un état ultime pour lequel l'échantillon continue à se déformer avec une résistance ultime de palier très faible (état de plasticité parfaite) ($q_{ult} = 8\text{kPa}$).

L'évolution de la surpression interstitielle (figure IV.34b) passe par dans un premier temps par un taux de génération très important coïncidant avec l'augmentation du déviateur de contrainte. Ce taux augmente ensuite progressivement avec stabilisation à une valeur de 90% du confinement initial. Les surpressions commencent à se stabiliser à une déformation axiale supérieure à 8%. Cette stabilisation est à associer à la stabilisation du déviateur des contraintes dans le plan (q, ε_a) et par conséquent à l'apparition de l'état de plasticité parfaite.

Le chemin des contraintes effectives suivi au cours de l'essai (figure IV.34c) présente tout d'abord une phase initiale pratiquement verticale, qui correspond à un comportement proche de l'élasticité isotrope en petites déformations puis il maigre progressivement vers l'origine des axes et les faibles valeurs de p' avec franchissement du pic de résistance et redécroissance du déviateur jusqu'au point d'état ultime qui constitue un point d'accumulation sur lequel il se stabilise.

IV.2.3.2. Essai sur sable moyen et dense

La figure IV.35 et IV.36, montre le résultat d'un essai réalisé sur un échantillon caractérisée par une densité relative initiale D_r de 40% et 60% et présentant un comportement de type liquéfaction limitée. Ce comportement se caractérise par une courbe de cisaillement qui présente un pic moins prononcé que dans le cas du sable lâche avec une légère diminution du déviateur en moyennes déformations (2 à 8%) suivie d'un regain de résistance au - delà d'une déformation de 8% (figures IV.35a et IV.36a). L'échantillon dans ce cas manifeste une tendance à la contractance en début d'essai qui entraîne une augmentation de la surpression interstitielle pour ensuite passer à un comportement dilatant avec diminution de la surpression interstitielle (figures IV.35b et IV.36b).

Après une phase initiale contractante, le chemin de contrainte (figures IV.35c et IV.36c) présente dans ce cas un point de rebroussement (changement de direction) clair avec apparition de dilatance au seuil caractéristique et remontée du chemin des contraintes le long de la droite de rupture.

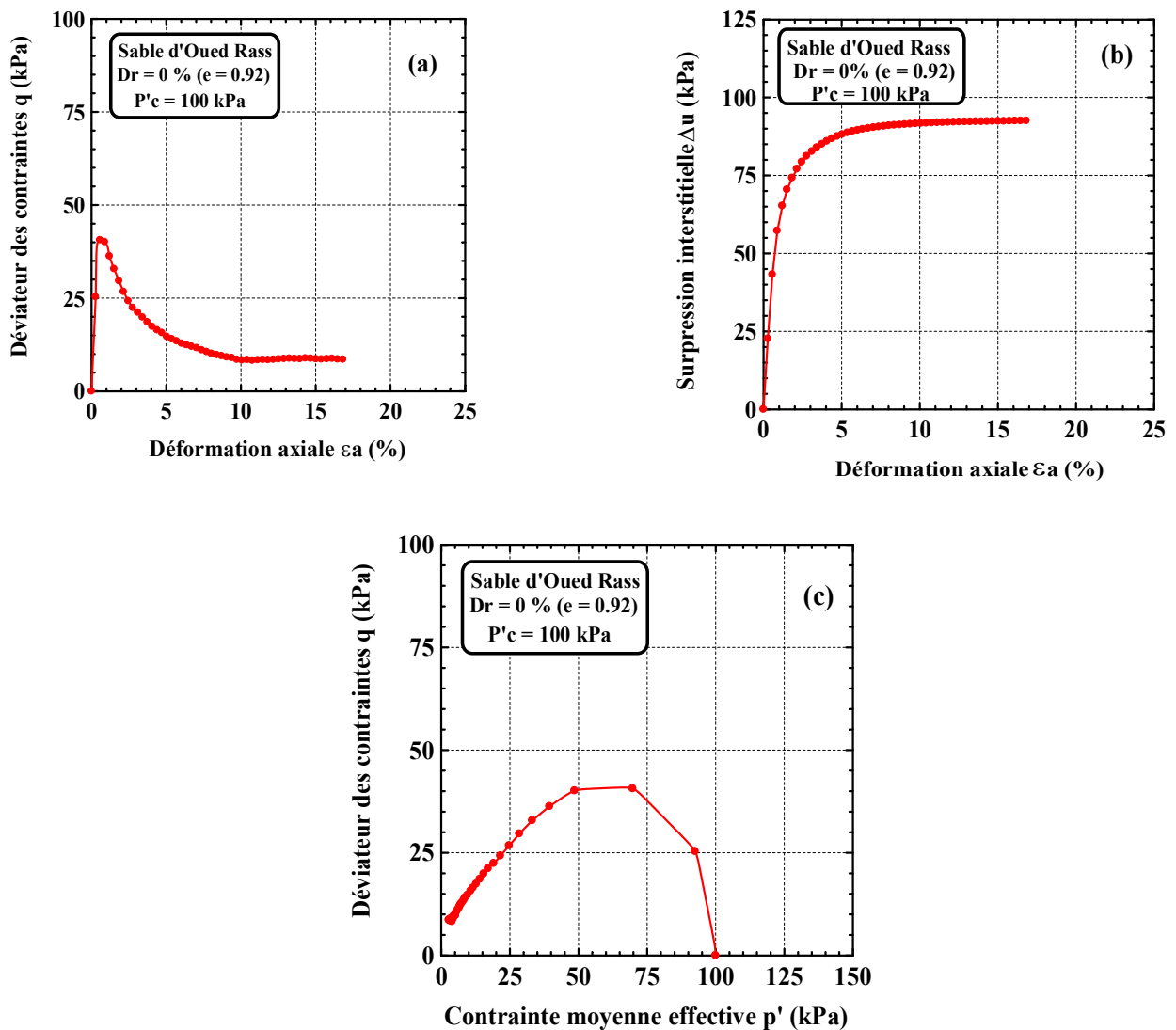


Figure IV.34: Comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$):

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

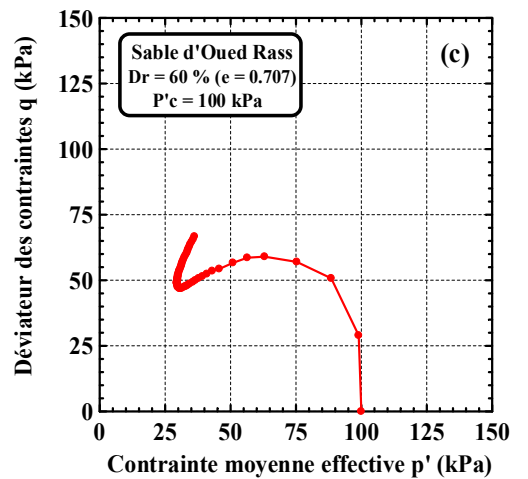
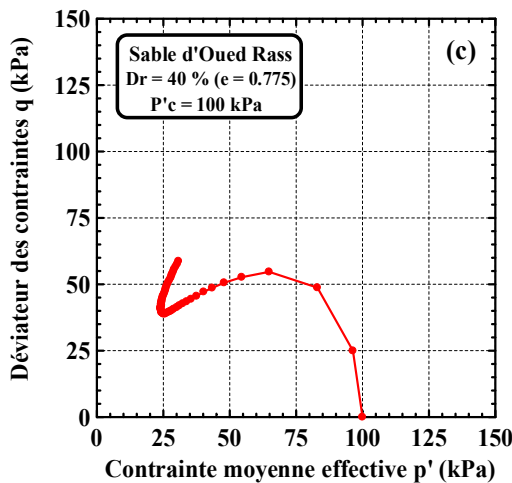
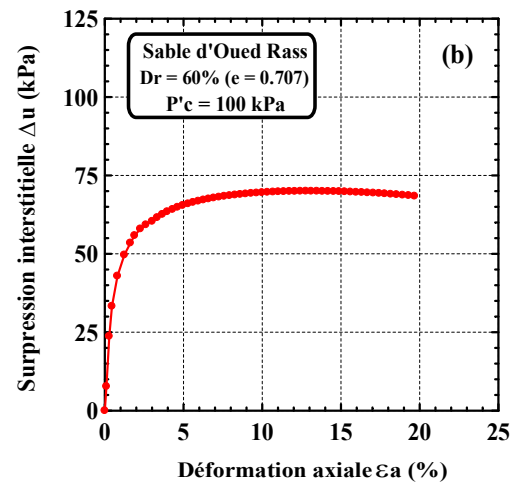
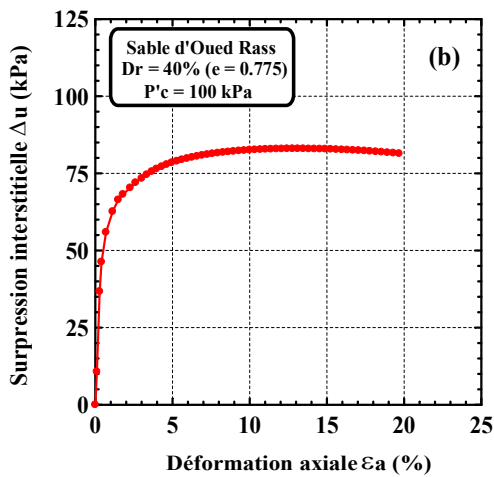
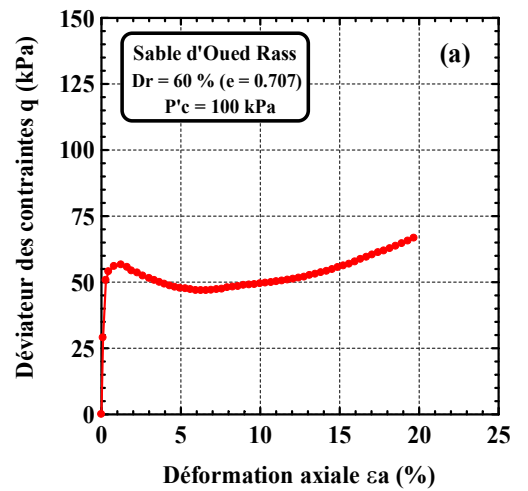
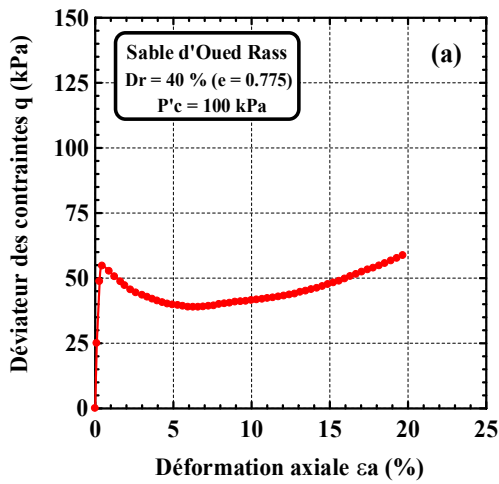


Figure IV.35: Comportement non drainé du sable moyen d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Figure IV.36: Comportement non drainé du sable dense d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

IV.2.3.3. Etude de l'effet de la densité initiale

Afin de mettre en évidence l'effet de la densité sur le comportement non drainé du sable, notamment sur ses caractéristiques de liquéfaction, nous avons représenté sur les figures IV.37, IV.38, IV.39 les résultats obtenus pour des essais de compression réalisés sur des échantillons présentant différentes

densités initiales et consolidés sous des confinements de 100, 200 et 400kPa. Les essais sont regroupés par confinement appliqué.

Les courbes de cisaillement présentées sur la figure IV.37a, IV.38a et IV.39a, montrent un comportement radoucissant liquéfiant. Pour les densités les plus faibles ($D_r = 0$ et 10%), le sable présente un pic de résistance de faible niveau très marqué pour une déformation axiale d'environ 0.5% suivi d'un fort radoucissement jusqu'à l'obtention d'une résistance ultime constante très faible. Lorsque la densité commence à augmenter ($D_r = 40$ et 60%), le pic du déviateur des contraintes augmente également et l'état stable, alors qu'il était parfaitement constant dans le cas précédent, tend à évoluer graduellement vers un minimum de résistance suivi d'une phase de dilatance d'autant plus marquée que le sable est dense ($D_r = 60\%$). On a donc coexistence, sur une plage d'états initiaux correspondants généralement à des densités, entre une phase de radoucissement initiale post - pic (amorce de la liquéfaction) et une phase de durcissement propre à la dilatance. La phase intermédiaire entre le comportement contractant et le comportement dilatant correspond à la liquéfaction limitée telle qu'elle a été décrite par Castro [26]; Alarcon - Guzman et al. [1] et Ishihara [57]. Elle est nettement visible dans la série d'essais sous un confinement de 200kPa pour les densités de 40 et 60% (figure IV.38 et IV.39), et dans la série à 400kPa de confinement pour la densité de 60% (figure IV.39). On rappelle que le point pour lequel le minimum de résistance est obtenu avec changement de phase (contractance - dilatance) correspond à l'état que l'on retrouve au point de rebroussement observés sur les chemins de contraintes dans le plan (q, p').

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, celles - ci diminuent avec l'augmentation de la densité. Pour la série d'essais réalisée à 100kPa de confinement, par exemple le niveau de surpression interstitielle atteint passe d'une valeur égale à 93% du confinement initial pour une densité de 0% à un taux de 82% et 75% de la même valeur du confinement pour une densité de 40% et 60% (figure IV.37b).

Notons que la présence d'un pic de contraintes n'influe aucunement sur le développement de la pression interstitielle du moment que le taux de génération de celle - ci diminue de manière continue.

Globalement, le mécanisme qui conduit à un tel comportement s'explique par le fait que le matériau lâche a tendance de se contracter sous un chargement déviatorique en compression. Le non drainage favorise le développement de la pression interstitielle. La contrainte totale latérale ou encore la contrainte principale mineure σ restant constante fait que la contrainte effective (intergranulaire) latérale σ' diminue:

$$\sigma = \sigma' + \Delta u = \text{cste}$$

Δu : Pression interstitielle;

σ : Contrainte totale;

σ' : Contrainte effective.

Par contre, la contrainte principale majeure effective, ou la contrainte axiale augmente dans une première phase, passe par un maximum puis diminue pour se stabiliser à un palier de contrainte résiduelle.

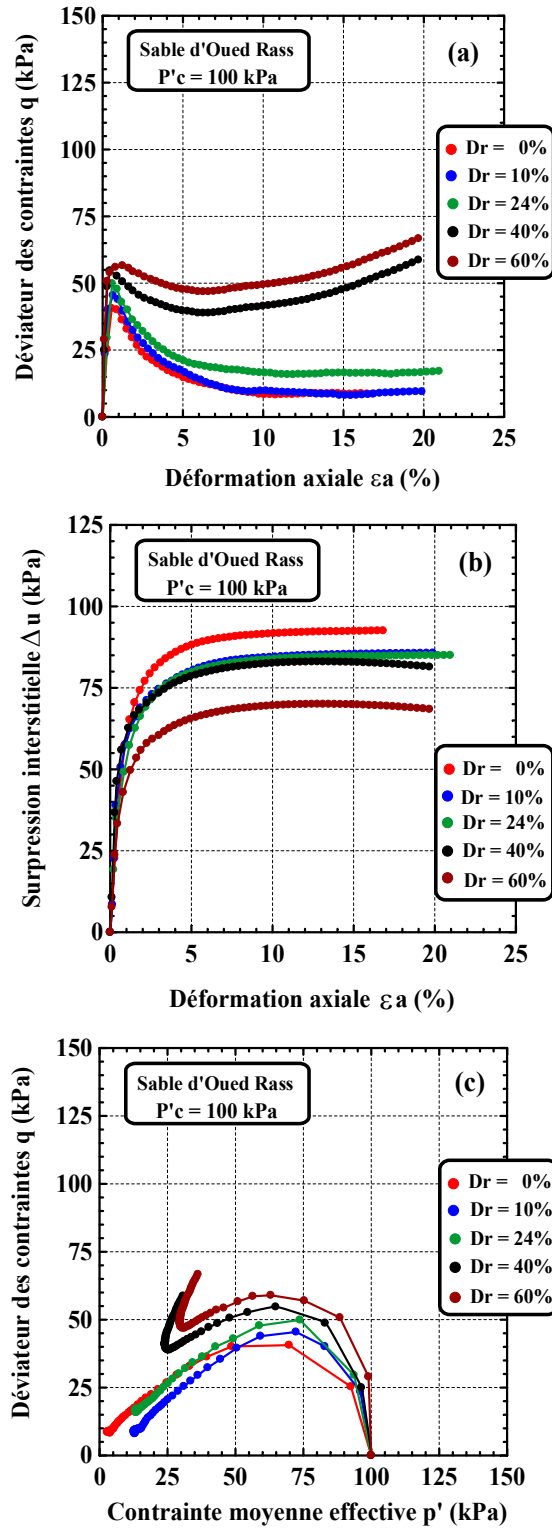


Figure IV.37: Effet de la densité initiale sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$):

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

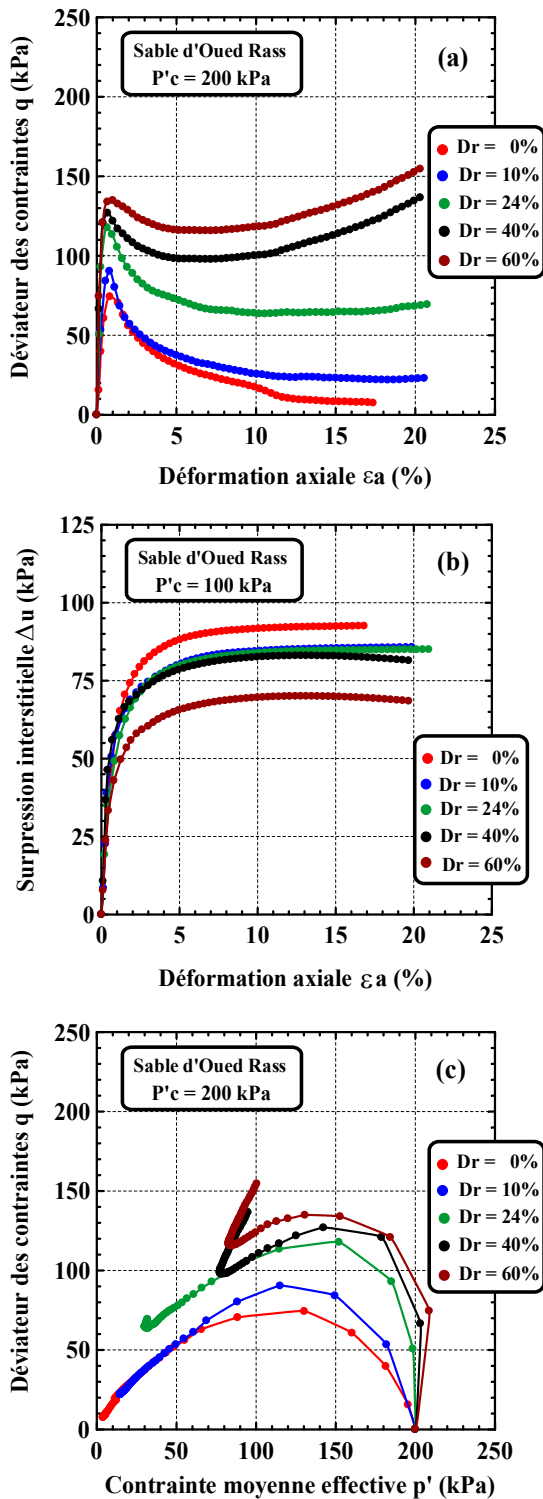


Figure IV.38: Effet de la densité initiale sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 200$ kPa): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

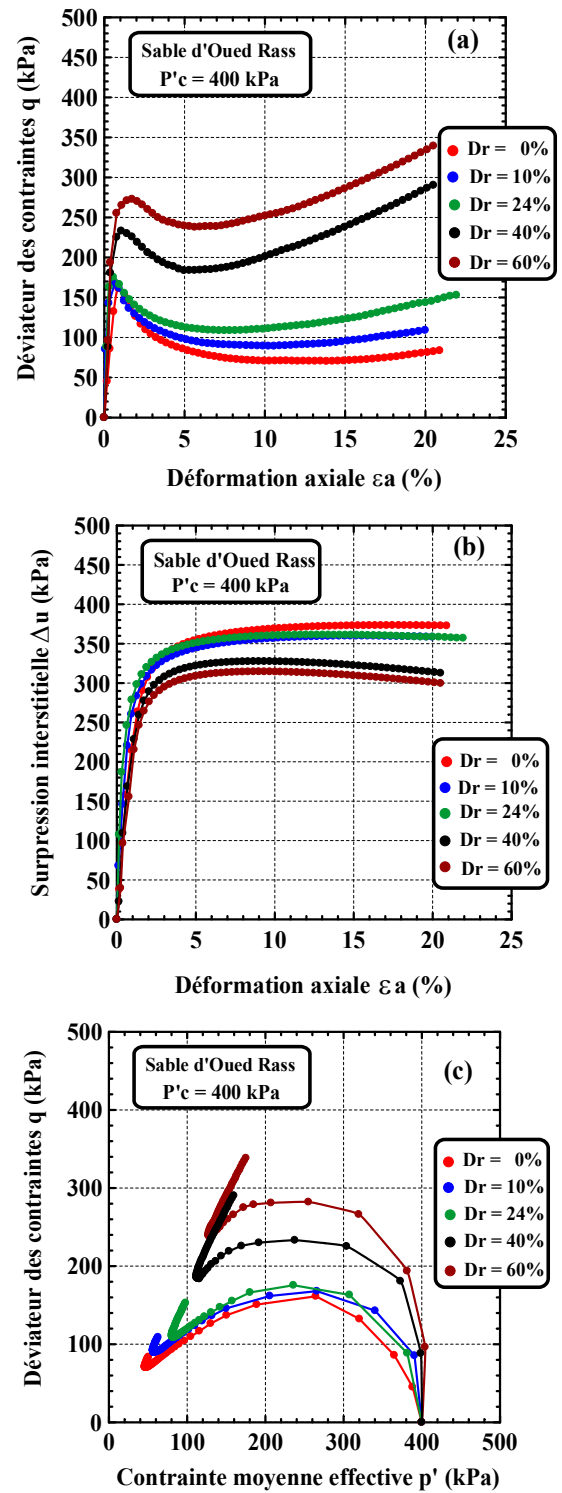


Figure IV.39: Effet de la densité initiale sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 400$ kPa): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

On présente sur la figure IV.40 l'effet de la densité sur l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée q_{pic} pour les trois confinements appliqués. On observe, effectivement, que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation de la densité. On note également que cette augmentation est d'autant plus importante que le confinement appliqué est fort.

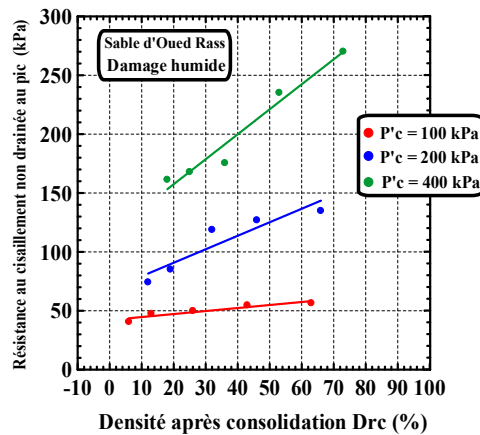


Figure IV.40: Effet de la densité sur l'évolution de la résistance au cisaillement au pic du sable d'Oued Rass.

IV.2.3.4. Etude de l'effet du confinement initial

Pour étudier l'effet du confinement sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass, nous avons réalisé des essais en compression non drainée sur des échantillons préparés au même indice des vides initial, soumis à des pressions de confinement différentes ($\sigma'_c = 100, 200$ et 400kPa). Plusieurs séries ont été effectuées en faisant varier l'indice des vides initial d'une série à une autre. Les résultats des différentes séries d'essais sont présentés sur les figures IV.41, IV.42, IV.43, IV.44 et IV.45.

L'effet du confinement apparaît clairement pour l'ensemble des essais. On note que, pour une densité initiale donnée, le niveau du confinement appliqué a un effet significatif sur la valeur au pic de résistance ainsi que sur le comportement volumique du matériau. Ainsi, la valeur au pic de résistance où est initiée la liquéfaction augmente avec la l'augmentation du confinement appliqué et sa valeur est pratiquement proportionnelle à cette dernière. La déformation axiale pour laquelle le pic apparaît augmente également avec l'augmentation du confinement. Pour une densité initiale de zéro ($D_r = 0\%$) par exemple, le pic de résistance atteint une valeur de 40.61kPa pour une déformation axiale de 0.57% sous 100kPa de confinement, 74.26kPa pour $\varepsilon_a = 0.82\%$ sous 200kPa de confinement et 161.35kPa pour $\varepsilon_a = 0.90\%$ sous 400kPa de confinement (figure IV.41). La même progression de la valeur du pic de résistance et de la déformation axiale qui lui est associée est observée pour les autres séries dont le comportement est contractant.

L'examen des courbes des surpressions interstitielles montre que celles - ci présentent une allure générale similaire pour l'ensemble des essais lâches ainsi que pour les essais moyens avec un taux de génération initial d'autant plus élevé que le confinement est fort. L'apparition du palier, c'est - à - dire la stabilisation, est retardée au fur et à mesure que le confinement augmente.

Les chemins de contraintes dans le plan (q, p') sont pratiquement homothétiques pour les essais lâches. Ils délimitent une surface orientée vers l'origine des axes pour les essais lâches, moyens et denses. Le caractère contractant du sable semble s'accroître avec l'augmentation du confinement.

La série d'essais à une densité initiale de 60% (figure IV.45) permet de mettre en évidence le passage d'un comportement de type contractant à un comportement de type contractant - dilatant lorsque le niveau du confinement initial passe de 100kPa à 400kPa.

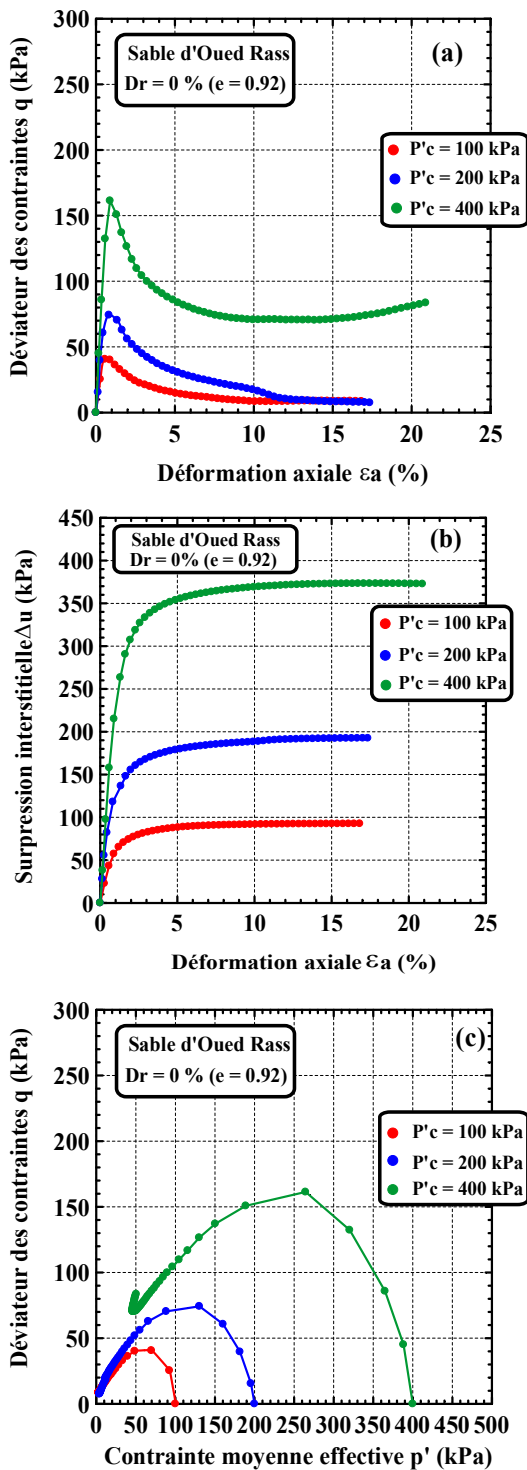


Figure IV.41: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 0\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

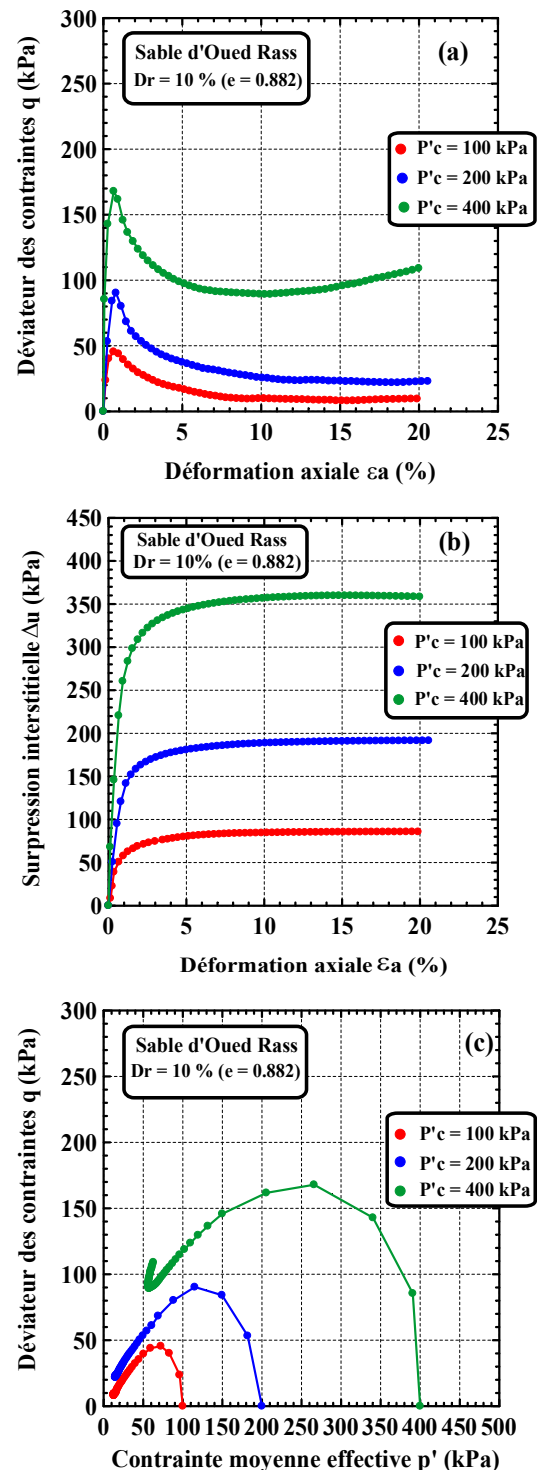


Figure IV.42: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 10\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

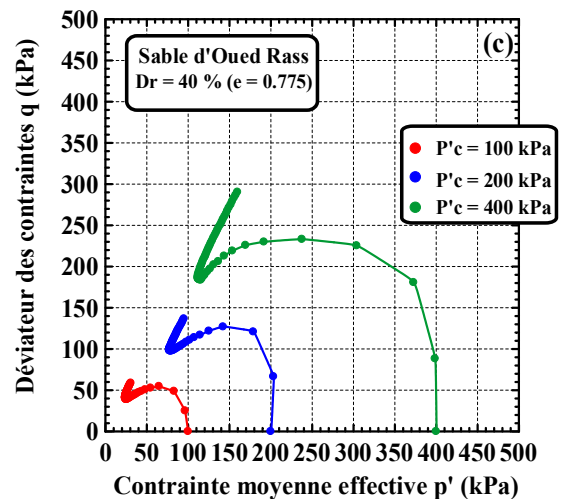
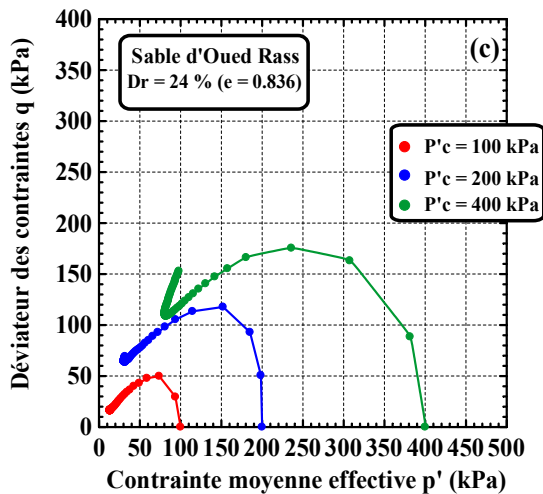
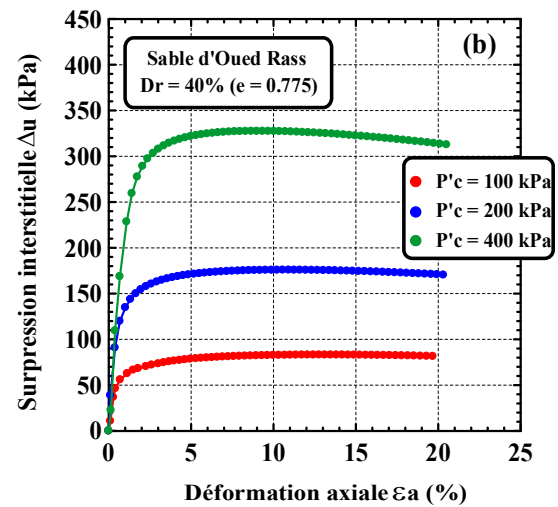
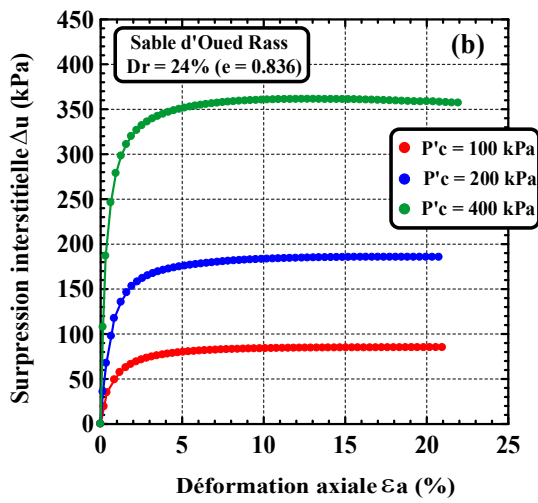
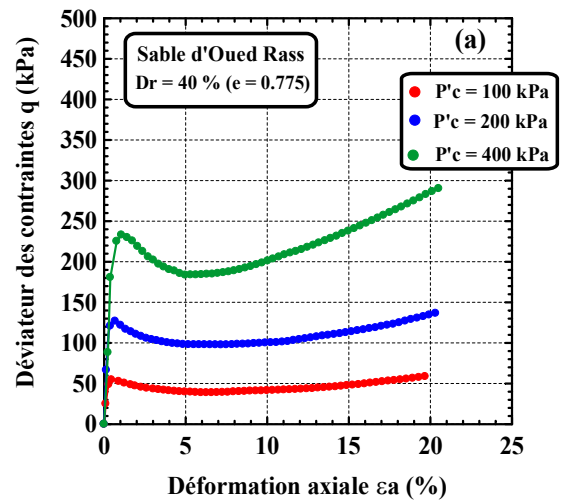
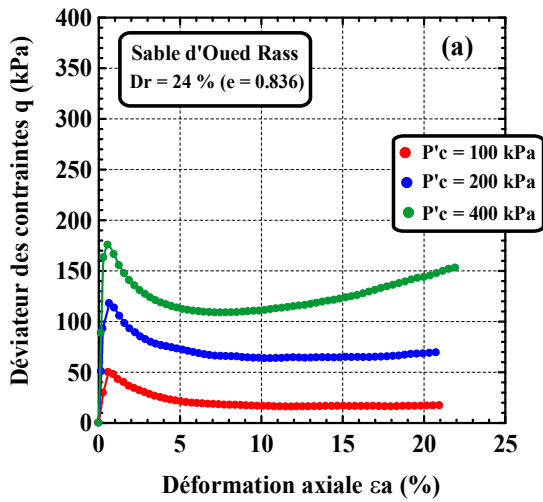


Figure IV.43: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 24\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Figure IV.44: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable moyennement dense d'Oued Rass ($D_{ri} = 40\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

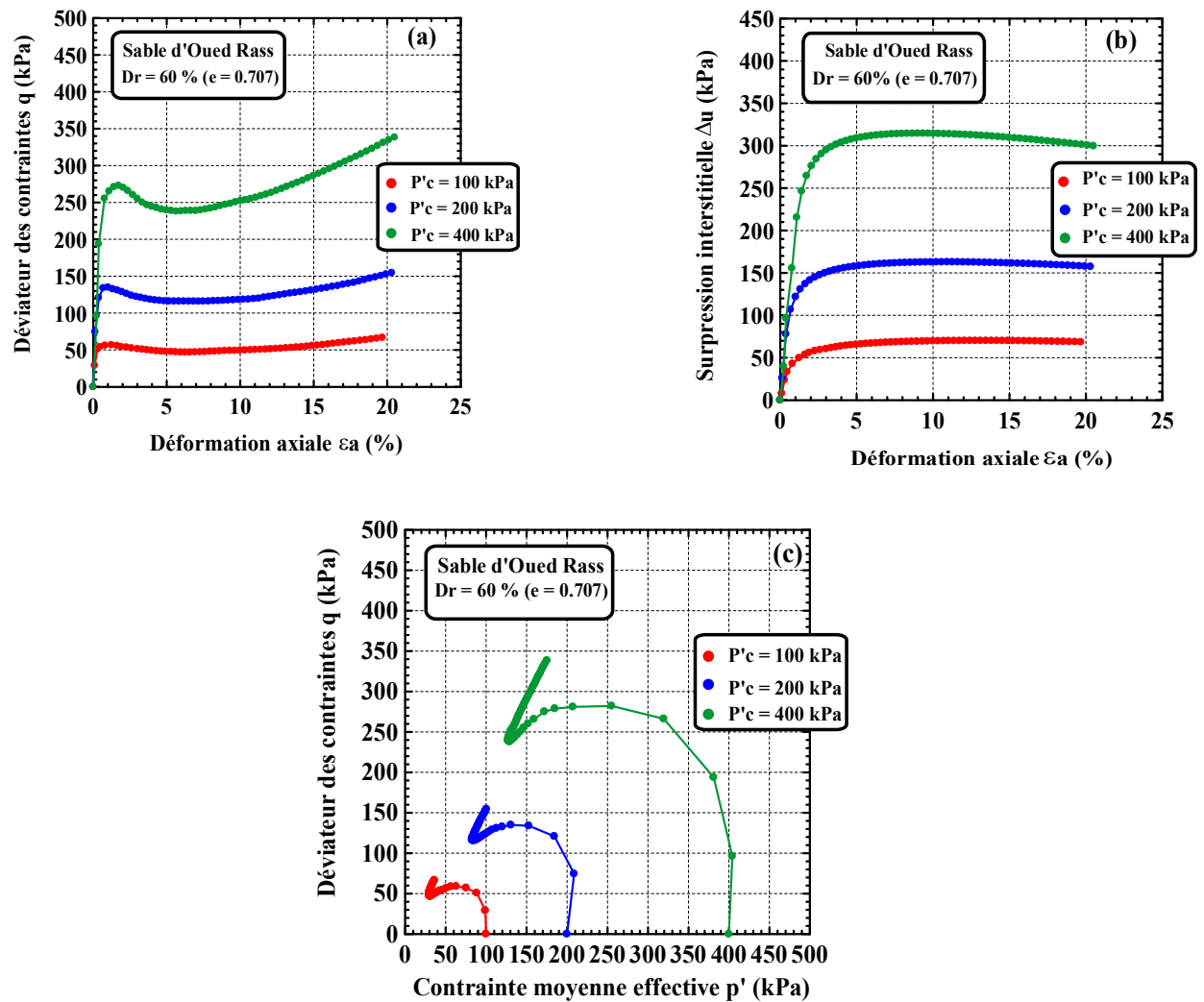


Figure IV.45: Effet du confinement sur le comportement non drainé du sable dense d'Oued Rass ($D_{ri} = 60\%$):
(a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Il est important de souligner que le comportement uniquement contractant avec faible résistance ultime stabilisée (plasticité parfaite) est caractéristique des sables lâches. Les essais pour lesquels la densité initiale du matériau est égale à 60% présentent un comportement contractant - dilatant à dilatant avec existence d'un seuil caractéristique ou seuil de transformation de phase, bien que leur densité ne soit pas très élevée. La figure IV.46, présente l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée au pic q_{pic} en fonction du confinement appliqué, paramétrée par la densité initiale, pour le sable d'Oued Rass. On observe que la résistance au cisaillement non drainée est proportionnelle au confinement, et que l'on peut donc définir un coefficient de proportionnalité λ_{cu} de manière analogue à ce qui est fait pour les argiles.

Ce coefficient est d'autant plus élevé que la densité initiale du sable est forte (il varie ici entre 0.20 pour l'état le plus lâche ($D_{ri} = 0\%$) et 0.34 pour l'état le plus dense ($D_{ri} = 60\%$)).

Nous avons représenté sur la figure IV.47, l'évolution du coefficient de proportionnalité λ_{cu} ($\lambda_{cu} = q_{pic}/P'_c$) en fonction de la densité initiale D_{ri} . On constate qu'il existe une relation linéaire entre ces deux paramètres.

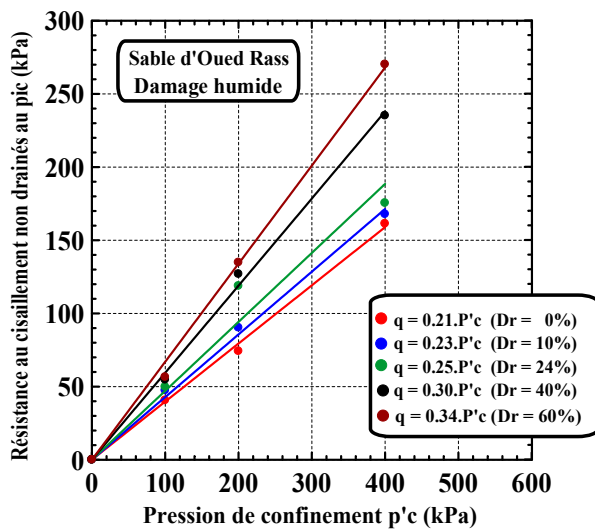


Figure IV.46: Effet du confinement sur la résistance au cisaillement non drainé au pic du sable d'Oued Rass.

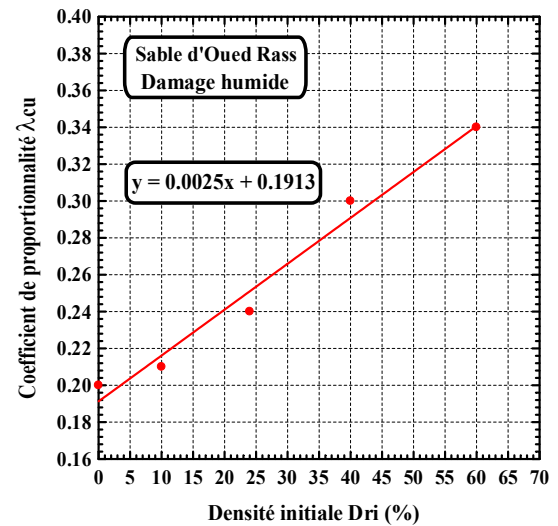


Figure IV.47: Evolution du coefficient de proportionnalité λ_{cu} en fonction de la densité initiale.

En conclusion, l'augmentation du niveau du confinement a donc 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 de franchir pour initier l'instabilité. Cependant, si le seuil d'instabilité est franchi, la rupture sera d'autant plus brutale et dommageable que le seuil est élevé, avec dans le cas d'écoulements réels, des conséquences d'autant plus graves.

IV.2.3.5. Etude de l'effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé

Afin d'étudier l'effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass, nous présentons les résultats des deux modes de dépôt à savoir, le dépôt sec et le damage humide pour deux densités initiales différentes de 0 et 60% sous trois confinements de 100, 200 et 400kPa.

On constate que l'échantillon fabriqué par damage humide manifeste un comportement liquéfiant avec une phase de radoucissement marqué et un état de ultime à résistance stabilisé très faible rendant compte d'un comportement uniquement contractant.

Concernant l'échantillon fabriqué par dépôt sec, on observe un léger pic de résistance suivi très rapidement d'une réaugmentation du déviateur des contraintes, rendant compte d'un comportement contractant - dilatant.

La différence de comportement décrite ci-dessus a aussi été retrouvée pour les échantillons présentant des densités initiales de 0 et 60% (figures IV.48 et IV.49) pour les trois confinements de 100, 200 et 400kPa), montrant que cette observation reste valable sur toute une plage de densités. Par ailleurs, on peut noter que ces différences ont tendance à s'atténuer avec l'augmentation de la densité. En effet, lorsque la densité augmente, le caractère contractant du sable tend à disparaître même pour les échantillons fabriqués par damage humide.

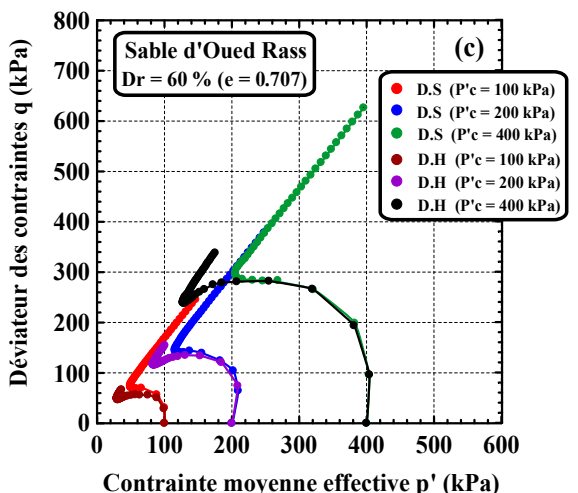
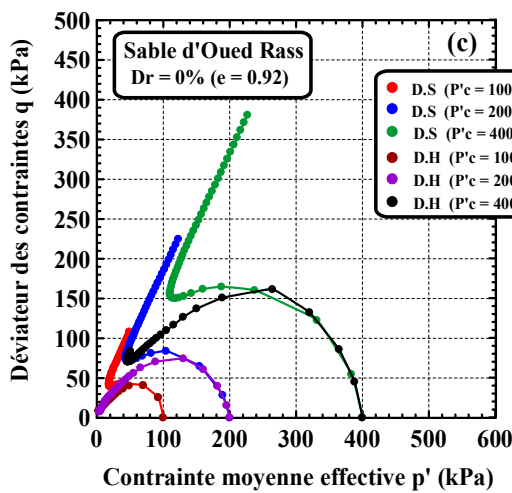
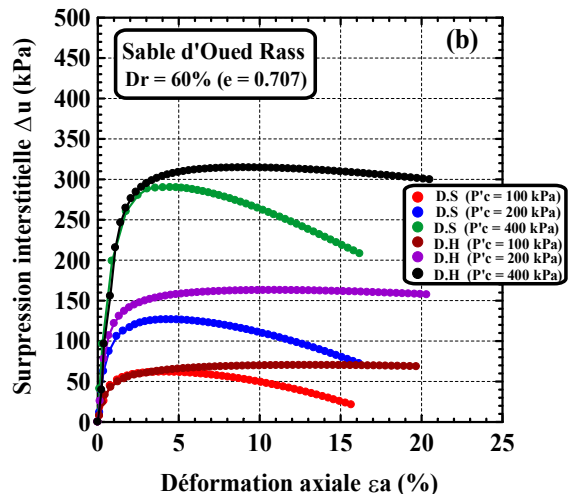
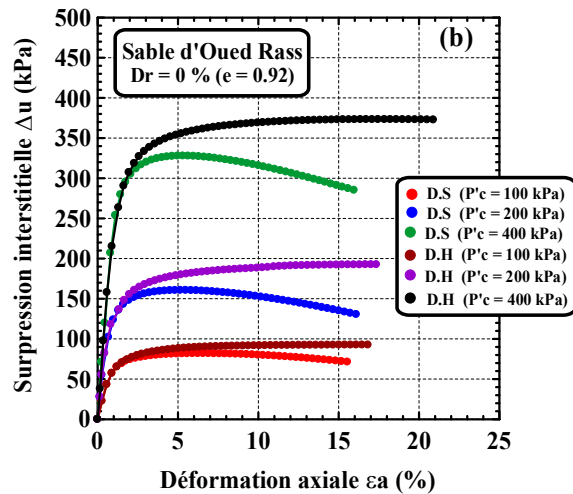
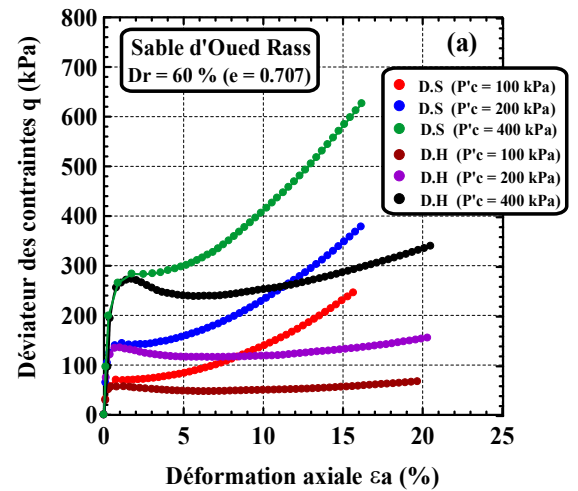
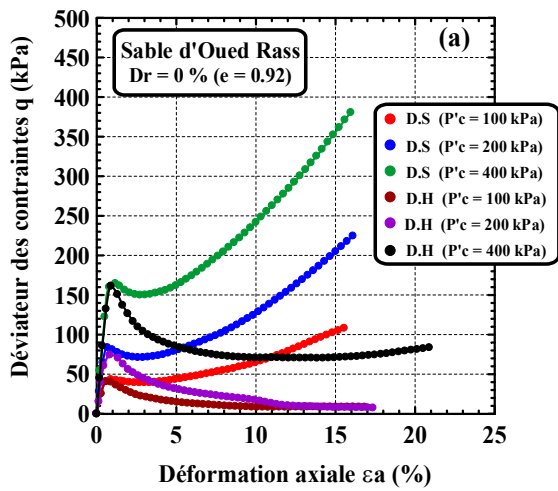


Figure IV.48: Effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable lâche d'Oued Rass ($D_{ri} = 0\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

Figure IV.49: Effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable dense d'Oued Rass ($D_{ri} = 60\%$): (a) courbe $q - \varepsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \varepsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

IV.2.3.5.1. Effet du mode de dépôt sur le pic de contraintes

La figure IV.50 montre la réponse non drainée obtenue au pic des contraintes pour les deux modes de dépôt. On note que les valeurs obtenues au pic pour le dépôt sec sont plus significatives ce qui montre une forte résistance à la liquéfaction contrairement au damage humide pour lequel les valeurs obtenues au pic sont moins importantes montrant ainsi l'effet du mode de dépôt sur la résistance non drainée de ce sable.

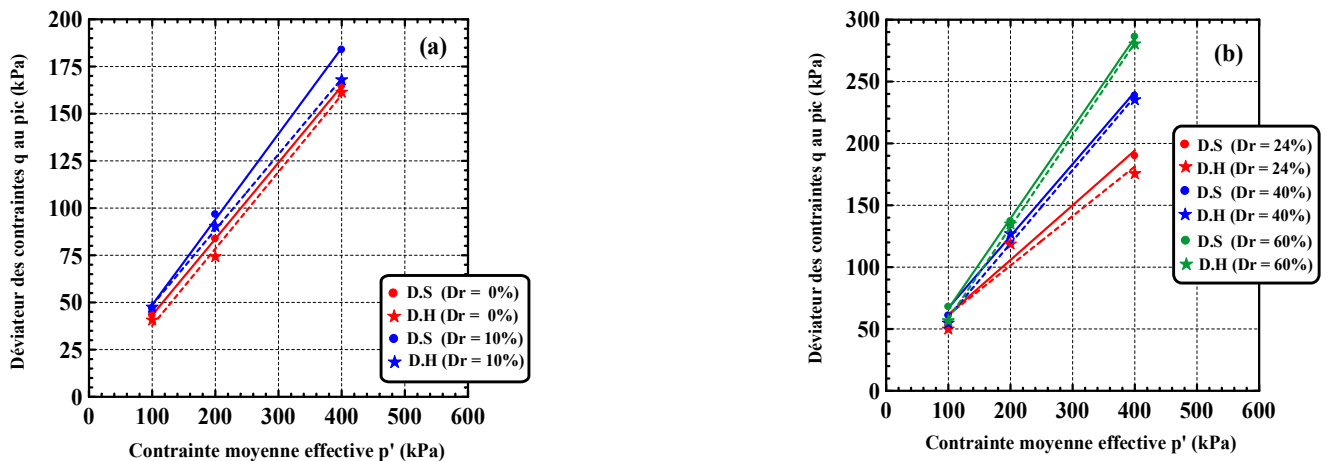


Figure IV.50: Effet du mode de dépôt sur le déviateur des contraintes au pic

(a): $D_{ri} = 0$ et 10%; (b): $D_{ri} = 24$ et 40%.

IV.2.3.5.2. Effet du mode de dépôt sur la résistance à l'état ultime

La figure IV.51 présente une comparaison des résultats d'essais triaxiaux non drainés réalisés sur des échantillons fabriqués par les deux méthodes à savoir le dépôt sec et le damage humide, on constate que la résistance à la liquéfaction représentée par le déviateur de contraintes à l'état ultime (fin de cisaillement) est plus prononcée et plus importante dans le cas du dépôt sec que dans le cas du damage humide.

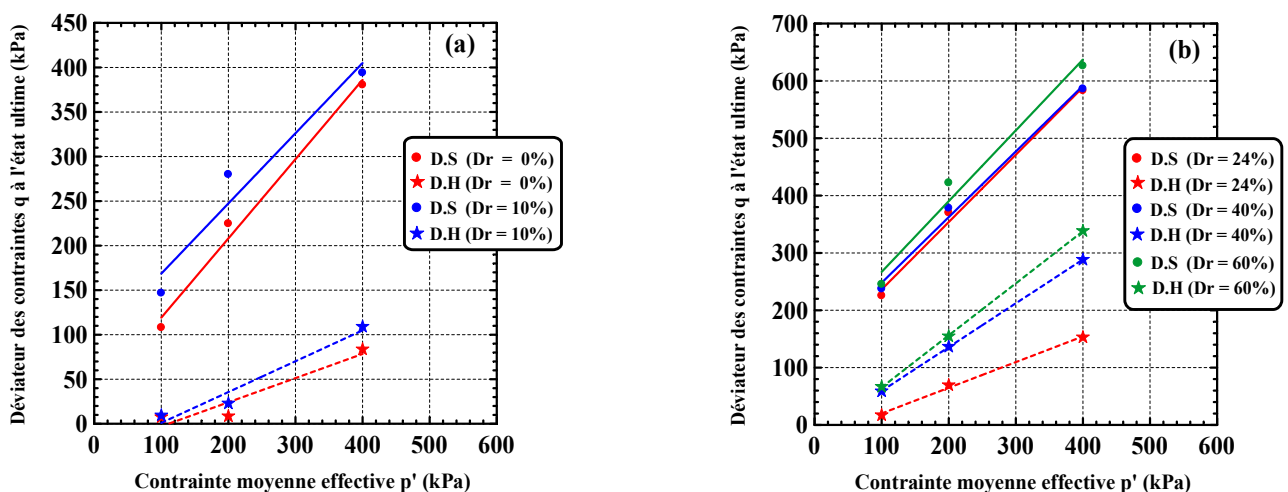


Figure IV.51: Effet du mode de dépôt sur la réponse non drainée à l'état ultime

(a): $D_{ri} = 0$ et 10%; (b): $D_{ri} = 24$ et 40%.

IV.2.3.5.3. Effet du mode de dépôt sur la résistance résiduelle

Dans le cas d'un échantillon lâche, on note un pic de contraintes bien prononcé. Lorsque la résistance augmente après le passage d'une valeur minimale appelé liquéfaction limitée ou liquéfaction quasi stable. Cette résistance résiduelle est définie par la relation suivante (Ishihara, [57]):

$$R_s = (q_s / 2) \cos \phi_s \quad (\text{IV.5})$$

Où: q_s et ϕ_s indique le déviateur des contraintes et l'angle de frottement mobilisé à l'état résiduel (état quasi stable). On note que la méthode de fabrication des échantillons affecte d'une manière considérable l'évolution de la résistance à l'état résiduel. La figure IV.52 montre que les valeurs de la résistance à l'état résiduel obtenues pour le dépôt sec sont plus significatives que celles obtenues par le damage humide.

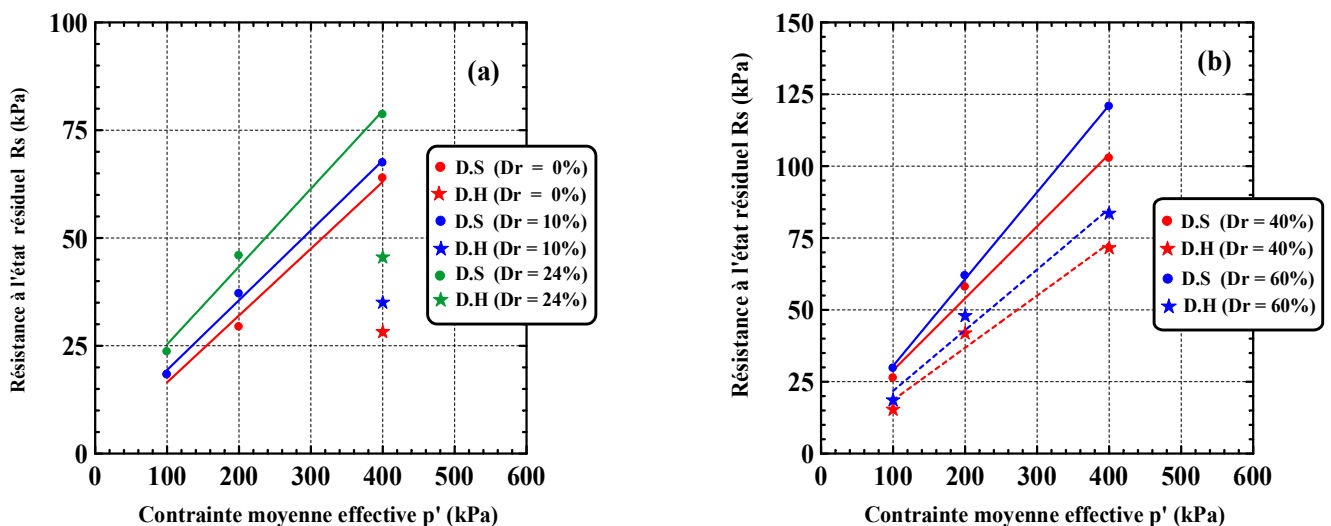


Figure IV.52: Effet du mode de dépôt sur le déviateur des contraintes à l'état résiduel

(a): $D_{ri} = 0, 10$ et 24% ; (b): $D_{ri} = 40$ et 60% .

IV.2.3.5.4. Effet du mode de dépôt sur l'angle de frottement caractéristique

La figure IV.53 montre l'effet du mode de dépôt sur l'angle de frottement caractéristique (représente l'angle de frottement de transition entre la phase de contractance et la dilatance). On note par exemple pour des échantillons lâches ($D_r = 24\%$) que cet angle augmente avec l'augmentation du confinement jusqu'à 200kPa après lequel, il diminue avec l'augmentation du confinement (figure IV.53a). pour les échantillons denses ($D_r = 60\%$), au contraire on observe que cet angle diminue avec l'augmentation du confinement jusqu'à 200kPa , après il augmente pour des confinements forts (figure IV.53b).

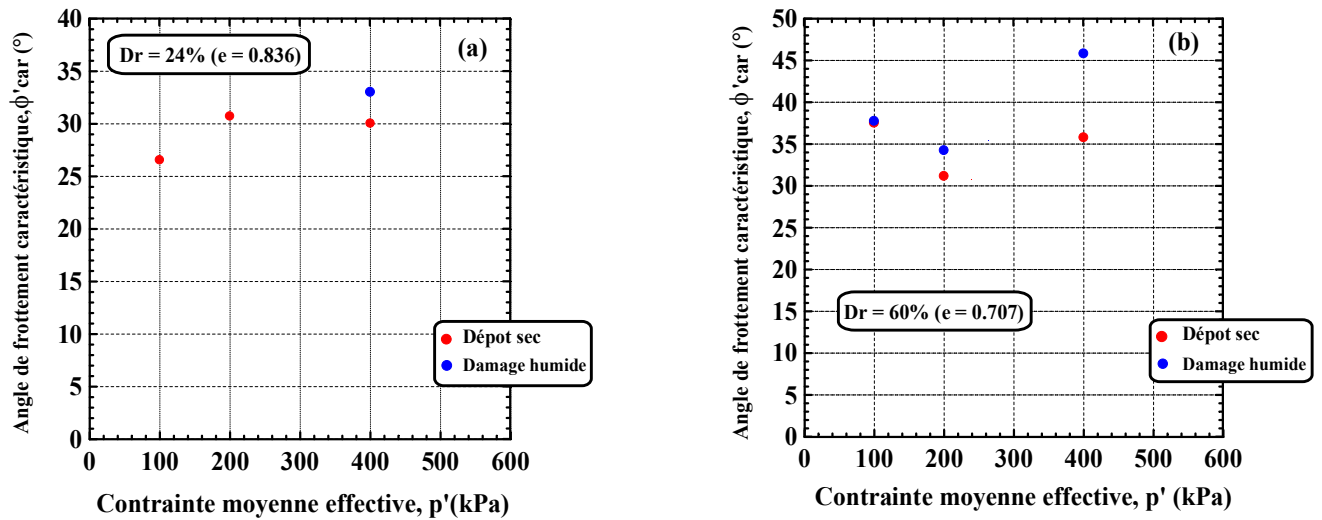
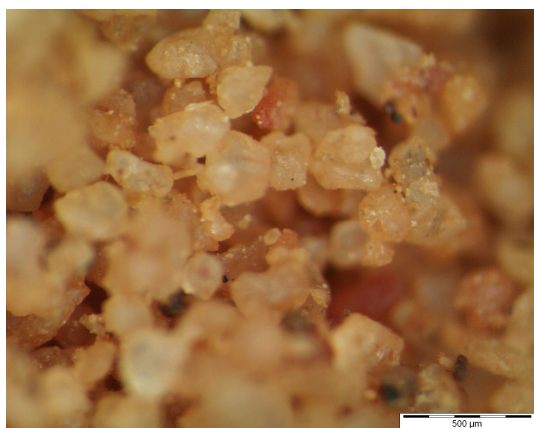


Figure IV.53: Effet du mode de dépôt sur l'angle de frottement caractéristique

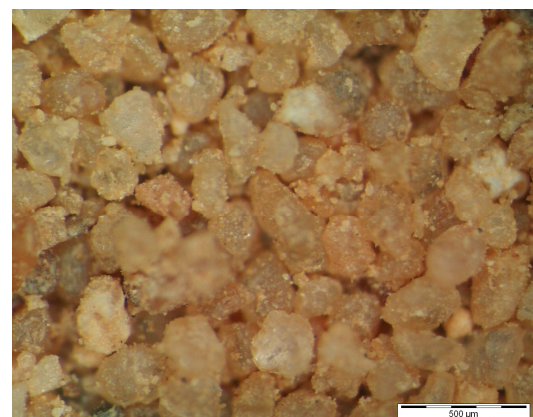
(a): $D_{ri} = 24\%$; (b): $D_{ri} = 60\%$.

IV.2.3.6. Mise en évidence des comportements observés

Pour mettre en évidence la différence de comportement obtenu pour les deux modes de dépôt, une observation au microscope électronique à balayage (MEB) a été réalisée sur deux échantillons mis en place en utilisant les deux méthodes décrites ci - dessus. Nous avons obtenu des photographies présentées sur la figure IV.54. Ces photographies permettent de mettre en évidence deux structures différentes en fonction du mode de dépôt, qui seraient à l'origine de la différence de comportement. On distingue bien l'organisation des grains sous forme d'agrégats avec des macro - pores pour le dépôt humide et une organisation beaucoup plus régulière avec des grains bien imbriqués entre eux et sans macro - pores pour le dépôt sec.



(a) Structure lacunaire (damage humide)



(b) Structure régulière (dépôt sec)

Figure IV.54: Vues au microscope électronique à balayage (MEB) des deux modes de dépôt du sable d'Oued Rass

IV.2.4. Détermination des lignes d'instabilité pour le damage humide

L'instabilité de liquéfaction des sables lâches sous chargement monotones s'initie au pic de résistance au delà duquel on a radoucissement et développement de grandes déformations. En d'autres termes, celles-ci a lieu lorsque l'état des contraintes effectives franchit la zone d'instabilité qui est définie par la droite caractérisant le lieu des points où est amorcée la liquéfaction en l'occurrence l'état des contraintes au pic de résistance et la droite de rupture au sens de Mohr - Coulomb.

La figure IV.55 présente les chemins correspondant aux différentes séries d'essais réalisés sur sable lâche, sur lequel on a représenté les maximums de déviateurs (pics de contraintes). On remarque, que pour chaque série d'essai, les points correspondant à l'initiation de la liquéfaction sont alignés et joints par une droite passant par l'origine des axes. La position de la droite d'instabilité obtenue pour nos essais semble être affectée par la densité initiale du matériau, contrairement au travaux de Vaid et Chen [125], [126]; Mohamad et Dobry [87] et Vaid et al. [127] qui montrent que la liquéfaction est initiée pour une valeur unique du rapport des contraintes (η), indépendamment des conditions initiales. En effet, le rapport de contrainte à l'initiation de l'instabilité η_{inst} varie de 0.60 à 0.75 donnant un angle de frottement entre 15.83° et 19.47° avec la variation de la densité initiale de 0 à 24%, et pour chaque densité initiale de déposition, correspondrait alors une ligne d'instabilité d'inclinaison donnée.

L'évolution de la ligne d'instabilité avec la densité initiale D_{ri} (e_i) est montrée sur la figure IV.56. On constate que l'on aurait effectivement un faisceau de droites d'instabilité passant par l'origine dont l'évolution serait fonction de l'état initial en terme de densité ou indice des vides initial. Plus celui-ci diminue, plus la pente de la ligne d'instabilité augmente dans le plan (q, p'). On constate que pour les essais correspondant à une densité D_{ri} de 24% présentent une droite d'instabilité plus faible et moins proche de la droite de rupture. Leur rapport des contraintes maximales est de 0.75, correspond à un angle de frottement au pic de 19.47° qui est moins proche de l'angle caractéristique. Le comportement observé dans ce dernier cas est de type contractant - dilatant lorsque le niveau de confinement initial passe de 100kPa à 400kPa et l'amorce du pic, ce qui indique qu'au dessous d'un certain indice des vides, la liquéfaction n'a plus lieu. Pour les états les plus lâches, la pente de la droite d'instabilité pourrait être encore plus faible que celle correspondant à la densité égale de 0% ($\eta = 0.60$). Ces résultats confirment donc l'existence de la ligne d'instabilité introduite par Lade [74], [75] et sa dépendance vis-à-vis de l'indice des vides initial. Les essais dont la densité de 40 et 60% montrent une liquéfaction limitée (instabilité temporaire).

Les figures IV.57a et IV.57b présentent l'évolution de η_{inst} et ϕ'_{inst} en fonction de la densité initiale. Il est intéressant de remarquer que l'on a des allures linéaires des deux paramètres η_{inst} et ϕ'_{inst} avec la

densité initiale D_{ri} , ce qui pourra permettre de prévoir, de manière simple, les seuils d'initiation de l'instabilité pour différents conditions initiales.

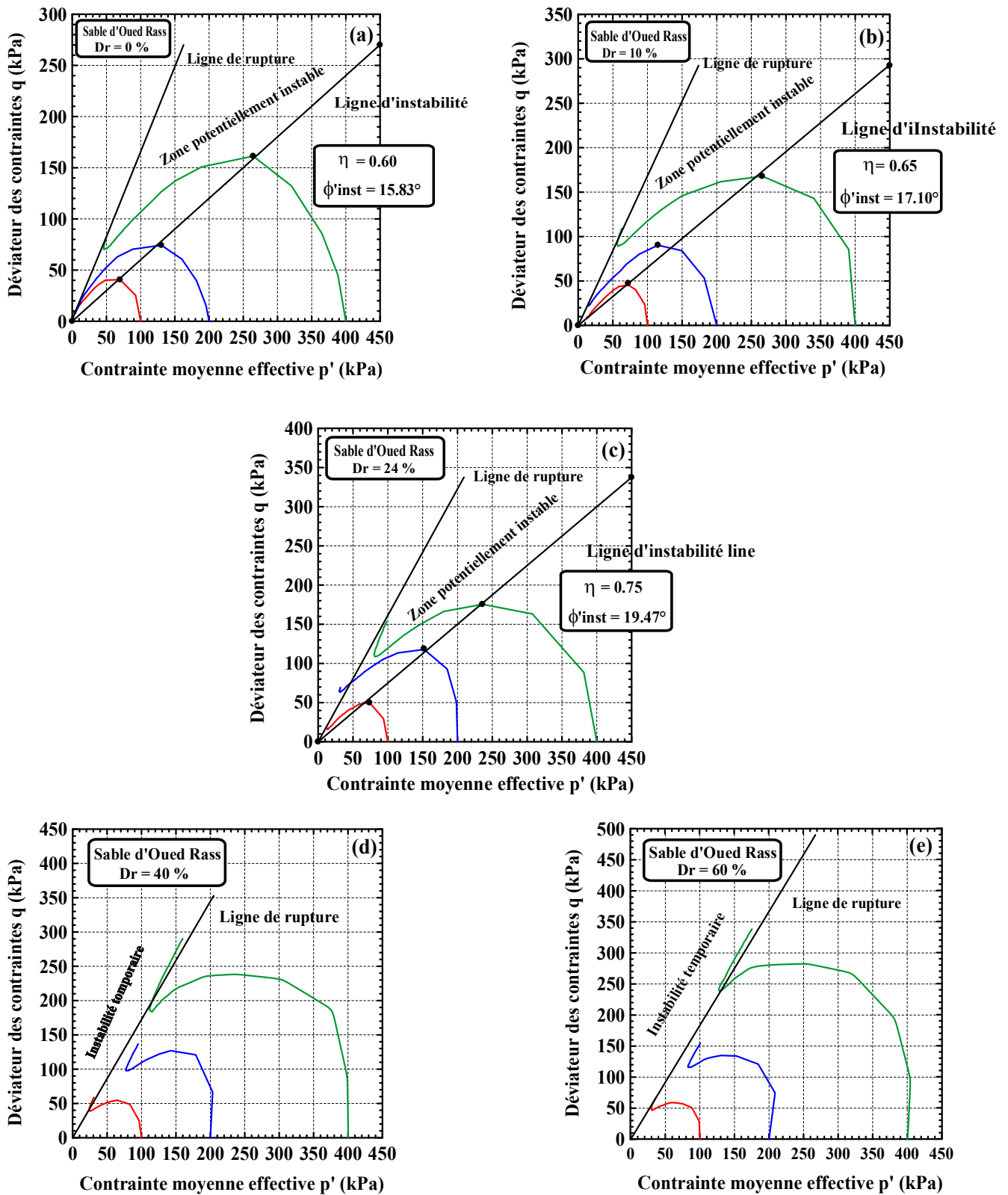


Figure IV.55: Lignes d'instabilité du sable d'Oued Rass pour différents états initiaux (damage humide).

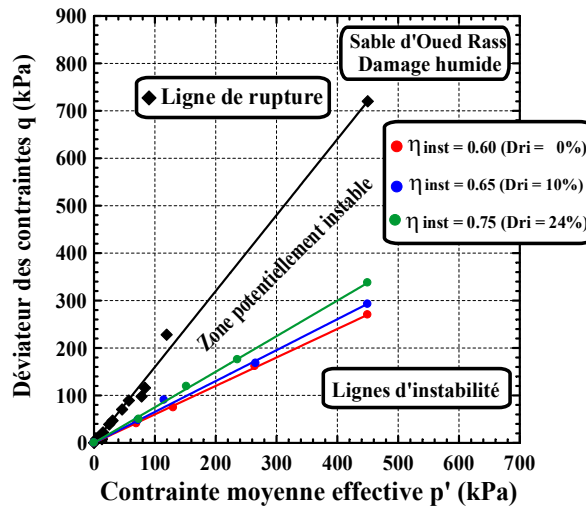


Figure IV.56: Evolution des lignes d'instabilité en fonction de la densité initiale du sable d'Oued Rass.

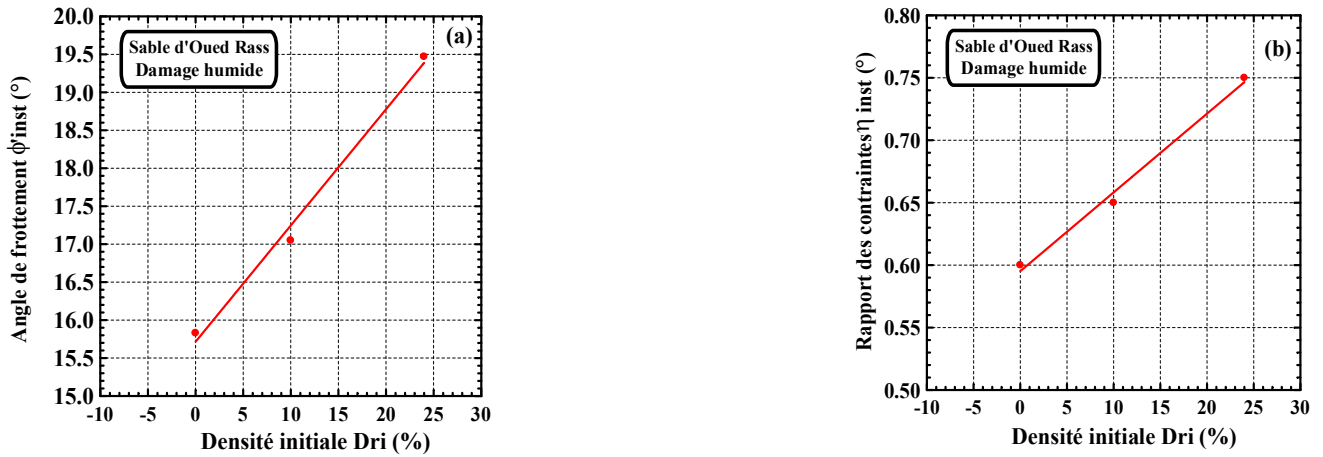


Figure IV.57: Evolution de l'angle de frottement et du rapport des contraintes à l'état instable en fonction de la densité initiale.

IV.2.5. Etude du comportement en grandes déformations

Dans ce paragraphe, on s'intéresse à l'évaluation des caractéristiques du matériau correspondant aux états ultimes atteints en grandes déformations pour les essais ayant manifesté un comportement contractant de liquéfaction, en faisant référence à la notion d'état stable qui est propre aux sables très lâches et lâches présentant un état permanent de déformation lors d'un cisaillement non drainé.

La figure IV.58, présente les points d'état stable et quasi - stable (correspondant à la valeur la plus basse atteinte par le déviateur des contraintes avant sa remontée lorsque le sable manifeste un comportement type liquéfaction limitée) dans le plan (q, p') pour l'ensemble des essais. On constate que les points représentatifs de l'état stable sont alignés suivant une droite passant par l'origine indépendamment des conditions initiales et de l'histoire du confinement appliqué. Ceci montre que l'état stable de déformation est unique dans le plan des contraintes (q, p') . La droite ainsi définie a pour pente $\eta_{ss} = 1.426$, et permet de calculer un angle de frottement moyen mobilisé à l'état stable de $\phi'_{ss} = 35.18^\circ$.

On rappelle que l'angle de frottement interne correspondant à la rupture de Mohr - Coulomb à l'état critique, calculé en conditions drainées, est de 35.27° ($D_{ri} = 60\%$) et est donc proche de la valeur de ϕ'_{ss} que l'on vient de trouver confirmant ainsi que les concepts d'état stable et d'état critique sont très proches l'un de l'autre.

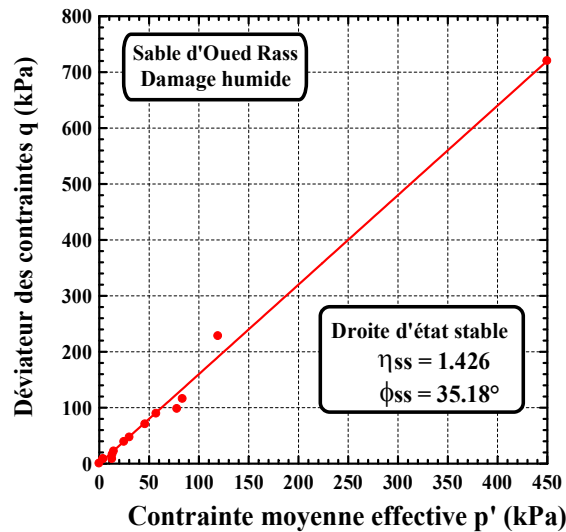


Figure IV.58: Droite d'état stable dans le plan $q - p'$ pour le sable d'Oued Rass.

L'ensemble des résultats des essais non drainés nous permet d'établir le diagramme d'état en reportant les points $(e, \log p')$ à l'état de plasticité parfaite. La figure IV.59, montre que l'ensemble des points reste contenu dans un fuseau. Concernant l'idée de bornes inférieure et supérieure avancée par Konrad [62], [63]; Konrad et al. [64]; Ibraim [56]; Doanh et Ibraim [43], (ligne UF et LF: upper flow et lower flow), on constate que nos résultats confirment l'existence d'une borne inférieure, constituant ainsi une limite entre le comportement de type liquéfaction limitée et le comportement dilatant. Par contre, on n'aurait pas de borne supérieure fixe. En effet, celle - ci pourrait évoluer avec la densité initiale.

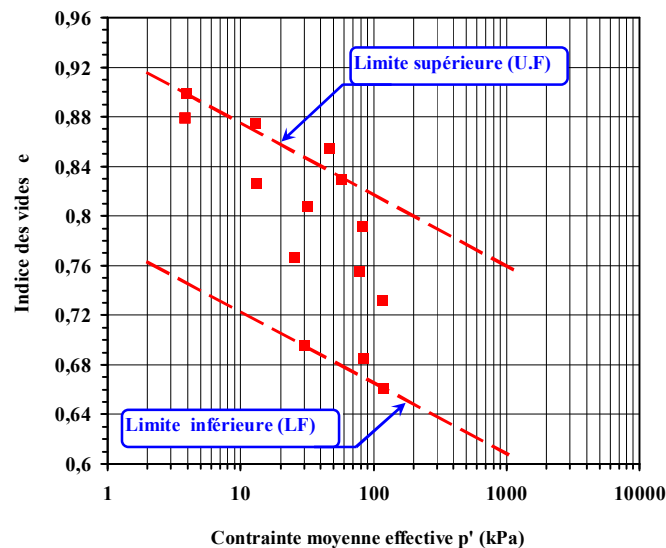


Figure IV.59: Limites supérieure et inférieure pour le sable d'Oued Rass.

IV.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats d'essais réalisés sur le sable d'Oued Rass sous chargements monotones afin d'étudier l'influence de quelques paramètres sur le comportement de ce sable en conditions drainés et non drainés (densité initiale, le confinement, mode de dépôt) pour des densités de 0, 10, 24, 40 et 60% sous un confinement de 100, 200 et 400 kPa. Deux modes de dépôt de sable ont été utilisés, le damage humide et le dépôt sec à hauteur de chute nulle. La campagne d'essais triaxiaux en compression non drainée a été réalisée sur des échantillons consolidés de manière isotrope. On constate que le damage humide manifeste un comportement instable et apte à se liquéfier alors que le dépôt sec présente un comportement plus stable et moins liquéfiable.

La différence de comportement décrite ci - dessus a été retrouvée pour les échantillons présentant des densités initiales faibles montrant que cette observation reste valable sur toute une plage de densités. Par ailleurs, on peut noter que ces différences ont tendance à s'atténuer avec l'augmentation de la densité. En effet, lorsque la densité augmente, le caractère contractant du sable tend à disparaître même pour les échantillons fabriqués par damage humide.

L'observation microscopique des matériaux sableux correspondants permet de mettre en évidence deux structures différentes, à savoir, pour le damage humide, une structure irrégulière dans laquelle prédominent des agrégats (grains agrégés) et des macropores, très contractante et instable et, pour le dépôt sec, une structure plus régulière, sans macropores, plus dilatante et plus instable. Ces observations montrent l'importance qu'il y'aurait à caractériser, à l'aide de paramètres appropriés, la structure initiale des matériaux sableux, directement liée à leur mode de fabrication (naturel ou artificiel).

Les résultats de la campagne d'essais triaxiaux non drainés en compression confirment les conclusions relatives au comportement de liquéfaction des sables en général. Le phénomène de liquéfaction se manifeste par un pic du déviateur des contraintes, suivi d'une perte importante de résistance, jusqu'à un niveau de stabilisation du déviateur autour d'une valeur résiduelle, où l'échantillon atteint l'état permanent de déformation.

Le comportement non drainé dépend à la fois de l'indice des vides (densité initiale) et du niveau de confinement initial. En terme d'initiation de l'instabilité de liquéfaction, on a pu clarifier la notion de droite d'instabilité en proposant une évolution du seuil d'instabilité depuis les états lâches du matériau jusqu'aux états pour lesquels celui - ci devient dilatant, le comportement étant contrôlé par l'état caractéristique.

En terme d'état ultime atteint, les résultats iraient dans le sens d'une non unicité de cet état ultime dans le plan $(e, \log p')$, résultat qui serait en accord avec les travaux les plus récents publiés à ce sujet.

Concernant l'idée de bornes inférieure et supérieure (ligne UF et LF: Upper Flow et Lower Flow), on constate que nos résultats confirment l'existence d'une borne inférieure, constituant ainsi une limite entre le comportement de type liquéfaction limitée et le comportement dilatant. Par contre, on n'aurait pas de borne supérieure fixe. En effet, celle - ci pourrait évoluer avec la densité initiale.

Dans le dernier chapitre, nous présentons la technique de tomographie RX et son utilisation dans l'étude du comportement non drainé des sables lâches. L'intérêt de cette étude est de montrer l'influence du mode de dépôt des échantillons sur le comportement non drainé des sables lâches.

CHAPITRE V:
LA TOMOGRAPHIE RX ET SON UTILISATION DANS L'ÉTUDE DU
COMPORTEMENT NON DRAINÉ DES SABLES LÂCHES

Ce chapitre présente la technique de tomographie RX et son utilisation dans l'étude du comportement non drainé des sables lâches. L'objectif de cette étude est de montrer l'effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé des sables lâches, ainsi que les différentes étapes de traitement d'image et la détermination de quelques paramètres tels que l'indice des vides ou la porosité et la distribution des tailles de pores dans l'échantillon.

V.1. INTRODUCTION

La tomographie regroupe l'ensemble des méthodes non - destructives permettant d'étudier la composition et la structure interne d'un objet opaque. Son nom vient du grec tomos (section) et graphein (écrire). Elle permet de cartographier en trois dimensions un ou plusieurs paramètres physiques, grâce à des coupes calculées à partir de mesures d'ondes ou de rayonnements émis, transmis ou réfléchis par l'objet étudié. Plusieurs méthodes sont disponibles comme la tomographie ultra - sonore, magnétique, électrique, neutron, rayons X ou gamma. La méthode utilisée dans le cadre de ce travail de thèse et largement utilisée dans le domaine médical et industriel est la tomographie rayons X (RX) ou tomodensitométrie RX.

Dans le but de mettre en évidence l'effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé des sables lâches, à savoir le damage humide et le dépôt sec à hauteur de chute nulle, nous présentons ici deux essais en compression non drainée réalisés sur le sable d'Oued Rass à une pression de confinement de 200kPa. Un état lâche du matériau a été retenu ici, correspondant à un indice de densité de 0.24 ($D_{ri} = 24\%$).

La figure V.1 représente une comparaison entre les résultats de deux essais triaxiaux réalisés sur des échantillons préparés suivant les deux méthodes. Un état lâche du matériau a été retenu, correspondant à un indice de densité de 0.24. Les courbes de cisaillement présentées sur la figure V.1a, permettent de mettre en évidence l'effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé des sables lâches. En ce qui concerne le damage humide, on observe un comportement contractant et instable. Concernant le dépôt sec, on constate un comportement contractant - dilatant et stable.

L'examen de la pression interstitielle (figure V.1b) montre que celle - ci décroît fortement après avoir atteint un maximum correspondant à la divergence des courbes des deux essais mentionnée plus haut. Les chemins de contraintes permettent de retrouver la forme typique caractéristique de la liquéfaction pour le damage humide un comportement contractant et pour le dépôt sec un comportement contractant - dilatant (figure V.1c).

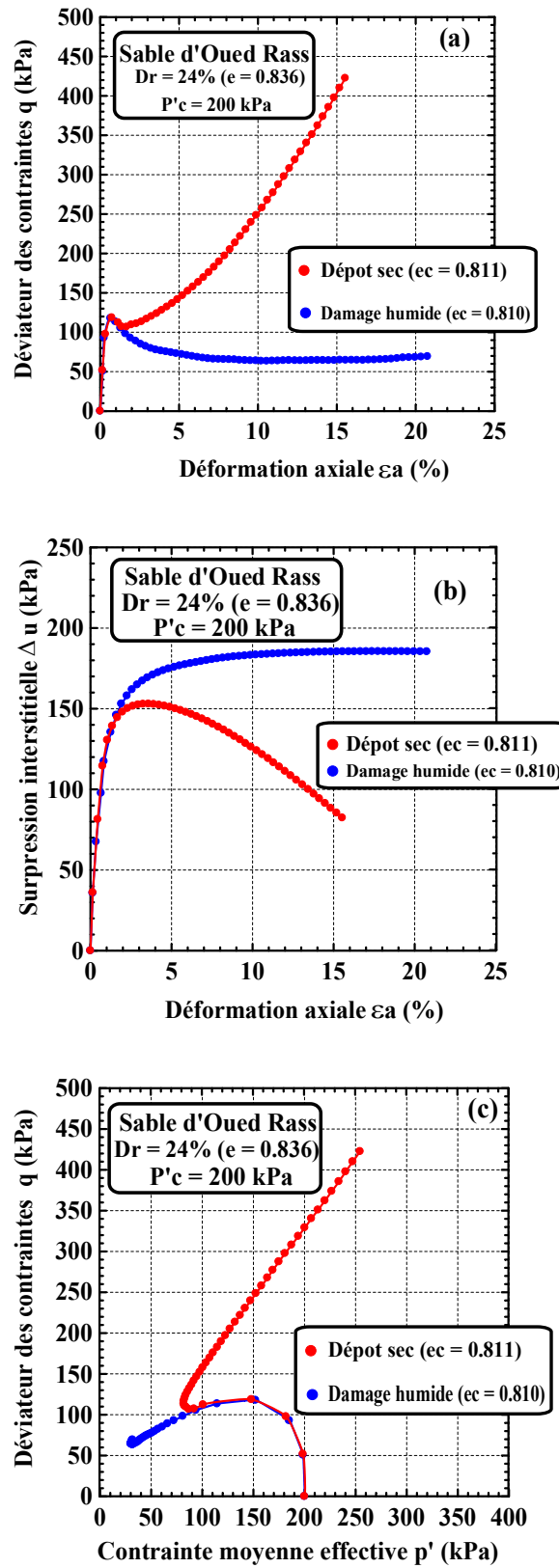


Figure V.1: Effet du mode de dépôt sur le comportement non drainé du sable d'Oued Rass ($\sigma'_c = 200$ kPa): (a) courbe $q - \epsilon_a$; (b) courbe $\Delta u - \epsilon_a$; (c) courbe $q - p'$.

V.2. LA TOMOGRAPHIE A RAYONS - X

V.2.1. Définition et historique

La tomographie RX est une méthode utilisée déjà pour les sables et les roches par plusieurs auteurs (Desrues et al., [40], Lenoir, [80]), qui permet de reconstituer la composition et la structure interne d'un objet en trois dimensions à partir d'une série d'images radiographiques de l'échantillon, appelées projections, prises sous des angles différents. A partir de ces projections, peut reconstruire par le calcul une carte tridimensionnelle de l'atténuation locale des rayons X dans leur parcours à travers l'échantillon étudié. Il est possible à partir de ces volumes d'effectuer divers traitements et visualisations, notamment de présenter des coupes qui représentent ce qui serait observé si on coupait l'objet suivant ce plan (figure V.2). A énergie du faisceau et à composition chimique du constituant données, l'atténuation des rayons X est principalement proportionnelle à la densité massique du matériau de l'échantillon. Ainsi, si la composition chimique de l'objet est uniforme, la mesure est proportionnelle à la densité massique locale de l'objet (Bossi et al., [14]) (figure V.3).



Figure V.2: Coupes tomographiques 3D et 2D d'un échantillon de sable d'Hostun fin de diamètre 10mm (diamètre moyen 0.32mm) (Lenoir, [80]).

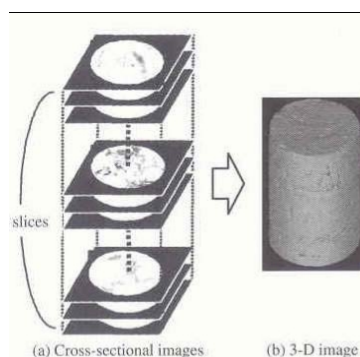


Figure V.3: Schéma de principe de la tomographie RX (Bossi et al., [14]).

La tomographie RX est une technique de mesure en trois dimensions. Lors de leur visualisation, les coupes radiographiques sont des images classiques en 2 dimensions composées d'une matrice de pixels (le pixel dont le nom est une contraction de l'expression anglaise PICTURE ELEMENT, est le point

élémentaire d'une image numérique). En fait, une coupe représente une épaisseur finie de l'objet et est composée de voxels (figure V.4). Un voxel est l'équivalent d'un pixel en trois dimensions et représente le volume défini par un pixel (dans l'image 2D) sur l'épaisseur de la coupe. Ainsi, un pixel dans les images des coupes correspond à une « projection » du voxel correspondant. La taille du voxel représente la résolution spatiale de mesure. Dans la suite du manuscrit et dans un souci de clarté, nous utiliserons quand même les termes de 2D et de pixel lors de la visualisation des coupes et une meilleure (ou plus haute résolution) signifiera que la taille du voxel est plus petite.

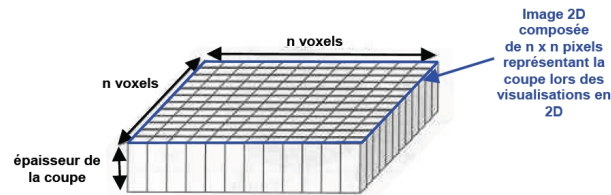


Figure V.4: Représentation schématique d'une coupe (composée de $n \times n$ voxels).

Les premières images sont apparues en astronomie avec Brace well [17]. Puis, le premier scanner assisté par ordinateur (X - ray CT) fut conçu et réalisé par Hounsfield [80] dans le cadre de l'imagerie médicale, ce qui lui permit d'obtenir le Prix Nobel en 1979 en association avec Cormack. Développé dans les années 70 pour le milieu médical, le domaine d'application s'est élargi ensuite au monde industriel dans les années 80 où la technique a largement évolué au rythme des avancées technologiques, notamment de l'informatique. La plus grande variété et les plus hautes densités des matériaux étudiés dans le monde industriel ont permis de développer la méthode sur différentes tailles d'échantillons et différentes résolutions. L'élargissement et l'amélioration des performances ont été très bénéfiques pour l'étude des géomatériaux. Au début malgré les limites en résolution, quelques études étaient effectuées avec des scanners médicaux car elles permettaient dans certaines études, d'obtenir des informations suffisamment précises (Saraf, [102]; Wellington et Vinegar, [144]). Néanmoins, les résolutions disponibles limitaient les applications possibles et il a fallu attendre le développement de la technique (le synchrotron a notamment été une avancée majeure). De ce fait, l'utilisation de la tomographie RX dans l'étude des géomatériaux est assez récente (années 80).

V.2.2. Principes de la méthode

Les rayons X sont d'une forme de rayonnement électromagnétique à haute fréquence dont l'énergie de photons va de quelques électron-volts (eV) à plusieurs MeV. La tomographie RX utilise le fait que les rayons X sont atténués lorsqu'ils traversent un objet: une partie est dispersée, une autre absorbée et le reste transmis. Il existe cinq phénomènes physiques d'interaction entre les rayons X et la matière: la diffraction de Compton, l'absorption photoélectrique, la diffraction de Rayleigh, la production de paire et la photo-désintégration.

En pratique avec les géomatériaux et les énergies utilisées avec les différents appareils, seules la diffraction de Compton et l'absorption photoélectrique interviennent. La diffraction de Rayleigh intervient aux très basses énergies mais est négligeable comparée aux deux autres phénomènes (Van Geet [138]). Lors de l'absorption photoélectrique, l'énergie totale du photon X est transférée à un électron intérieur qui se retrouve éjecté. Un électron d'une couche supérieure vient remplacer l'électron éjecté ce qui libère de l'énergie sous la forme d'un photon X. Lors de la diffraction de Compton, le photon X éjecte un électron extérieur et perd ainsi une partie de son énergie totale. L'énergie restante est renvoyée dans une direction dite de déviation (figure V.5).

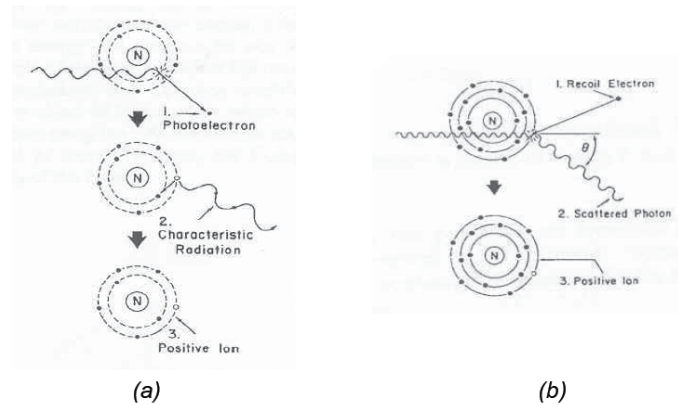


Figure V.5: Schémas de principe de l'absorption électrique (a) et de la diffraction de Compton (b). N représente le noyau de l'atome. (Curry et al. [80])

La technique de tomographie RX la plus simple et la plus utilisée est la tomographie de transmission i.e. mesurer l'atténuation des rayons X en mesurant les rayons transmis à travers l'objet étudié. Notons que les photons diffractés sont dispersés dans des directions aléatoires et ne constituent donc pas des informations utiles. Ils peuvent néanmoins générer du bruit dans la mesure ce qui a un effet négatif dans la reconstruction des images (Van Geet [138]). La mesure d'atténuation consiste à mesurer la baisse d'intensité des rayons dû au passage à travers l'objet, ce qui permet ensuite d'en déduire la distribution du coefficient d'atténuation linéique $\mu(x, y)$ grâce à des algorithmes de reconstruction basées sur la loi d'atténuation de Beer - Lambert. Le paramètre final visualisé dans la tomographie i.e. la valeur du voxel, est proportionnel au coefficient d'atténuation linéique qui est étroitement lié à la densité massique. Ainsi, chaque voxel dans l'image reconstruite représente une valeur très proche de la moyenne des densités massiques des différents composants présents physiquement dans le voxel. La taille du voxel (résolution spatiale) dépend de la taille du faisceau de rayons X, de celle de l'objet et de la résolution des appareils de mesure.

V.2.2.1. Loi d'atténuation de Beer - Lambert

La mesure d'atténuation des rayons consiste à mesurer une variation d'intensité i.e. le nombre de photons émis par la source et transmis à travers l'échantillon. Plaçons nous dans le cas d'un matériau

homogène étudié avec un faisceau de rayons parallèles monochromatiques (i.e. ensemble de rayons ayant une même longueur d'onde), la loi d'atténuation de Beer - Lambert le long d'un rayon s'écrit:

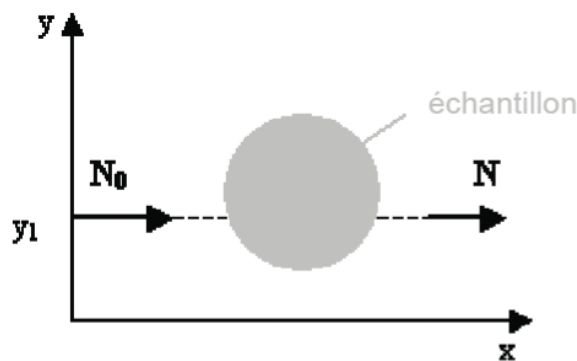
$$N = N_0 \exp \left[- \int_{\Gamma} \mu(x, y_1) dx \right] \quad (V.1)$$

Avec:

N_0 : Nombre de photons émis et N : nombre de photons transmis

$\mu(x,y)$: Coefficient d'atténuation linéique au point de coordonnées (x,y)

Γ : Ligne d'équation $y = y_1$ représentant un rayon du faisceau



En mesurant N_1 et N_0 , l'intégrale de $\mu(x, y_1)$ le long de la ligne Γ peut être calculée:

$$\ln \frac{N}{N_0} = - \int_{\Gamma} \mu(x, y_1) dx \quad (V.2)$$

Dans le cas d'un matériau hétérogène au sens qu'il est composé de plusieurs matériaux « absorbants » pour les rayons X, l'équation (V.2) devient:

$$\ln \frac{N}{N_0} = - \int_{\Gamma} \sum_i \mu_i(x, y_1) dx \quad (V.3)$$

avec: i correspondant aux différents composants du matériau étudié.

Le coefficient d'atténuation linéique dépend de l'énergie du rayon et de la nature du matériau. Il faut donc adapter l'équation (V.3) pour un matériau hétérogène et un rayon polychromatique (i.e. rayon ayant plusieurs longueurs d'onde):

$$N = \int N_0(E) \exp \left(- \int_{\Gamma} \sum_i \mu_i(E, x, y_1) dx \right) d(E) \quad (V.4)$$

V.2.2.2. Coefficient d'atténuation linéique

Le coefficient d'atténuation linéique dépend de l'énergie du photon, de la densité massique et du nombre atomique Z du matériau étudié. Les deux phénomènes intervenant pour les énergies utilisées sont la diffraction de Compton et l'absorption photoélectrique. Plusieurs formules approchées ont été proposées pour le coefficient d'atténuation dans la littérature et, pour les énergies utilisées, la plus courante est:

$$\mu(E) = \underbrace{a(E)\rho \frac{Z^m}{E^n \cdot A}}_{\substack{\text{absorption} \\ \text{photoélectrique}}} + \underbrace{b(E)\rho \frac{Z}{A}}_{\substack{\text{diffraction} \\ \text{de Compton}}} \quad (\text{V.5})$$

Avec: E: énergie du rayon, ρ densité du matériau «absorbant», Z son nombre atomique et A son poids atomique. Les constantes m et n sont des constantes dépendant respectivement de Z et E. La partie avec la constante a(E) représente l'atténuation par absorption électrique et celle avec b(E) par diffraction de Compton.

Comme Z/A est quasiment constant et ainsi que m et n qui peuvent être déterminés pour la plupart des matériaux et les énergies utilisées, la formule (V.5) peut être simplifiée de la manière suivante (Van Geet [138]):

$$\mu(E) = \rho \left[a \left(E \frac{Z^{3.8}}{E^{3.2} \cdot A} + b(E) \right) \right] \quad (\text{V.6})$$

Lorsque le matériau étudié est composé d'un mélange d'atomes, il faut utiliser pour Z un nombre atomique effectif Z_e défini comme (Van Geet et al. [138]):

$$Z_e = \left(\sum f_i \cdot Z_i^{3.8} \right)^{1/3.8} \quad (\text{V.7})$$

avec: f_i la fraction en nombre d'électrons de l'élément i sur le nombre total et Z_i le nombre atomique de l'élément i.

L'équation (V.6) montre que le coefficient d'atténuation linéique dépend de plusieurs paramètres (énergie, densité massique et nombre atomique du matériau étudié) et est la superposition de deux phénomènes physiques d'interaction de la matière avec les rayons X (la diffraction de Compton et l'absorption photoélectrique). Avec les géomatériaux et en dessous d'une énergie de 100keV, le phénomène prédominant est l'absorption photoélectrique (Ketcham et Carlson [61]). Le coefficient d'atténuation linéique est alors pour une énergie donnée, dépendant de la densité massique et du nombre atomique à la puissance 3.8 ($Z^{3.8}$) ce qui implique deux choses en pratique: la comparaison en densité de deux zones différentes dans l'objet, n'est possible que si le nombre atomique Z est constant et, un changement de densité entre deux zones peut être annulé par un changement du nombre atomique dans la direction opposée (Baruchel et al [5]). Afin de mieux interpréter les données, en d'autres termes être capable de différencier le nombre atomique et la densité, il est nécessaire de mesurer l'objet à deux énergies différentes (technique de l'énergie - double). Avec une calibration préalable en utilisant des matériaux dont la densité et le nombre atomique sont connus, la comparaison des données tomographiques permet de déduire la densité et le nombre atomique du matériau étudié. L'inconvénient de la méthode est qu'elle sensible au bruit (Van Geet et al. [138]).

Au delà de 100keV jusqu'à 5 - 10MeV, le phénomène prédominant est la diffraction de Compton. Le coefficient d'atténuation linéique est alors considéré comme uniquement dépendant de la densité

massique. En pratique, utiliser de telles énergies semble plus simple pour l'analyse des données. Néanmoins, les valeurs du coefficient d'atténuation sont faibles à cause des hautes énergies (voir équation (V.6)). Le contraste entre les différents composants de l'échantillon est alors faible. Ainsi, des énergies de faibles valeurs où l'absorption photoélectrique est prédominante, sont le plus généralement choisies car elles sont plus sensibles aux différences de composition.

Il est possible d'obtenir le coefficient d'atténuation d'un matériau en fonction de l'énergie grâce à la base de donnée XCOM gérée par le NIST. Elle est accessible sur internet à l'adresse <http://physics.nist.gov/PhysRefData/Xcom/Text/XCOM.html> et donne le coefficient d'atténuation massique (μ/ρ) de n'importe quel composant en fonction de l'énergie. Elle est très utile pour prédire les atténuations des composants des matériaux et montrer les possibilités de différenciation entre les éléments dans les données tomographiques.

Ketcham et Carlson [58] prend l'exemple de quatre minéraux présents dans les roches (le quartz, la calcite, l'orthoclase et l'almandine) en montrant leur coefficient d'atténuation linéique entre 0 et 400keV (figure V.6). Le quartz et l'orthoclase qui ont des densités massique proches (respectivement 2.65 et 2.59g/cm^3), ont des coefficients d'atténuation linéique différents aux basses énergies. Celui de l'orthoclase est légèrement supérieur à cause du potassium qui possède un nombre atomique élevé. A l'inverse, à plus haute énergie, les coefficients sont similaires. Cet exemple montre que dans les données tomographiques, deux minéraux ayant des densités massiques similaires peuvent être différenciés mais uniquement à certaines énergies. La calcite, bien qu'ayant une densité légèrement supérieure (2.71g/cm^3), présente une atténuation en comparaison, plus importante à cause de la présence de calcium. Enfin, l'almandine est l'exemple d'un minéral présentant une densité massique et un nombre atomique assez importants pour permettre dans ce cas, de le distinguer des autres minéraux à n'importe quelle énergie.

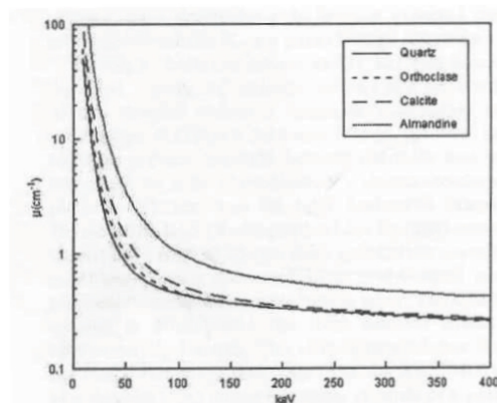


Figure V.6: Coefficient d'atténuation linéique en fonction de l'énergie des rayons X pour différents minéraux dans les roches (en ordre croissant sur le graphique, quartz, orthoclase, calcite et almandine).

(Ketcham et Carlson [61]).

La mesure tomographique revient à mesurer le coefficient d'atténuation linéique qui dépend principalement de la densité massique mais aussi de l'énergie et du nombre atomique. Dans un souci de

concision, nous considérerons dans la suite du manuscrit la tomographie RX comme une mesure uniquement de densité massique.

V.2.2.3. Reconstruction des images

La mesure de l'atténuation des rayons X à travers un objet est une mesure globale, en d'autres termes une projection de l'atténuation par les points de l'objet le long de chaque rayon de mesure. Le but de la tomographie RX étant de mesurer localement la densité d'un objet, des algorithmes de reconstruction vont permettre de passer d'une mesure globale à une mesure locale de densité. Pour cela, il est nécessaire de mesurer un ensemble de projections sous différents angles également espacés et couvrant 360° (ou 180°).

La figure V.7 proposée par Van Geet [138] illustre le principe de la méthode avec à gauche la phase de mesure et à droite la phase de reconstruction. Imaginons un échantillon cylindrique de composition homogène possédant deux inclusions ayant des densités plus importantes que celle de l'échantillon et de valeurs différentes entre elles. L'inclusion placée en haut dans l'échantillon possède la densité la plus importante. La mesure des rayons X à travers l'échantillon est effectuée avec deux mesures espacées d'un angle de 90° (partie gauche de la figure). Les deux mesures du profil d'intensité des rayons X montrent une absorption plus importante des rayons au niveau des inclusions et différentes entre elles. Ensuite lors de la reconstruction (partie droite de la figure), les profils d'intensité permettent de déterminer pour chaque angle de mesure, l'emplacement d'une zone plus dense sur le chemin de mesure. En croisant les mesures à différents angles, cela permet de localiser les inclusions au sein de l'échantillon et de mesurer leur différente densité.

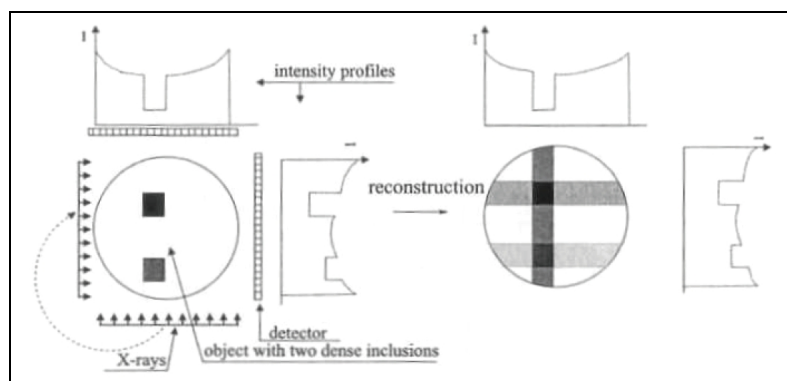


Figure V.7: Schéma de principe de la méthode de reconstruction par transformation inverse (Van Geet, [138]).

V.2.3. Générations et type d'appareils

Il existe différents types de sources de rayons X et de détecteurs et deux possibilités pour générer la mesure à différents angles: en faisant tourner l'échantillon ou la paire source/détecteur.

V.2.3.1. Générations

Il existe quatre générations d'appareils (ou scanner) (figure V.8). La première génération utilise un faisceau en pinceau (pencil beam) et un seul détecteur, qui sont dans le plan de coupe. La mesure est effectuée en translatant l'ensemble source/détecteur sur toute la largeur de l'échantillon puis en recommençant l'opération après rotation de l'échantillon (ou de l'ensemble source/détecteur). La deuxième génération utilise le même principe de mesure mais en utilisant une source en éventail (fan beam) avec un faible angle d'ouverture et une ligne de détecteurs. L'avantage est d'obtenir beaucoup plus d'informations en moins de temps par rapport à un scanner première génération. Il permet d'obtenir des données plus précises qu'avec les autres générations utilisant une source en éventail mais le temps d'acquisition est beaucoup plus long (Otani, [94]).

Les scanners troisième et quatrième génération utilisent une source et des détecteurs plus larges permettant la plupart du temps de couvrir l'échantillon en entier. La source est en éventail ou en cône et les détecteurs sont respectivement en ligne ou en plan. Les configurations de ce type permettent de réduire considérablement le temps d'acquisition notamment la configuration cône/plan qui permet de scanner plusieurs coupes en même temps. La différence entre les deux générations réside dans le fait que seul l'échantillon tourne dans la troisième génération à l'inverse de la quatrième où c'est l'ensemble source/détecteur qui tourne (si l'ensemble des détecteurs est circulaire comme dans la figure V.8, seul le détecteur tourne). Les configurations où la rotation est effectuée par l'échantillon et non par l'ensemble source/détecteur, permettent d'améliorer la qualité des images car des filtres peuvent être facilement placés devant la source (ou les détecteurs) ce qui est particulièrement utile dans la réduction des artefacts. De plus, la mesure est effectuée avec moins de vibrations ce qui est une condition nécessaire pour obtenir des images de qualité en microtomographie, les vibrations engendrées lors de la rotation de l'échantillon devant être inférieures à la résolution de mesure.

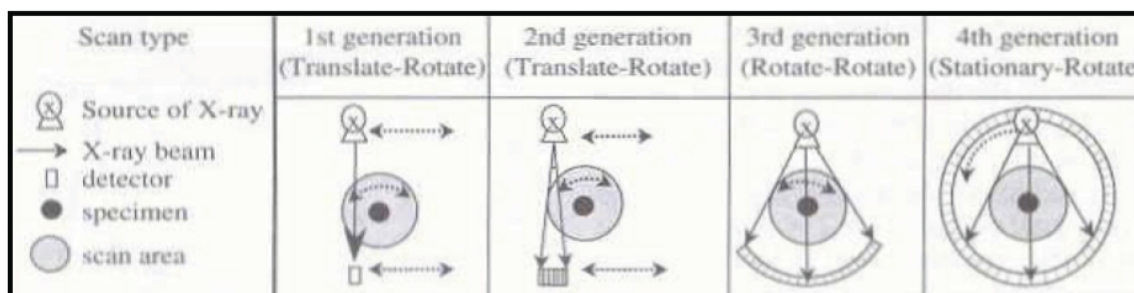


Figure V.8: Générations d'appareil de mesure pour la tomographie RX (Otani, [94]).

L'outil mathématique utilisé afin de décrire l'ensemble des mesures est la transformée de Radon qui ensuite par transformation inverse permet de déduire la distribution du coefficient d'atténuation linéique. Ce principe de reconstruction a été énoncé pour la première fois par Radon en 1917.

Plaçons nous dans le cas illustré par la figure V.9. L'échantillon est fixe, l'ensemble source/détecteur tourne autour de l'échantillon et les rayons sont parallèles. Le système de référence (x, y) correspondant à l'objet est fixe. Un nouveau système en coordonnées polaires (r, θ) correspondant à une rotation d'un angle θ du système de référence peut être défini.

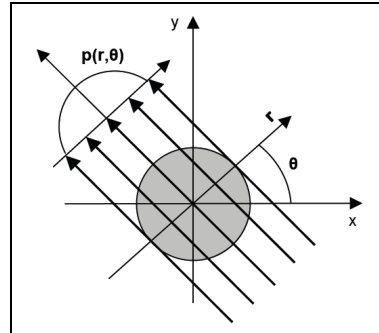


Figure V.9: Mesure d'un échantillon cylindrique avec un faisceau de rayons parallèles.

Le nombre de photons mesurés par le détecteur en fonction du nombre de photons émis par la source suivant un rayon, s'écrit selon la loi de Beer - Lambert (M représente un point de l'objet qui a pour coordonnées (x, y) dans le système de référence):

$$N = N_0 \exp \left[- \int_M \mu(M) dM \right] \quad (V.8)$$

avec: $M \in \text{rayon}$

A partir de ce profile d'intensité, le profile d'atténuation suivant le rayon de coordonnées (r, θ) peut s'écrire:

$$p(r, \theta) = \ln \frac{N_0}{N} = \int_M \mu(M) dM \quad (V.9)$$

Avec: $M \in \text{rayon}$

Une projection correspond à l'ensemble des mesures suivant chaque rayon et pour un angle θ donné. En mesurant des projections pour des angles allant de 0 à 360° (ou 180°), une représentation 2D peut être obtenue et est appelée sinogramme car un point de l'échantillon décrit une sinusoïde dans cette représentation. L'ensemble des projections est la transformée de Radon du coefficient d'atténuation linéique. Notons que dans le cas d'un faisceau de rayons parallèles une rotation de 180° est suffisante vu que les informations obtenues pour des angles de 180 à 360° sont redondantes. La distribution du coefficient d'atténuation linéique $\mu(x, y)$ est ensuite calculée par transformation inverse. Enfin, la valeur finale du voxel dans l'image est calculée grâce à une échelle préalablement calibrée.

Pour optimisée la qualité des images reconstruites, la technique nécessite bien sûr un nombre important d'angles de mesure. Néanmoins, la mesure est discrète (nombre fini d'angle de mesure) et nécessite des interpolations pour améliorer la qualité des images. La méthode la plus connue est la filtered

back projection (FBP) où les projections sont filtrées avant transformation inverse. Enfin, des adaptations sont nécessaires car les méthodes de reconstruction étant basées sur la loi de Beer - Lambert, les conditions idéales d'application des méthodes sont des mesures avec un faisceau de rayons parallèles et à énergie constante ce qui n'est pas le cas dans la réalité.

V.2.3.2. Types d'appareils

Il existe trois types d'appareils pour la tomographie RX: le scanner médical, industriel et le synchrotron. Les rayons X sont générés par accélération d'électrons i.e. par freinage dans un tube à rayons X (scanner médicaux et industriels) ou par changement de trajectoire dans un accélérateur de particules (synchrotron). Dans les tubes à rayons X, les électrons sont accélérés et bombardés sur une cible métallique. Ils sont freinés et déviés par le champ électrique des noyaux de la cible ce qui crée un flux de photons (rayonnement continu de freinage ou de Bremsstrahlung). Dans un synchrotron, les électrons sont accélérés à une vitesse proche de la lumière (électrons relativistes) puis déviés par un champ magnétique (force de Lorentz) ce qui crée l'émission d'un faisceau de photons tangentiellement à la courbe suivie par les électrons. Le fonctionnement d'un synchrotron est plus amplement décrit dans les annexes du chapitre. Les tubes à rayons X délivrent des rayons d'énergie et d'intensité moins importantes et avec un spectre d'énergie moins large qu'un synchrotron. De plus, les faisceaux sont divergents contrairement à ceux délivrés par un synchrotron qui peuvent être considérés comme convergents.

En terme de résolution spatiale, le scanner médical présente des résolutions de l'ordre de plusieurs centaines de microns, le scanner industriel de quelques dizaines de microns et le synchrotron de l'ordre du micron. En terme de rapidité de mesure, l'appareil le plus lent est le scanner industriel (jusqu'à plusieurs heures) et les plus rapides (quelques minutes) sont le scanner médical (pour ne pas exposer le patient à de trop grande dose de radiation) et le synchrotron.

La configuration la plus commune dorénavant est la troisième génération avec l'utilisation d'une source en cône (ou de rayons peu divergents) avec des détecteurs en 2D qui permettent une acquisition plus rapide. Néanmoins, elle nécessite des calculs beaucoup plus importants et est propice au distorsion. L'idéal pour cette configuration est l'utilisation d'un synchrotron qui réduit les distorsions grâce à la faible divergence du faisceau. De plus, à résolution égale, les temps de mesure sont beaucoup plus faibles qu'avec un scanner industriel.

V.2.4. Caractéristiques et optimisation

La tomographie RX ne l'oublions pas, est une technique d'imagerie. Les résultats des études vont dépendre de la résolution spatiale (taille du voxel) et de la qualité des images.

La résolution spatiale est liée à la résolution du détecteur et au grossissement. Les détecteurs sont composés d'un ensemble de cellules photoélectriques qui enregistrent les rayons transmis à travers l'échantillon. La taille de la cellule correspond à la résolution du détecteur. Les matériaux étudiés avec les

scanners industriels et le synchrotron, supportent d'être exposés à des rayons de hautes énergies et durant de longs temps d'exposition. Ainsi, il est possible d'utiliser des détecteurs ayant de bonnes résolutions (i.e. ayant des cellules photoélectriques de petite taille). Le déclin du rapport signal/bruit est alors compensé en utilisant des rayons de hautes intensités (synchrotron) ou des temps d'exposition plus longs (scanner industriel). Le grossissement est le rapport entre la taille de l'image de l'échantillon enregistrée par le détecteur et la taille réelle de l'échantillon. Plus il est important, meilleure est la résolution spatiale mais il est limité par les dimensions du détecteur.

La qualité des images dépend de plusieurs choses. La première est la quantité d'informations collectées par le détecteur i.e. le nombre de photons enregistrés par cellule (rapport signal/bruit). Ensuite, les différences de configuration entre les conditions de mesures et de la théorie à la base des méthodes de reconstruction, nécessitent des adaptations. Les méthodes de reconstruction sont basées sur l'hypothèse de rayons monochromatiques parallèles. Lors d'une projection, un point de l'échantillon est en théorie traversé par un seul rayon. Ainsi, plus le nombre de rayons traversant un point est important, moins la qualité est bonne. De plus, les rayons utilisés sont rarement monochromatiques. Enfin, Une attention particulière doit être portée à la minimisation des artefacts qui sont inhérents à la technique.

La résolution spatiale et la qualité des images dépendent d'un ensemble de paramètres plus ou moins liés entre eux: la source de rayons X (taille, type et nature des rayons), l'échantillon (forme et taille), le détecteur (dimensions et résolution), le temps d'acquisition et la reconstruction des images (adaptation des méthodes et minimisation des artefacts). Ils vont intervenir de manières différentes ou non suivant la configuration matérielle du système. Les figures V.10 illustrent le rôle de chaque paramètre dans les deux configurations matérielles les plus courantes à savoir, configuration de troisième génération dans un scanner classique (figure V.10a) et dans un synchrotron (figure V.10b). La mesure permet de mesurer plusieurs coupes en même temps et la figure se situe dans un plan de coupe. La figure V.10a montre l'utilisation d'une source en cône délivrant des rayons divergents (scanners classiques) et la figure V.10b une source délivrant un faisceau de rayons parallèles (synchrotron) sans et avec grossissement.

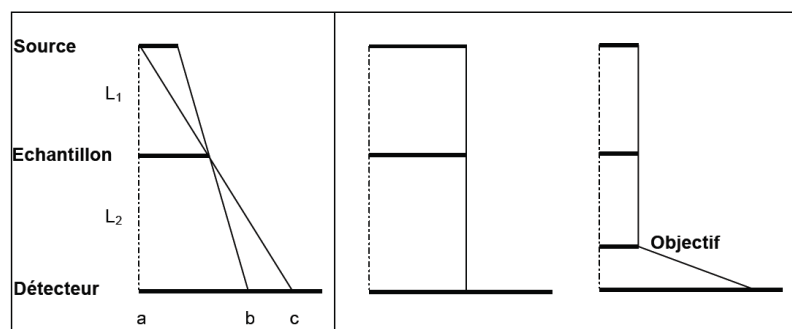


Figure V.10: Influence des paramètres suivant la configuration matérielle. (a) configuration avec source divergente et (b) configuration avec source convergente sans grossissement (à gauche) et avec grâce à un objectif (à droite)

V.2.4.1. La source de rayons X (type, taille, nature des rayons)

Le type de la source intervient à la fois sur la qualité et la résolution. Dans le cas (a), les rayons sont divergents et représentent la condition la plus défavorable pour la reconstruction des images. A l'inverse, le cas (b) présente les conditions idéales.

Dans le cas (b), les rayons étant parallèles, la résolution est directement déterminée par la résolution du détecteur. Le détecteur est composé la plupart du temps d'un scintillateur qui transforme les rayons X en lumière visible et d'une caméra CCD qui assure la numérisation. Il est alors possible d'ajouter un objectif pouvant effectuer un grossissement. Dans le cas (a), le grossissement dépend du rapport des distances L_1 et L_2 . Plus l'échantillon est proche de la source, plus le grossissement est important.

Dans le cas (a), la taille de la source est le paramètre sur lequel on peut jouer le plus en pratique. Les rayons qui sont atténués par l'objet sont enregistrés sur le détecteur entre les points a et b et ceux qui ne le sont pas, à droite de c. La zone entre b et c appelée zone de pénombre, correspond à un mélange des deux et constitue une zone de transition entre la mesure avec et sans atténuation. Cela crée à l'extrémité de l'objet une zone de flou dans les images qui est pénalisante d'un point de vue qualité d'image. Une réduction de la taille de la source permet de réduire celle de la zone pénombre. De plus, cela permet de rapprocher l'échantillon de la source et ainsi d'augmenter la résolution (augmentation du grossissement) sans avoir une zone de pénombre importante.

Dans les deux cas, la taille de la source intervient sur le temps de mesure. Si elle n'est pas assez importante pour couvrir l'échantillon, cela nécessitera de scanner l'échantillon en plusieurs fois et ainsi augmenter le temps de mesure.

L'énergie caractérise la capacité des rayons à traverser un objet. Plus l'énergie est importante, plus le rayon est capable de traverser un objet. La qualité d'image étant directement liée au nombre de photons mesurés, il faut choisir une énergie qui sera assez grande pour traverser l'objet étudié et transmettre un nombre suffisant de photons. L'énergie va déterminer aussi les phénomènes physiques d'interaction avec la matière. Un bon contraste entre les différents composants de la matière se situe dans les basses énergies lorsque le phénomène d'absorption photoélectrique est prédominant. Le choix de l'énergie consiste donc généralement, en un compromis entre une énergie assez importante pour traverser l'échantillon et dans le même temps assez basse pour garder un contraste intéressant.

L'intensité correspond au flux de photons. Plus le flux est important, plus le détecteur mesurera de photons en un temps donné. L'intensité va donc déterminer le temps d'acquisition.

V.2.4.2. L'échantillon (taille et forme)

La taille de l'échantillon influence le temps de mesure et la résolution spatiale. D'une part, la taille de l'échantillon doit permettre que la source le couvre entièrement afin d'être scanné en une seule fois et ainsi réduire le temps de mesure. D'autre part, une taille réduite dans le cas où la source produit un faisceau de rayons divergents (figure V.11a), permet de réduire la taille de la source et ainsi améliorer la

résolution et la qualité des images. Dans le cas où les rayons sont convergents (figure V.11b), cela permet d'avoir des grossissements plus importants (dans la limite des dimensions du détecteurs).

La forme a un rôle majeur dans la qualité des images. Le principe de la méthode fait qu'elle mesure un cylindre. Par conséquent, la forme idéale pour l'échantillon est un cylindre. De plus, l'existence d'arêtes crée des phénomènes de diffraction des rayons qui génèrent des artéfacts dans les images.

V.2.4.3. Le détecteur

Le détecteur est l'élément principal dans la mesure ainsi sa résolution, son temps d'acquisition et ses dimensions sont les paramètres principaux qui vont définir respectivement les capacités en résolution de mesure, temps d'acquisition et grossissement du système.

V.2.4.4. Le temps d'acquisition

Le temps d'acquisition correspond au temps nécessaire au détecteur pour acquérir assez d'informations i.e. mesurer un nombre suffisant de photons. Il est généralement donné en secondes (temps nécessaire à chaque angle de mesure). Le temps d'acquisition est principalement lié à l'intensité du faisceau. En effet, à même rapport signal/bruit, le nombre total nécessaire de photons pour imager une coupe est inversement proportionnel au cube de la résolution (taille du voxel). Afin d'améliorer la résolution par un facteur k , il est nécessaire de multiplier le nombre de photons mesurés par k^3 . Si le faisceau ne présente pas une grande intensité, il est nécessaire d'augmenter le temps d'exposition ce qui est souvent une limite pour obtenir des résolutions inférieures à $10\mu\text{m}$ avec des scanners utilisant des tubes à rayons X (Grangeat et al., [80]). La taille de l'échantillon va aussi influencer le temps d'acquisition car les sources rayons X ont des tailles limitées et si la taille de l'échantillon est plus grande que celle de la source, il faudra plusieurs passages pour couvrir la totalité de l'échantillon. Enfin, le temps d'acquisition est réduit lorsqu'un faisceau en cône (ou faisceau synchrotron) est utilisé avec un détecteur 2D car cela permet de scanner plusieurs coupes en même temps.

V.2.4.5. Artéfacts

La reconstruction des images est une phase cruciale qui conditionnera la qualité des images. La méthode étant basée sur des conditions de mesure difficilement réalisables, un soin tout particulier doit être apporté à l'adaptation des méthodes pour corriger les erreurs engendrées par les différences entre les conditions réelles de mesure et les conditions théoriques de la reconstruction. De plus, La tomographie RX génère des artéfacts dans les images produites. Ils se manifestent par la création de figure supplémentaire sous forme de cercle ou de droite, ou de changement de valeur de pixel (effet de tasse).

Leur réduction (ou leur suppression dans le meilleur des cas) constitue une étape très importante. En effet, les artéfacts peuvent masquer des zones d'intérêt ce qui est gênant dans l'analyse qualitative, ou faire qu'un matériau de même densité se retrouve représenté dans l'image finale avec différentes valeurs dans différents endroits de l'objet ce qui provoquent des erreurs dans les analyses quantitatives.

L'artéfact le plus courant est le durcissement du faisceau ou beam hardening. Il intervient lorsque le faisceau est polychromatique. Il correspond à une variation du spectre en énergie du faisceau en traversant l'échantillon. Les photons de basses énergies sont absorbés en pénétrant dans l'objet ce qui provoque une augmentation de l'énergie moyenne du faisceau (durcissement) au cours de son parcours à travers l'échantillon. L'algorithme de reconstruction est basé sur la loi de Beer - Lambert qui considère le faisceau monochromatique, ce qui crée des artéfacts lors de la reconstruction des images. Il se manifeste de deux façons. La plus courante est que les bords de l'échantillon apparaissent beaucoup plus denses qu'à l'intérieur (effet de tasse) (figure V.12). Cela correspond à une mesure fautive du coefficient linéique d'atténuation. Une première solution lors de l'analyse des images, est de retirer la partie externe de l'échantillon afin d'analyser seulement le centre qui est moins touché par le phénomène. Seulement, ce type d'artéfact est continu et les erreurs sont toujours présentes. De plus, si l'échantillon n'est pas homogène (ce qui est le cas dans les géomatériaux), l'artéfact est différent entre chaque coupe. Il est alors impossible de le calibrer pour le soustraire. La deuxième manifestation est l'apparition de droite (ou strie) qui correspondent à une valeur anormale le long d'un rayon, due à un point de forte atténuation (figure V.12).

La solution la plus simple pour corriger le beam hardening, est d'utiliser des faisceaux d'assez haute énergie pour que le durcissement du faisceau soit négligeable. Malheureusement, les géomatériaux sont assez absorbants pour que l'artéfact soit toujours visible et surtout, en utilisant des hautes énergies, le contraste dans les images est moins important. La solution la meilleure et la plus courante est de placer un filtre mécanique (un ou plusieurs morceaux de matériau absorbant, la plupart du temps en métal) devant la source afin d'absorber les photons de basses énergies. Le filtre ne doit évidemment pas être trop absorbant afin que le faisceau émergent soit assez important pour traverser l'échantillon et fournir suffisamment d'informations au détecteur.

Un autre artéfact courant et survenant dans les configurations de troisième génération est l'artéfact de cercle (ring artefact). Il se manifeste dans les images sous la forme de cercle (complet ou une partie) centré sur l'image et proviennent d'un saut dans le signal fourni par une ou plusieurs cellules du détecteur, qui correspond à une valeur anormale. Cette erreur dans le signal peut venir tout simplement d'une cellule défectueuse ou d'une sensibilité trop importante aux changements de conditions de mesure comme par exemple des différences d'énergie du faisceau. Ils peuvent être réduits en contrôlant au mieux les conditions de mesure ou en filtrant le faisceau comme pour le beam hardening pour les changements d'énergie du faisceau. De plus, ils peuvent dans certains cas être détectés (droite dans les sinogrammes) et soustraits lors des reconstructions. Néanmoins la plupart du temps, plusieurs rings demeurent dans les images (figure V.12).

Plusieurs autres artéfacts peuvent apparaître. La présence de zone anguleuse (dans la forme de l'échantillon ou localement), provoque une diffraction locale des rayons source d'erreur dans la mesure

autour de la zone ou d'une multitude de stries (star artefact). Ce phénomène apparaît principalement avec les photons de basses énergies. Un filtrage type beam hardening permet de les réduire. Un autre exemple est la saturation du capteur. Le signal donné par une cellule doit être proportionnel au flux de photons. En cas de saturation, la mesure est erronée et crée un artefact sous la forme de strie. Un mauvais calibrage du signal ou une erreur dans la référence du centre de rotation peut être aussi à l'origine d'artéfacts.

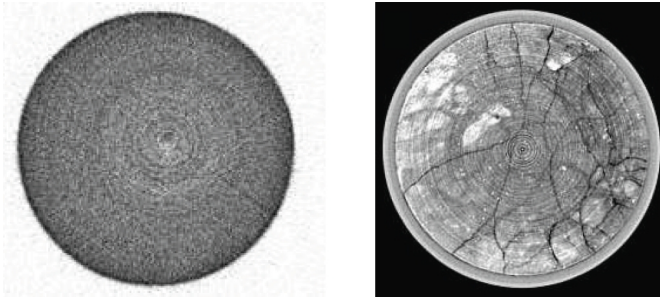


Figure V.12: Exemples d'artéfacts (effet de tasse, strie et ring). A gauche, tomographie d'un échantillon homogène de verre où sont visibles l'effet de tasse (bord de l'échantillon plus sombre dans ce cas), des stries et quelques rings (Van Geet., [138]). A droite, tomographie d'un échantillon de saprolite sont visibles l'effet de tasse (bord de l'échantillon plus clair dans ce cas) et des rings importants (Ketcham et Carlson, [61]).

V.2.5. La résolution spatiale

La tomographie est une technique d'imagerie. Le paramètre central est la résolution spatiale. Elle doit être adaptée aux objectifs de l'étude. En effet, la valeur d'un voxel représente la moyenne des propriétés d'atténuation des différents matériaux présents dans l'échantillon à l'emplacement du voxel. C'est ce que l'on appelle le partial volume effect. Ainsi pour illustrer un phénomène (par exemple, des bandes de cisaillement dans les sables (e.g. Desrues et al., [40]) ou des fissures dans les roches (e.g. Walters et al., [141])), il est évident que le phénomène étudié doit être composé de plusieurs voxels pour être distinctement visible.

Pour interpréter les valeurs des voxels, l'influence de la résolution spatiale peut se résumer en trois cas. Ketcham et Carlson [61] les exposent de la manière suivante. Le premier cas est lorsque la taille du phénomène étudié est bien plus grande que la résolution spatiale i.e. plusieurs voxels dans les trois dimensions. Les phénomènes sont distincts et peuvent ainsi être facilement séparés par simple seuillage (i.e. une valeur de voxel dans l'image originale est choisie pour rendre l'image binaire). Nous nous trouvons dans le meilleur cas où le partial volume effect peut être ignoré. Le deuxième cas est lorsque la taille du phénomène étudié est beaucoup plus petite que la résolution spatiale. Sa présence bien sûr affecte les valeurs des données tomographiques. Leur interprétation n'est pas facile mais peut être possible en connaissant la répartition volumique des composants du matériau (par exemple pour des calculs d'ouverture de fissure (e.g. Johns et al., [60]) ou de porosité (e.g. Wang et al., [142])). Le troisième cas est lorsque la taille du phénomène étudié est proche de la résolution spatiale (typiquement au moins une des

trois dimensions fait 1 ou 2 voxels). Ce cas est le cas le pire où le partial volume effect influence le plus les résultats. Les méthodes basées sur la répartition volumique ne sont pas ou difficilement applicables.

Une illustration des trois cas d'interprétation de la valeur du voxel est donnée par Otani et al. [94]. Les auteurs considèrent le matériau comme granulaire (avec une granulométrie homogène) et raisonnent en nombre de grains présents dans le voxel (figure V.13). Dans le premier cas, la taille des grains est plus grande qu'un voxel. La valeur tomographique du voxel peut être considérée comme celle des grains. Dans les deux autres cas (la taille des grains est plus petite qu'un voxel), la valeur tomographique est une moyenne des densités des grains et des vides. Dans le deuxième cas où les grains sont beaucoup plus petits, les vides affectent la valeur du voxel de manière relativement homogène sur l'ensemble des voxels de l'image. Cela permet d'utiliser des analyses basées sur la répartition volumique contrairement au troisième cas (la taille des grains est plus petite mais proche de la taille du voxel) qui est le pire pour interpréter quantitativement les valeurs des voxels.

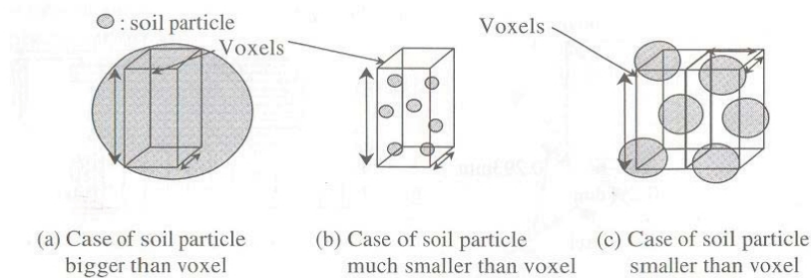


Figure V.13: Relation entre la taille des grains et celle du voxel (Otani et al., [94]).

Pour étudier la localisation de la déformation, plus les matériaux sont à grains fins, plus les zones localisées sont petites. Il est donc nécessaire d'avoir une bonne résolution pour les études dans les matériaux argileux comme la montre la figure V.14. Les tomographies présentées ont été prises avec le même scanner (résolution de $700 \times 700 \times 20 \mu\text{m}^3$) en fin d'essai triaxial. La tomographie à gauche est issue d'un essai sur un sable (sable d'Hostun) et à droite sur une argile (marne de Beaucaire). Les bandes sont nettement visibles dans le sable alors qu'elles ne le sont que « grossièrement » dans la marne. L'exemple de ces tomographies prises dans les mêmes conditions tomographiques (scanner et résolution identiques) montre parfaitement le besoin d'avoir des hautes résolutions pour étudier les matériaux argileux. Les premiers scanners ne proposaient pas de hautes résolutions donc la plupart des géomatériaux testés ont d'abord été des matériaux à grains gros comme les sables et les grès. Grâce aux avancées technologiques, l'amélioration des résolutions disponibles a permis ensuite de pouvoir étudier aussi la localisation dans les argiles. Néanmoins, peu d'études existent sur ce type de matériau (principalement sur des argiles limoneuses (Otani et al., [94]; Sun et al., [116]).

Enfin, la conséquence pratique de l'importance de la résolution spatiale est qu'elle va déterminer en partie l'ensemble des autres paramètres expérimentaux. Le « jeu » consiste en un compromis entre un nombre

important de paramètres (énergie et intensité des rayons, taille de la source et du détecteur, taille d'échantillon, ...). Il faut d'abord bien définir les objectifs de l'étude pour choisir la résolution spatiale la plus appropriée, qui ensuite déterminera une grande partie de l'ensemble des caractéristiques du dispositif expérimental (Ketcham et Carlson, [61]).

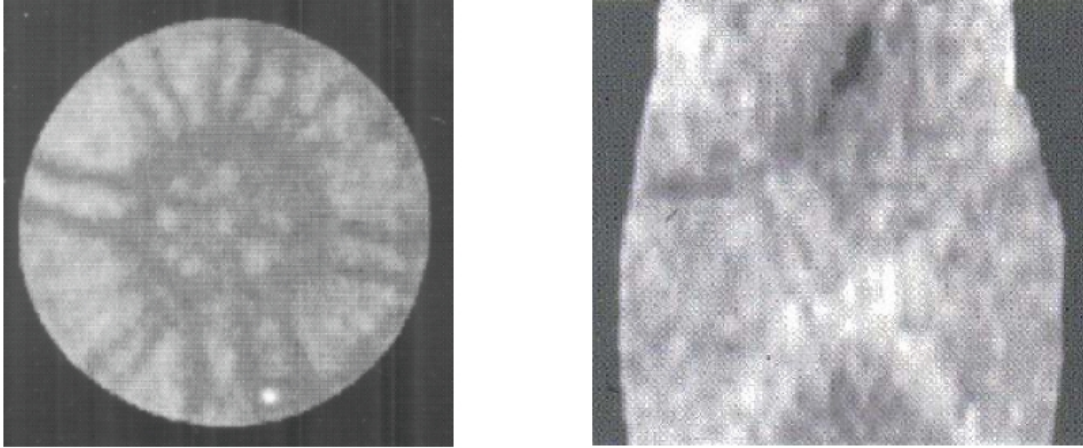


Figure V.14: Influence de la résolution spatiale dans l'étude de la localisation de la déformation. Tomographies en fin d'essai triaxial sur un sable (Desrues et al., [40]) (à gauche) et sur une argile (Tillard, [121]) (à droite).

V.3. UTILISATION DE LA TOMOGRAPHIE À RAYONS - X POUR L'ÉTUDE DE L'EFFET DU MODE DE DÉPÔT SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ DES SABLES LÂCHES

Afin de mettre en évidence la raison de la différence de comportement entre les deux modes de dépôt à savoir le dépôt sec et le damage humide, nous avons utilisé une technique d'imagerie non destructive et non invasive, la tomographie à rayons X (RX). Par comparaison avec des images obtenues au MEB par Benahmed et al. [9] dans une problématique similaire, la tomographie permet d'aller examiner n'importe quelle zone au cœur de l'échantillon a posteriori et d'autre part elle offre une approche plus quantitative (il est possible de calculer des moyennes et des distributions de quantités sur un volume délimité). C'est donc un outil d'investigation plus puissant. La tomographie RX est une méthode déjà utilisée pour les sables et les roches par plusieurs auteurs (Desrues et al., [40]; Lenoir, [80]).

La microtomographie à rayons X permet de reconstituer la composition et la structure interne d'un objet en trois dimensions à partir d'une série d'images radiographiques 2D de l'échantillon, appelées projections (radios), prises sous des angles différents. A partir de ces projections, on peut reconstruire par le calcul une carte tridimensionnelle de l'atténuation locale des rayons X dans leur parcours à travers l'échantillon étudié. Il est possible à partir de ces volumes de visualiser en 3D la microstructure et d'accéder simultanément à des coupes longitudinales et transverses. A énergie du faisceau et à composition chimique du constituant données, l'atténuation des rayons X est principalement

proportionnelle à la densité massique du matériau de l'échantillon. Ainsi, si la composition chimique de l'objet est uniforme, la mesure est proportionnelle à la densité massique locale de l'objet suivant la loi de Beer - Lambert (Barruchel et al., [5]). Les expériences présentées ici ont été menées au laboratoire 3SR à Grenoble.

C'est un appareil de microtomographie à rayons X multi - échelle de laboratoire, à faisceau conique. La résolution spatiale varie de 8 à 130 microns suivant le grossissement choisi. Cet appareil a aussi les spécificités suivantes, illustrées par la figure V.15:

- Source à rayons X: puissance maximum 75W, tension d'accélération maximum 150kV, taille du spot de 5 à 50microns;
- Imageur 25 par 20centimètres, avec 1900 x1500pixels;
- Plateau de rotation motorisé à dégagement central, d'une capacité de 80kg. On fixe l'échantillon à analyser sur cette platine.

La source et l'imageur sont motorisés et synchronisés de façon à aligner la source, l'échantillon et le détecteur.

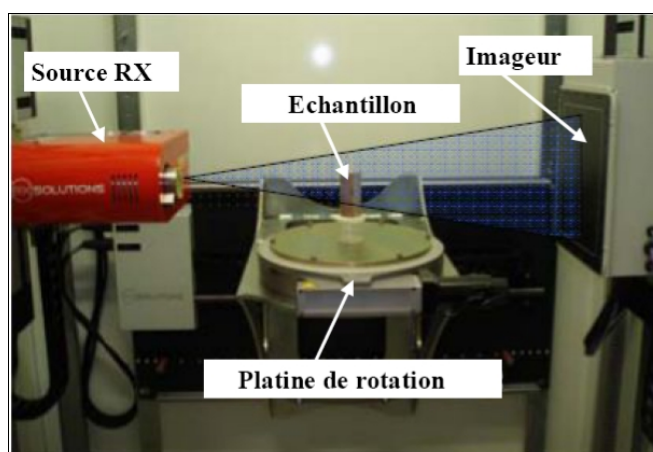


Figure V.15: Platine de rotation du tomographe multi - échelle du laboratoire 3SR.

Pour tous nos scans, nous avons utilisé une tension d'accélération des électrons de 70kV, une intensité est de 130 μ A. 1200projections (radios) ont été enregistré sur 360°. La résolution à obtenir est choisie en fonction de la taille des hétérogénéités. Elle est liée au choix de la taille de spot, du nombre de pixels du détecteur et de la distance source - échantillon. Pour permettre une étude fine de la structure, des échantillons de taille plus réduite que ceux utilisés pour les essais triaxiaux ont été préparés, en respectant d'aussi près que possible les mêmes modes de préparation. Cette partie du projet a consisté à scanner des échantillons de sable vierges de 17mm de diamètre et 34mm de hauteur fabriqués par les deux méthodes à même indice des vides initial de 0.836 et de densité relative de 24%. Les structures internes des deux échantillons ont été reconstituées avec une résolution spatiale de 22.2 μ m pour le dépôt sec et 22.62 μ m pour le damage humide. La figure V.16 montre une coupe reconstruite pour chaque échantillon ainsi

qu'un zoom sur la partie centrale de l'échantillon. On peut observer que les grains ont des dimensions du même ordre de grandeur et donc que les échantillons scannés à ces deux résolutions peuvent être comparés.

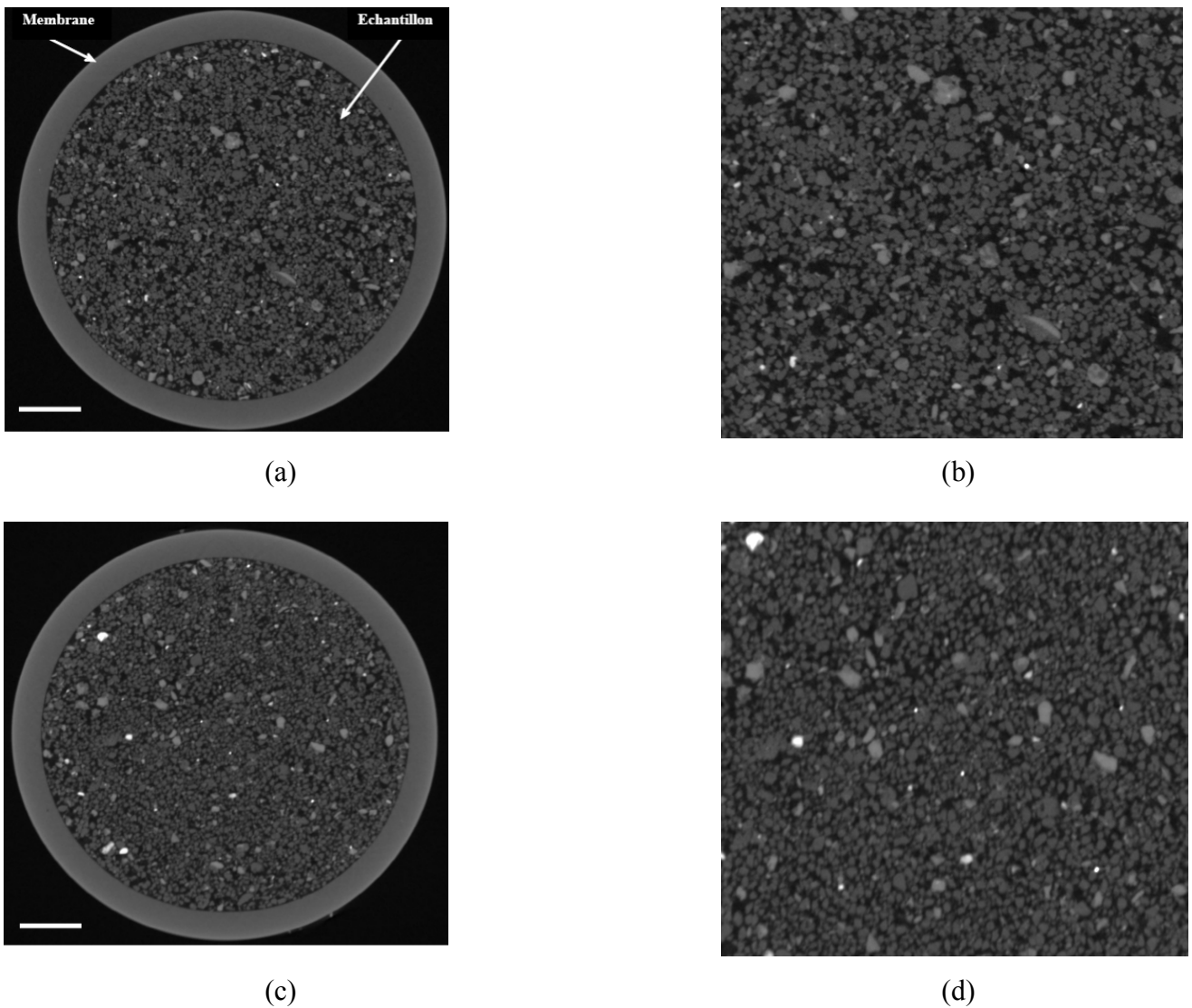
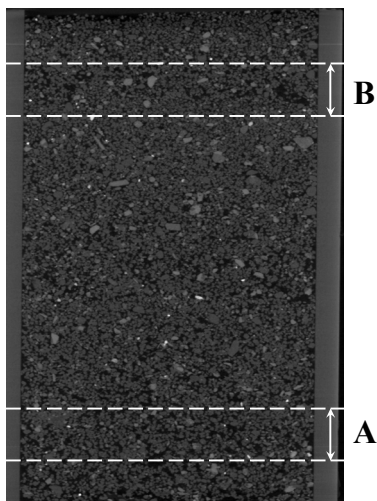


Figure V.16: Coupes tomographiques horizontales 2D d'un échantillon de sable d'Oued Rass (à gauche) avec une vue de détaillée (à droite). (a et b) damage humide; (c et d): dépôt sec. Echelle a et c: 3.4mm.

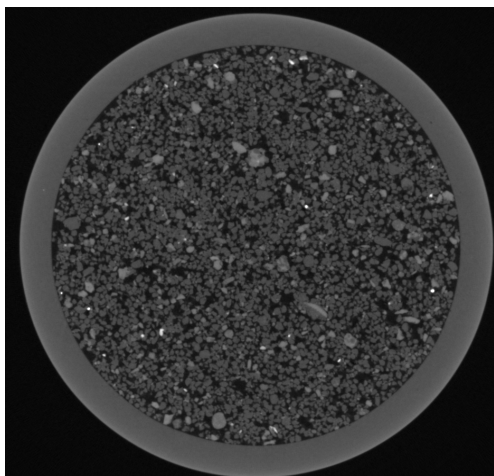
Les figures zoomées représentent 6.8mm x 6.8mm.

V.3.1. Analyse des résultats des scans du sable d'Oued Rass

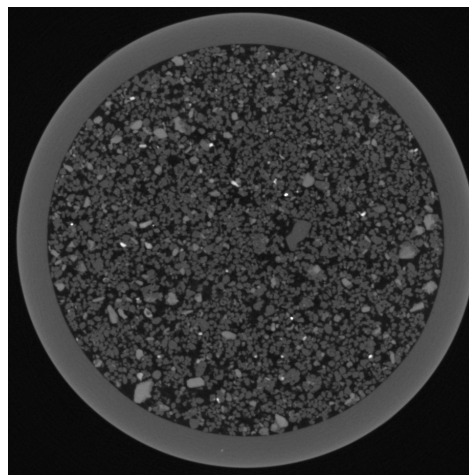
Une analyse dans la hauteur de l'échantillon à partir des figures V.17 et V.18 est faite pour effectuer une comparaison entre les deux comportements observés pour les deux modes de dépôt.



(a)



(b)



(c)

Figure V.17: Echantillon de sable d'Oued Rass en damage humide (a) coupe longitudinale, (b) et (c) coupes transversales extraites de la reconstruction volumique dans les zones « A » (gauche) et « B » (droite). Diamètre des échantillons: 17mm.

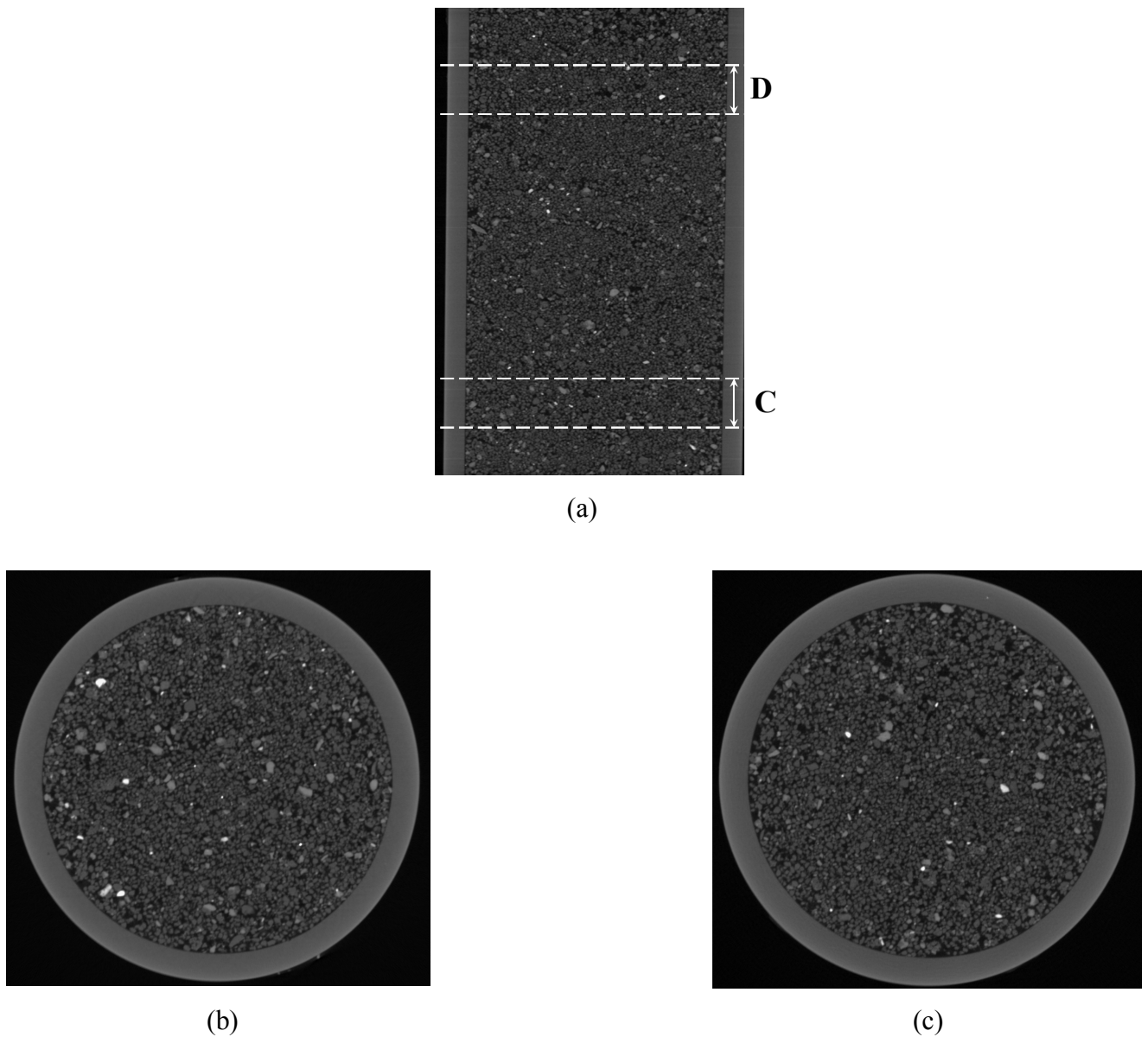


Figure V.18: Echantillon de sable d'Oued Rass en damage sec (a) coupe longitudinale, (b) et (c) coupes transversales extraites de la reconstruction volumique dans les zones « C » (gauche) et « D » (droite)

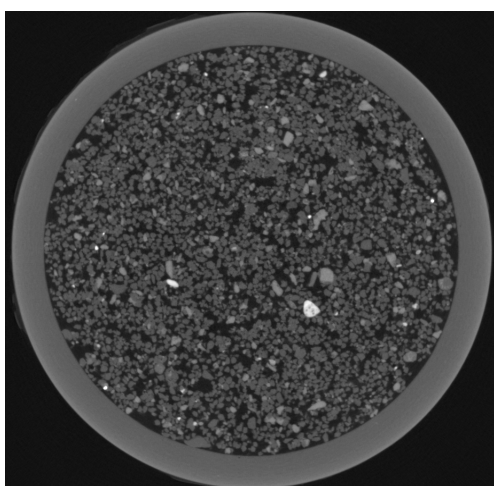
Diamètre des échantillons: 17mm.

L'analyse visuelle de ces deux figures montre que les échantillons déposés par damage humide sont très hétérogènes et recèlent des zones extrêmement lâches, avec de gros pores. Ces zones semblent être localisées. Ces zones « lâches » apparaissent à l'interface entre deux couches de dépôt. On n'observe pas ce phénomène dans le cas du dépôt sec.

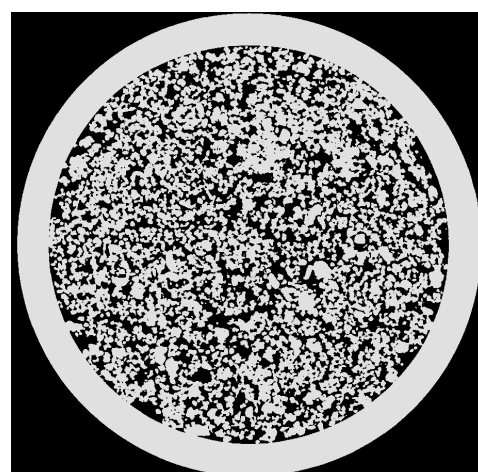
Afin de valider cette analyse qualitative par des mesures quantitatives, l'étape de traitement des images est nécessaire. Elle consiste dans notre cas à binariser les images volumiques obtenues c'est - à - dire à séparer la phase solide de la phase poreuse. Pour cela, la procédure suivante a été mise en place avec le logiciel ImageJ[®]. Image J est un logiciel libre de traitement d'images écrit en Java par le National

Institute of Health (NIH). Nos images « brutes » sont des images 16bits au format.tif. Les images 16 bits ont des tailles trop importantes (en terme de taille de fichier). Il est donc nécessaire pour pouvoir les manipuler de réduire leur taille en les convertissant en images 8bits (*i.e.* images en 256niveaux de gris).

Pour cela, nous effectuons un recadrage linéaire en choisissant les bornes de celui - ci à partir de l'histogramme des niveaux de gris des volumes. Ensuite, nous définissons le seuil de la binarisation qui permet de séparer la phase solide de la phase poreuse. Le seuil choisi a été validé par la suite par comparaison avec l'indice des vides obtenu sur les données tomographiques. Ce point sera éclairci précisé ultérieurement. Afin de traiter les 1650coupes dans la hauteur de chaque échantillon, il est possible de créer des macro - commandes d'Image J, un langage de script permet d'automatiser une succession d'actions. Une fonction « Record » d'enregistrement des actions menées dans Image J simplifie la tâche et permet d'écrire simplement la macro de segmentation, dans notre cas. La figure V.19, illustre les résultats obtenus: la figure de gauche représente une image en niveau de gris et celle de droite une image segmentée où sont représentés en noir les pores et en blanc les grains de sable. Un détail et un organigramme de traitement d'images détaillé sont présentés en annexe1.



(a) Image originale



(b) Image segmentée

Figure V.19: Exemple de segmentation sur le sable humide de d'Oued Rass.

Diamètre des échantillons: 17mm.

V.3.1.1. Evaluation de l'indice des vides

A partir des images binarisées, on peut facilement évaluer l'indice des vides. Défini comme le rapport du volume des vides sur le volume de solide, il s'obtient à partir des données numériques binarisées en faisant le rapport entre le nombre de voxels¹ appartenant à la phase poreuse (vides) sur le nombre de

¹ Un voxel est l'équivalent d'un pixel mais en trois dimensions

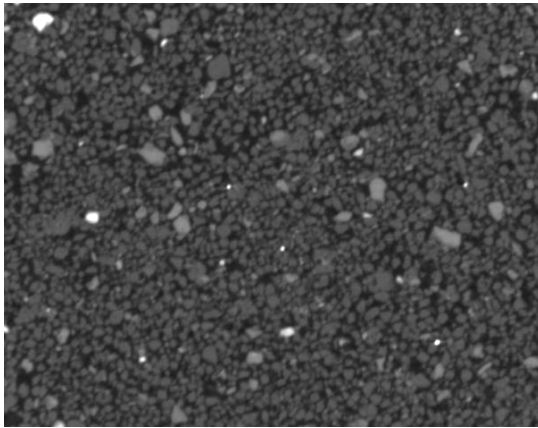
voxels appartenant à la phase solide (grains). La figure V.20b montre les résultats obtenus après segmentation. L'indice des vides est déterminé en écrivant la relation suivante:

$$e = N_{\text{noir}} / N_{\text{blanc}} \quad (\text{V.10})$$

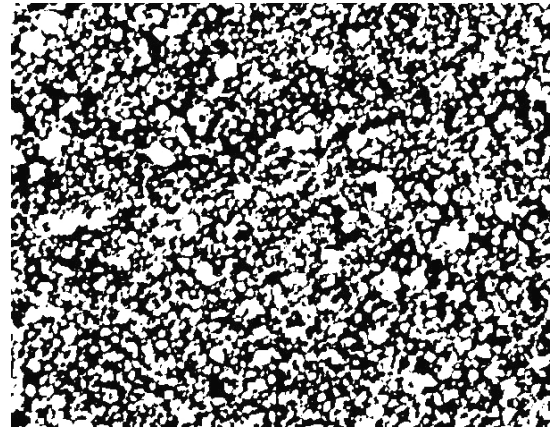
où:

N_{noir} est le nombre de pixels blancs que contient une image (vides).

N_{blanc} est le nombre de pixels noirs que contient une image (grains).



(a) Image originale



(b) Image binarisée

Figure V.20: Vues détaillées des coupes tomographiques horizontales 2D d'un échantillon sec de sable d'Oued Rass.

Les figures zoomées représentent 6.8mm x 6.8mm.

On peut également évaluer le profil d'indice des vides dans la hauteur de l'échantillon. La figure V.21 et V.22 montrent le profil d'indice des vides vertical global le long des échantillons fabriqués respectivement par damage humide et par dépôt sec. Les indices des vides ont été calculés dans la hauteur pour des volumes de $(12000 \times 7590 \times 50 \mu\text{m}^3)$ pour le damage humide et de $(11780 \times 7450 \times 50 \mu\text{m}^3)$ pour le damage sec. On distingue des zones (tranches de type « B » sur la figure V.17a) étroites à fort indice des vides, alternant avec des zones moins lâches (tranches de type « A ») (voir détail en figure V.17b et V.17c). Ces gros pores sont très probablement responsables de l'initiation de la liquéfaction, parce que leur grande capacité de contraction génère de fortes surpressions interstitielles. La figure V.23 montre le détail d'une telle zone lâche (tranche « B » sur l'image en encart) (voir détail en figure V.17c). Il apparaît qu'elle correspond à l'interface entre chaque couche déposée par damage humide.

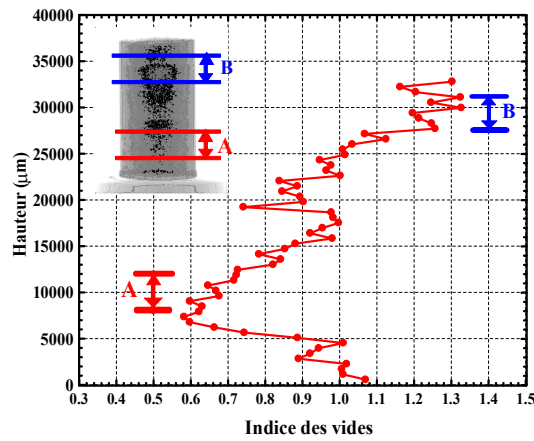


Figure V.21: Profil d'indice des vides global sur l'échantillon déposé par damage humide.

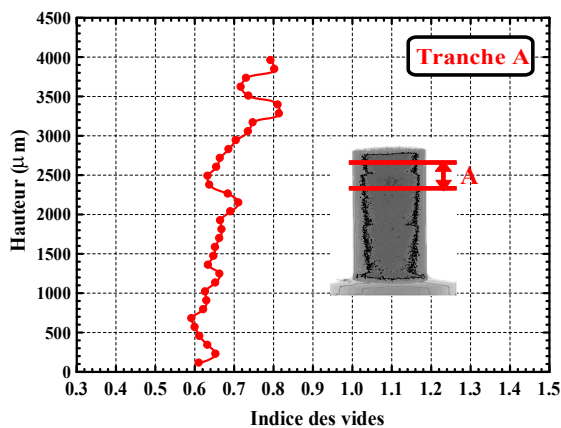


Figure V.22: Profil d'indice des vides sur l'échantillon déposé par damage humide (tranche « A »).

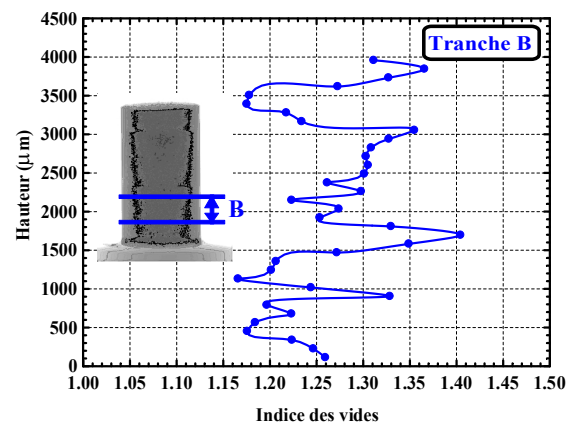


Figure V.23: Profil d'indice des vides sur l'échantillon déposé par damage humide (tranche « B »).

De la même manière que le damage humide, nous avons représenté sur la figure V.24, le profil vertical d'indice des vides le long de l'échantillon fabriqué par dépôt sec (voir détail en figure V.18). Un détail de deux tranches « C » et « D » le long de cet échantillon est représenté sur la figure V.25. On note sur la figure V.24 un gradient de l'indice des vides moyen le long de l'axe de l'échantillon. La tendance observée peut être due à une densification progressive des couches de l'échantillon sous l'effet de l'ajout de nouvelles couches par - dessus des précédentes. Rappelons que ces dépôts sont très lâches, donc éminemment compressibles. Ces profils de densité montrent que l'échantillon fabriqué par dépôt sec est nettement moins hétérogène que l'échantillon préparé par damage humide, et qu'il ne comporte pas les macro - pores visibles dans le dernier (voir détail en figures V.18b et V.18c).

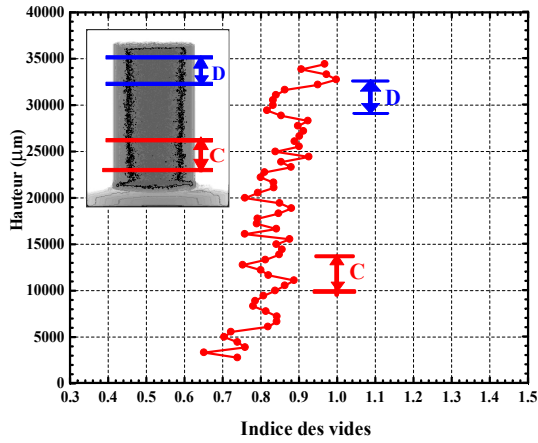


Figure V.24: Profil d'indice des vides global sur l'échantillon déposé par dépôt sec.

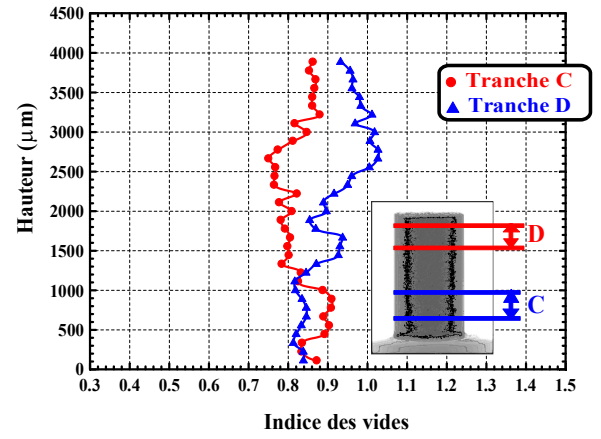


Figure V.25: Profil d'indice des vides sur l'échantillon déposé par dépôt sec (tranche « C » et « D »).

V.3.1.2. Distribution des tailles des pores

Les données volumiques obtenues par la microtomographie permettent d'aller plus loin dans l'analyse de la structure. La figure V.26 montre une image segmentée d'une coupe tomographique horizontale d'un échantillon de sable d'Oued Rass, en effet, cette coupe montre que le matériel ne présente pas des pores isolés plutôt le matériel présente une porosité reliée ou connectée donnant des vides et des gorges de largeurs variables donc la distribution des pores peut être évaluée selon l'expression suivante (Quellet et al. [99]):

L'air du pixel pour n'importe quel type de taille de pore (A_{pixi}) est égale à:

$$A_{\text{pixi}} = d_{\text{pixi}} \cdot N_{\text{pixi}} \quad (\text{V.11})$$

Où: d_{pixi} est la taille en pixels et N_{pixi} est le nombre de fois (x) d_{pixi} est mesuré pour emporter l'image. La fréquence relative apparente (F_{Ai}) de d_{pixi} est donc:

$$F_{\text{Ai}} = A_{\text{pixi}} / \Sigma A_{\text{pixi}} \quad (\text{V.12})$$

L'air actuelle A_i d'un pore est définie par:

$$A_i = (d_{\text{pixi}}/R)(1/R) \quad (\text{V.13})$$

Où: R est la résolution de l'image en pixel/micron. La proportion relative pour n'importe quel type de taille de d'intervalle P_i , ajuste la porosité totale mesurée (n), est égale à:

$$P_i = (n \cdot F_{\text{Ai}} \cdot A_i) / (\Sigma F_{\text{Ai}} \cdot A_i) \quad (\text{V.14})$$

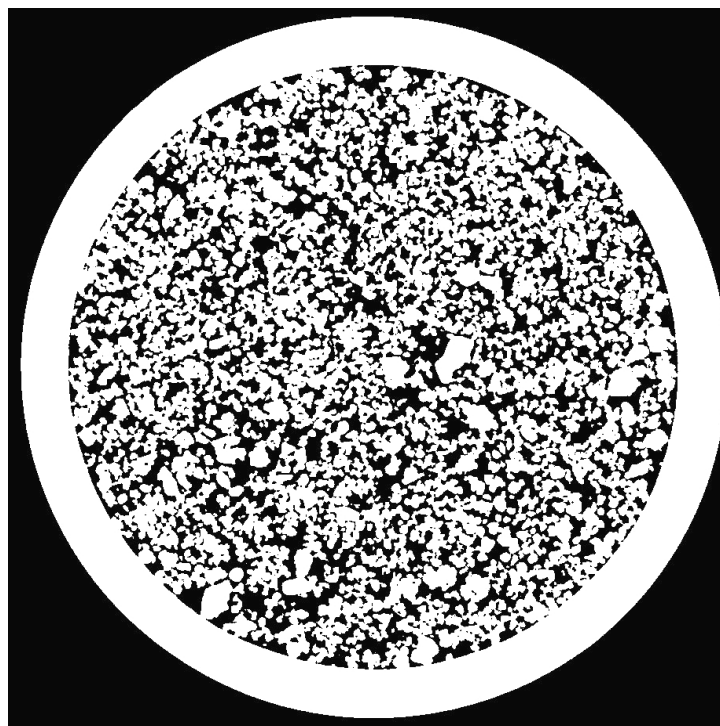


Figure V.26: Image segmentée d'une coupe tomographique horizontale d'un échantillon de sable d'Oued Rass

La figure V.27 montre la distribution des tailles de pores dans l'échantillon fabriqué par damage humide. Cette figure montre que la distribution des pores est sensiblement plus étalée dans les tranches de type « B », plus irrégulière aussi, et comporte de 600 à 800 microns une fraction significative de pores de taille supérieure au maximum de 600microns observé dans la tranche « A », allant jusqu'au double de ce maximum. Ainsi les zones du type tranche « B » sont significativement plus faibles mécaniquement que le reste de l'échantillon. Lors d'un processus de déformation, elles seront les premières intéressées par des mécanismes irréversibles et l'effondrement de ces gros pores va provoquer une mise en pression rapide du fluide interstitiel.

La figure V.28 montre la distribution des tailles de pores dans l'échantillon fabriqué par dépôt sec. L'échantillon déposé à sec présente donc, pour le même indice des vides global, une structure peu homogène que l'autre mode de dépôt, lequel montre des macro - pores remarquables. Il est donc moins contractant globalement, puisqu'on peut penser que ce sont surtout ces macro - pores qui sont responsables de la contractance globale dans l'échantillon préparé par damage humide. En conséquence, il a moins, voire pas du tout, tendance à liquéfier sur chemin non drainé, au contraire du cas du damage humide. Nos résultats obtenus quantitativement par tomographie rejoignent donc et confirment l'interprétation proposée par Benahmed et al. [9] sur la base d'observations de pores et d'agrégats au MEB dans le cas du damage humide.

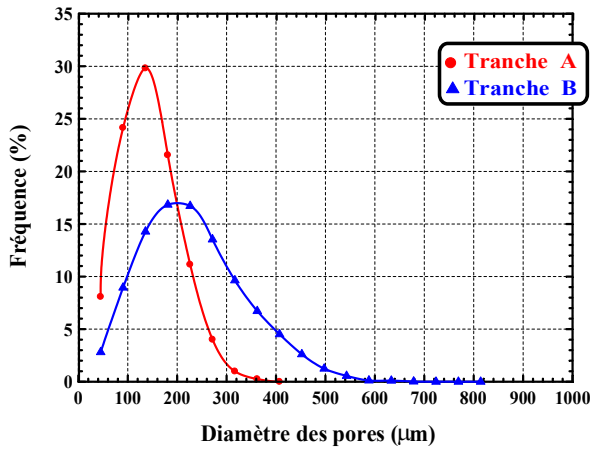


Figure V.27: Histogramme de tailles de pores dans les deux tranches pour le damage humide.

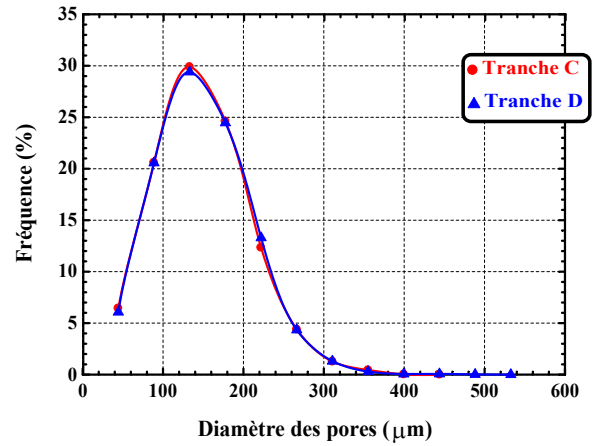


Figure V.28: Histogramme de tailles de pores dans les deux tranches pour le dépôt sec.

V.4. Conclusion

L'analyse des résultats des deux essais triaxiaux en compression non drainée réalisées sur le sable de d'Oued Rass a permis de mettre en évidence deux structures différentes résultant de deux modes de dépôt. La structure obtenue par damage humide est très contractante et particulièrement instable et apte à se liquéfier, tandis que dans le cas du dépôt sec, on observe un comportement contractant - dilatant et plus stable. L'utilisation de la tomographie à rayons X a permis d'examiner en détail les différences entre ces structures, par comparaison entre deux séries de scans d'échantillons déposés suivant l'un et l'autre des deux modes. Des nouvelles approches développées ont été utilisées pour estimer l'indice des vides ou la porosité et la distribution des tailles de pores dans l'échantillon. On a observé dans le cas du dépôt à sec une structure poreuse homogène avec un indice des vides pratiquement constant le long de l'échantillon par contre dans le cas du damage humide, la structure poreuse obtenue est hétérogène et l'échantillon recèle des zones extrêmement lâches, avec des gros pores. Ces zones sont situées aux interfaces entre les couches déposées humides et compactées légèrement dans le protocole de damage humide. Il est très probable que ces zones plus lâches sont la cause et le lieu de la plus forte contractance des échantillons déposés par damage humide, et de ce fait la raison de la chute de contrainte effective intergranulaire en conditions non drainées sous l'effet de l'accroissement de la pression de pore induite par la contractance. C'est précisément ce qu'on appelle la liquéfaction des milieux granulaires.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

VI.1. CONCLUSIONS

Ce travail a été réalisé pour étudier la liquéfaction statique d'un sable d'oued (Rass). Il a comporté des essais en laboratoire sous des sollicitations monotones en conditions drainées et non drainées.

VI.1.1. Objectifs visés

Les principaux objectifs de cette recherche sont:

- Etude de l'influence de quelques paramètres tels que la densité initiale et le confinement sur le comportement du sable d'Oued Rass en conditions drainées sous chargements monotones.
- Etude du comportement des sables en conditions non drainées et d'étendre les résultats expérimentaux dans le domaine de la liquéfaction statique des sables lâches en faibles déformations avec des échantillons consolidés de manière isotrope;
- Etudier le concept de la ligne d'instabilité proposée par Lade et le comportement à l'état permanent de déformation (steady state of déformation);
- Mettre en évidence l'effet des différents paramètres sur le phénomène de liquéfaction statique des sables lâches tels que la densité (ou l'indice des vides), la contrainte isotrope et le mode de dépôt sur le comportement non drainé d'un sable lâche.

VI.1.2. Principaux résultats obtenus

A partir de cette étude, nous sommes arrivés aux résultats suivants:

- L'influence de l'indice des vides initial et la pression de confinement a été bien observée sur le comportement du sable en conditions drainées; en effet, plus ces deux paramètres augmentent plus le caractère dilatant du sable augmente.
- La densité relative initiale affecte d'une manière significative le potentiel de liquéfaction du sable; en effet, elle améliore la résistance à la liquéfaction du sable et son effet devient très important lorsque la densité initiale passe de 40 à 60%.

- La pression de confinement augmente considérablement la résistance à la liquéfaction; son effet devient très important lorsque le confinement passe de 100 à 400 kPa. Ce résultat est contraire à ceux présentés dans la littérature (Verdugo, [130]) qui montrent que l'augmentation de la pression de confinement augmente le caractère contractant des sables.
- Les résultats obtenus montrent aussi que le mode de dépôt affecte d'une manière significative le potentiel de liquéfaction des sables. On constate que le damage humide favorise un comportement contractant et instable seulement pour les densités initiales faibles (\leq à 30%); par contre pour le dépôt sec, on obtient un comportement dilatant et stable même pour les densités faibles. Cette observation reste valable sur toute une plage de densités. Par ailleurs, on peut noter que ces différences ont tendance à s'atténuer avec l'augmentation de la densité (\geq à 30%). En effet, lorsque la densité augmente, le caractère contractant du sable tend à disparaître même pour les échantillons fabriqués par damage humide.
- La position de la droite d'instabilité obtenue pour nos essais est affectée par la densité initiale du matériau. En effet, pour chaque densité initiale correspond une ligne d'instabilité donnée, contrairement aux travaux cités dans la littérature (Vaid et Chen, [125], [17]; Mohamad et Dobry, [87] et Vaid et al., [128]) qui montrent que la liquéfaction est initiée pour une valeur unique du rapport des contraintes (η), indépendamment des conditions initiales.

VI.2. PERSPECTIVES

Pour ce qui est des perspectives de recherches qu'il pourrait être intéressant de développer pour compléter et étendre ce travail, on peut mentionner les points suivants:

- Etant donné l'importance des effets de structure initiale sur les comportements observés, il sera intéressant de poursuivre des recherches dans le domaine de l'observation (MEB) et de la quantification des structures sableuses par la réalisation des essais triaxiaux par tomographie (tomographie à rayons X), ce qui permet d'étudier la composition et la structure interne de l'échantillon pendant le déroulement de l'essai.
- Le sable qui a été utilisé dans le cadre de ce travail est un sable réel ramené de sa source, présentant des fines. Il est clair que les différents comportements décrits restent dans le cadre du « plan » triaxial et qu'une généralisation de ces observations dans l'espace des contraintes nécessiterait encore beaucoup de travail, à l'aide d'appareillages tels que des triaxiaux vrais (Tri - Tri) ou des appareils de cisaillement en torsion du type cylindres creux, permettant en particulier d'appréhender les effets d'anisotropie du matériau, qui paraissent importants pour les structures lâches instables.

- IL est important de travailler sur les moyens d'investigation et d'estimation des caractéristiques des sables liquéfiables in situ.
- Il est important de réaliser d'autres essais triaxiaux non drainés sur d'autre type de sable présentant des caractéristiques granulométriques différentes que ceux du sable d'Oued Rass pour pouvoir établir une comparaison entre le comportement des sables étudiés.
- Une campagne d'essais cycliques drainés et non drainés permettra de préciser d'avantage l'influence des méthodes de déposition sur le potentiel de liquéfaction.
- Finalement, la campagne d'essais expérimentaux constitue donc une base de données expérimentale pour le développement et la validation des modèles numériques. Il serait intéressant dans un premier temps de tester les modèles existants et de déterminer des paramètres pour des sols types et ensuite utiliser des codes d'éléments finis pour étudier le comportement des ouvrages dans des sites ayant un risque de liquéfaction.

ANNEXE 1: ETAPES DE TRAITEMENT DES IMAGES

Le but de cette annexe est d'expliquer les différentes étapes de traitement d'image que nous avons appliqué durant ce travail. Le traitement d'images a été fait avec le logiciel ImageJ[®]. Image J est un logiciel libre de traitement d'images écrit en Java par le National Institute of Health (NIH). C'est un logiciel du domaine public (disponible gratuitement). Ce logiciel comporte huit (08) commandes: File, Edit, Image, Process, Analyze, Plugins, Window and Help (voir figure 1).

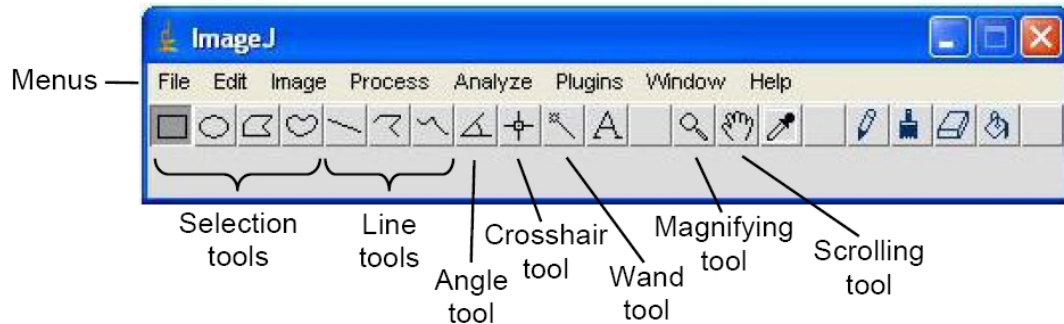


Figure 1: Menu principal du logiciel ImageJ.

Les principales étapes à suivre pour calculer l'indice des vides ou la porosité sont:

1. Création d'une macro

La première étape est de cliquer sur Plugins ensuite aller à Macros ensuite Records. Il est possible de créer des macro-commandes d'ImageJ, un langage de script permet d'automatiser une succession d'actions. Une fonction « Record » d'enregistrement des actions menées dans ImageJ simplifie la tâche et permet d'écrire simplement une macro (figure2).

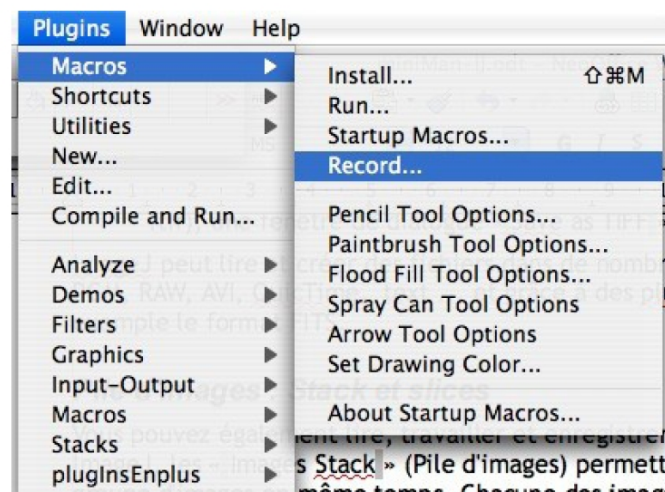


Figure 2: Etape de création d'une macro par ImageJ.

2. Ouverture de séquences images

Aller à file ensuite à:

File > Import > Image Sequence. Permet de charger dans une pile les fichiers d'un répertoire. Seule la mémoire vive disponible est une limite au chargement de fichiers dans la pile (figure3).

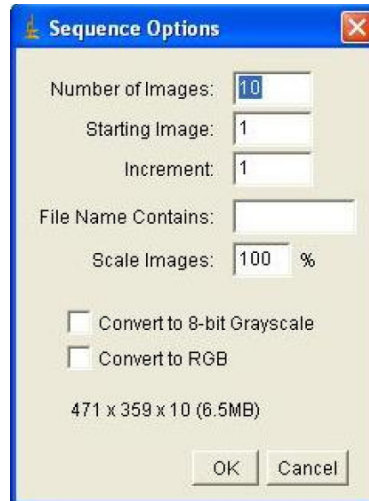


Figure 3: Phase d'ouverture de séquences images

3. Image type: Cette commande permet de convertir l'image de 16-bits à 8-bits (256 niveau de gris) pour diminuer la taille de l'image.

Nos images « brutes » sont des images 16-bit au format.tif. Les images 16-bit ont des tailles trop importantes (en terme de taille de fichier). Il est donc nécessaire pour pouvoir les manipuler de réduire leur taille en les convertissant en images 8-bit (*i.e.* images en 256niveaux de gris) (figure 4). Pour passer à une image 8 bits (256 niveaux de gris), il faut choisir deux valeurs de pixels qui correspondront dans les images 8-bit à la valeur 0 (dans notre cas, la couleur noire) et à la valeur 255 (dans notre cas, la couleur blanche). La figure 5 montre un exemple d'une image tomographique convertie de 16-bit en 8-bit.

Image > Type > 8-bit

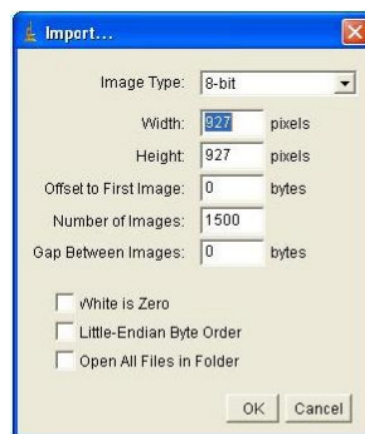


Figure 4: Principe de conversion des images de 16-bit en 8-bit.

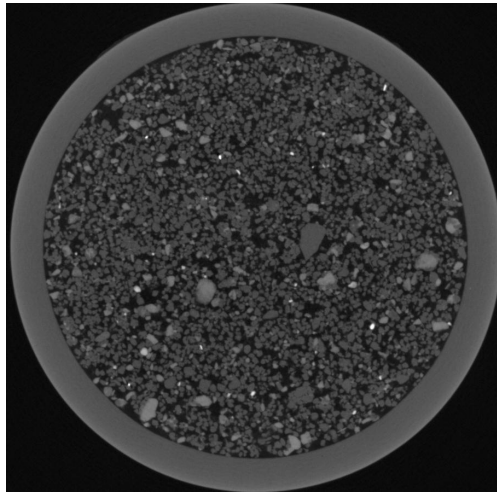


Figure 5: Coupe tomographique originale 8-bit du sable d'Oued Rass (Dépôt humide). Diamètre des échantillons: 17mm.

Important:

Les images obtenues à partir d'appareils photonumériques sont souvent au format JPEG (jpeg ou jpg), ce format de compression effectue à chaque ré-enregistrement une perte d'information. Chaque fois que vous ouvrez une image, la manipulez puis la resavegardez, elle se dégrade. Il vaut donc mieux utiliser le format sans perte de qualité TIFF sans compression (tif ou tiff) pendant le travail de traitement des données de l'image.

4. Recadrage des volumes ou image

Faire le ROI (Region Of Interest) c'est-à-dire faire un recadrage linéaire en choisissant les bornes de celui-ci à partir de l'histogramme des niveaux de gris des volumes ensuite (figure 6).

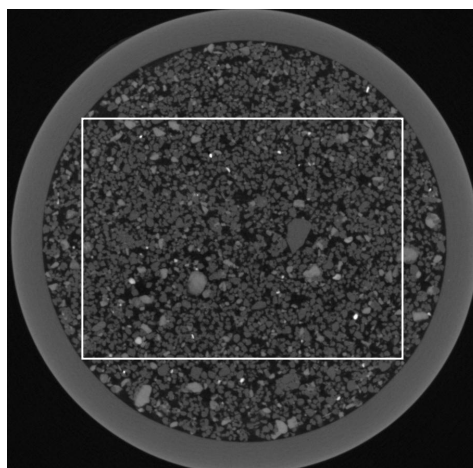
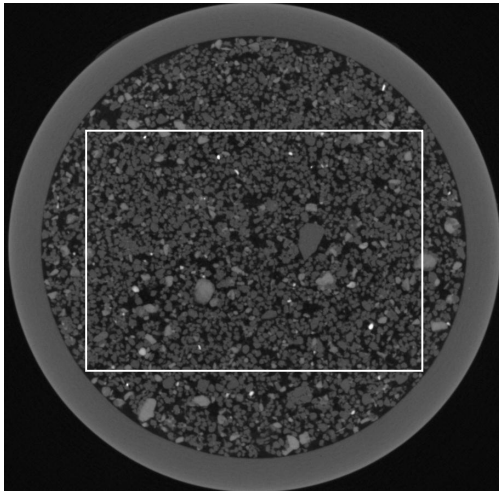


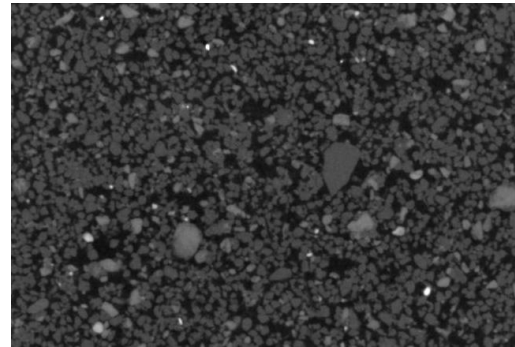
Figure 6: Recadrage d'une coupe tomographique originale 8-bit du sable d'Oued Rass (Dépôt humide). Diamètre des échantillons: 17mm.

5. Faire une coupe « Crop »

Image > Crop permet de retailler une image, avec l'outil rectangle, sélectionnez la région de l'image (figure 7)



(a) Image originale (8-bit)



(b) Détail d'une coupe

Figure 7: Coupe tomographique horizontale 2D d'un échantillon de sable d'Oued Rass (à gauche) avec une vue de détaillée (à droite). (Dépôt humide). Diamètre des échantillons: 17mm.

6. Dupliquer une image

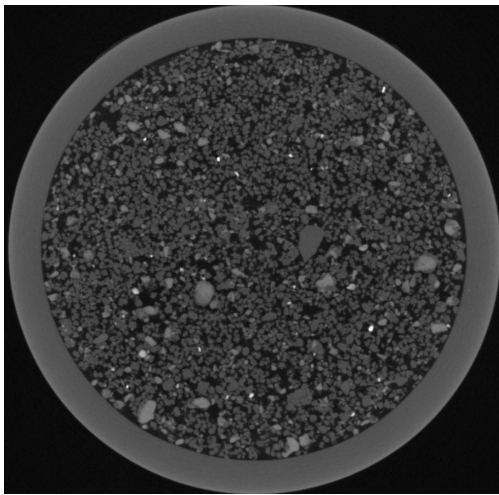
Image > Duplicate permet de dupliquer une autre image en donnant un nom à cette image.

7. Ajuster des paramètres

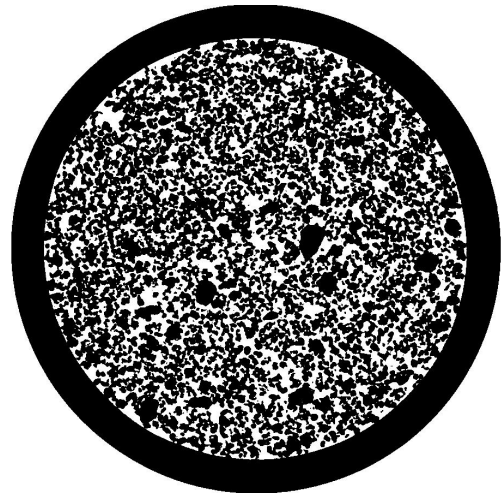
a- Binarisation: Cette commande permet de séparer les phases (black and white). Pour faire cette opération il faut:

Process > Binary > Make Binary

Nous définissons le seuil de la binarisation qui permet de séparer la phase solide de la phase poreuse. Le seuil choisi a été validé par la suite par comparaison avec l'indice des vides obtenu sur les données tomographiques (figure 8).



(a) Image originale (8-bit)



(b) Image binarisée (8-bit)

Figure 8: Exemple de binarisation d'une coupe tomographique du sable d'Oued Rass (Dépôt humide). Diamètre des échantillons: 17mm.

b- Brightness/Contrast: Permet d'améliorer la luminosité et les contrastes de l'image (figure 9).pour cela il suffit de suivre les étapes suivantes:

Image > Adjust > brightness/contrast

Faire Set

Enter les valeurs choisies (maximum et minimum) et faire propagate all images.

Faire OK

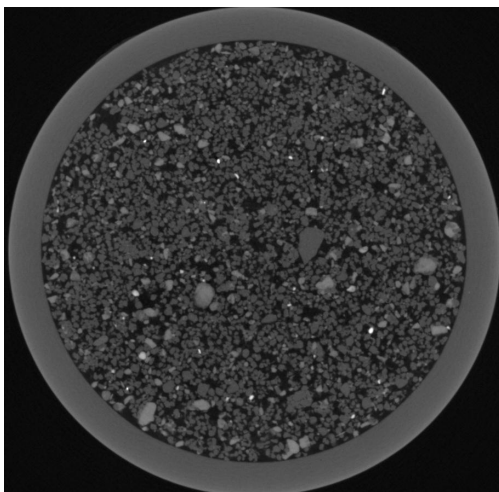
Faire Apply

Image > type>8bit

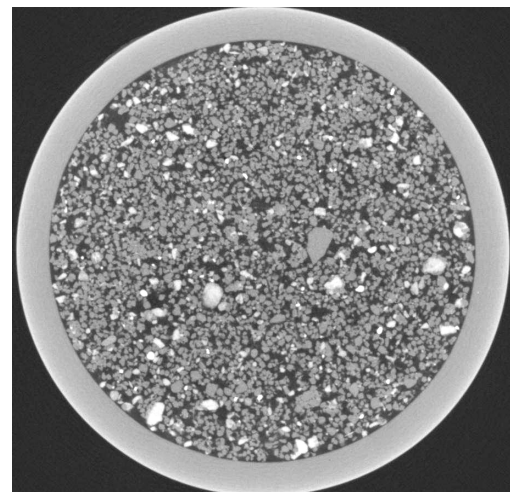
La figure 10 montre un exemple de réglage du seuil de la luminosité et des contrastes sur une image tomographique du sable d'Oued Rass.



Figure 9: Principe du réglage de la luminosité et les contrastes d'une image tomographique.



(a) Image originale



(b) Image après réglage de la luminosité et des contrastes.

Figure 10: Exemple du réglage d'une coupe tomographique du sable d'Oued Rass (Dépôt humide). Diamètre des échantillons: 17mm.

c- Threshold: utilisé pour la détection de contours, le comptage de particules ou pour les mesures. Pour ajuster la valeur de seuillage (figure 11). Pour faire cette opération, il faut faire les étapes suivantes:

Image > Adjust > Threshold

Sélectionner red

Bouger les curseurs

Ajuster le seuil

Sélectionner black and white

Faire apply.

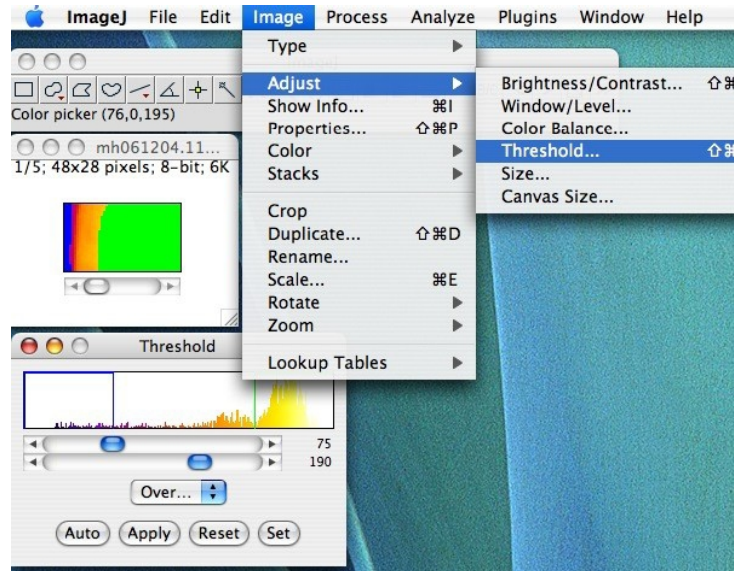


Figure 11: Principe du réglage du seuil d'une coupe tomographique

La figure 12 montre l'histogramme des niveaux de gris permettant de calculer et d'afficher un l'histogramme de la distribution du niveau de gris dans l'image sélectionnée. Cette figure représente les valeurs de niveau gris calculées (moyenne maximum et minimum).

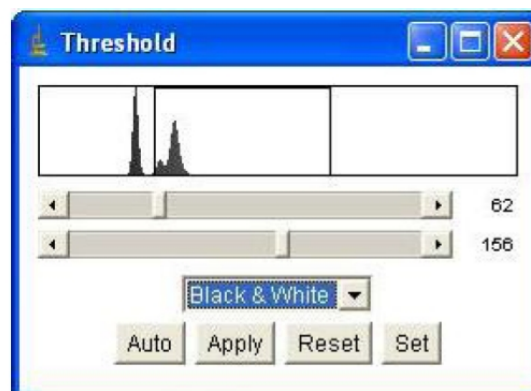
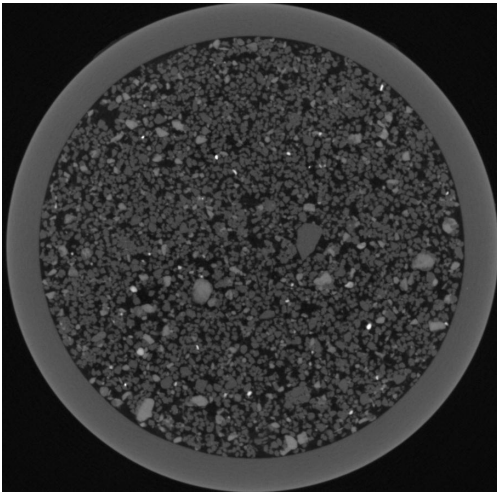
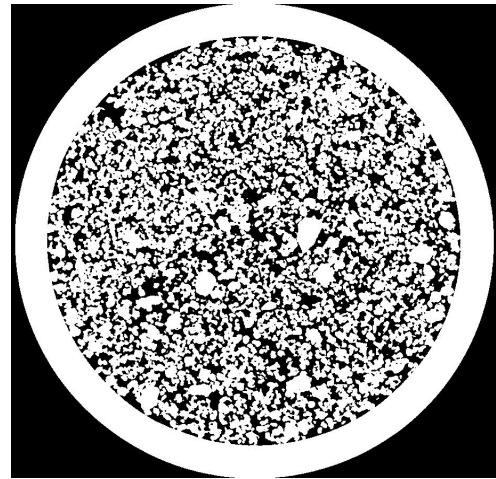


Figure 12: Histogramme des niveaux de gris

La figure 13 montre un exemple d'une image tomographique segmentée du sable d'Oued Rass.



(a) Image originale



(b) Image segmentée

Figure 13: Exemple de segmentation d'une coupe tomographique du sable d'Oued Rass (Dépôt humide). Diamètre des échantillons: 17mm.

8. Create un macro: Sauvegarder la macro sous la forme « macro.txt », ensuite faire Run et faire des mesures.

9. Calcul des paramètres

Le menu Analyse > Set Measurements, permet de définir les mesures que l'on désire effectuer sur l'image ou sur une ROI (figure 14).

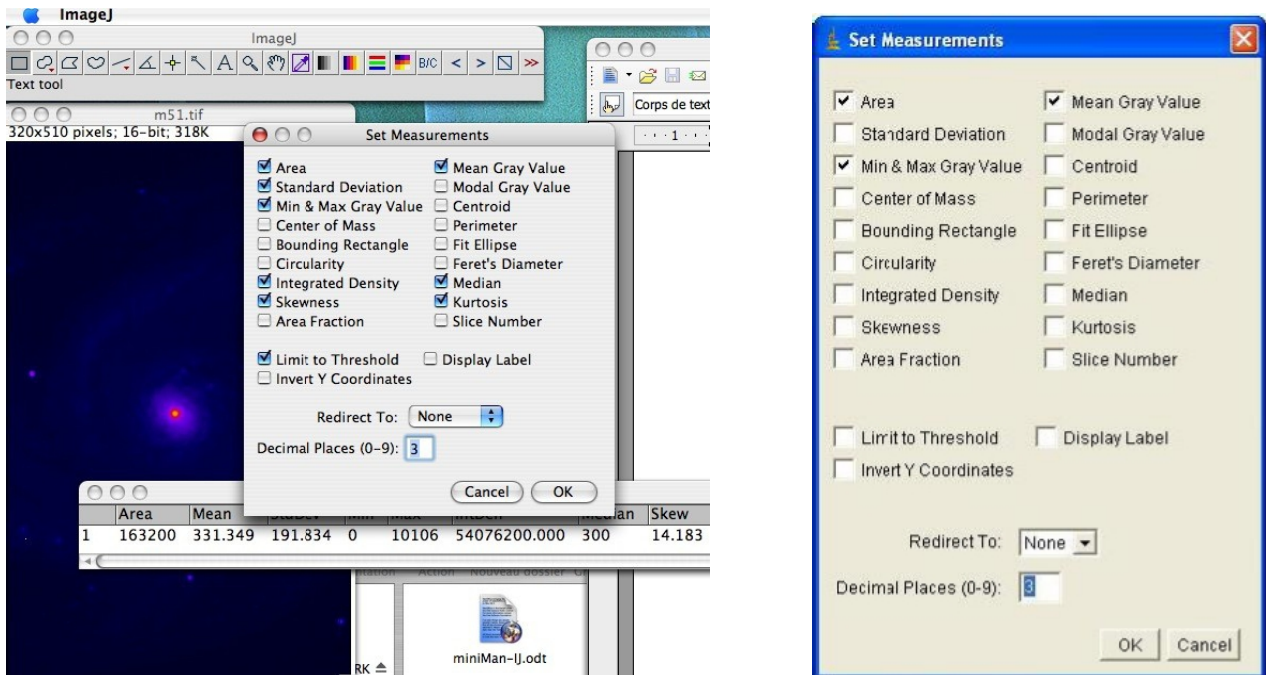


Figure 14: Principe de mesure des paramètres

Analyse Histogramm: Utilisation de cette commande permet de voir les mesures enregistrées (figure 15).

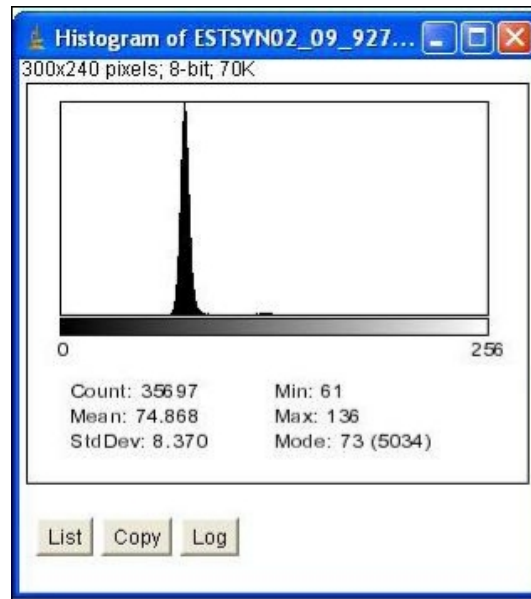


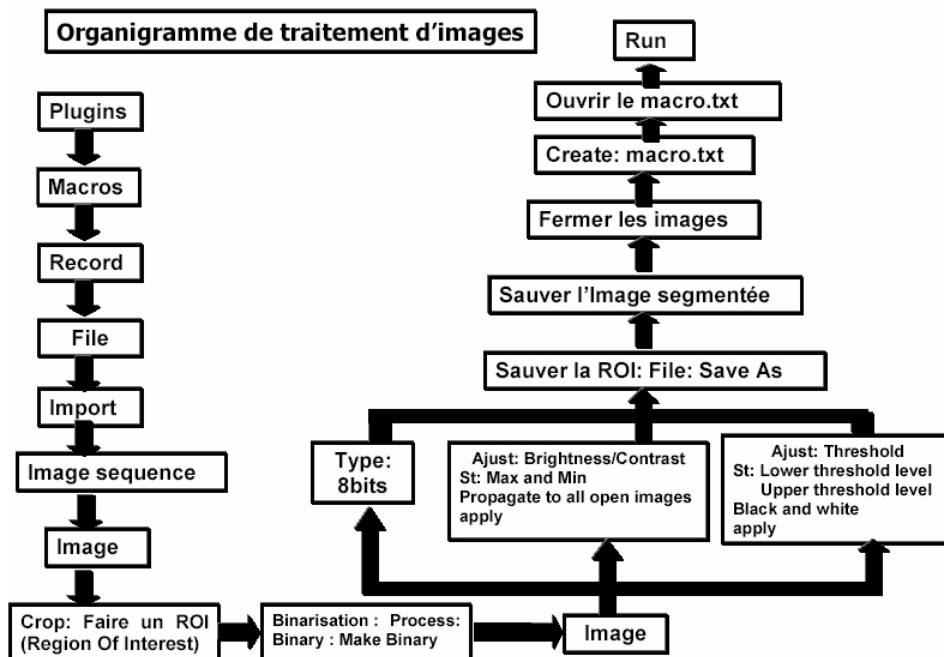
Figure 15: Histogramme des niveaux de gris.

B. Distribution des tailles des pores

Pour déterminer la distribution des tailles des pores, Pour faire cette opération, il faut faire les étapes suivantes:

Edit > Invert
 Plugins > Stack granu3D

Organigramme de traitement d'image



Exemple d'une macro pour l'évaluation de l'indice des vides ou porosité

```

run("Image Sequence...", "open=[D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices\\oued Rass humide_.tif]
number=5 starting=1325 increment=1 scale=100 file=[] or=[] sort");
makeOval(678, 660, 228, 225);
run("Crop");
run("Duplicate...", "title=Slices-1 duplicate");
run("Brightness/Contrast...");
setMinAndMax(4600, 28264);
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\roi1_");
run("8-bit");
setAutoThreshold();
setThreshold(0, 120);
run("Convert to Mask", " ");
run("Measure");
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\bin1_");
close();
close();
run("Image Sequence...", "open=[D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices\\oued Rass humide_.tif]
number=5 starting=1330 increment=1 scale=100 file=[] or=[] sort");
makeOval(678, 660, 228, 225);
run("Crop");
run("Duplicate...", "title=Slices-1 duplicate");
run("Brightness/Contrast...");
setMinAndMax(4600, 28264);
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\roi2_");
run("8-bit");
setAutoThreshold();
setThreshold(0, 120);
run("Convert to Mask", " ");
run("Measure");
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\bin2_");
close();
close();
run("Image Sequence...", "open=[D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices\\oued Rass humide_.tif]
number=5 starting=1335 increment=1 scale=100 file=[] or=[] sort");
makeOval(678, 660, 228, 225);
run("Crop");
run("Duplicate...", "title=Slices-1 duplicate");
run("Brightness/Contrast...");
setMinAndMax(4600, 28264);
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\roi3_");
run("8-bit");
setAutoThreshold();
setThreshold(0, 120);
run("Convert to Mask", " ");
run("Measure");
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\bin3_");
close();
close();
run("Image Sequence...", "open=[D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices\\oued Rass humide_.tif]
number=5 starting=1340 increment=1 scale=100 file=[] or=[] sort");
makeOval(678, 660, 228, 225);
run("Crop");
run("Duplicate...", "title=Slices-1 duplicate");
run("Brightness/Contrast...");
setMinAndMax(4600, 28264);
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\roi4_");
run("8-bit");
setAutoThreshold();
setThreshold(0, 120);
run("Convert to Mask", " ");

```

```

run("Measure");
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\bin4_");
close();
close();
run("Image Sequence...", "open=[D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices\\oued Rass humide_.tif]
number=5 starting=1345 increment=1 scale=100 file=[] or=[] sort");
makeOval(678, 660, 228, 225);
run("Crop");
run("Duplicate...", "title=Slices-1 duplicate");
run("Brightness/Contrast...");
setMinAndMax(4600, 28264);
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\roi5_");
run("8-bit");
setAutoThreshold();
setThreshold(0, 120);
run("Convert to Mask", " ");
run("Measure");
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-3a-oval\\bin5_");
close();
close();

```

Exemple d'une macro pour la distribution des tailles des pores

```

run("Image Sequence...", "open=[D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices\\oued Rass humide_.tif]
number=45 starting=520 increment=1 scale=100 file=[] or=[] sort");
makeOval(678, 660, 228, 225);
run("Crop");
run("Duplicate...", "title=Slices-1 duplicate");
run("Brightness/Contrast...");
setMinAndMax(4600, 28264);
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-4a-oval\\roi1_");
run("8-bit");
setAutoThreshold();
setThreshold(0, 120);
run("Convert to Mask", " ");
run("Measure");
saveAs("Tiff", "D:\\TOMO SEC SLICES\\oued Rass humide\\Slices-4a-oval\\bin1_");
close();
close();

```

CalibResults

Le logiciel "X- Act " permet de créer un fichier TomRX_Calcul_resolution.xls qui permet le calcul direct par saisie des dimensions scannées et du mode.

Les dimensions de l'échantillon ($\varnothing = 17mm$ et $H = 34mm$), on obtient les données suivantes:

Dimensions de l'image: 1536 x 1920

Taille des Pixels de l'Imageur (TPi) en mode HR (haute résolution): 127 μ m

Dimensions du Pixel Agrandi (G): 0.022196mm (22.196 μ m).

ANNEXE 2: PRESENTATION DU TOMOGRAPHE MULTI – ECHELLE

1. Caractéristiques techniques

1.1. Equipement



Cabine	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensions intérieures 175cm (L) x 135cm (l) x 290cm (H), distance source - imageur 76cm. - Protection au plomb selon normes de protection catégorie publique et capteur d'ouverture de porte. - Porte battante 220cm x 80cm avec vitre au plomb - Deux larges chicanes passe câbles et une chicane de ventilation.
Mécanique	<ul style="list-style-type: none"> - Platine de rotation motorisée grande dimension, charge élevée (70kg), traversante, asservie en position et en vitesse. - 1 Equerre supportant la platine de rotation, motorisée en translation horizontale (zoom), asservie en position et en vitesse. Charge autorisée 70kg. - 2 Axes de translation horizontale motorisés asservis en position et en vitesse, synchronisés ensembles. - 2 Axes de translation verticale motorisés asservis en position et en vitesse, synchronisés ensembles. - Palan et crochet de suspension.
Informatique	<p>PC HP Intel Core 2Duo E6600 – Ram 4Go – Disque dur 250Go 10000tr/min – carte graphique Nvidia 7600Gs.</p> <p>Ecran plat 1600x1200, Windows XP, carte d'acquisition, manette de commande, sortie réseau Gigabit Ethernet disponible pour la mise en réseau du poste.</p>
Logiciels	<ul style="list-style-type: none"> - Logiciel X-Act pour le pilotage du générateur de rayons X, le pilotage et la programmation des axes de translation et de la platine de rotation, l'acquisition, le traitement et l'enregistrement des images radioscopiques, la calibration automatique du système. - Logiciel RX-Reconstruction pour le traitement des données et le calcul des coupes tomographiques.

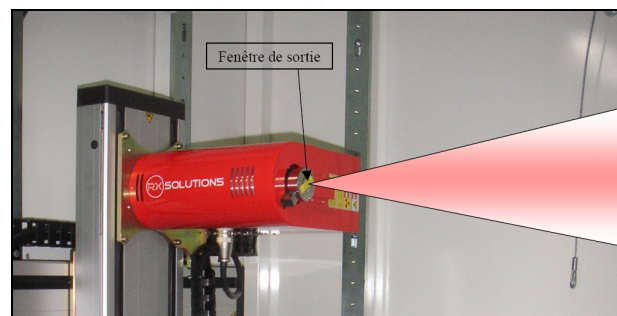
2. Descriptions des éléments

2.1. Cabine de protection plombée

Elle assure la protection du personnel manipulateur contre les rayonnements ionisants. L'absorption des rayons X est assurée par les parois en plomb dont les épaisseurs sont de 9mm pour la paroi droite qui intercepte directement le faisceau de rayons X et 6mm pour toutes les autres parois. La porte est munie d'une vitre au plomb d'épaisseur équivalente à 6mm de plomb, opaque aux rayons X mais laissant passer la lumière visible.

2.2. Générateur de rayons X

Le générateur de rayons X présente dans une unité compacte un générateur très haute tension (jusqu'à 150kV) et un tube à rayons X micro - foyer. Les rayons X sont générés de la manière suivante: un faisceau focalisé d'électrons très fortement accélérés par un champ électrique haute tension vient percuter une cible en tungstène. Le brusque ralentissement des électrons lors du choc libère de l'énergie sous la forme de chaleur (99%) et de rayonnement X (1%). Le faisceau généré a la forme d'un cône sortant par la fenêtre de sortie.

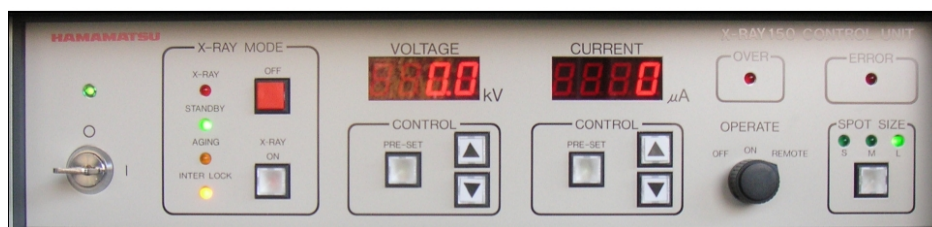


Le générateur peut être piloté de deux manières:

- Via le module "Contrôle du générateur" du logiciel X-Act en positionnant le bouton Operate de l'unité de contrôle sur "Remote",
- Directement par l'unité de contrôle du générateur (image ci-dessous) en positionnant le bouton Operate de cette unité de contrôle sur "On".

Il est conseillé d'utiliser le générateur via le logiciel de contrôle afin de coupler son utilisation avec les autres fonctionnalités du tomographe (enregistrement des valeurs, extinction automatique en fin D'acquisition, etc.)

Pour mettre le générateur en marche, tourner la clé en position horizontale puis utiliser le logiciel de pilotage ou appuyer sur le bouton X Ray ON.



Le tableau ci - dessous résume les principales caractéristiques du générateur:

Type	Tube scellé micro foyer
Haute tension	40 - 150kV
Courant d'anode	0 - 500μA
Puissance maximum	75W
Taille du point focal	Puissance inférieure à 4W Small Spot mode: 5μm Puissance inférieure à 10W Small Spot mode: 7μm Puissance inférieure à 30W Middle Spot mode: 20μm Puissance inférieure à 75W Large Spot mode: 50μm
Ouverture du faisceau	43°

Le générateur ne peut être mis en marche si la porte n'est pas fermée. Si la porte est ouverte pendant que le générateur produit des rayons X, le générateur est automatiquement éteint.

Lorsque le générateur n'a pas été utilisé depuis un certain temps, une préchauffe du générateur est nécessaire avant toute nouvelle opération. Cette préchauffe est déclenchée automatiquement lors de l'allumage des rayons X (bouton X - Ray On sur l'unité de contrôle ou sur le logiciel de pilotage).

Le voyant "Aging" de l'unité de contrôle reste allumé durant tout le temps de la préchauffe. Le temps de préchauffe est fonction du temps écoulé depuis la dernière utilisation.

Durée de l'inactivité du générateur	Durée de la préchauffe
Entre 8h et 1 mois	15 minutes
Entre 1 mois et 3 mois	40 minutes
Au - delà de 3 mois	120 minutes

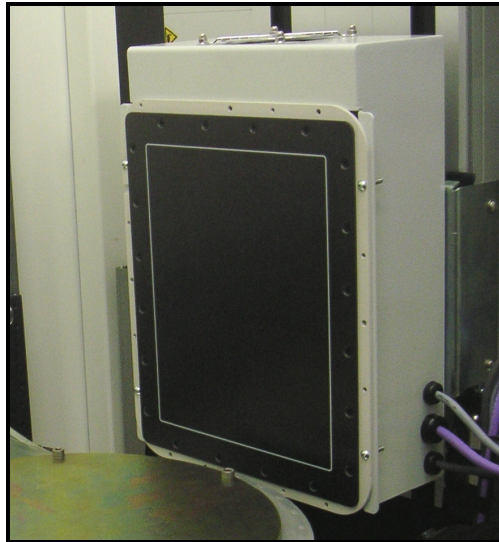
Pour évacuer la chaleur produite, le générateur est ventilé. Veillez à ne pas obstruer les trous d'aération situés sur l'unité.

2.3. Imageur

L'imageur est chargé de convertir les photons X qu'il collecte en image numérique. Il remplace l'utilisation de films radiographiques et permet en plus d'acquérir des images en temps réel, qu'il est possible de traiter informatiquement. Ce type d'imageur présente d'excellentes qualités, que ce soit en terme de contraste (16000 niveaux de gris), de sensibilité, de vitesse (jusqu'à 30 images/sec), de rapport signal/bruit, de précision aucune déformation géométrique), de définition (jusqu'à 1536x1920 pixels) ou encore de surface de travail.

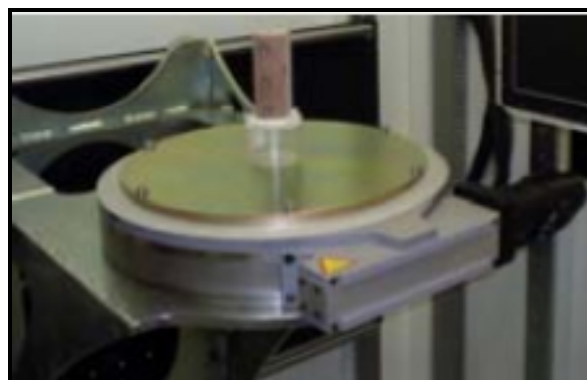
Le tableau ci - dessous résume les principales caractéristiques de l'imageur:

Type	Capteur Plan Matriciel
Matrice de Pixel	1920 Pixels x 1536 Pixels
Surface de détection	195.07mm x 243.84mm
Frame Rate	0.2 à 30 images / seconde
Data Type	14 bits - 16384 niveaux de gris
Taille des pixels	127 μ m en haute résolution, 254 μ m en mode normal



2.4. Platine de rotation

La platine de rotation permet la mise en rotation de lourde charge (jusqu'à 70kg) tout en conservant d'excellente qualité de précision. Les trous de fixation permettent d'installer différents équipements, au - dessus ou au travers de la platine.



3. Le logiciel X - Act

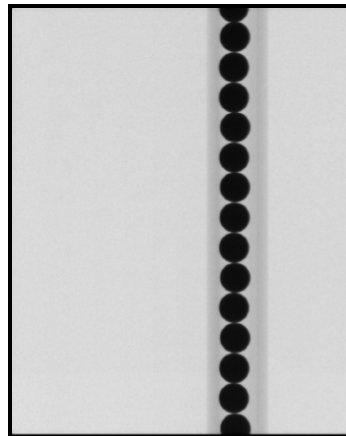
Le logiciel X - Act, développé par RX Solutions offre les fonctionnalités suivantes:

- Acquisitions, traitements, affichages et enregistrements d'images radiologiques en provenance de l'imageur.
- Paramétrage et calibration de l'imageur.
- Contrôle des axes motorisés à l'aide de la manette de contrôle.

- Pilotage du générateur de rayons X.
- Création de routines d'enregistrement automatisées (Macros).
- Validation par l'utilisateur des pièces contrôlées.
- Acquisition de données pour la tomographie.
- Calibration de la géométrie du système.

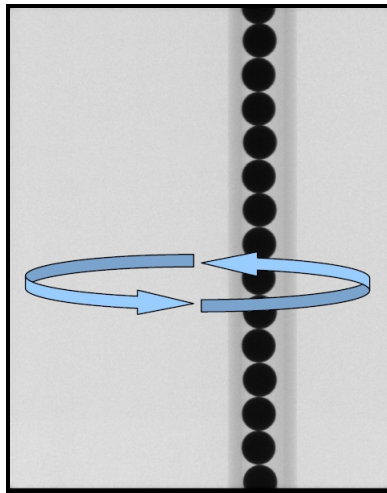
3.1. Calibration géométrique

Ce module permet, à partir d'image de mire de calibration, de calculer les positions spatiales des différents éléments mobiles du tomographe afin de permettre une reconstruction tomographique de l'objet examiné. Ce module est automatiquement lancé et paramétré suite à une acquisition de type "Calibration Géométrique" du module d'acquisition tomographique. Pour fonctionner, ce module nécessite que, sans modifier la géométrie du système, l'on remplace l'objet examiné par une mire de calibration (un tube homogène contenant des billes conjointes de diamètre précisément connu). On cherchera ainsi à obtenir une image des billes telles que l'image ci dessous:



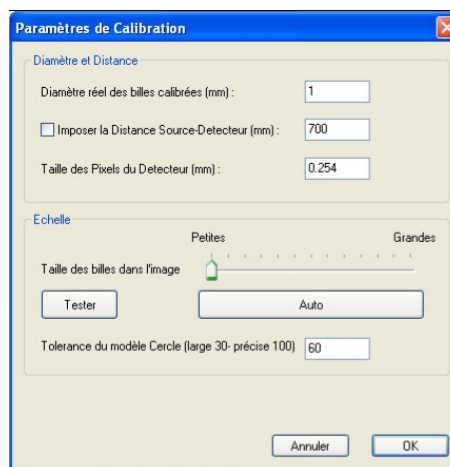
L'idéal étant que l'on puisse voir suffisamment de billes (au moins 5), sans autre objet perturbateur dans l'image (extrémité du tube, support, vis) et que le contraste soit suffisant pour que les billes puissent être clairement vues comme des disques sombres.

Pour pouvoir calculer la géométrie du système, nous avons besoin d'environ 50 images de billes en rotation sur un tour complet, la colonne de billes devant être excentrée par rapport au centre de rotation de la platine. Ainsi sur un tour complet, les billes doivent effectuer un large mouvement de va-et-vient sur la droite et la gauche de l'image, sans sortir du cadre de l'image.



3.2. Paramètres pour la calibration

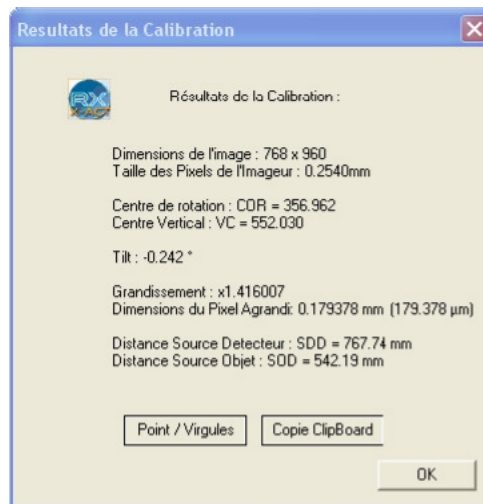
Entrez le diamètre réel en millimètre des billes de la mire utilisée. Quatre mires de calibrations ont été fournies avec le tomographe, de tailles différentes pour couvrir la plage de dimension des objets examinés par le tomographe. La plus petite mire utilise des billes calibrées de 1mm de diamètre. La seconde mire utilise des billes de 2mm de diamètre. Les deux plus grandes mires utilisent des billes de 4mm de diamètre.



3.3. Résultats de la calibration

Le traitement des images de calibration et le calcul des paramètres géométriques peut prendre quelques secondes. Une fois le calcul terminé, la fenêtre de résultats ci-dessous s'affiche dans X-Act. Cette fenêtre contient les informations nécessaires à la reconstruction des coupes tomographiques. Il est conseillé de vérifier ces informations et leur cohérence avec la réalité.

Simultanément à l'ouverture de cette fenêtre un fichier nommé "CalibResults.txt" et contenant ces mêmes données est créé dans le répertoire de base de la tomographie. Si un fichier de même nom est déjà présent dans ce répertoire, il est écrasé.



4. Reconstruction des coupes tomographique

Le logiciel de reconstruction a pour tâche de calculer les coupes tomographiques à partir des informations portées par les nombreuses projections radioscopiques, connaissant la géométrie du système les ayant générées. Le logiciel RX - Reconstruction offre les fonctionnalités suivantes:

4.1. Prétraitement des données

- Suppression automatique des bords noirs
- Eliminations des points anormaux
- Rotation des images
- Normalisation des valeurs
- Correction des artefacts en anneaux (Ring artefacts)
- Génération des sinogrammes

4.2. Paramétrage de la reconstruction

- Paramètres géométriques avec chargement automatique des données de calibration
- Recherche automatique du centre de rotation
- Paramètres avancés : correction du Beam Hardening, choix des coupes à reconstruire et du pas de reconstruction, filtrage paramétré.
- Reconstruction et visualisation de coupes individuelles.

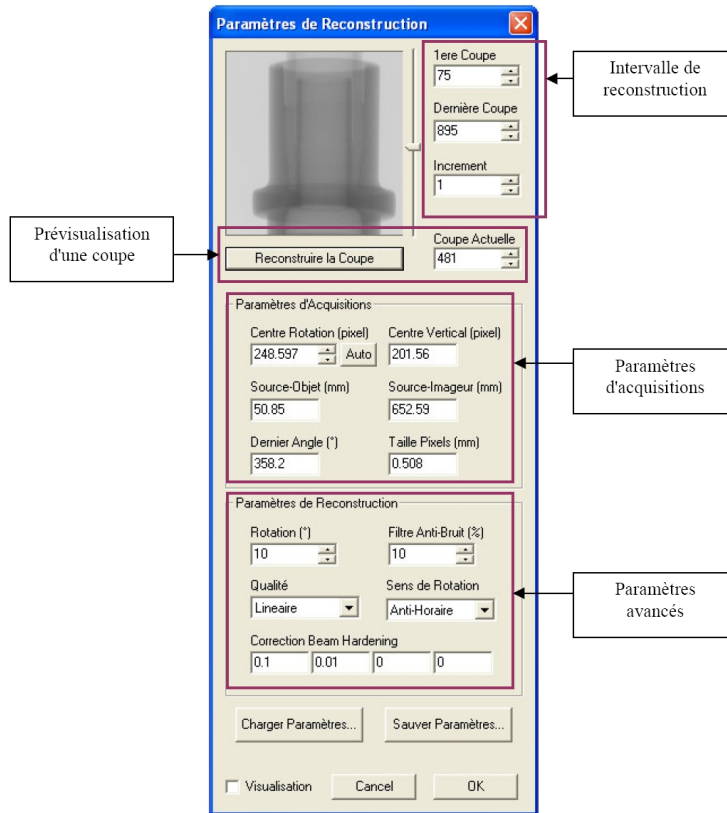
5. Reconstruction rapide des séries de coupes avec visualisation

Export des coupes calculées au format TIFF 16 bits

- Choix du contraste de sortie avec prévisualisation sur l'ensemble des coupes.
- Elimination du bord circulaire.

6. Paramètres de reconstruction

Cette fenêtre permet de sélectionner les paramètres de la reconstruction ainsi que de calculer et de visualiser des coupes individuelles pour tester ces paramètres.



Cette fenêtre de RX - Reconstruction présente les étapes successives nécessaires à la production de coupes tomographiques.



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Alarcon - Guzman, A., Leonards. G.A. & Chameau, J.L., (1988)**. Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 10, pp. 1089 - 1108.
- [2] **Amini, F.& Sama, K.M., (1999)**. Behaviour stratified sand - silt - gravel composites under seismic liquefaction conditions. *Soil Dynamic Earthquake Engineering*, 18, pp.445 - 455.
- [3] **Arab, A., (2008)**. Comportement des Sols Sous Chargement Monotone et Cyclique. Thèse de Doctorat de l'université de Sciences et de la Technologie d'Oran. Novembre 2008.173p
- [4] **Ayoubian, A., Robertson, P.K., (1996)**. Void ratio redistribution in undrained triaxial extension tests on Ottawa sand. *Can. Geotech. J.* 35, pp.351 - 359.
- [5] **Barruchel J., Buffière J.Y., Maire E., Merle P., Peix G. (2000)**. X - ray Tomography in Materials Science, Hermes, Paris.
- [6] **Been, K., Jefferies, M.G., (1985)**. A state parameter for sands. *Géotechnique* 35, No.2, pp.99 - 112.
- [7] **Been, K., Jefferies, M.G., & Hachey, J., (1991)**. The critical state of sand. *Géotechnique* 41, No.3, pp. 365 - 381.
- [8] **Benahmed, N., Canou, J., Dupla, J.C., (1999)**. Influence des conditions initiales et du type de chargement sur la stabilité du comportement non drainé d'un sable lâche. *C.R 12th Europ. Conf. of Soil. Mechanics and Foundations Engineering*, Amsterdam, Vol. 2, pp. 687 - 690.
- [9] **Benahmed, N., Canou, J., Dupla, J.C., (2004)**. Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes rendus mécanique* 332(2004) 887 - 894.
- [10] **Biarez, J., (1962)**. Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents. Thèse de Doct. Es Sciences., Université de Grenoble, France.
- [11] **Bishop, A.W., Webb., D.L., & Skinner, A.E., (1965)**. Triaxial tests on soil at elevated cell pressures. *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.*, Mexico, pp.21 - 28.
- [12] **Bjerrum, L., Kringstad, S., & Kummeneje ., (1961)**. The shear strength of fine sand. *5th Int. Conf. of Soil. Mechanics and Foundations Engineering*, Paris, Vol. 1, pp. 29 - 37.
- [13] **Blondeau, F., (1986)**. Incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique. *Le sinistre du nouveau Port de Nice. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, pp. 687 - 690.
- [14] **Bossi, R.H., Friddel, K.D., Lowrey A.R. (1990)**. Computed tomography. Non destructive testing of fiber - reinforced plastic composites, Ed John Summerscales Ed, Elsevier Applied Science, 2:201 - 252.
- [15] **Bousquet, H., (1988)**. Etude du comportement d'un sable lâche et application à la liquéfaction statique. Rapport de D.E.A, Institut de Mécanique de Grenoble, France.

- [16] **Bouvard, D., (1982).** Rhéologie des milieux pulvérulents: Etude expérimentale et identification d'une loi de comportement. Thèse de Docteur Ingénieur de l'U.J.F de Grenoble, France.
- [17] **Brace W. F., Walsh J. B., Frangos W. T. (1968).** Permeability of granite under high pressure, Journal of Geophysical Research, Vol. 73, No 6, pp 2225 - 2236.
- [18] **Canou, J., (1989).** Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- [19] **Canou, J., Benahmed, N., Dupla, J.C., & De Gennaro, V., (2000).** Comportement mécanique et liquéfaction des sables. Colloque Physique et Mécanique des Matériaux Granulaires. Paris, Tome1, pp.15 - 34.
- [20] **Canou, J., & El Hachem, M., (1989).** Effet de structure et liquéfaction statique d'un sable lâche. 12^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Rio de Janeiro.
- [21] **Canou, J., & El Hachem, M., (1992).** Influence du mode de préparation sur le comportement mécanique non drainé d'un sable lâche. Structure et Comportement Mécanique des Géomatériaux; Colloque René Houpert, Nancy.
- [22] **Canou, J., Bahda, F., Saïtta , A., & Dupla, J.C., (1994).** Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotones et cycliques. XIII IC SMFE New Delhi, India, pp.1297 - 1300.
- [23] **Canou, J., Bahloul, A., El Hachem, M., & Kattan, A., (1991).** Etude des propriétés de liquéfaction statique du sable d'Hostun. Rapport Scientifique GRECO Géomatériaux.
- [24] **Canou, J., El Hachem, M., & Kattan, A., (1990).** Propriétés de liquéfaction statique du sable lâche. 25^{ème} Colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble.
- [25] **Casagrande, A., (1975).** Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review. Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Series No. 88.
- [26] **Castro, G., (1969).** Liquefaction of sands ". Ph. D. Thesis, Harvard Soil Series No. 81 Harvard University, Cambridge, MA, 112 p.
- [27] **Castro, G., Enos, J.L., France, J.W., & Poulos , S.J., (1982).** Liquefaction induced by cyclic loading. National Science Foundation, NSF / CEE - 82018.
- [28] **Castro, G., & Poulos , S.J., (1977).** Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE , Vol. 103, No.GT6, pp.501 - 516.
- [29] **Castro, G., Poulos, S.J., & Leathers, F.D., (1985).** Re - examination of slide of lower San Fernando Dam. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111., No. 9, pp. 1093 - 1107.
- [30] **Castro, G., Seed, R., Keller, TH., (1992).** Steady - state strength analysis of lower San Fernando Dam Slide. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118., No. 3, pp. 406 - 427.
- [31] **Chaney, R.C., (1978).** Saturation effects on the cyclic strength of sands. Earthquake Engineering and Soil dynamics, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.

- [32] **Chan, C.K., (1985)**. Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user's manual. Soil Engineering Equipment Company, San Francisco.
- [33] **Chern, J.C., (1985)**. Undrained response of saturated sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility. Ph. D. Thesis of the University of British Columbia, 213 p.
- [34] **Colliat, J.L, Desrues, J., Flavigny, E., (1986)**. Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de révolution. Revue Française de Géotechnique, N° 34, pp.41 - 45.
- [35] **Darve, F., (1993)**. Liquefaction phenomenon: modelling, stability and uniqueness. Proc. Intern. Conf. on Numerical Analysis of Liquefaction Problems, Davis (USA), pp. 1305 - 1319.
- [36] **De Gregorio, V.B., (1990)**. Loading systems, sample preparation, and liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116., No. 5, pp. 805 - 821.
- [37] **Della, N., Arab, A., Belkhatir, M & Missoum, H., (2009)**. Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction. Comptes Rendus Mécanique, 337(5): 282-290.
- [38] **Della, N., Arab, A., Belkhatir, M., Missoum, H., Bacconnet, C & Boissier., (2010)**. Effect of the initial structure on the behaviour of Chlef sand. Acta Geotechnica Slovenica, 7(2): 5-15.
- [39] **Dennis, N.D., (1988)**. Liquefaction evaluation procedure. Discussion. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 124, No. 2, pp. 241 - 243.
- [40] **Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M., Mazerolle., F., (1996)**. Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography, Géotechnique, No. 46, pp. 529 - 546.
- [41] **Di Prisco, C., Matiotti., R., & Nova., N., (1995)**. Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. Géotechnique 45 (3): 479 - 496.
- [42] **Djedid, A., (1986)**. Etude du comportement non drainé d'un sable. Rapport de D.E.A, Institut de Mécanique de Grenoble, France.
- [43] **Doanh, T., Ibraim, E., (2000)**. Minimum undrained strength of Hostun RF. Géotechnique 50 (3): 377 - 392.
- [44] **Doanh, T., Ibraim, E., & Matiotti., R., (1997)**. Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part 1: Experimental Observations. Mechanics of Cohesive - Frictional Materials. Vol .2, pp.47 - 70.
- [45] **Foray, P., Puech, A., (1976)**. Influence de la compressibilité sur la force portante des pieux en milieu pulvérulent. Annales ITBTP, Série Sols et Fondations, N° 141, Mai.
- [46] **Georgiannou, V.N., Hight. D.W., & Burland, J.B., (1991)**. Undrained behaviour of natural and model clayey sands. Soils and Foundations, Vol. 31, No. 3, pp. 17 - 29.
- [47] **Giroud, P. & Cordary, D., (1976)**. Variation du coefficient de Skempton B. Annales de I.T.B.T.P, N°335.

- [48] **Gu, W.H., Morgenstern, N. R., & Robertson, P.K., (1993)**. Progressive failure of lower San Fernando Dam. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 333 - 349.
- [49] **Habib, P., Luong, M.P., (1978)**. Sols pulvérulents chargement cyclique. Matériaux et structures sous chargement cyclique. Ass. Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves E.N.P.C., Palaiseau, pp. 47 - 79.
- [50] **Habib, P., Luong, M.P., (1985)**. Comportement du milieu pulvérulent. Génie parasismique, E.N.P.C., Palaiseau, pp. 303 - 312.
- [51] **Hanzawa, H., (1980)**. Undrained strength and stability analysis for a quick sand. *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 2, pp. 17 - 29.
- [52] **Hazen, A., (1920)**. Hydraulic fill dams. *AS CE transactions*, Vol. 83, pp. 1713 - 1745.
- [53] **Hird, C.C., & Hassona, F.A.K., (1990)**. Some factors affecting the liquefaction and flow of saturated sands in laboratory tests. *Engineering Geologie* 28, pp. 149 - 170.
- [54] **Høeg, K., Dyvik, R., & Sandbækken, G., (2000)**. Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.126, No.7, pp. 606 - 617.
- [55] **Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N., & Murata, H., (1994)**. Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand. *Soils and Foundations*, Vol. 34, No.1, pp. 19 - 32.
- [56] **Ibraim, E., (1998)**. Différents aspects du comportement des sables à partir des essais triaxiaux: des petites déformations à la liquéfaction statique. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, France.
- [57] **Ishihara, K., (1993)**. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 43, No. 4, pp.349 - 415.
- [58] **Ishihara, K., Sodekawa, M., & Tanaka Y., (1978)**. Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines. *Dynamic Geotechnical testing, ASTM STP 654*, pp.246 - 264.
- [59] **Ishihara, K., & Yasuda, S., (1975)**. Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation. *Soils and Foundations*, Vol. 15, No.1, pp. 45 - 59.
- [60] **Johns R.A., Steude J.S., Castanier L.M., Roberts P.V. (1993)**. Non destructive measurements of fracture aperture in crystalline rock cores using X-ray computed tomography, *Journal of Geophysical Research*, 98, B2, 1889 - 1900.
- [61] **Ketcham R. A. et Carlson W. D. (2001)**. Acquisition, optimization and interpretation of X-ray computed tomographic imagery: applications to the geosciences, *Coputers & Geosciences* Vol. 27, pp 381 - 400.
- [62] **Konrad, J.M., (1990a)**. Minimum undrained strength of two sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 6, pp. 932 - 947.

- [63] **Konrad, J.M., (1990b)**. Minimum undrained strength versus steady - state strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 6, pp. 948 - 963.
- [64] **Konrad, J.M., (1991)**. The Nerlerk berm case history: some considerations for the design of hydraulic sand fills. *Canadian Geotechnical Journal*, 28: 601 - 612.
- [65] **Konrad, J.M., (1993)**. Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. *Géotechnique* 43, No.1, pp. 69 - 89.
- [66] **Konrad, J.M., Flavigny, E., & Meghachou, M ., (1991)**. Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. *Revue Française de Géotechnique*, No.54, pp.53 - 63.
- [67] **Kramer, S.L., & Seed, H. B., (1988)**. Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 4, pp. 412 - 430.
- [68] **Krim, A., Zitouni, Z., Arab, A., & Belkhatir, M., (2013)**. Identification of the behaviour of sandy soil to static liquefaction and microtomography. *Arabian Journal of Geosciences*, Vol. 6, No.7, pp. 2211 - 2224.
- [69] **Kuerbis, R. H., & Vaid, Y.P., (1988)**. Sand sample preparation, the slurry deposition method. *Soils and Foundations*, Vol. 28, No.4, pp. 107 - 118.
- [70] **Ladd, R., (1974)**. Specimen preparation and liquefaction of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, No GT10, pp. 535 - 547.
- [71] **Ladd, R., (1977)**. Specimen preparation and cyclic stability of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No GT6, pp. 535 - 547.
- [72] **Ladd, R.S., (1978)**. Preparing test specimen using under compaction. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16-23.
- [73] **Lade, P.V. & Hermandy, S.B., (1977)**. Membrane penetration effects in undrained tests. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol.103, NGT2, February 1977, pp. 109-125.
- [74] **Lade, P.V., Nelson, B., & Ito, M., (1987)**. Non associated flow stability of granular materials. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113, No. 9, pp. 1302 - 1318.
- [75] **Lade, P.V., Nelson, B., & Ito, M., (1988)**. Instability of granular materials with non associated flow. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 114, No. 12, pp. 2173 - 2191.
- [76] **Lade, P.V., & Yamamuro, J.A., (1997)**. Effects of non plastic fines on static liquefaction of sand. *Canadian Geotechnical Journal*. No 34, pp. 918 - 926.
- [77] **Lancelot, L., Shahrour, I., & Al - Mahmoud, M., (1996)**. Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes. *Revue Française de Géotechnique*, 74: 63 - 74.
- [78] **Lanier, J., Di Prisco, C., & Nova, R., (1991)**. Etude expérimentale théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun. *Revue Française de Géotechnique*, N° 57, pp. 59 - 74.
- [79] **Lee K.L., & Fitton J.A., (1968)**. Factors effecting the dynamic strength of soil. *Vibration affects on soil and foundation*. ASTM, STP450, American society for testing and materials.

- [80] **Lenoir, N., (2006)**. Comportement mécanique et rupture dans les roches argileuses étudiées par tomographie à rayons X. Thèse de doctorat, Université J. Fourier, Grenoble, France.
- [81] **Luong, P.M., (1980)**. Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. Revue Française de Géotechnique, N° 10, pp. 39 - 53.
- [82] **Lupini, J.F., Skinner, A.E. & Vaughan, P.R. (1981)**. The drained residual strength of cohesive soils. Geotechnique, Vol. 31, N°2, pp. 181 - 213.
- [83] **Martin, G.R., Finn, W.D.L. & Seed, H.D., (1978)**. Effects of system compliance on liquefaction tests. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, NGT4.
- [84] **Matiotti, R., Ibraim. E., & Doanh. T., (1996)**. Comportement non drainé du sable d'Hostun Rf très lâche en consolidation anisotrope. Revue Française de Géotechnique, N° 75, pp. 35 - 46.
- [85] **Meghachou, M., (1993)**. Stabilité des sables lâches: Essais et modélisations. Thèse de Doctorat Université Joseph Fourier de Grenoble I, 1993, France, 195 p.
- [86] **Miura, S., & Toki, S., (1982)**. A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation - strength properties of sand. Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 61 - 77.
- [87] **Mohamad, R., & Dobry, R., (1986)**. Undrained monotonic and cyclic strength of sands. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 10, pp. 941 - 958.
- [88] **Mokni, M., (1992)**. Relations entre déformations en masse et déformations localisées dans les matériaux granulaires. Thèse de Doctorat de l'U.J.F de Grenoble, France.
- [89] **Mroz, Z., (1963)**. Non - associated flow laws in plasticity. Journal of Mechanic, 2 (1), pp. 21 - 42.
- [90] **Mullilis, J.P., Seed., H.B., Chan., C.K., Mitchell., J.K., & Arulanandan, K., (1977)**. Effects of sample preparation on sand liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 103, No. GT 2, pp. 91 - 108.
- [91] **Mullilis, J.P., Townsend, F.C., & Horz, R.C., (1978)**. triaxial testing techniques and sand liquefaction. ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279.
- [92] **Nugussey, D., & Islam, M.S., (1994)**. Uniqueness of steady state and liquefaction potential. Can. Geotech, 31, pp. 132 - 139.
- [93] **Oda, M., (1972)**. Initial fabrics and their relations to mechanical proprieties of granular material. Soils and Foundations, Vol. 12, No.1, pp.17 - 36.
- [94] **Otani J., Mukunoki T., Obara Y. (2000)**. Application of X-ray CT method for characterization of failure in soils. Soils and Foundations 40: 111 - 118.
- [95] **Pillai, V.S., & Stewart., R.A., (1994)**. Evaluation of liquefaction potential of foundation soils at Duncan Dam. Canadian Geotechnical, J.31, pp. 951 - 966.
- [96] **Poulos, S.J, (1971)**. The stress - strain curves of soils. Geotechnical Engineers, Inc., Winchester, Mass.

- [97] Poulos, S.J., (1981). The steady state of deformation. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, pp. 553 - 562.
- [98] Poulos, S. J., Castro, G., & France, J.W., (1985). Liquefaction evaluation procedure. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No.6, pp. 772 - 792.
- [99] Quellet, S., Bussière, B., Aubertin, M., Benzaazoua, M., (2008). Characterization of cemented paste backfill pore structure using SEM and IA analysis. *Bull Eng Geol Environ*, 67: 139-152.
- [100] Roscoe, K.H., Schofield, A.N., & Wroth, C.A., (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique* 8, No.1, pp. 22 - 53.
- [101] Riemer, M., & Seed, R., (1997). Factors affecting apparent position of steady - state line. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No.3, pp. 281 - 288.
- [102] Saraf D. N. (1981). Methods of in-situ saturation determination during core test involving multiphase flow, Petroleum recovery Institute, report 1981 - 6.
- [103] Schlosser, F., (1985). Liquéfaction de veines de sable dans des talus sous - marins. XIth. Int. Soil. Mech. Conf., San Fransisco.
- [104] Schofield, M.A., Wroth, C.P., (1968). Critical state soil mechanics. Mac Graw. Hill, London.
- [105] Sherif, A.M., Ishibashi & Tsuchiya., (1977). Saturation effects on initial soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE*, vol. 103, N°GT8, pp. 914-917.
- [106] Seed, H.B., (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility Evaluation for level Group during earthquakes. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 105, GT2, pp. 201 - 255.
- [107] Seed, H.B., (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113 (8): 827 - 845.
- [108] Seed, H.B., & Idriss, I.M., (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE*, vol.97, SM9, pp. 1249 - 1274.
- [109] Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, J.M., & Makdisi, F.I., (1975). The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971. *Journal of Geotechnical Engineering*, 101 (GT7): 651 - 689.
- [110] Seed, H.B., Seed, R. B., Schlosser, F., Blondeau., F., & Juran, I., (1988). The landslide at the port of Nice on October, 1979, University of California, Berkeley - Earthquake Engineering, Research Center, june 1988, report No 88/10, p.1 - 67.
- [111] Skempton, A.W., (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique* 4, No.4.
- [112] Sladen, J.A., Handford, G., (1987). A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands. *Canadian Geotechnical. J.* 24, pp. 462 - 466.

- [113] **Sladen, J.A., Hollonder, R.D., Krahn, J., (1985)**. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, Vol 22, N° 4, pp. 564 - 579.
- [114] **Sladen, J.A., Hollonder, R.D., Krahn, J., & Mitchell, D.E., (1985)**. Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. Can. Geotech. J. 22, pp. 579 - 588.
- [115] **Sladen, J.A. & Oswell, J.M., (1989)**. The behaviour of very loose sand in the triaxial compression test. Can. Geotech. J. 26, pp. 103 - 113.
- [116] **Sun H, Chen J.F, Ge X.R. (2004)**. Deformation characteristics of silty clay subjected to triaxial loading, by computerised tomography, Géotechnique 54, No 5, 307 - 314.
- [117] **Tatsouka, F., & Ishihara, K., (1973)**. Stress path and dilatancy performance of a sand. Proc. 8th ICSMFE, Moscou. Vol 1, pp. 419 - 424.
- [118] **Tatsuoka, F., Maeda, S., Ochi, K & Fugii, S., (1986)**. Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loading. Soils and Foundations, vol. 26, N°2, pp. 73-90
- [119] **Terzagui, K., (1956)**. Varieties of submarine slope failures. Harvard Soil Mechanics Series, No.52, 16p.
- [120] **Terzagui, K., & Peck, R.B., (1967)**. Soil mechanics in engineering practice . John Wiley & Sons, New York
- [121] **Tillard D. (1992)**. Etude de la rupture dans les géomatériaux cohésifs. Application à lamarne de Beaucaire. Thèse de Doctorat es Sciences, UJF, Grenoble, France.
- [122] **Thomson, P.P., Wong, R.C.K., (2008)**. Specimen nonuniformities in water-pluviation and moist-tamped sands under undrained triaxial compression and extension. Canadian Geotechnical Journal, 45: 939-956.
- [123] **Tsuchida, H., (1970)**. Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japon).
- [124] **Uthayakumar, M., & Vaid, Y.P., (1998)**. Static liquefaction of sands under multiaxial loading. Canadian Geotechnical. J. 35, pp. 273 - 283.
- [125] **Vaid, Y.P., & Chern, J.C., (1983)**. Effect of static shear on resistance to liquefaction. Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 47 - 60.
- [126] **Vaid, Y.P., & Chern, J.C., (1985)**. Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions ASCE C, Convention, Detroit. Michigan, pp. 120 - 147.
- [127] **Vaid, Y.P., Chung, E.K.F., & Kuerbis, R.H., (1989)**. Preshearing and undrained response of sand. Soils and Foundations, Vol.29, No.4, pp 49 - 61.
- [128] **Vaid, Y.P., Chung, E.K.F., & Kuerbis, R.H., (1990)**. Stress path and steady state. Canadian Geotechnical, J. 27, pp 1 - 7.
- [129] **Vaid, Y.P., Sivathayalan., S., Stedman, D., (1999)**. Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand. Geotech. Testing J.22 (3) (1999) 187 - 195.

- [130] Vaid, Y.P., & Finn, W.D.L., (1979). Static shear and liquefaction potential. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, No. GT10, pp. 1233 - 1246.
- [131] Vaid, Y.P., Fisher, J.M., Kuerbis, R.H. & Negussey, D. (1990). Particle gradation and liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 4, pp. 698 - 703.
- [132] Vaid, Y.P., Negussey, D., (1984). Relative density of pluviated sand samples. Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, pp. 101 - 105.
- [133] Vaid, Y.P., & Pillai, S., (1992). The critical state of sands. Discussion. Géotechnique 42, No. 4, pp. 658 - 660.
- [134] Vaid, Y.P., Sivathayalan, S., (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. Canadian Geotechnical, J. 33, pp 281 - 289.
- [135] Vaid, Y.P., & Sivathayalan, S., (1996). Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens. Canadian Geotechnical, J. 33, pp 1017 - 1020.
- [136] Vaid, Y.P., & Thomas, J., (1995). Liquefaction and post liquefaction behaviour of sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 2, pp.163 - 173.
- [137] Vaid, Y.P., & Thomas, J., (1996). Liquefaction and post liquefaction behaviour of sand. Closure. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 6, June 1996, pp. 503 - 504.
- [138] Van Geet M. (2001). Optimisation of microfocus X-ray computer tomography for geological research with special emphasis on coal components (macerals) and fractures (cleats) characterization, PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven.
- [139] Verdugo, R., (1992). The critical state of sands. Discussion. Géotechnique 42, No. 4, pp. 655 - 658.
- [140] Verdugo, R., & Ishihara, K., (1996). The steady state of sandy soils. Soils and Foundations, Vol. 36, No. 2, pp. 81 - 91.
- [141] Walters D.A., Wong R.C.K., Katznas A. (1998). The application of computered-assisted tomography in the analysis of fracture geometry, Geotechnical Testing Journal, 21(4), 328 - 335.
- [142] Wang H.F. et Hart D.J (1993). Experimental error for permeability and specific storage from pulse test in triaxial tests on stiff clays, Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Anagnostopoulos (eds), pp 849 - 856.
- [143] Wanatowski, D., Chu, J., (2008). Effect of specimen preparation method on the stress-strain behaviour of sand in plane - strain compression tests. *Geotechnical Testing Journal*, 31 (4): 308-320.
- [144] Wellington S. L. et Vinegar H. J. (1987). X-ray computerized tomography. Journal of Petroleum Technology, August, pp 885 - 898.
- [145] Wood, F.M., Yamamuro, J.A., (1999). The effect of depositional method on the liquefaction behaviour of silty sand, Proceeding of 13th ASCE Engineering Mechanics Conference, Baltimore, MD: The Johns Hopkins University.

- [146] **Wood, F.M., Yamamuro, J.A., Lade, P.V., (2008)**. Effect of depositional method on the undrained response of silty sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 45 (11): 1525-1537.
- [147] **Yamamuro, J.A. & Covert, K.M., (2001)**. Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol., 127, N°4, pp. 314 - 324.
- [148] **Yamamuro, J. A, Wood, F.M., (2004)**. Effect of depositionnal method on the undrained behaviour and microstructure of sand with silt, *Soils Dynamics and Earthquake Engineering* , No.24, pp. 751 - 760.
- [149] **Yoshimine, M., & Ishihara, K., (1998)**. Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, pp. 189 - 198.
- [150] **Yoshimine, M., Ishihara, K., & Vargas, W., (1998)**. Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behaviour of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, pp. 179 - 188.
- [151] **Yoshimi & Oh - Oka, (1975)**. Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand. *Soils and Foundations*, vol. 15, N° 3, pp. 27-40.
- [152] **Zitouni, Z., (1988)**. Comportement tridimensionnel des sables. Thèse de Doctorat Université Joseph Fourier de Grenoble I, France.
- [153] **Zlatovic et Ishihara (1995)**. On the influence of nonplastic fines on residual strength. *Proceedings of IS- Tokyo 95, first International Conference on earthquake geotechnical engineering* –ed. K. Ishihara), pp. 239 - 244, Rotterdam: A. A. Balkema.
- [154] **Zlatovic, S., & Ishihara, K., (1997)**. Normalized behaviour of very loose non - plastic soils: effects of fabric. *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 47 - 56.

Contribution à l'étude du comportement des sols granulaires

KRIM Abdellah

Résumé

Le travail réalisé dans cette thèse constitue une contribution à l'étude du comportement des sols granulaires sous chargement monotone. L'objectif de cette recherche est d'étudier les effets de certains paramètres sur le comportement liquéfiable du sable d'Oued Rass, Chlef, Algérie, en particulier: la densité initiale, la pression de confinement et le mode de dépôt. Le présent travail comporte deux parties:

La première partie est consacrée à une étude bibliographique sur la liquéfaction des sables et les résultats des récents travaux réalisés sur le phénomène de liquéfaction statique. Elle présente les effets des différents paramètres sur le phénomène de liquéfaction, conclus sur la base des études menées au laboratoire.

La deuxième partie de ce travail est consacrée à une étude expérimentale sur un sable d'Oued. Nous décrivons d'abord l'appareil triaxial utilisé pour la réalisation des essais, les divers capteurs de mesure de force et de déplacements, ainsi que la procédure expérimentale de réalisation des divers essais et les méthodes de fabrication des éprouvettes. Nous présentons ensuite la campagne d'essais triaxiaux, que nous avons réalisée au sein du laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures et Risques) de l'université Joseph Fourier de Grenoble, comportant des essais triaxiaux de compression en conditions drainées et non drainées, sur le sable d'Oued Rass, Chlef, Algérie.

A travers les résultats de ces essais non drainés, nous avons pu faire une description complète du phénomène de liquéfaction statique, en particulier l'effet du mode de dépôt du sable sur son comportement vis-à-vis de la liquéfaction statique, qui a été étudié en utilisant une technique de pointe, appelée "la tomographie à rayons X", qui consiste à imager des échantillons fabriqués par deux modes de dépôts différents: "le dépôt sec" et le "damage humide".

Mots clés: Sable, cisaillement, contractance, dilatance, liquéfaction, non drainé, tomographie.

Abstract

The present work constitutes a contribution of the behavior study of granular soils under monotonic loading. The objective of this research is to investigate the effects of some parameters on the liquefiable behavior of Oued Rass sand, Chlef, Algeria, in particular: the initial density, the confining pressure and the deposition mode.

This work includes two parts:

The first part is devoted to a bibliographical study on the liquefaction of sands and the results of recent work on the phenomenon of static liquefaction. It shows the effects of various parameters on the phenomenon of liquefaction, concluded on the basis of studies conducted in the laboratory.

The second part of this work is devoted to an experimental study on river sand. We firstly describe the triaxial apparatus used in this study, the various transmitters of force and of displacements, as well as the experimental procedure of realization of the various tests and specimen's preparation methods.

We present then the series of triaxial tests performed in the laboratory 3SR (Soils, Solids, Structures and Risk) of Joseph Fourier university of Grenoble, including triaxial compression tests in drained and undrained conditions, carried out on the Oued Rass sand, Chlef, Algeria.

Through the results of undrained tests we have could to make a complete description of the static liquefaction phenomenon, in particular the effect of the deposition mode of sand on his behavior towards the static liquefaction, which was studied using an advanced technique, called "X-ray tomography", which is to be imaged specimen's prepared by two different deposit methods: "the dry deposition" and "the moist tamping."

Keywords: Sand, shearing, contractance, dilatancy, liquefaction, undrained, tomography