

Titre: Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour
Title: l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers

Auteur: Nicolas Poncelet
Author:

Date: 2012

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Poncelet, N. (2012). Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/951/>

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/951/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Michael James, & Michel Aubertin
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉLABORATION ET IMPLÉMENTATION D'UN PROTOCOLE DE LABORATOIRE POUR
L'ÉTUDE DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION DE RÉSIDUS MINIERS

NICOLAS PONCELET

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
OCTOBRE 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉLABORATION ET IMPLÉMENTATION D'UN PROTOCOLE DE LABORATOIRE POUR
L'ÉTUDE DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION DE RÉSIDUS MINIERS

présenté par : PONCELET Nicolas

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès science appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LI Li, Ph.D., président

M. JAMES Michael, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. JULIEN Michel, Ph.D., membre

DÉDICACE

A Claudia Balfroid, pour l'inspiration et la sagesse qu'elle m'a transmise...

REMERCIEMENTS

Ce travail marque le point final d'une expérience académique inoubliable et symbolise le commencement d'une vie nouvelle. De nombreux intervenants ont permis directement ou indirectement sa réalisation et je tiens donc à les remercier chaleureusement.

Ces remerciements s'adressent tout d'abord à Monsieur Michael James, professeur à l'Ecole Polytechnique de Montréal et directeur de cette recherche. Sa grande disponibilité, son savoir ainsi que ses nombreux encouragements ont permis de mener à bien ces travaux de recherche. De la même manière, je tiens à remercier à Monsieur Michel Aubertin, professeur à l'Ecole Polytechnique de Montréal et codirecteur de ces travaux. Son savoir, ses très précieux conseils ainsi que sa pédagogie tant appréciée prennent tout autant part dans la réussite de ce travail.

J'aimerais ensuite remercier Monsieur André Ducharme, technicien (retraité) du laboratoire de mécanique des sols de l'École Polytechnique de Montréal. Ses connaissances aussi bien techniques que théoriques m'ont permis sans nul doute d'éviter de m'égarer dans des travaux souvent complexes. C'est en grande partie grâce à son savoir faire hors du commun que les aspects techniques de ce projet ont pu voir le jour. Je ne peux poursuivre sans remercier son successeur, David Landry, dont la bonne humeur et la sympathie ont participé à maintenir une grande motivation durant ces très longues journées passées au laboratoire.

Par le biais de la Chaire industrielle CSRNG Polytechnique - UQAT, j'aimerais ensuite remercier les différents partenaires qui ont permis le financement de ces travaux.

J'aimerai finalement remercier toute ma famille restée en Europe et ma « famille » d'ici. Merci Gaële pour tes coups de fils et ton écoute lors des instants heureux ou difficiles, merci M'man pour les moments passés lors de tes nombreuses visites et pour ton soutien continual. Merci à vous, les Français, le faux Belge et les très nombreux Québécois pour ces riches souvenirs des deux dernières années passées en votre compagnie.

RÉSUMÉ

Dans le cadre de l'exploitation minière, différents types de rejets solides sont produits dont les parties les plus importantes se composent des roches stériles et des rejets de concentrateur (résidus miniers). Ces derniers présentent une granulométrie fine et sont entreposés dans des parcs à résidus miniers sous la forme d'une pulpe. En cas de sollicitations cycliques (telles celles engendrées lors d'un séisme), ce type de rejets est particulièrement susceptible à la liquéfaction. Dans ce cas, il peut y avoir des risques conséquents pour les éléments de retenue du parc à résidus (pouvant eux même être édifiés avec des résidus) et donc, pour l'environnement et les populations avoisinantes.

Les résidus de mine en roches dures, telles que celles que l'on rencontre en Abitibi, possèdent des propriétés qui les rendent susceptibles à la liquéfaction. La saturation complète, le faible indice de densité, l'abondance des particules silteuse et l'absence de cohésion en sont les principales. En raison de la saturation et du caractère lâche et contractant de ces résidus, les sollicitations dynamiques peuvent engendrer une augmentation des pressions interstitielles conduisant à une diminution des contraintes effectives. Cette diminution des contraintes effectives peut alors conduire à la liquéfaction (associée à une baisse de rigidité et de résistance) du matériau ce qui tend à augmenter les contraintes appliquées sur les digues, ceci pouvant conduire à leur rupture.

Dans le cadre de cette problématique, il est nécessaire de pouvoir déterminer le potentiel de liquéfaction des résidus à partir de différents essais. Cette recherche vise à élaborer et implémenter un protocole de laboratoire, basé sur des essais en cellule triaxiale, permettant la caractérisation du comportement des résidus sous chargement cyclique. Le protocole inclut une méthode de préparation des échantillons avec une saturation complète du matériau, tout en évitant l'application d'une contrepression qui peut avoir une influence sur la résistance cyclique des résidus. Le programme expérimental comporte un total de 8 essais quasi-statiques et 17 essais cycliques sur un sable fin en provenance des carrières Demers (Terrebonne, Québec) et sur des résidus miniers Osisko (Malartic, Abitibi, Québec). Les essais quasi-statiques sont réalisés dans le but de déterminer certaines propriétés des matériaux tels que leur angle de frottement interne ϕ' , leur cohésion c' ainsi que leur module de Young E . Les essais cycliques, réalisés à 1Hz de

fréquence ont pour objectif d'évaluer le potentiel de liquéfaction des matériaux. L'influence de la pression de confinement et de l'intensité du chargement sont évaluées à travers ces essais.

Les éprouvettes soumises aux essais ont été instrumentées afin de suivre les déformations, la contrainte appliquée ainsi que l'évolution des pressions interstitielles au sein des échantillons.

Les essais sur le sable ont permis de valider le protocole expérimental en comparant les résultats obtenus aux données disponibles dans la littérature. Suite à ces essais, il apparaît que l'augmentation de la contrainte de confinement engendre une augmentation de résistance des échantillons. Les effets de l'application d'une légère contrepression ont également été évalués sur ce matériau, ceux-ci se traduisent par une augmentation marquée de la résistance cyclique.

Les résultats des essais sur les résidus miniers ont permis de proposer différents paramètres liés à l'évaluation du potentiel de liquéfaction. L'influence du confinement et de l'intensité du chargement a également été évaluée pour ce matériau. L'augmentation de la contrainte de confinement conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction des échantillons alors qu'elle sera diminuée avec l'augmentation de l'intensité du chargement. Un essai réalisé en diminuant de moitié la fréquence du signal de chargement a également été mené en vue d'en étudier les effets. Celui-ci a montré qu'une fréquence plus faible semble rendre le matériau plus susceptible à la liquéfaction.

Les résultats de cette recherche répondent aux objectifs initialement fixés. Ils mènent à une meilleure compréhension du comportement cyclique des résidus étudiés. Le protocole développé peut servir pour des recherches futures.

ABSTRACT

Mining and ore processing produce different types of waste with the most important being waste rock and tailings. The waste product of mineral processing, tailings, consist of very fine grained material in the form of slurry that is placed in impoundments retained by dikes or dams for indefinite storage. In the event of dynamic loading (such as that engendered by seismic activity) tailings are particularly susceptible to liquefaction. Tailings liquefaction presents risks to the retaining structures, which may actually be composed of tailings, and thus risks to the downstream population and environment.

Tailings from hard rock, such as encountered in the Abitibi region of Quebec, possess numerous properties that make them susceptible to liquefaction. They tend to be fully saturated, have low density indices and composed of silt-sized particles without cohesion. Due to their saturation and tendency to contract under shear loading, dynamic loadings may result in the development of excess porewater pressures and a resulting decrease in the effective stress. This decrease in the effective stress could result in liquefaction of the material and an increase in the stresses applied to the retention structure. These additional stresses combined with the additional horizontal loading of the earthquake, have resulted in the failure of tailings impoundments.

In the evaluation of the potential for liquefaction induced impoundment failure, it is necessary to determine the potential for tailings liquefaction under seismic loading. The objective of this research was the elaboration and implementation of a laboratory protocol for cyclic triaxial testing for the characterization of the dynamic behavior of tailings. The protocol includes a method of specimen preparation that permits complete saturation of the specimen without the use of backpressure that has been shown to significantly influence dynamic behavior during laboratory testing. The experimental program consisted of 8 quasi-static triaxial and 17 cyclic triaxial tests on fine-grained sand from the Demers Quarry (Terrebonne, Quebec) and on tailings from the Canadian Malartic Mine (Abitibi, Quebec). The quasi-static testing was conducted to determine certain intrinsic properties of the materials, such as their internal friction angle, ϕ' , and cohesion, c . The cyclic triaxial testing was conducted at a frequency of 1 Hz. The influences of the effective confining stress and the intensity of the cyclic loading (as measured by the cyclic stress ratio, CSR) were evaluated.

All of the tests were instrumented to follow the evolution of the displacements and the porewater pressures during cyclic loading.

The testing on sand permitted validation of the experimental protocol through comparison with published results by other researchers. These tests indicated that an increase in the effective confining stress (and the corresponding density index) resulted in an increase in the liquefaction resistance. The effects of the application of a relatively low backpressure (100 kPa) to the sand during consolidation and cyclic testing were also evaluated. There was a marked increase in the liquefaction resistance due to the backpressure.

The tests on the tailings permitted the evaluation of different parameters associated with the liquefaction resistance. The influences of the effective confining stress and the CSR were also noted for the tailings. A test was conducted with a loading frequency of 0,5 Hz in lieu of 1 Hz to evaluate the effect of frequency. It showed that the liquefaction resistance increased with the lower loading frequency.

The results of the laboratory testing program satisfied the initial objectives of the research and allow for improved understanding of the dynamic behavior of the tailings studied. The experimental protocol developed is well suited for future research.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XIII
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXIII
LISTE DES ANNEXES	XXVI
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE ET PRATIQUES ACTUELLES	4
1.1 Phénomène de liquéfaction des sols	4
1.1.1 Généralités	4
1.1.2 Liquéfaction	5
1.1.2.1 Indice des vides critiques, contrainte ultime et état critique	6
1.1.2.2 Comportement des sols denses et lâches	8
1.1.2.3 Sols pulvérulents lâches sous chargements cycliques	10
1.1.2.4 Initiation de la liquéfaction	13
1.1.3 Mobilité cyclique	18
1.1.4 Facteurs influençant la résistance à la liquéfaction des sols	20
1.1.4.1 Granulométrie et angularité	20
1.1.4.2 État du sol et des contraintes	21
1.1.4.3 Degré de saturation	23

1.1.4.4	Autres facteurs.....	24
1.1.5	Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction	26
1.1.5.1	Méthode simplifiée.....	26
1.1.5.2	Méthodes d'évaluation sur le terrain.....	32
1.1.5.3	Évaluation sur la base d'essais en laboratoire	36
1.2	Rejets miniers.....	42
1.2.1	Roches stériles.....	42
1.2.2	Résidus miniers	43
1.2.2.1	Généralités.....	43
1.2.2.2	Propriétés physiques.....	43
1.2.2.3	Méthodes de déposition.....	46
1.2.2.4	Prévention et contrôle de la liquéfaction.....	48
1.2.2.5	Recherches sur le potentiel de liquéfaction de résidus miniers.....	52
CHAPITRE 2	MÉTHODOLOGIE ET INSTRUMENTATION	56
2.1	Propriétés géotechniques de base des matériaux.....	56
2.1.1	Granulométrie.....	56
2.1.2	Classification USCS	59
2.1.3	Densité relative des grains.....	59
2.1.4	Masses volumiques sèches	59
2.1.5	Indice de densité.....	61
2.1.6	Paramètres de consolidation.....	61
2.1.7	Conductivité hydraulique	61
2.2	Protocole expérimental des essais triaxiaux.....	62
2.2.1	Préparation et saturation initiale du matériau.....	63

2.2.2 Mise en moule	67
2.2.2.1 Mise en moule du sable	70
2.2.2.2 Mise en moule des résidus miniers	71
2.2.3 Densification	73
2.2.4 Démoulage et mise en cellule	75
2.2.5 Consolidation	76
2.2.6 Essai	78
2.2.6.1 Essais quasi-statiques	79
2.2.6.2 Essais cycliques	84
2.2.7 Démontage et nettoyage	85
2.3 Programme d'essais	88
2.3.1 Essais quasi-statiques	88
2.3.2 Essais dynamiques	89
CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	91
3.1 Essais quasi-statiques	91
3.1.1 Sable Demers (série SQS)	91
3.1.2 Résidus miniers Osisko (série RMQS)	101
3.2 Essais cycliques	111
3.2.1 Présentation détaillée de l'essai cyclique RMDyn003 - 200	111
3.2.2 Observations liées aux différentes séries d'essai	118
CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS	138
4.1 Analyse des résultats des essais quasi-statiques	138
4.2 Analyse des résultats des essais cycliques	140
4.2.1 Synthèse des résultats	141

4.2.2	Discussion sur les critères d'analyse	147
4.2.3	Essais sur sable Demers	151
4.2.4	Essais sur résidus miniers Osisko.....	154
4.2.5	Essais complémentaires.....	160
4.3	Problèmes rencontrés	162
4.3.1	Système de saturation des résidus miniers	162
4.3.2	Embout supérieur de l'échantillon	164
4.3.3	Système de fixation interne de la cellule.....	165
4.3.4	Presse et système de contrôle	165
	CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMENDATIONS.....	168
	BIBLIOGRAPHIE	172
	ANNEXES	181

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 : Angle de frottement interne effectif ϕ' de sols pulvérulents (d'après Lambe et Whitman, 1979 et Bowles, 1984).....	23
Tableau 1. 2 : Valeurs du facteur de correction de magnitude MSF (Youd et al., 2001)	29
Tableau 1. 3 : Valeurs recommandées pour le facteur de correction MSF (Youd et al., 2001).....	30
Tableau 1. 4 : Propriétés de bases de rejets miniers canadiens (Buissière, 2007)	44
Tableau 1. 5 : Comparaison des différentes méthodes de construction des digues selon différents critères (adapté de Vick, 1990)	49
Tableau 2. 1 : Caractéristiques granulométriques des matériaux.....	58
Tableau 2. 2 : Indices des vides et masses volumiques caractéristiques des matériaux, déterminé à la table vibrante	60
Tableau 2. 3 : Masse volumique maximale, indice des vides minimal et teneur en eau optimales des résidus Osisko, déterminé à l'essai Proctor (d'après Bolduc, 2012)	60
Tableau 2. 4 : Valeur de la contrainte de confinement associée à chaque palier de consolidation	77
Tableau 2. 5 : Programme des essais quasi-statiques sur les résidus Osisko et le sable Demers...	88
Tableau 2. 6 : Caractéristiques des essais cycliques sur Résidus et Sable	90
Tableau 3. 1 : Propriétés géotechniques de bases du sable Demers lors de la mise en moule et au démontage des différents essais quasi-statiques de la série SQS	93
Tableau 3. 2 : Angle θ et ϕ' des différents essais de la série SQS et valeurs moyennes.....	101
Tableau 3. 3 : Propriétés géotechniques des résidus miniers Osisko lors de la mise en moule et au démontage des différents essais quasi-statiques (CU) de la série RMQS.....	102
Tableau 3. 4 : Angle θ et ϕ' des différents essais de la série SQS et valeurs moyennes.....	111
Tableau 3. 5 : Propriétés géotechniques des résidus miniers au montage et démontage de l'essai RMDyn003-200	112
Tableau 3. 6 : Annexes contenant les résultat détaillés des différentes séries d'essais cycliques	117
Tableau 4. 1 : Détails numériques des résultats d'essais cycliques – critère 1	143
Tableau 4. 2 : Détails numériques des résultats d'essais cycliques – critère 2	144
Tableau 4. 3 : Comparaison des caractéristiques de base entre le sable étudié par Xia et Hu (1991) et le sable Demers	152
Tableau 4. 4 : Valeurs des paramètres A_0 et b de chacune des séries d'essais RMDyn et valeur moyenne du paramètre b	155

Tableau 4. 5 : Caractéristiques granulométriques des résidus El Cobre et Osisko et valeurs des paramètres A_0 et b associés à la résistance cyclique des matériaux.....	157
Tableau 4. 6 : Influence de la contrepression – résumé des essais SDyn004 – 100 et SDyn001 – Add (selon le critère 2).....	160
Tableau 4. 7 : Influence de la contrepression – résumé des essais SDyn004 – 100 et SDyn001 – Add (selon le critère 2).....	161

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux en conditions drainées sur des échantillons lâche et dense d'un sable typique (adaptée de Holtz et Kovacks, 1991).....	7
Figure 1. 2 : Critère de rupture et courbe d'état critique d'un sol pulvérulent dense sous différentes contraintes de confinement (figure adaptée de Kramer, 1996)	7
Figure 1. 3 : Schéma de comportement de sols lâches et denses soumis à chargement monotone ou dynamique en conditions saturées (figure adaptée de Kramer, 1996)	9
Figure 1. 4 : Résultats typiques d'essais triaxiaux cycliques sur un sable lâche (d'après Seed et Lee, 1966 ; figure tirée de Holtz et Kovacks, 1991)	11
Figure 1. 5 : Représentation de la génération des pressions interstitielles lors du chargement d'un sol lâche en conditions drainées et non drainées (d'après Seed et Idriss, 1982).....	12
Figure 1. 6 : Comparaison entre essais drainé et non drainé consolidé isotropiquement d'un sol lâche (d'après Casagrande, 1975 et Castro, 1969 ; figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991)	13
Figure 1. 7 : Résultats typiques d'un essai triaxial sur un sable lâche saturé, en condition non drainée : a) courbe contrainte déformation ; b) cheminement des contraintes effectives ; c) surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale ; d) diagramme d'état critique (figure tirée de Kramer; 1996)	14
Figure 1. 8 : Chemins de contraintes pour cinq échantillons isotropiquement consolidés soumis à des pressions de confinements différentes et ayant le même indice de vide initial, en conditions drainées et sous chargement monotone (adapté de Kramer, 1996).....	16
Figure 1. 9 : Courbe d'état critique (Steady State Line – SSL) et ligne d'initiation à la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface – FLS) (figure adaptée de Kramer, 1996)	16
Figure 1. 10 : Initiation de la liquéfaction lors d'un chargement statique et cyclique (Kramer, 1996).....	17
Figure 1. 11 : Zone de susceptibilité à la liquéfaction pour un essai cyclique non drainé (Kramer, 1996).....	18
Figure 1. 12 : Résultats typiques d'essais triaxiaux cycliques sur un sable dense (d'après Seed et Lee, 1966 ; figure tirée de Holtz et Kovacks, 1991)	19

Figure 1. 13 : Zone de susceptibilité à la mobilité cyclique pour un essai cyclique non drainé (Kramer, 1996)	20
Figure 1. 14 : Fuseau granulométrique présentant les sols susceptibles à la liquéfaction (adaptée de Hunt, 1986 ; figure extraite de Pépin, 2010)	21
Figure 1. 15 : Relation schématisée entre la contrainte cyclique maximale et le nombre de cycles nécessaires pour causer la rupture par mobilité cyclique avec l'influence de la contrainte de confinement (figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991)	22
Figure 1. 16 : Facteur de réduction de contraintes rd en fonction de la profondeur (Seed et Idriss, 1982 ; Youd et al., 2001 ; figure adaptée de James, 2009)	28
Figure 1. 17 : Rapport des pressions interstitielles en fonction du facteur de sécurité FS_{liq} pour du sable et du gravier (figure extraite de Idriss et Boulanger, 2008)	31
Figure 1. 18 : Rapport de résistance cyclique $CRR_{7,5}$ en fonction de l'indice de pénétration standard normalisé N_{1-60cs}	34
Figure 1. 19 : Appareillage de l'essai cyclique de cisaillement simple - type NGI (figure extraite de Ishihara, 1996).....	37
Figure 1. 20 : Cellule triaxiale typique pour test de compression statique ou dynamique (figure extraite de Ishihara, 1996).....	39
Figure 1. 21 : Courbes granulométriques de neuf échantillons originaires de mines en roches dures du Canada, avant déposition dans les parcs à résidus miniers (Bussière, 2007)	44
Figure 1. 22 : Décharge ponctuelle (figure extraite de Aubertin et al., 2002)	46
Figure 1. 23 : Décharge par lance-robinet (figure extraite de Aubertin et al., 2002)	46
Figure 1. 24 : Décharge par hydrocyclone (figure extraite de Aubertin et al., 2002)	47
Figure 1. 25 : Méthodes de rehaussement de digues d'un parc à résidus miniers (Vick, 1990)....	47
Figure 1. 26 : Causes de rupture de digue de parcs à résidus à travers l'Europe et le monde (WISE, 2009)	48
Figure 1. 27 : Schéma de la co-disposition des stériles et résidus miniers dans un parc à résidus	52
Figure 2. 1 : Courbes granulométriques du sable Demers	57
Figure 2. 2 : Courbes granulométriques des résidus Osisko	57
Figure 2. 3 : Aperçu des différentes étapes du protocole expérimental développé pour réaliser les essais triaxiaux sur résidus miniers	62

Figure 2. 4 : Phases de préparation du sable réalisée au sein d'une cloche à vide (1), ajout du sable et application d'une pression négative de 95 kPa (2), ajout d'eau désaérée (3), remplissage jusqu'au niveau du couvercle de la cloche à vide (4)	63
Figure 2. 5 : Phases de préparation des résidus miniers (1) préparation de la masse sèche ; (2) homogénéisation manuelle du mélange	64
Figure 2. 6 : Aperçu du système de saturation des résidus miniers	65
Figure 2. 7 : Phases de remplissage du cylindre pour la saturation des résidus miniers (méthode 1) (a) initiation du vide au sein du cylindre ; (b) aspiration des résidus miniers suite à l'ouverture de la vanne supérieure ; (c) désaération et brassage du matériau lors de sa chute à l'intérieur du cylindre; (d) fermeture de la vanne et brassage sous vide du matériau afin de maintenir l'homogénéité.....	66
Figure 2. 8 : Phases de remplissage du cylindre pour la saturation des résidus miniers (méthode 2) (a) déversement des résidus à l'intérieur du cylindre ; (2) fermeture du système, malaxage et application du vide pour réaliser la saturation du matériau.	67
Figure 2. 9 : Matériel utilisé lors de l'étape de mise en moule	68
Figure 2. 10 : Placement de la membrane (a) et du moule (b).	69
Figure 2. 11 : Disposition des membranes et du système de fixation avant la mise en place du matériau.....	70
Figure 2. 12 : Méthode de mise en moule du sable. (a) remplissage de l'entonnoir par du matériau saturé ; (b) remplissage du tuyau rigide pour l'ouverture d'une vanne ; (c) surélévation du système de déposition (à l'aide d'un élévateur hydraulique) en vue de réaliser le remplissage progressif du système moule/membranes.	71
Figure 2. 13 : Méthode de mise en moule des résidus miniers (a) application d'une légère pression dans le système de saturation et mise en contact de l'extrémité du tuyau de remplissage avec la pierre poreuse de l'embout inférieur ; (b) remplissage du moule par élévation progressive du tuyau de remplissage.	72
Figure 2. 14 : Fermeture de l'échantillon par le placement de l'embout supérieur et les différentes fixations des membrane et demi-membrane en vue de réaliser l'étanchéité globale de l'échantillon.....	73
Figure 2. 15 : Problématique liée à la formation d'une forme de sablier lors de l'étape de densification, (a) forme de l'échantillon avant application des différentes contraintes ; (b)	

formation non désirée d'une forme de sablier suite à l'application de la succion ; (c) application d'une charge axiale combinée à la succion.	74
Figure 2. 16 : Mise au jour de la membrane principale et de son système de fixation suite à l'enlèvement de la demi membrane	75
Figure 2. 17 : Exemples d'échantillons correctement monté (a) et mal monté (b).	76
Figure 2. 18 : Vue de la cellule triaxiale fermée et des instruments de mesures	77
Figure 2. 19 : Équipement utilisé lors d'un essai triaxial quasi-statique.....	79
Figure 2. 20 : Cheminement des contraintes et enveloppe de rupture d'une série de 3 essais non drainés réalisés sur un matériau pulvérulent normalement consolidé (adapté de Head, 1986)	82
Figure 2. 21 : Cheminement de contrainte d'essais sur sols pulvérulents légèrement et fortement surconsolidé (adapté de Head, 1986)	83
Figure 2. 22 : Déduction des paramètres de résistance au cisaillement à partir de la ligne de rupture K_f	83
Figure 2. 23 : Masse volumique sèche γ_d et indice des vides e en fonctions de la teneur en eau – Résidus Osisko	87
Figure 2. 24 : Masse volumique sèche γ_d et indice des vides e en fonctions de la teneur en eau – Sable Demers.....	87
Figure 3. 1 : Évolution de la contrainte déviatorique σ_D et de la principale majeure σ_1 en fonction de la déformation axiale ϵ de l'échantillon lors des différents essais triaxiaux consolidés non drainés CU de la série SQS (où s désigne la lettre grecque σ).....	94
Figure 3. 2 : Évolution des pressions interstitielles u en fonction de la déformation axiale ϵ de l'échantillon lors des différents essais triaxiaux consolidés non drainés CU de la série SQS (où s désigne la lettre grecque σ)	94
Figure 3. 3 : Évolution des contraintes totales σ_3 et effectives σ'_3 de consolidation en fonction de la déformation des échantillons des essais CU de la série SQS	96
Figure 3. 4 : Évolution des contraintes effectives principales mineures σ'_1 en fonction de la déformation des échantillons des essais CU de la série SQS	96
Figure 3. 5 : Cercles de Mohr à 4% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS	97
Figure 3. 6 : Cercles de Mohr à 6% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS	98
Figure 3. 7 : Cercles de Mohr à 10% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS	98
Figure 3. 8 : Cheminent de contraintes des différents essais de la série RMQS	99

Figure 3. 9 : Cheminement de contraintes, angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 2%, 4% et 6% de déformation pour l'essai SQS004	100
Figure 3. 10 : Évolution de la contrainte déviatorique σ_D et de la principale majeure σ_1 en fonction de la déformation axiale ϵ de l'échantillon lors des différents essais consolidés non drainés de la série RMQS.....	104
Figure 3. 11 : Évolution des pressions interstitielles u en fonction de la déformation axiale ϵ de l'échantillon lors des différents essais consolidés non drainés de la série RMQ	104
Figure 3. 12 : Évolution des contraintes totales σ_3 et effectives σ'_3 de consolidation en fonction de la déformation des échantillons des essais de la série RMQS.....	106
Figure 3. 13 : Évolution des contraintes effectives principales mineures σ'_1 en fonction de la déformation des échantillons des essais de la série RMQS	106
Figure 3. 14 : Cercles de Mohr à 5% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS	107
Figure 3. 15 : Cercles de Mohr à 10% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS	108
Figure 3. 16 : Cercles de Mohr à 20% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS	108
Figure 3. 17 : Cheminent de contraintes des différents essais de la série RMQS	109
Figure 3. 18 : Cheminement de contraintes, angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 5%, 10% et 20% de déformation de l'essai RMQS001	110
Figure 3. 19 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn003 – 200 Signal de la contrainte déviatoire σ_D appliquée (a), valeur moyenne et enveloppe de σ_D (b) et amplitude du signal de σ_D (c)	113
Figure 3. 20 : Déformation engendrée par l'application du chargement cyclique lors de l'essai RMDyn003 – 200 Signal de déformation (a), enveloppe et valeurs moyennes (b) et amplitude du signal (c).....	114
Figure 3. 21 : Variation des pressions interstitielles lors de l'essai RMDyn003 – 200 Signal des pressions interstitielles (a), enveloppe et valeurs moyennes (b) et amplitude (c).....	115
Figure 3. 22 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 200 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	116
Figure 3. 23 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – 55 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	120

Figure 3. 24 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn002 – 55 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	121
Figure 3. 25 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 55 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	122
Figure 3. 26 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	123
Figure 3. 27 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn002 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	124
Figure 3. 28 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	125
Figure 3. 29 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn004 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	126
Figure 3. 30 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – 200 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	127
Figure 3. 31 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn002 – 200 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	128
Figure 3. 32 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 200 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	129
Figure 3. 33 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn004 – 200 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	130

Figure 3. 34 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn001 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	131
Figure 3. 35 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn002 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	132
Figure 3. 36 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn003 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	133
Figure 3. 37 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn004 – 100 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	134
Figure 3. 38 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – Add Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	135
Figure 3. 39 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn001 – Add Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)	136
Figure 4. 1 : Courbes de consolidation des résidus Osisko obtenus dans le cadre de cette recherche et suite aux travaux de Bolduc (2012)	139
Figure 4. 2 : Résultats des essais cycliques réalisés sur résidus miniers Osisko et courbes de tendance associées à chacune des séries d'essai	145
Figure 4. 3 : Résultats des essais cycliques réalisés sur sable Demers et résultats d'études de Xia et Hu (1991)	146
Figure 4. 4 : Échantillon de sable au démoulage (gauche) et au démontage (droite) de l'essai SDyn004 - 100	147
Figure 4. 5 : Photos des échantillons de résidus miniers en fin d'essai (de gauche à droite : RMDyn002 – 100, RMDyn003 – 200, RMDyn004 – 200)	148
Figure 4. 6 : Cheminement de contrainte total et effectif d'un matériau ayant une conductivité hydraulique relativement élevée (adapté de Aubertin et al., 2012)	149

Figure 4. 7 : Cheminement des contraintes totales et effectives lors de l'essai SDyn003 – 100 Critère 1 : point bleu ; critère 2 : point rouge.....	150
Figure 4. 8 : Cheminement de contrainte total et effectif lors de l'essai RMDyn003 - 200	151
Figure 4. 9 : Résultats des essais cycliques réalisés sur le sable Demers (selon le critère 2) et certaines résultats des études de Xia et Hu (1991).....	153
Figure 4. 10 : Résultats des essais cycliques sur résidus miniers Osisko selon le critère 2 avec courbes de tendances.....	155
Figure 4. 11 : Résultats des essais cycliques sur résidus miniers Osisko selon le critère 2 avec courbes de tendances ajustées (A_0 ajustés pour $b = 0,223$).	156
Figure 4. 12 : Relation entre N et CRR en conditions de terrain pour les résidus miniers Osisko et résidus miniers Laronde (James, 2009).....	159
Figure 4. 13 : Illustration des cycles de chargement de signaux de force de fréquence 1Hz et 0,5 Hz	161
Figure 4. 14 : Valeurs des des coefficients de Skempton obtenus lors de la consolidation des résidus pour les essais menés en cellule triaxiale.....	162
Figure 4. 15 : Éclatement d'un morceau d'acrylique du socle du système de saturation suite au visage d'une vanne	163
Figure 4. 16 : Usure de la fixation inférieure de l'arbre causée par la rotation du système arbre/fixation et les propriétés abrasives des résidus miniers	163
Figure 4. 17 : Effet de l'usure de la fixation inférieure de l'arbre rotatif sur le cylindre en acrylique.....	164
Figure 4. 16 : Ancien embout de 35 mm d'épaisseur avec ajout d'une pierre poreuse de 12 mm d'épaisseur à la base (a) et nouvelle embout d'une hauteur totale de 110 mm (b)	164
Figure 4. 19 : Amplitude du signal de déformation de l'essai RMDyn004 - 100	165
Figure 4. 20 : Signaux de force et de déformation (et leur amplitude) lors de l'essai RMDyn002-200	166
Figure 4. 21 : Allures typiques de l'évolution des signaux de pressions interstitielle u_d , contrainte déviatorique σ_d et déformation axiale ϵ_d lors d'essais triaxiaux cycliques (figure extraite de Xia et Hu, 1991).....	167

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a_{\max}	<i>Accélération maximale horizontale à la surface du sol</i>	$[m/s^2]$
A	<i>Aire sectionnelle de l'échantillon</i>	$[mm^2]$
A_c	<i>Aire sectionnelle de l'échantillon après consolidation</i>	$[mm^2]$
C_u	<i>Coefficient d'uniformité (D_{60}/D_{10})</i>	$[-]$
C_c	<i>Coefficient de courbure</i>	$[-]$
C_c	<i>Indice de compression</i>	$[-]$
c_v	<i>Coefficient de consolidation</i>	$[m^2/s]$
D_{10}	<i>Diamètre des grains à 10% passant</i>	$[mm]$
D_{30}	<i>Diamètre des grains à 30% passant</i>	$[mm]$
D_{50}	<i>Diamètre des grains à 50% passant</i>	$[mm]$
D_{60}	<i>Diamètre des grains à 60% passant</i>	$[mm]$
e	<i>Indice des vides</i>	$[-]$
E_r	<i>Module de la courbe de rebond</i>	$[-]$
f_s	<i>Frottement latéral</i>	$[kPa]$
F_c	<i>Force au pic en compression</i>	$[N]$
F_e	<i>Force au pic en extension</i>	$[N]$
g	<i>Constante gravitationnelle</i>	$[m/s^2]$
ΔH	<i>Déplacement due au chargement</i>	$[mm]$
H_c	<i>Hauteur de l'échantillon après consolidation</i>	$[mm]$
I_D	<i>Indice de densité relative</i>	$[%]$
I_L	<i>Indice de liquidité</i>	$[-]$
I_p	<i>Indice de plasticité</i>	$[-]$
K_0	<i>Coefficient des terres au repos</i>	$[-]$
K_σ	<i>Facteur de correction selon le poids des terres</i>	$[-]$
n	<i>Porosité</i>	$[-]$
p'	<i>Moyennes des contraintes principales effectives</i>	$[kPa]$
P_a	<i>Pression atmosphérique</i>	$[kPa]$
P	<i>Densité de Pulpe</i>	$[-]$

q	<i>Contrainte déviatorique dévisée par 2</i>	$[kPa]$
q_c	<i>Résistance à la pointe</i>	$[kPa]$
r_d	<i>Coefficient de réduction des contraintes selon la profondeurs</i>	$[-]$
w_l	<i>Limite de liquidité</i>	$[\%]$
w_{opt}	<i>Teneur en eau optimale</i>	$[\%]$
w_p	<i>limite de plasticité</i>	$[\%]$
u	<i>Pression interstitielle</i>	$[kPa]$
Δu	<i>Surpression interstitielle</i>	$[kPa]$
ΔV	<i>Variation volumique</i>	$[cm^3]$
V_0	<i>Volume initiale</i>	$[cm^3]$
ε_a	<i>Déformation axiale</i>	$[\%]$
$\Delta \varepsilon_{rd}$	<i>Déformation volumique en condition drainées</i>	$[\%]$
ϕ'	<i>Angle de frottement interne effectif</i>	$[^\circ]$
θ'	<i>Angle de la ligne de rupture K_f sur le graphique $p-q$</i>	$[^\circ]$
σ'	<i>contrainte normal intergranulaire ou effective</i>	$[kPa]$
σ'	<i>contrainte effective verticale initiale</i>	$[kPa]$
σ	<i>contrainte totale</i>	$[kPa]$
σ_1	<i>contrainte totale principale majeure (axiale)</i>	$[kPa]$
σ_3	<i>contrainte totale principale mineure (confinement)</i>	$[kPa]$
σ'_1	<i>contrainte effective principale majeure (axiale)</i>	$[kPa]$
σ'_3	<i>contrainte effective principale mineure (confinement)</i>	$[kPa]$
σ_D	<i>contrainte déviatorique ($\sigma_1-\sigma_3$)</i>	$[kPa]$
$\Delta \sigma$	<i>différence de contrainte cyclique maximale</i>	$[kPa]$
τ_{moy}	<i>Contrainte moyenne de cisaillement cyclique</i>	$[kPa]$
γ_d	<i>masse volumique sèche</i>	$[kg/m^3]$
$\gamma_{d \max}$	<i>masse volumique maximale du matériau sec</i>	$[kg/m^3]$

CPT *Cone Penetration Test – Test de pénétration au cône*
CRR *Cyclic Resistance Ratio – Rapport des résistances cycliques*

CSL	<i>Critical State Line – Ligne d'état critique</i>
CSR	<i>Cyclic Stress Ratio – Rapport des contraintes cycliques</i>
FLS	<i>Flow liquefaction surface – Ligne d'initiation de la liquéfaction</i>
FS	<i>Facteur de sécurité</i>
MSF	<i>Magnitude Scalling Factor – Facteur d'échelle de Magnitude</i>
OCR	<i>Over Consolidated Ratio – Rapport de sucrconsolidation</i>
PGA	<i>Peak Ground Acceleration – Accélération maximale au sol</i>
SCPT	<i>Seismic Cone Penetration Test – Test de pénétration au cône sismique</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test – Test de pénétration standard</i>
SSL	<i>Steady State Line – Courbe d'état critique</i>
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Courbes granulométriques des matériaux.....	182
Annexe 2 : Densité relative des grains des matériaux.....	186
Annexe 3 : Vérification de la calibration des appareils de mesur.....	190
Annexe 4 : Relations entre les principaux paramètres géotechniques.....	195
Annexe 5 : Directives détaillées du protocole de laboratoire.....	197
Annexe 6 : Valeurs du coefficient de Skempton \bar{B} lors de l'application des paliers de consolidation des différents essais.....	207
Annexe 7 : Cheminement de contraintes des essais quasi-statiques SQS001, SQS002, SQS003.....	215
Annexe 8 : Cheminement de contraintes des essais quasi-statiques RMQS002, RMQS003, RMQS004.....	219
Annexe 9 : Détails des propriétés géotechniques obtenues par la méthode 2 ou méthode de neuf échantillons (uniquement pour essais cycliques).....	223
Annexe 10 : Résultats détaillés pour analyses des essais cycliques.....	233
Annexe 11 : Cheminement de contraintes totales et effectives des essais cycliques sur sable Demers.....	297

INTRODUCTION

L’industrie minière est la source de nombreux types de rejets pouvant présenter un risque pour l’environnement. La grande majorité de ceux-ci se compose des roches stériles et des rejets de concentrateurs (communément appelés résidus miniers). Ces rejets solides se caractérisent tous deux par l’absence de valeur commerciale en raison de l’extraction préalable de celle-ci dans le cas des rejets de concentrateur et d’une teneur en minerai inexistante ou trop faible dans le cas des stériles miniers. Ce travail vise à étudier le comportement dynamique des rejets de concentrateur.

Ces résidus miniers sont généralement stockés au sein de grands bassins communément appelés les parcs à résidus. Ces étendues peuvent atteindre plusieurs kilomètres carrés et sont délimitées par des digues qui font partie des structures les plus imposantes construites par l’homme. La quantité d’eau et de matière solide que ces constructions permettent de retenir se chiffre en millions de tonnes. Les dommages liés à la rupture d’une digue peuvent être catastrophiques pour les infrastructures et les populations avoisinantes. Les dommages environnementaux et économiques peuvent également être très importants. Il y a quelque décénies, la rupture d’une digue était considérée comme un risque inévitable voire acceptable (Aubertin et al. 2002). La situation a fort heureusement changé ces dernières années puisque l’on accorde une importance plus grande à la stabilité des éléments de retenue.

Malgré cette évolution, les ruptures de digue de parc à résidus miniers sont toujours dix fois plus nombreuses que les ruptures de digues de rétention d’eau (Davies, 2002 ; Azam et Li, 2010). Il est donc nécessaire aujourd’hui de pouvoir créer des éléments de retenue stables aussi bien durant le temps d’exploitation du site minier qu’après la fermeture de celui-ci.

Entre 1917 et 2000, ICOLD (2001) a répertorié 219 événements pouvant être qualifiés de rupture de digue. Ces ruptures sont généralement causées par trois scénarios majeurs, à savoir les instabilités de pente, les débordements en crête et les tremblements de terre. Ce projet est en relation directe avec les tremblements de terre qui peuvent mener à la liquéfaction des résidus miniers, phénomène pouvant également apparaître lors de chargements rapides tels que le sautage.

La province de Québec n'est généralement pas sujette à des séismes de magnitude très élevée. Il n'empêche que les tremblements de terre pourraient y entraîner des problèmes de stabilités pour les digues de parcs à résidus. L'application de chargements horizontaux et la génération de surpressions interstitielles pouvant mener à la liquéfaction en sont les principales causes (Kramer, 1996).

La sensibilité des résidus miniers à la liquéfaction est associée à l'absence de cohésion du matériau et aux méthodes de transport et de déposition qui le rendent lâche et saturé (Vick, 1990 ; Aubertin et Chapuis, 1991 ; Buisson, 2007). Pour pouvoir transporter les résidus miniers du concentrateur vers le parc à résidus, ils sont mélangés à une grande quantité d'eau pour former une pulpe transportable par pipeline. Différentes méthodes de déposition sont décrites plus loin (section 1.2.2.3).

Après leur déposition, les résidus miniers vont avoir tendance à se consolider avec le temps, induisant une diminution de la teneur en eau w et de l'indice des vides e . L'indice de densité I_D augmente, ce qui rend le matériau plus résistant et moins susceptible à la liquéfaction.

Avec l'application de sollicitations cycliques (comme celles observées lors d'un tremblement de terre), les résidus miniers ont une tendance à se contracter en raison de leur état lâche. En raison de la saturation et de la faible conductivité hydraulique du matériau, une augmentation des pressions interstitielles est produite lors de son tassemement. Cette augmentation des pressions interstitielles se produit surtout si le chargement est rapide et que la conductivité du matériau est suffisamment faible pour minimiser la dissipation des pressions. Le matériau peut alors se liquéfier si les pressions interstitielles atteignent un niveau suffisamment élevé. Il se comporte alors comme un fluide dont la densité est proche de celle du matériau saturé. Les grains semblent être en suspension dans l'eau sous pression. Cet état engendre de nouvelles contraintes (plus élevées) sur les digues qui peuvent alors entraîner leur rupture totale ou partielle. Dans certains cas, les digues des parcs à résidus miniers sont elles mêmes composées de résidus, ce qui les rend encore plus susceptible aux risques de liquéfaction.

De nombreuses études ont été réalisées à la suite des tremblements de terre d'Anchorage (Etats-Unis) et de Niigata (Japon) en 1964 afin de déterminer la résistance à la liquéfaction de sols naturels (ces aspects sont revus au chapitre 1). Les études sur le comportement dynamique des résidus miniers restent cependant peu nombreuses. Il est donc utile de réaliser des études

complémentaires en vue de vérifier l'applicabilité de la théorie établie sur des matériaux naturels (sable et silt).

Ce projet vise à élaborer et implémenter un protocole de laboratoire pour étudier le potentiel de liquéfaction de résidus miniers à partir d'essai dans une cellule triaxiale. Des études antérieures sur silt ou sur résidus miniers sont utilisées comme base de travail, mais de nouvelles techniques sont aussi développées. Des études sur sable sont également menées en vue de valider le protocole de laboratoire. La littérature contient de nombreux résultats permettant la réalisation d'évaluations comparatives.

Divers scénarios ont été analysés en vue de vérifier l'influence de certains paramètres tels que la contrainte déviatorique appliquée, le confinement, la fréquence du signal et l'application d'une contrepression. L'évolution des pressions interstitielles, la résistance apparente (en terme de contrainte appliquée) ainsi que les déplacements induits ont été analysés en fonction du nombre de cycles de chargement.

Le mémoire est structuré en quatre chapitres principaux, précédés d'une introduction et suivis des conclusions et recommandations. Le chapitre 1 présente une revue de littérature et un résumé des pratiques actuelles. Les phénomènes physiques menant à la liquéfaction d'un matériau ainsi que les paramètres influents y sont décrits de manière assez détaillée. Le chapitre 2 présente la méthodologie et l'instrumentation utilisée dans le cadre de ce projet. Le protocole de laboratoire élaboré pour les différents essais y est décrit en détail. Le chapitre 3 présente les différents résultats obtenus lors des essais réalisés en cellule triaxiale. Le chapitre 4 présente une analyse de ces résultats en vue de valider l'applicabilité du protocole sur la base des études sur sable. On y propose également des paramètres utiles à la caractérisation du potentiel de liquéfaction des résidus miniers. On se penche aussi sur les différents problèmes rencontrés en cours de projet. La conclusion résume finalement l'ensemble des observations et propose quelques recommandations pour des travaux futurs.

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE ET PRATIQUES ACTUELLES

Ce premier chapitre est un condensé d'une partie de l'information disponible dans la littérature abordant le domaine faisant l'objet de ce projet de recherche. Nous y décrivons dans un premier temps le phénomène de liquéfaction des sols en vue de préciser les mécanismes le régissant ainsi que ses causes et effets. Les méthodes d'évaluation du potentiel à la liquéfaction seront ensuite abordées, en faisant la synthèse des différentes techniques développées pour les études de terrain ou pour les démarches expérimentales en laboratoire. L'étude particulière des résidus miniers sera également abordée ainsi que les méthodes de prévention et de contrôle du phénomène. Finalement, une synthèse des différentes recherches antérieures visant à étudier la résistance à la liquéfaction des résidus miniers est présentée.

1.1 Phénomène de liquéfaction des sols

1.1.1 Généralités

Le phénomène de liquéfaction des sols est pour la première fois abordé en 1819 par James MacMurdo suite à un tremblement de terre ayant frappé la région située entre Karachi et Bombay, dans le Nord-Ouest de l'Inde. A cette époque, MacMurdo est le représentant de la couronne anglaise dans cette région et il décrit (sans utiliser le terme de liquéfaction) des phénomènes d'eau et de sable éjectés du sol ainsi que des mouvements lents d'affaissement qui sont aujourd'hui assimilés au phénomène (Seed et Idriss, 1982). MacMurdo compare également les dommages engendrés aux structures fondées sur différents types de sols, soulignant l'influence locale de ceux-ci sur les effets des tremblements de terre (Seed et Idriss, 1982).

Bien que certaines études utilisant les paramètres de la mécanique de sols ont été menées par Casagrande en 1936 (Seed et Idriss, 1982), ce n'est qu'en 1948 qu'apparaît le terme de « liquéfaction spontanée » utilisé par Terzaghi et Peck pour définir un changement soudain dans le comportement d'un dépôt de sable lâche soumis à des perturbations extérieures le conduisant vers un matériau ayant les caractéristique d'un fluide (Terzaghi et Peck, 1967). Le terme « liquéfaction » a également été utilisé dans l'article intitulé « The Behavior of Sand During

Vibration » présenté par Mogami et Kubo en 1953 à la troisième conférence sur la Mécanique des Sols et des travaux de fondations à Zurich (Kramer, 1996).

Malgré ces quelques descriptions du phénomène, l'intérêt scientifique sur la question n'apparaît qu'en 1964 suite à deux tremblements de terre majeurs, à Anchorage (Etats-Unis) et Niigata (Japon), ayant causés d'importants dommages à de nombreuses structures qui ont été liés, entre autre, au phénomène de liquéfaction des sols. Depuis lors, les préoccupations concernant la sécurité publique, mais également la sécurité d'ouvrages à hauts risques tels que les barrages et les centrales nucléaires, ont conduit à la réalisation de nombreuses recherches afin de développer une meilleure compréhension ainsi que des outils de prédition du phénomène. Ce thème représente toujours l'un des sujets les plus importants, intéressants, complexes et controversés de la géotechnique (Kramer, 1996).

Plusieurs définitions existent, regroupant plusieurs phénomènes tels que la *liquéfaction* proprement dite et la *mobilité aux charges cycliques* (Holtz et Kovacks, 1991 ; Kramer, 1996). Dans la pratique, ces deux réponses des sols sont regroupées sous le terme global du *phénomène de liquéfaction* car elles peuvent produire des effets similaires tels que des cônes ou bouillons de sable, apparaissant suite à l'éjection d'eau du sol entraînant dans sa course des particules sableuses. Ces deux types de réponses présentent également des différences, notamment au niveau des déformations engendrées ainsi que selon le mode de chargement nécessaire pour les développer. Afin de permettre une meilleure mise en situation, une présentation assez détaillée de chacun de ces phénomènes suit.

1.1.2 Liquéfaction

De manière générale, la liquéfaction consiste en une génération de pression interstitielle suite à un chargement statique ou dynamique d'un sol pulvérulent saturé, contractant et présentant une capacité de drainage insuffisante. Cette augmentation de pression interstitielle provoque alors une diminution des contraintes effectives en accord avec l'expression suivante (initialement proposée par Terzaghi),

$$\sigma' = \sigma - u \quad [1.1]$$

$$\begin{aligned}
 \text{où} \quad \sigma' &= \text{contrainte intergranulaire ou effective [kPa]} \\
 \sigma &= \text{contrainte totale [kPa]} \\
 u &= \text{pression interstitielle [kPa]}
 \end{aligned}$$

La liquéfaction a lieu lorsque les contraintes effectives deviennent nulles (ou très faibles), engendrant des déformations importantes suite à des contraintes de cisaillement appliquées supérieures à la résistance du sol. Le sol se comporte alors comme un fluide ayant la densité du sol saturé.

Cette définition relativement simple ne laisse cependant pas entrevoir toute la complexité du phénomène. En effet, les mécanismes de génération de pression interstitielle dépendent de nombreux facteurs incluant le type de sol étudié et le comportement qui lui est propre face aux sollicitations extérieures.

1.1.2.1 Indice des vides critiques, contrainte ultime et état critique

La figure 1.1 présente le résultat de l'étude d'un sol pulvérulent, sous une même contrainte de confinement mais avec deux niveaux d'indice de densité relative I_D différents. Les échantillons sont soumis à un chargement sous cellule triaxiale conventionnelle en déplacement contrôlé dans des conditions drainées. A la lumière du comportement des sols lâches (I_D faible) et denses (I_D élevé) représenté sur cette figure, nous pouvons constater que les indices des vides convergent vers une valeur commune lorsque la déformation augmente, soit l'*indice des vides critique* e_{cr} tel que définit par Casagrande (Holtz et Kovacks, 1991). Cette observation peut également être faite en ce qui concerne la contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$), lorsque mise en relation avec la déformation axiale ε .

Théoriquement, la valeur des indices des vides critiques à l'état lâche e_{cl} et à l'état dense e_{cd} devrait être identiques à l'indice des vides critiques e_{cr} . La divergence quelques fois observable est attribuable au manque de précision dans la mesure des indices des vides finaux ou à la distribution non uniforme des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon (Hirschfeld, 1963).

Il existe donc un état, défini comme état critique, à partir duquel des déformations excessives à volume constant peuvent apparaître. A cet état correspond l'indice des vides critique ainsi que la contrainte déviatorique ultime ($\sigma_1 - \sigma_3$)_{ult}.

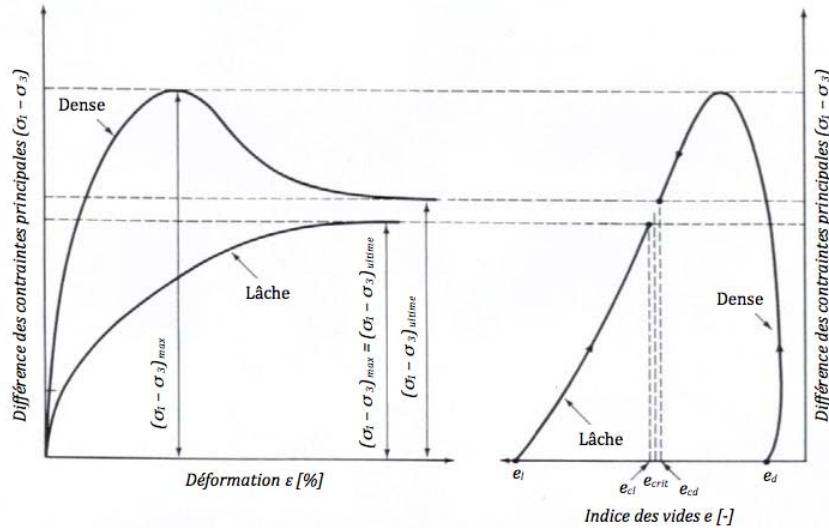


Figure 1.1 : Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux en conditions drainées sur des échantillons lâche et dense d'un sable typique
(adaptée de Holtz et Kovacks, 1991)

Lorsqu'une étude est réalisée sur un sol pulvérulent en cellule triaxiale sous plusieurs niveaux de contrainte de confinement σ_3' , il est possible d'établir la *courbe d'état critique* (ou *Critical State Line, CSL* en anglais) à l'aide des contraintes déviatoriques ultimes tel que représenté à la figure 1.2.

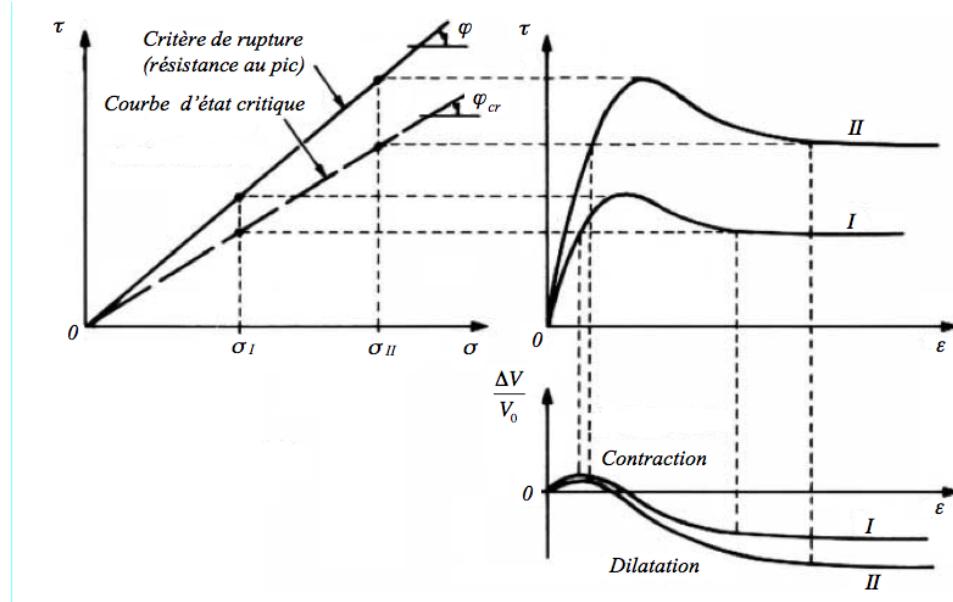


Figure 1.2 : Critère de rupture et courbe d'état critique d'un sol pulvérulent dense sous différentes contraintes de confinement (figure adaptée de Magnan et Mestat, 1997)

Sur cette figure, on peut constater que la *courbe d'état critique* peut également être établie, dans le cas de sols denses, en considérant les points d'état caractéristique où la dérivée première de la déformation volumique $\Delta V/V_0$ est nulle. Cette observation est en accord avec la théorie puisque l'indice des vides critique e_{cr} peut être défini comme étant l'indice des vides à la rupture pour lequel la déformation volumique est nulle (Holtz et Kovacks, 1991). A l'indice des vides critique e_{cr} correspond la contrainte déviatorique ultime $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ utilisée pour établir la courbe d'état critique (selon la pente φ_{cr}).

Cette figure introduit également la notion de *critère de rupture* correspondant à la valeur maximale (au pic) de la contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$ que l'échantillon de sol dense est capable de supporter.

1.1.2.2 Comportement des sols denses et lâches

Les courbes d'indice des vides en fonction de la contrainte déviatorique de la figure 1.1 nous renseigne sur les changements de volume subit des sols dense et lâche lorsque sollicités en conditions drainées. Les sols denses ont un comportement contractant dans un premier temps (Δe négatif) pour ensuite se dilater (Δe positif) avant de converger vers e_{cr} . Les sols lâches quant à eux se contractent (Δe négatif) vers e_{cr} . Ces différentes tendances affectent directement la génération des pressions interstitielles en situation non drainée et, par conséquent, le chemin des contraintes effectives au sein du matériau lors de la réponse au chargement.

Pour les sols lâches (contractants) en conditions non drainées (à volume constant) sous chargement statique, il y a une augmentation des pressions interstitielles causant une diminution des contraintes effectives en accord avec l'équation [1.1], et ce jusqu'à atteindre l'état critique. Les sols denses (dilatants) en conditions non drainées (à volume constant) sous chargement statique sont sujets à une diminution des pressions interstitielles conduisant à une augmentation des contraintes effectives jusqu'à atteindre l'état critique (Holtz et Kovacks, 1991).

Dans le cas d'un chargement cyclique, les sols dilatants et contractants peuvent subir une augmentation des pressions interstitielles (Holtz et Kovacks, 1991).

Cette différence de comportement entre les sols de densité différente peut être observée à la figure 1.3 qui représente, dans le plan de la contrainte effective σ' et de l'indice des vides e , les chemins de contraintes au sein de sols saturés sous diverses conditions de drainage (drainée/non drainée) et de chargement (monotone/cyclique). La courbe d'état critique établie précédemment y est également présente.

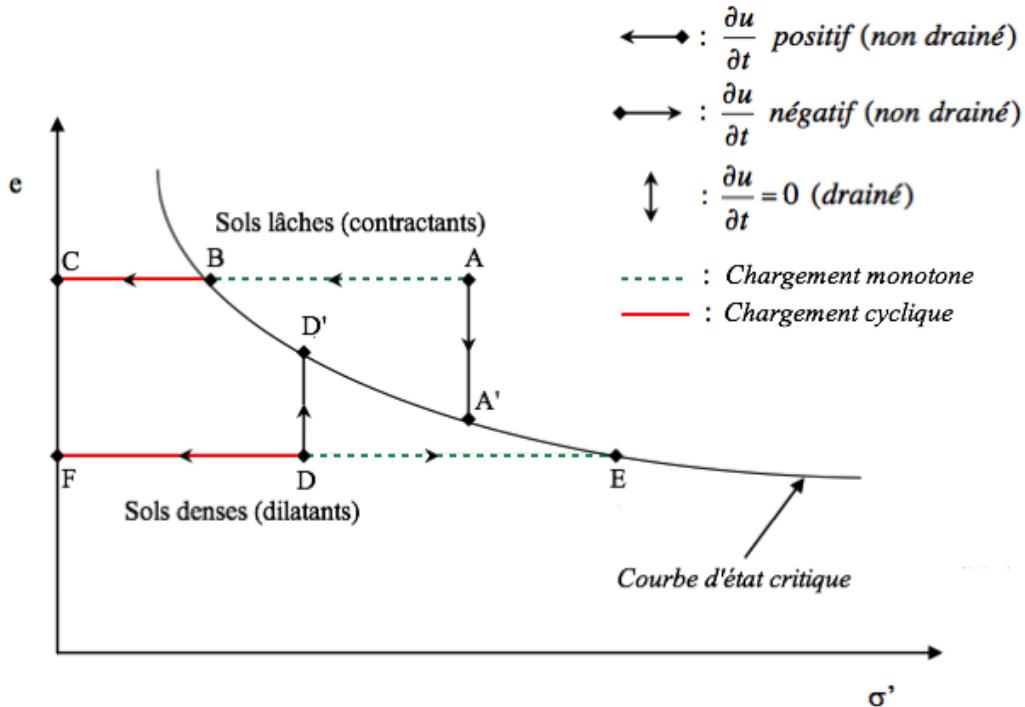


Figure 1.3 : Schéma de comportement de sols lâches et denses soumis à chargement monotone ou dynamique en conditions saturées (figure adaptée de Kramer, 1996)

Les sols pulvérulents lâches et saturés sont caractérisés par un indice des vides e élevé équivalent à un indice de densité relative I_D faible. Sous sollicitations statiques, le matériau aura tendance à se restructurer vers un état plus dense. Dans le cas de conditions drainées, l'indice de vide diminuera sans augmentation des pressions interstitielles. Le chemin de contrainte au sein du volume de sol est dans ce cas représenté par le segment de droite $A-A'$ sur la figure 1.3. En conditions non drainées le cheminement vers un état plus dense est empêché puisque volume et indice des vides restent constants. Le volume de sol répond par une augmentation de la pression interstitielle, et donc une diminution des contraintes effectives. Le chemin de contrainte est alors représenté par le segment $A-B$ sur la figure 1.3, pouvant se prolonger de B à C lors de l'application d'un chargement cyclique.

Dans le cas de sols pulvérulents denses en conditions non drainées, l'échantillon de sol ne pourra se dilater étant donné que volume et indice des vides sont maintenus constants. La réponse du sol montre une diminution des pressions interstitielles conduisant à une augmentation des contraintes effectives selon l'équation [1.1]. Le chemin des contraintes est celui représenté par le segment D-E sur la figure 1.3. Dans des conditions drainées, l'échantillon de sol sera libre de se dilater tout en maintenant une pression interstitielle constante. L'indice des vides augmente conduisant au chemin de contrainte représenté par le segment D-D' sur la figure 1.3.

Le segment D-F, présentant un cas particulier, sera discuté lorsque l'on abordera la mobilité cyclique.

Plusieurs études ont été menées afin de caractériser et comprendre le comportement des sols pulvérulents lâches et denses sous sollicitations dynamiques. Parmi celles-ci, nous pouvons citer les travaux du professeur H.B. Seed et ses étudiants de l'université Berkeley en Californie. Ces travaux avaient pour objectifs de simuler et d'analyser les chargements engendrés par les tremblements de terre d'Anchorage et de Niigata de 1964 à l'aide d'essais triaxiaux cycliques non drainés (Seed et Idriss, 1967). Les principaux résultats sont présentés ici.

1.1.2.3 Sols pulvérulents lâches sous chargements cycliques

Le sol utilisé pour réaliser ce volet des études de H.B. Seed est un sable dont l'indice de densité relative I_D est de 0,38. La figure 1.4 représente son comportement lors de l'application des charges triaxiales cycliques en conditions non drainées sous une contrainte de confinement de 100 kPa.

Comme indiqué sur la figure 1.4 a), la déformation axiale n'apparaît qu'au neuvième cycle alors que l'augmentation graduelle des pressions interstitielles, comme en témoigne la figure 1.4 b), débute dès la première application de la charge. Il apparaît que la déformation débute lorsque les surpressions interstitielles Δu avoisine les 100% de la contrainte de confinement effective initiale σ'_3 . Le rapport des surpressions interstitielles $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_3}$ est donc proche de l'unité et cet état correspond au point C de la figure 1.3. Il s'agirait selon certains auteurs de la condition nécessaire pour que la liquéfaction débute, mais des instabilités peuvent

avoir lieu pour des valeurs de r_u inférieures ce qui nous conduit à définir l'initiation de la liquéfaction à la prochaine section.

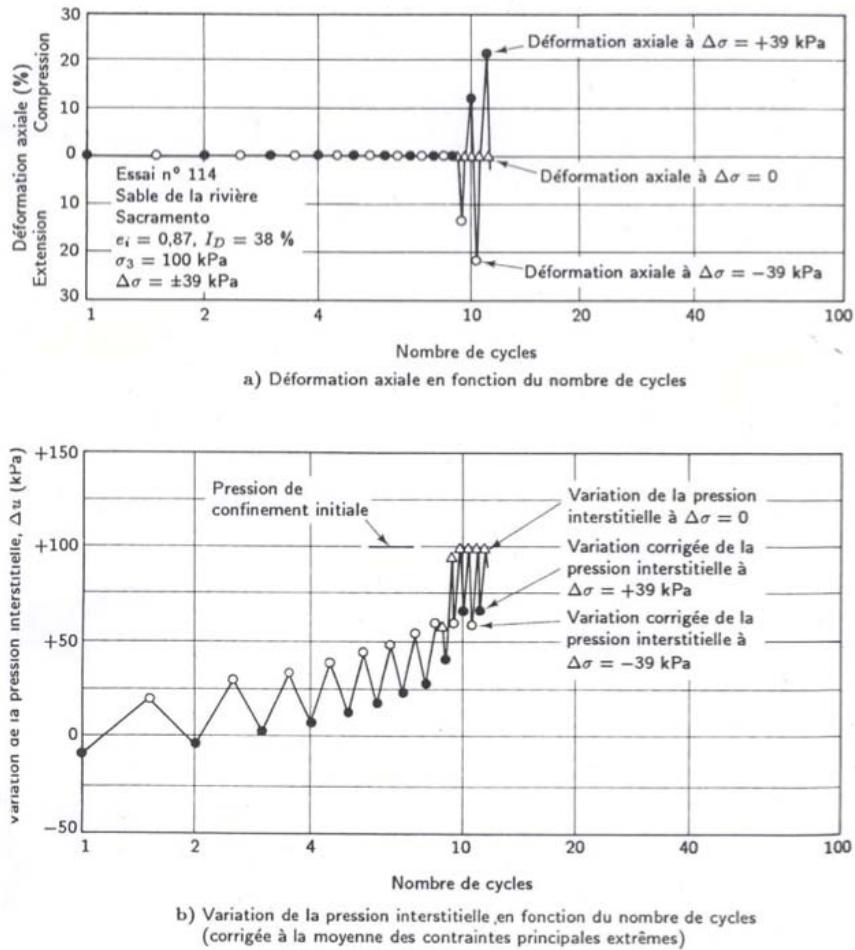


Figure 1.4 : Résultats typiques d'essais triaxiaux cycliques sur un sable lâche
(d'après Seed et Lee, 1966 ; figure tirée de Holtz et Kovacks, 1991)

Le mécanisme responsable de la génération des surpressions interstitielles lors du chargement cyclique de ce type de sol serait relativement bien compris (Seed et Idriss, 1982 ; Mitchell et Soga, 2005). A ce sujet, la figure 1.5 présente le comportement d'un sable lâche soumis à un tel chargement et sur laquelle le point A représente les conditions initiales d'un élément de sol sujet à la première impulsion d'un chargement cyclique.

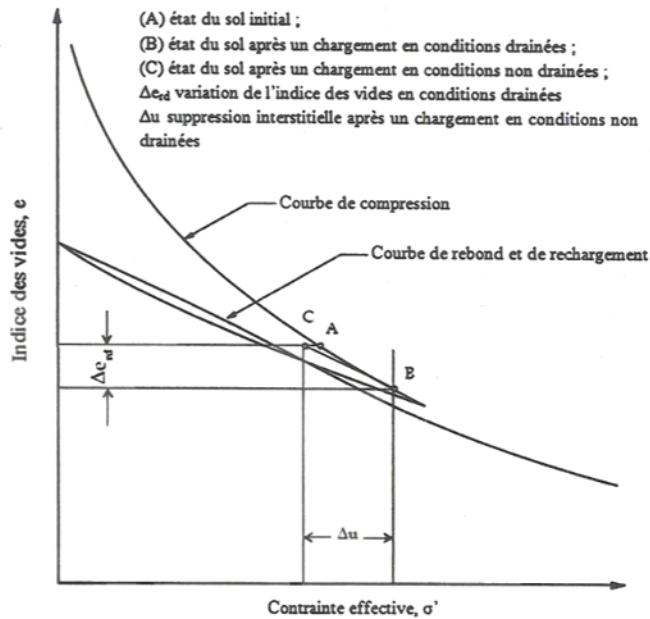


Figure 1.5 : Représentation de la génération des pressions interstitielles lors du chargement d'un sol lâche en conditions drainées et non drainées
(d'après Seed et Idriss, 1982)

Dans le cas d'un chargement en condition drainée, l'élément de sol va tendre vers le point B correspondant une diminution de l'indice des vides de Δe_{rd} . Dans le cas de condition non drainée, le sol ne pourra pas se contracter et il y aura génération d'une surpression interstitielle. Cette augmentation de pression interstitielle est fonction de la pente de la courbe de rebond et du changement anticipé de l'indice des vides en condition drainée. Le point C de la figure 1.5 représente cet état, après génération des surpressions, et où l'indice des vides est resté constant entre A et C. Le segment de droite B-C est parallèle à la courbe de rebond.

L'augmentation des pressions interstitielles Δu en condition non drainée peut être quantifiée à l'aide de l'expression suivante (Martin et al., 1975)

$$\Delta u = \overline{E}_r \cdot \Delta \varepsilon_{rd} \quad [1.2]$$

où Δu est la surpression interstitielle

\overline{E}_r est le module de la courbe de rebond (déterminé en laboratoire)

$\Delta \varepsilon_{rd}$ est la déformation volumique en conditions drainées

1.1.2.4 Initiation de la liquéfaction

Comme définit précédemment, la liquéfaction est un phénomène qui peut être la conséquence du chargement monotone ou cyclique d'un sol lâche dans des conditions non drainées. Son initiation est développée distinctement pour les chargements monotone et cyclique, cette démarche étant justifiée par le fait que la contrainte critique nécessaire pour initier le phénomène ne sera pas atteinte de la même manière selon qu'il s'agisse de l'un ou l'autre type de sollicitation.

Chargement monotone

La différence de comportement entre les situations drainée et non drainée d'un sol lâche est présentée à la figure 1.6. La situation A correspond à un sol lâche drainé alors que la situation B correspond au comportement du même sol en condition non drainée.

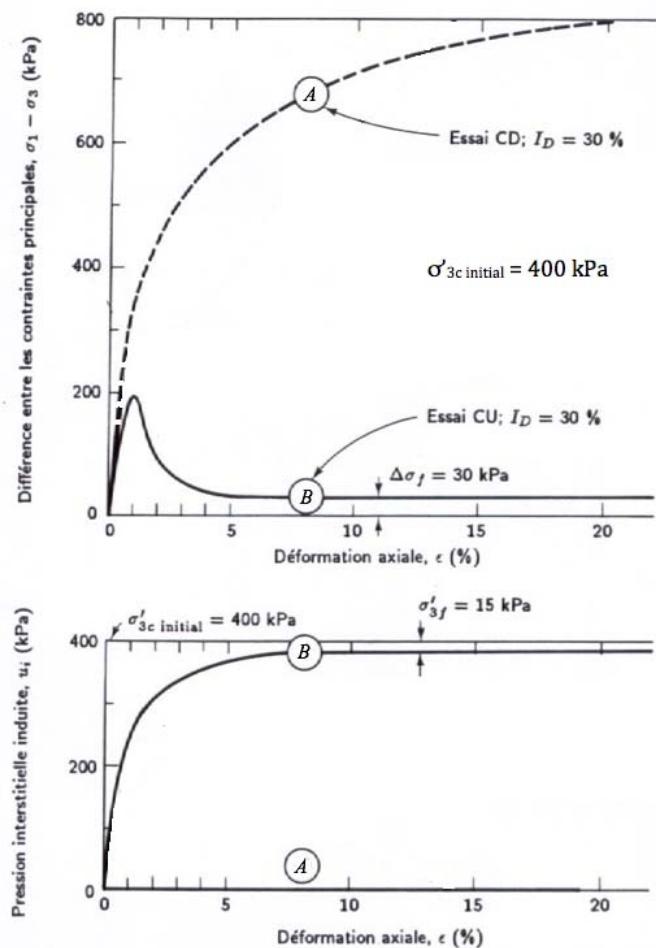


Figure 1.6 : Comparaison entre essais drainé et non drainé consolidé isotropiquement d'un sol lâche (d'après Casagrande, 1975 et Castro, 1969 ; figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991)

Cette figure indique que dans le cas drainé, la contrainte déviatorique σ_D appliquée au sol lâche augmente jusqu'à atteindre un plateau alors que dans le cas non drainé, σ_D augmente jusqu'à atteindre un maximum à partir duquel le sol devient instable, conduisant une baisse de résistance et à une augmentation rapide de la déformation axiale.

Cette notion importante est reprise à la figure 1.7 à partir de laquelle il est possible d'introduire la définition de l'initiation de la liquéfaction. Elle présente le comportement d'un sable lâche saturé lors d'un essai triaxial conventionnel en conditions non drainées.

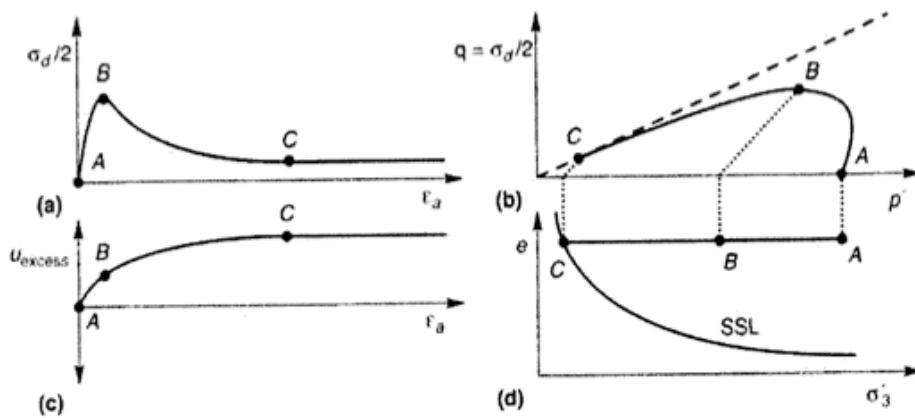


Figure 1.7 : Résultats typiques d'un essai triaxial sur un sable lâche saturé, en conditions non drainées : a) courbe contrainte déformation ; b) cheminement des contraintes effectives ; c) surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale ; d) diagramme d'état critique (figure tirée de Kramer; 1996)

Avant de pouvoir discuter des résultats présentés sur cette figure, une définition des systèmes d'axes utilisés est nécessaire. Les paramètres de contrôle dont cette figure fait référence sont les suivants,

$$q = \frac{\sigma_d}{2} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \quad \text{contrainte déviatorique divisée par 2}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \quad \text{moyenne des contraintes principales effectives}$$

e indice des vides

u pression interstitielle

ε_a déformation axiale

Lors du chargement axial, le comportement contractant du sol lâche a pour effet d'engendrer la génération de surpressions interstitielles Δu tel que représentée à la figure 1.7 (c). Pour sa part, la contrainte déviatorique augmente jusqu'à atteindre un maximum au point B, stade auquel les pressions interstitielles en excès et les déformations sont encore à des niveaux assez faibles. A cet instant, le sol devient instable et une augmentation rapide de la déformation axiale a lieu due à une diminution de résistance, conduisant le sol de l'état B vers l'état C sur la figure 1.7 (a). Dès que le sol atteint le point C, le taux de déformation devient constant conformément à la courbe d'état critique. Les surpressions interstitielles ont alors atteint leur maximum.

L'initiation de la liquéfaction pour le cas d'un chargement monotone peut donc être considérée comme étant le moment où le volume de sol atteint le point B sur la figure 1.7. Devenant instable, le sol est conduit vers des déformations excessives dues à une chute de résistance causée par l'augmentation des pressions interstitielles.

La figure 1.8 présente l'étude de cinq échantillons de sol aux indices de densité relative I_D identiques mais sous des contraintes de confinement différentes. Ils sont désignés par les lettres A et B (comportement dense) et par les lettres C, D et E (comportement lâche). Les différents points définissant l'initiation à la liquéfaction des sols lâches sous chargement monotone permettent d'établir la *ligne d'initiation à la liquéfaction* (ou *Flow Liquefaction Surface FLS* en anglais). Il s'agit d'une droite tronquée à l'origine et de pente Ψ_L dans le plan (p' - q).

Tant que le chemin de contrainte au sein d'un sol lâche est situé sous cette droite de pente Ψ_L , le sol est dans un état stable. Une fois atteinte, le sol devient instable et rejoint le point d'état critique sur la courbe d'état critique suite à l'initiation du phénomène de liquéfaction. Pour leur part, les sols denses atteignent le point d'état critique de manière stable, les conduisant à la rupture.

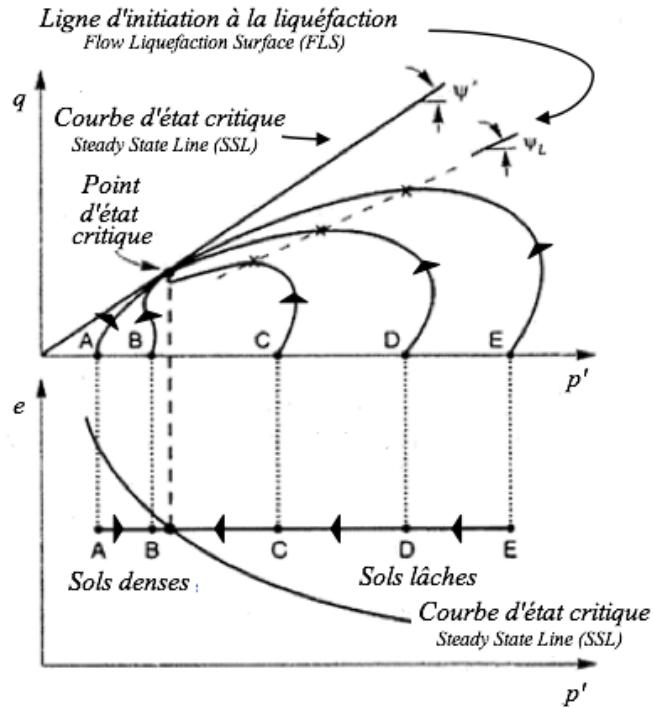


Figure 1.8 : Chemins de contraintes pour cinq échantillons isotropiquement consolidés soumis à des pressions de confinements différentes et ayant le même indice de vide initial, en conditions drainées et sous chargement monotone (adapté de Kramer, 1996)

Le comportement peut être synthétisé à l'aide des chemins de contraintes tel que représenté à la figure 1.9. Ces courbes représentent un comportement théorique idéalisé.

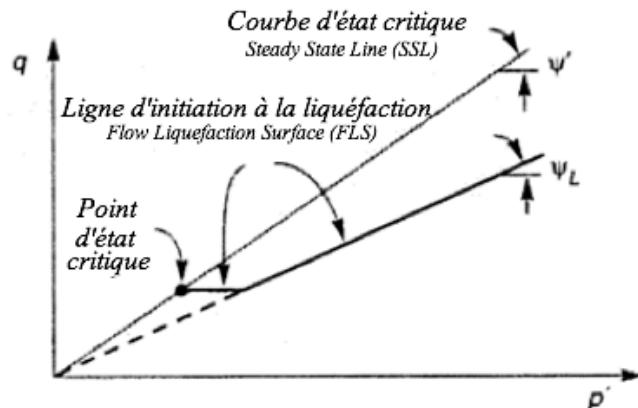


Figure 1.9 : Courbe d'état critique (Steady State Line – SSL) et ligne d'initiation à la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface – FLS)
(figure adaptée de Kramer, 1996)

Chargement cyclique

Les notions de ligne d'initiation à la liquéfaction et d'état critique sont également utilisées dans le cas d'un chargement cyclique. La différence entre le deux types de chargement réside dans le cheminement des contraintes pour atteindre la condition d'initiation de la liquéfaction. La figure 1.10 schématisé le comportement de deux échantillons de sable lâche saturé aux caractéristiques identiques.

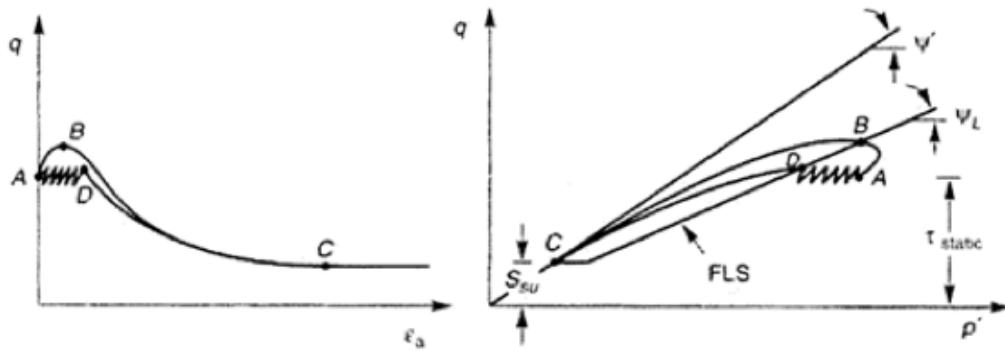


Figure 1.10 : Initiation de la liquéfaction lors d'un chargement statique et cyclique (Kramer, 1996)

Sur cette figure, le point A indique un élément de sol lâche non drainé dans un état d'équilibre statique initial. Le chemin de contrainte conduisant l'élément de sol vers le point B est caractéristique d'un chargement statique tandis que celui le menant vers le point D correspond à un chargement cyclique. Ces deux points (B et D) sont situés sur la ligne d'initiation à la liquéfaction. A partir de ces points, des déformations excessives peuvent se produire sans ajout de charges. Cette figure montre la plus grande résistance de l'élément de sol dans le cas d'un chargement statique que lors d'un chargement cyclique. En effet, la valeur de la contrainte déviatorique maximale nécessaire à développer le phénomène de liquéfaction est plus faible dans le cas d'un chargement cyclique.

La figure 1.11 présente dans le plan $p'-q$ la zone de susceptibilité à la liquéfaction lors d'un essai cyclique non drainé. Si les conditions initiales de l'essai sont dans la zone grisée, la liquéfaction de l'échantillon se produira si une perturbation mène le cheminement des contraintes effectives des conditions initiales vers la ligne d'initiation à la liquéfaction (FLS – Flow Liquefaction Surface).

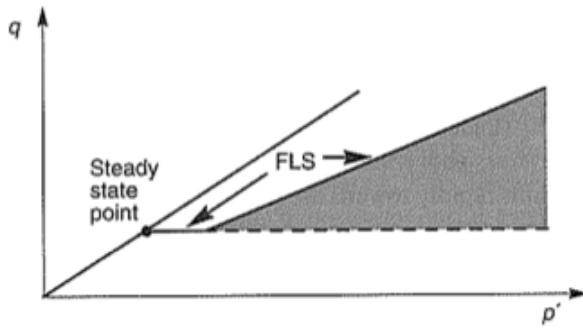


Figure 1. 11 : Zone de susceptibilité à la liquéfaction pour un essai cyclique non drainé (Kramer, 1996)

1.1.3 Mobilité cyclique

Le phénomène de mobilité cyclique est un cas particulier dans le phénomène de liquéfaction qui s'applique lors du chargement cyclique de sols ayant un comportement dilatant. Sous ce type de chargement dans des conditions non drainées (à volume constant), il y aura génération de pressions interstitielles et diminution des contraintes effectives. Afin de permettre une bonne compréhension du phénomène, il est utile d'analyser le deuxième volet des expérimentations réalisées par le professeur H.B. Seed et ses étudiants de l'université Berkley en Californie (Seed et Lee, 1966). Le comportement des sols contractant sous chargement dynamique a été présenté précédemment. Les résultats dans le cas de sols dilatant soumis au même type de chargement sont à leur tour développés.

Sols pulvérulents denses sous chargements dynamiques

Le comportement de l'échantillon de sol est exposé à la figure 1.12. Les seuls paramètres ayant été modifiés par rapport à l'étude du comportement des sols contractants sous chargement cyclique sont l'indice de densité I_D (égale à 0,78) et le niveau de contrainte appliqué.

Dès les premiers cycles, il y a développement de surpressions interstitielles qui n'engendre pas de déformations mesurable du sol étudié. Le comportement du sol dilatant est cependant différent de celui du sol contractant car, comme le montre cette figure, les déformations apparaissent progressivement alors que le rapport des pressions r_u est déjà proche de l'unité. Le sol dilatant se comporte donc mieux face aux contraintes cycliques appliquées même si les contraintes effectives sont quasi nulles. Cette différence marquée de comportement conduit à la définition du phénomène de mobilité cyclique, soit la génération de pressions

interstitielles au sein d'un sol dense, pulvérulent et saturé causée par un chargement dynamique et conduisant à de faibles déformations.

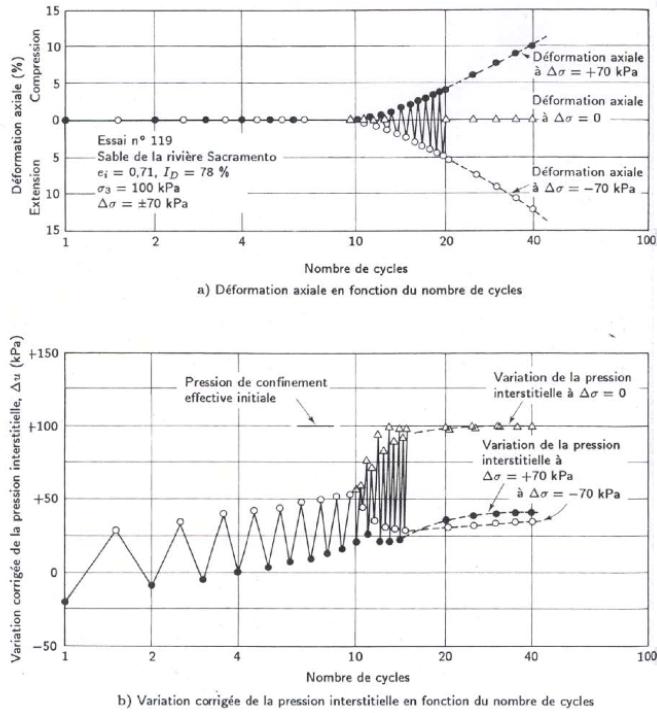


Figure 1.12 : Résultats typiques d'essais triaxiaux cycliques sur un sable dense
(d'après Seed et Lee, 1966 ; figure tirée de Holtz et Kovacks, 1991)

Le chemin de contrainte au sein du volume de sol est représenté par le segment D-F sur la figure 1.3 précédemment introduite. Comme indiqué, la courbe d'état critique n'est pas rencontrée dans ce cas. Les déformations seront bien inférieures à celles engendrées par le phénomène de liquéfaction dans le cas d'un sol contractant sous sollicitations dynamiques (segment B-C sur la figure 1.3).

Le mécanisme générant l'augmentation des pressions interstitielles au sein du volume de sol dense reste à ce jour mal compris. Selon Mitchell et Soga (2005), celui-ci serait dû à une déstructuration progressive du sol causée par l'application des contraintes cycliques qui permettrait alors à l'élément de se comporter en partie comme un sol lâche et, dans ce cas, la génération des pressions interstitielles suivrait le mécanisme développé à la section 1.1.2.1. Soulignons également que Seed et Lee (1966) ont démontré lors de leurs études qu'une augmentation de la contrainte de confinement se traduit par une diminution du potentiel de la mobilité aux charges cycliques.

La figure 1.13 présente dans le plan $p^* - q$ la zone de susceptibilité à la mobilité cyclique lors d'un essai cyclique non drainé. Si les conditions initiales de l'essai sont dans la zone grisée, la mobilité cyclique de l'échantillon peut se produire.

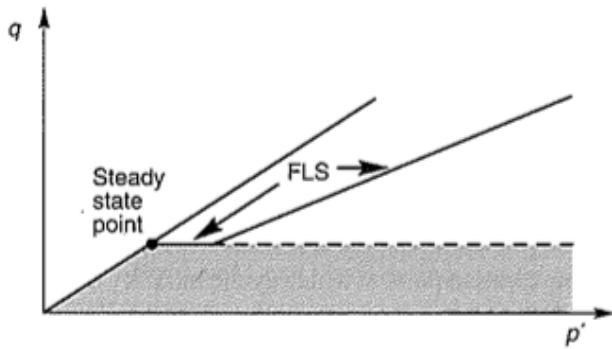


Figure 1.13 : Zone de susceptibilité à la mobilité cyclique pour un essai cyclique non drainé (Kramer, 1996)

1.1.4 Facteurs influençant la résistance à la liquéfaction des sols

De nombreux facteurs peuvent avoir une influence sur la résistance à la liquéfaction des sols, qu'ils soient de nature physique ou plus globalement liés à l'environnement. Jusqu'à présent, nous avons pu constater que l'indice de densité I_D ainsi que le type de chargement jouaient un rôle dans la réponse du sol. Cette section présente un aperçu des facteurs influençant le potentiel à la liquéfaction des sols.

1.1.4.1 Granulométrie et angularité

La granulométrie a des effets significatifs sur la résistance à la liquéfaction d'un sol. Un échantillon présentant une granulométrie peu étalée aura en effet un indice des vides souvent élevé augmentant le potentiel à la liquéfaction. Dans le cas de sols à granulométrie étalée, les grains fins occupent l'espace entre les grains plus grossiers ce qui permet d'obtenir une structure plus stable et plus résistante. Une détermination rapide du risque à la liquéfaction d'un sol est possible en comparant sa courbe granulométrique avec la figure 1.14. Cette dernière indique un fuseau de granulométrie de sols naturels susceptibles à la liquéfaction tel que proposé par Hunt (1986). Cette comparaison est cependant mal adaptée pour l'étude de résidus miniers pour lesquels le pourcentage de fines ($75\mu\text{m}$) peut atteindre les 80%. Cette contradiction provient du fait que les sols naturels présentant cette granulométrie sont généralement plastiques et dès lors, moins susceptibles à la liquéfaction (Kramer, 1996).

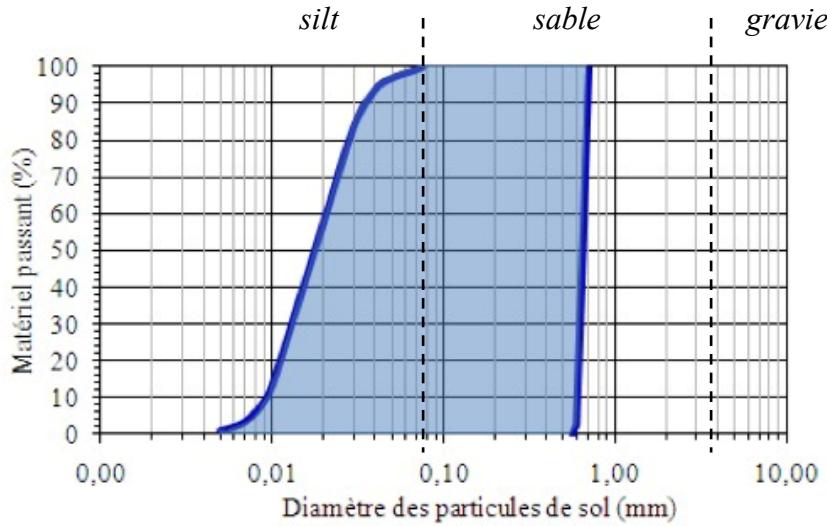


Figure 1.14 : Fusain granulométrique présentant les sols susceptibles à la liquéfaction (adaptée de Hunt, 1986 ; figure extraite de Pépin, 2010)

La forme des grains joue également un rôle important, les sols présentant des grains à forte angularité étant plus résistant aux sollicitations que dans le cas de particules sphériques pouvant se déplacer plus facilement les unes par rapport aux autres. Cette notion doit cependant être nuancée lorsque mise en relation avec la pression de confinement appliquée à l'échantillon étudié. En effet, Vaid et al. (1990) ont mené différents tests de cisaillement cyclique simple sur des échantillons de sable afin d'évaluer l'effet de l'angularité des particules. D'après leurs résultats, il apparaît que la résistance à la liquéfaction des sables angulaires à un niveau faible de contrainte effective de confinement (moins de 200 kPa) est plus élevée que celle des sables sphériques, pour une densité relative identiques. Lorsque la contrainte de confinement est augmentée (entre 200 kPa et 800 kPa), les sables sphériques peuvent être plus résistants que les sables angulaires suivant la densité relative. Par contre, pour des contraintes de confinement très élevées (supérieure à 800 kPa), les sables sphériques sont plus résistants que les sables angulaires.

1.1.4.2 État du sol et des contraintes

Afin de considérer l'influence de l'état des contraintes appliquées, il est utile de distinguer la contrainte de confinement et la contrainte déviatorique.

Plus la contrainte de confinement est importante, plus la résistance du sol à la liquéfaction sera élevée. Cette influence peut être perçue à l'aide de la figure 1.15 mettant en relation la

contrainte cyclique maximale (correspondant à l'écart entre les pics du signal sinusoïdal) et le nombre de cycle nécessaire pour causer la rupture par mobilité cyclique d'un sol dense ($I_D = 0,80$).

Ce comportement est également vérifié dans les études de Vaid et al. (1985) dans lesquelles l'influence de la pression de confinement a été étudiée à l'aide de tests cycliques de cisaillement simple.

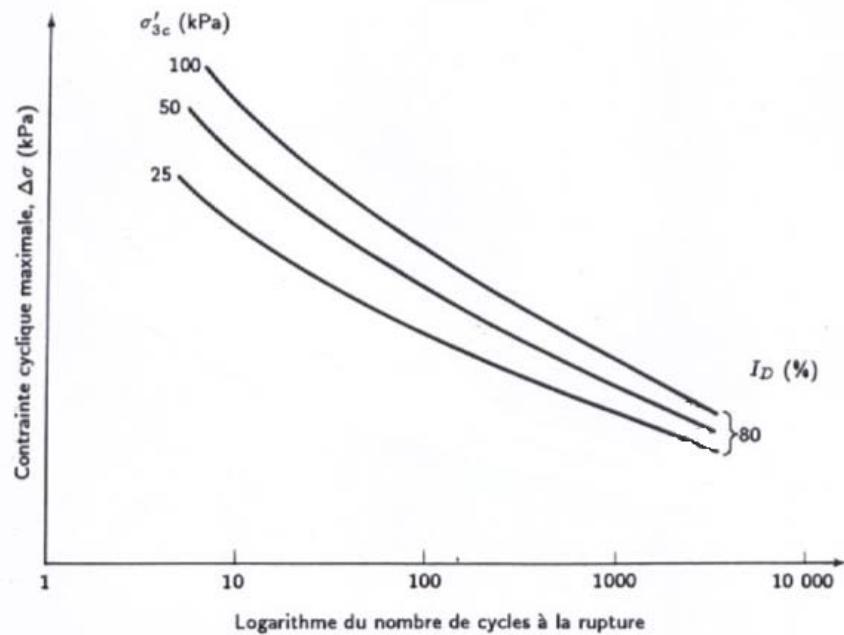


Figure 1.15 : Relation schématisée entre la contrainte cyclique maximale et le nombre de cycles nécessaires pour causer la rupture par mobilité cyclique avec l'influence de la contrainte de confinement (figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991)

Pour estimer l'état de densité d'un sol à partir de son angle de frottement interne, Lambe et Whitman (1979) et Bowles (1984) proposent des relations disponibles dans le tableau 1.1.

La contrainte déviatorique initiale affecte également la résistance à la liquéfaction. Sous un même niveau de contrainte initiale, un sol dilatant verra sa résistance à la liquéfaction augmentée tandis que l'inverse se produira pour un sol contractant (Harder et Boulanger, 1997). Les recherches de Vaid et al. (2001) expliquent cette différence de comportement par le fait qu'une contrainte déviatorique initiale permettrait de faciliter l'inversion des contraintes de cisaillements au sein d'un sol lâche lors d'un chargement dynamique. A l'inverse, cette même contrainte déviatorique empêcherait ce phénomène dans le cas de sol dense.

Tableau 1.1 : Angle de frottement interne effectif ϕ' de sols pulvérulents (d'après Lambe et Whitman, 1979 et Bowles, 1984)

Type de sol	Angle de frottement interne effectif ϕ'			
	État lâche		État dense	
	Particules arrondies	Particules angulaires	Particules arrondies	Particules angulaires
Gravier	35°	40°	45°	50°
Gravier et sable	36°	42°	40°	48°
Sable à granulométrie étalée	34°	39°	40°	45°
Sable fin à moyen à granulométrie serrée	30°	35°	37°	43°
Sable limoneux	25° à 35°		30° à 36°	
Silt	28° à 32°		30° à 35°	

Les valeurs du coefficient des terres au repos $K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ ainsi que le rapport de surconsolidation $OCR = \frac{\sigma'_v \max}{\sigma'_v}$ ont également un impact. Pour une contrainte cyclique donnée,

une augmentation de la valeur du K_0 ou du OCR augmente le nombre de cycles nécessaire pour entraîner la rupture de l'échantillon (Holtz et Kovacks, 1991). Cela s'explique par le fait qu'une augmentation du coefficient des terres au repos K_0 correspond à une augmentation de la contrainte de confinement σ'_3 tandis que pour une élévation de l' OCR , la densité augmentera.

1.1.4.3 Degré de saturation

Pour initier la liquéfaction, le sol ne doit pas forcément être dans des conditions de saturation complète. Le degré de saturation est toutefois un autre paramètre important. La différence entre deux sols saturés respectivement à 100% et 95% est loin d'être négligeable, la résistance à la liquéfaction pouvant être supérieure de 15 à 20% dans le second cas (Xia et Hu, 1991). Le développement de la succion dans le cas d'un échantillon moins saturé pourrait être à l'origine de cette augmentation de résistance, induisant une cohésion apparente au sein de l'échantillon (James, 2009).

Le degré de saturation d'un échantillon peut-être déterminé expérimentalement à l'aide du coefficient de Skempton \bar{B} qui vise à caractériser la réponse du sol sur lequel une contrainte isotrope est appliquée. Une valeur de \bar{B} proche de l'unité indique une bonne saturation, l'effet de la contrainte appliquée étant directement relié à la réponse du sol. Yang et al. (2004) ont traité de nombreux résultats provenant d'études sur le degré de saturation et ont conclu que la résistance à la liquéfaction était significativement augmentée lors de la diminution du coefficient de Skempton \bar{B} .

1.1.4.4 Autres facteurs

Présence de fines

Plusieurs études visant à caractériser l'influence de la présence de fines sur la résistance à la liquéfaction d'un sol indiquent qu'il s'agit d'un paramètre influent. D'après James (2009), chaque sol présente une valeur limite unique en dessous de laquelle la résistance à la liquéfaction diminue avec l'indice des vides du squelette de sable et au dessus de laquelle cette résistance est relativement constante.

Plasticité

L'influence de la plasticité peut-être évaluée à l'aide des limites d'Atterberg qui permettent de définir l'indice de plasticité I_p ($= w_L - w_p$) associée à la gamme des teneurs en eau à l'intérieur de laquelle le sol se comporte en matériau plastique. Les sols présentant un indice de plasticité I_p modéré à élevé ne sont pas sujets à la liquéfaction bien qu'ils puissent subir un ramollissement cyclique (Kramer, 1996). La résistance à la liquéfaction augmenterait avec la valeur de l'indice de plasticité.

Structure du sol

La méthode de préparation des échantillons en laboratoire peut engendrer des variations significatives au niveau de la structure d'un sol par rapport à une déposition naturelle. Ce paramètre peut influencer la tendance d'un sol à se dilater ou à se contracter (Thevanayagam et al., 2000). La méthode de déposition hydraulique de sols pulvérulents, telle que celle préconisée pour les résidus miniers tend à augmenter fortement le potentiel à la liquéfaction (McNeilman et al., 1988 ; James, 2009)

Age du dépôt

Avec le temps, les particules auront tendance à se réarranger dans une configuration plus dense et à se cimenter (Leon et al., 2006) conduisant à une augmentation de la résistance à la liquéfaction d'un dépôt (Youd et al., 2001). Cette observation a été confirmée dans le cas de déposition naturelle (Leon et al., 2006) et artificielle (Troncoso, 1986)

Cette tendance dans le cas des résidus miniers a également été confirmée par James (2009) lors de l'étude de données fournies par des tests de pénétration standard (SPT) réalisés sur les résidus d'une mine de cuivre de la province du Québec.

Conductivité hydraulique

La génération de pressions interstitielles est la cause du développement du phénomène de liquéfaction, comme il a été mentionné précédemment. La conductivité hydraulique k_{sat} est un facteur important dans l'initiation du phénomène. Dans le cas d'une conductivité moyenne à élevée, la dissipation des pressions interstitielles peut-être suffisamment rapide pour empêcher le développement de la liquéfaction. Dans le cas de sols granulaires présentant une conductivité hydraulique plus faible, la susceptibilité est normalement plus élevée. L'utilisation de méthode de drainage est régulièrement utilisée pour remédier au problème

Stratification

Les méthodes de déposition artificielles peuvent produire des effets de stratification du sol comme c'est souvent le cas pour les résidus miniers (Vick, 1990). Les incidences directes sur la résistance à la liquéfaction sont relativement mineures mais des lentilles d'eau peuvent apparaître aux interfaces de couches plus et moins perméables. Cette eau inter-couches engendre de plus grandes déformations et des défaillances du sol (Seid-Karbasi et Byrne, 2004)

Historique de chargement

Il est fréquent que le phénomène de liquéfaction n'apparaisse pas lors d'un chargement cyclique pour cause d'un niveau de chargement trop faible. Les effets de ce chargement induisent une densification du matériaux conduisant à l'augmentation de sa résistance à la liquéfaction (Seed et al., 1975).

A la lumière des différents facteurs d'influences évoqués ici, James (2009) souligne que la plupart de ceux-ci ont été étudiés expérimentalement. Les résultats obtenus pourraient ne pas être adéquats (ou devraient du moins être utilisés avec précaution) lors d'investigations sur le terrain visant à caractériser le déclenchement et le développement de la liquéfaction.

1.1.5 Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

Différentes approches existent pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol telles que des méthodes basées sur des essais *in situ* ou des essais en laboratoire. Une analyse du site permet d'abord de caractériser globalement le risque lié à la liquéfaction. Les zones présentant un aléa sismique élevé avec des couches superficielles composées de jeunes dépôts de sols pulvérulents fins et où la nappe est peu profonde sont considérées comme critiques. Les critères chinois (*Chinese criteria* - Wang, 1979) peuvent aider à identifier les sols susceptibles à une perte significative de résistance suite à tremblement de terre. Ces critères sont les suivants :

- Quantité de particules inférieures à $5 \mu\text{m} \leq 15\%$
- Limite de liquidité $\omega_L \leq 35\%$
- Teneur en eau $\omega \geq 0,9\omega_L$
- Indice de liquidité $I_L \leq 0,75$

Même si les sables ne présentent ni limite de liquidité ω_L ni indice de liquidité I_L , ces critères pourraient s'appliquer. L'étude plus approfondie des risques potentiels de développement du phénomène de liquéfaction est réalisée à l'aide des méthodes présentées dans cette section.

1.1.5.1 Méthode simplifiée

Avant d'aborder les méthodes d'analyses expérimentales de laboratoire et de terrain, il est utile de décrire la *Méthode Simplifiée (Simplified Method)* ou *Méthode des Contraintes Cycliques (Cyclic Stress Method)* développée par les professeurs Seed et Idriss de l'Université de Berkeley en Californie (Seed et Idriss, 1970 ; Seed, 1979). Basée sur les différentes observations et recherches réalisées suite aux tremblements de terre de 1964 au Japon et en Alaska, la méthode a été mise à jour en 1998 par le *National Center for Earthquake Engineering Research* (Youd et

al., 2001). Elle consiste à comparer la moyenne des contraintes de cisaillement cyclique CSR causées par un séisme sur un élément de sol avec la résistance de ce dernier face au chargement.

Contrainte de cisaillement cyclique

L'effet d'un tremblement de terre sur un élément de sol peut être représenté par le *rapport des contraintes cycliques (Cyclic Stress Ratio – CSR)* défini comme étant le rapport de la moyenne des contraintes de cisaillement cyclique τ_{moy} avec la contrainte verticale effective initiale σ'_{vo} (Seed et Idriss, 1982).

$$\text{CSR} = \frac{\tau_{\text{moy}}}{\sigma'_{\text{vo}}} = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{\text{max}}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{vo}}}{\sigma'_{\text{vo}}} \right) \cdot r_d \quad [1.3]$$

où

τ_{moy} : contrainte moyenne de cisaillement cyclique [kPa]

a_{max} : accélération maximale horizontale à la surface du sol [m/s²]

g : constante gravitationnelle (9,81 m/s²)

σ_{vo} : contrainte verticale totale initiale [kPa]

σ'_{vo} : contrainte verticale effective initiale [kPa]

r_d : coefficient de réduction des contraintes selon la profondeur

Le facteur 0,65 est un facteur empirique, déterminé suite à des observations, visant à représenter la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement développée lors d'un tremblement de terre. Cette valeur correspond à 65% de la valeur de la contrainte maximale obtenue à l'aide du *pic de l'accélération au sol (Peak Ground Acceleration – PGA)* (Seed et Idriss, 1970).

Le coefficient de réduction des contraintes r_d peut être déterminé de deux manières différentes. La première méthode est basée sur l'utilisation de la figure 1.16 présentant la valeur de r_d en fonction de la profondeur (Seed et Idriss, 1982 ; Youd et al., 2001).

Une deuxième méthode consiste à déterminer r_d à l'aide des expressions [1.4] (Youd et al., 2001).

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z; \text{ pour } z \leq 9,15 \text{ m} \quad [1.4-\text{a}]$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z; \text{ pour } 9,15 \text{ m} \leq z \leq 23 \text{ m} \quad [1.4-\text{b}]$$

$$r_d = \frac{1 - 0,4113 \cdot \sqrt{z} + 0,04052 \cdot z + 0,001753 \cdot z^{\frac{3}{2}}}{1 - 0,4177 \cdot \sqrt{z} + 0,05729 \cdot z - 0,006205 \cdot z^{\frac{3}{2}} + 0,001210 \cdot z^2} \quad [1.4-c]$$

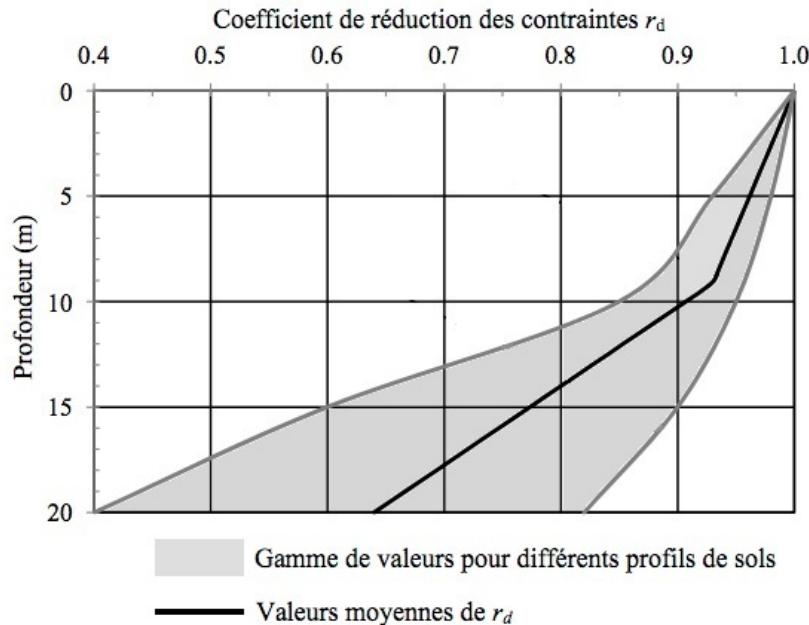


Figure 1.16 : Facteur de réduction de contraintes r_d en fonction de la profondeur

(Seed et Idriss, 1982 ; Youd et al., 2001 ; figure adaptée de James, 2009)

Les expressions [1.4-a] et [1.4-b] sont directement basées sur la figure 1.16. L'expression [1.4-c] a été proposée par T.F. Blake en 1996 et publiée dans Youd et al. (2001). La figure 1.16 montre qu'il existe un écart marqué entre les valeurs possibles de r_d lorsque la profondeur augmente. Cet écart est causé par les caractéristiques du sol. Lorsque la profondeur excède 20 mètres, cette tendance s'accentue, mais l'utilisation de la méthode simplifiée n'est pas recommandée par Youd et al. (2001) pour ces profondeurs. En effet, les différentes observations montrent que les effets de la liquéfaction sont limités au développement du phénomène pour des profondeurs n'excédant pas 15 mètres. La méthode reste cependant utilisée pour la prédiction de la liquéfaction jusqu'à des profondeurs de 50 mètres (Byrne et al., 2004)

Résistance à la liquéfaction

La capacité d'un élément de sol à résister à la liquéfaction peut être estimée par le *rapport de résistance cyclique* (*Cyclic Resistance Ratio* – *CRR*). Ce dernier s'exprime par le quotient

entre la résistance moyenne au cisaillement du volume de sol et la contrainte verticale effective initiale. Il peut-être calculé de différentes façons, suivant le type de test utilisé. Le développement de chacun des méthodes est présentée ultérieurement.

La valeur du CRR d'un sol fait intervenir le *facteur de correction de magnitude (Magnitude Scaling Factor – MSF)*. Les méthodes présentées plus loin établissent toutes des CRR formulés pour un séisme de magnitude de 7,5. Pour pouvoir comparer CSR et CRR, il est nécessaire qu'ils soient exprimés pour une même magnitude. Seed et Idriss (1970) ont développé le facteur de correction de magnitude MSF reliant le CRR d'une secousse de magnitude M à celui d'une secousse de magnitude 7,5 (et inversement), tel qu'exprimé par les expressions suivantes :

$$CRR_M = MSF \cdot CRR_{7,5} \quad [1.5-a]$$

$$CRR_{7,5} = \frac{CRR_M}{MSF} \quad [1.5-b]$$

De nombreuses recherches ont porté sur la détermination du facteur MSF (Ambraseys, 1988 ; Arango, 1994 et 1996 ; Andrus et Stokoe, 1997 et 1999 ; Youd et Noble, 1997a et 1997b). Les valeurs proposées par les différents auteurs sont présentées dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2 : Valeurs du facteur de correction de magnitude MSF (Youd et al., 2001)

Magnitude, M	Seed and Idriss (1982)		Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997)	Youd and Noble (1997b)		
	Idriss ^a	Idriss ^a		Distance based	Energy based		P _L < 20%	P _L < 32%	P _L < 50%
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.87	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Ce tableau présente une grande variation dans les différentes valeurs du facteur de correction MSF déterminées par les différents auteurs, selon la méthode d'estimation utilisée. Il en existe principalement deux. La première consiste à estimer la valeur de MSF en observant le nombre de cycles significatifs produits par un séisme de magnitude connue (Seed et Idriss, 1982). La deuxième se base sur l'énergie dégagée par un séisme de magnitude connue (Arango, 1994 et 1996). La variabilité dans les valeurs du facteur MSF est également causée par la nature aléatoire des mouvements sismiques engendrés.

Dans la pratique, les valeurs de Arango (1994) et Youd et al. (2001) sont recommandées. Assez proches les unes des autres, elles sont reprises dans le tableau 1.3. Le nombre de cycles de chargement significatif associé à chaque magnitude est également présenté pour Arango (1994), spécifiquement pour les séismes de la côte est de l'Amérique du nord.

Tableau 1.3 : Valeurs recommandées pour le facteur de correction MSF (Youd et al., 2001)

Magnitude	Youd et al, 2001		Arango, 1994	
	MSF	MSF	N	
Borne inférieure	Borne supérieure			
5,5	2,20	2,80	3,00	1,5
6	1,76	2,10	2,00	4
6,5	1,44	1,60	-	6
7	1,19	1,25	1,25	10
7,5 (référence)	1,00		1,00	15
8	0,84		0,75	27
8,5	0,72		-	45

Facteurs de corrections selon le poids des terres et les contraintes de cisaillement initiales

Comme évoqué précédemment, l'état des contraintes joue un rôle important sur la résistance à la liquéfaction d'un volume de sol. L'augmentation de résistance engendrée par une plus grande contrainte de confinement serait indépendante des corrections appliquées sur les résultats des différents essais réalisés sur terrain. Pour pouvoir utiliser la méthode dans le cas de contraintes de confinement élevées, Youd et al. (2001) propose d'utiliser la méthode de Hynes et Olsen (1999) qui corrige la résistance à la liquéfaction des sables et sables limoneux à l'aide de l'expression suivante,

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \quad [1.6]$$

où K_{σ} : facteur de correction du au poids des terres appliqué au CRR_{7,5},

σ'_{v0} : contrainte effective verticale initiale [kPa],

P_a : pression atmosphérique (100 kPa),

f : exposant fonction de l'indice de densité relative I_D .
Varie entre 0,7 et 0,8 pour $0,40 < I_D \leq 0,60$ ou 0,6 et 0,7 pour $0,60 < I_D \leq 0,80$

Facteur de sécurité

Le *facteur de sécurité* FS par rapport à la liquéfaction est fonction des différents paramètres abordés ci-dessus. Il s'exprime de la façon suivante (Youd et al., 2001),

$$FS = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad [1.7]$$

Une valeur de FS supérieure à l'unité indiquerait que le sol n'est pas susceptible à la liquéfaction. Lorsque FS est inférieur à 1, plus la valeur est faible, plus le risque sera important. Lorsqu'il est très proche de l'unité, la génération des pressions interstitielles sera importante lors d'un tremblement de terre mais les risques peuvent être limités et la liquéfaction peut ne pas se développer. Cette situation impose la réalisation d'études plus poussées pour permettre d'identifier les risques avérés.

Pour le cas d'étude sur sable et gravier, Idriss et Boulanger (2008) proposent des relations entre le facteur de sécurité à la liquéfaction (FS_{liq}) et la rapport des surpressions interstitielles r_u telles que présentées sur la figure 1.17. On constate que, dans le cas du sable, un facteur de sécurité égale à l'unité peut déjà être obtenu pour des valeurs de r_u légèrement supérieures à 0,6.

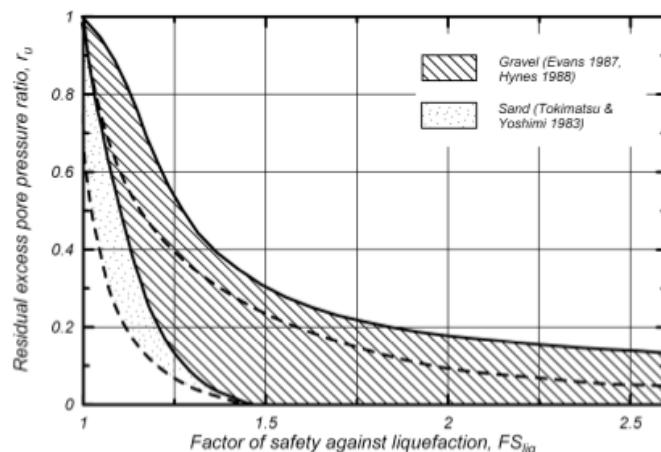


Figure 1.17 : Rapport des pressions interstitielles en fonction du facteur de sécurité

FS_{liq} pour du sable et du gravier (figure extraite de Idriss et Boulanger, 2008)

1.1.5.2 Méthodes d'évaluation sur le terrain

Il existe différents types d'essais in situ qui peuvent être utilisés pour évaluer le potentiel à la liquéfaction des sols. Parmi ceux-ci, les plus répandus sont l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône (CPT) et la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement V_s . Ces tests permettent d'estimer la valeur de CRR nécessaire pour calculer le facteur de sécurité FS .

Essai de pénétration standard (SPT)

L'essai de pénétration standard est l'essai le plus utilisé en Amérique du Nord et consiste à déterminer le nombre de coup N nécessaire à l'enfoncement d'un carottier d'une profondeur de 30 cm, tout en prélevant des échantillons remaniés indicatifs des différentes couches traversées. Cette méthode fait intervenir *l'indice de pénétration standard normalisé* N_{I-60cs} où la notation indicielle associée à la valeur de N a la signification suivante.

- 1 indique une valeur normalisée pour une charge d'une atmosphère (100 kPa),
- 60 indique une valeur normalisée pour une efficacité de 60% de l'énergie totale fournie par le mouton,
- cs indique une valeur normalisée pour un sable propre (clean sand), soit sans particules fines.

Ces conditions ne sont quasiment jamais rencontrées dans la réalité et il faut donc appliquer des facteurs de corrections appropriés. Dans le cas d'un sable propre, *l'indice de pénétration standard* N_{I-60} peut être déterminé comme suit (Youd et al., 2001),

$$N_{I-60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad [1.8]$$

- où N : nombre de coup réellement nécessaires mesurés à l'enfoncement,
- C_N : facteur de correction pour la contrainte de confinement effective (selon la profondeur),
- C_E : facteur de correction pour l'énergie transmise par le mouton,
- C_B : facteur de correction pour le diamètre du trou de forage,
- C_R : facteur de correction pour la longueur des tiges (profondeur du trous),
- C_S : facteur de correction par rapport à la méthode d'échantillonnage.

Ces différents facteurs de correction dépendent de différents paramètres et sont présentés dans Youd et al., (2001).

S'il y a présence de particules fines, la correction suivante doit également être apportée (Youd et al., 2001),

$$N_{1-60cs} = \alpha + \beta \cdot N_{1-60} \quad [1.9]$$

Les coefficients α et β sont fonction de *pourcentage de particules fines* en masse (ou *Fines Content – FC*) correspondant au passant du tamis #200. Ils prennent les valeurs suivantes selon les cas (Youd et al., 2001),

$$\alpha = 0 \text{ et } \beta = 1,0 \quad \text{pour } FC \leq 5\% \quad [1.10-\text{a}]$$

$$\alpha = \exp\left[1,76 - \left(190 / FC^2\right)\right] \text{ et } \beta = \left[0,99 + \left(FC^{1,5} / 1000\right)\right] \quad \text{pour } 5\% \leq FC \leq 35\% \quad [1.10-\text{b}]$$

$$\alpha = 5,0 \text{ et } \beta = 1,2 \quad \text{pour } FC \geq 35\% \quad [1.10-\text{c}]$$

Pour des valeurs de N_{1-60cs} supérieures à 30, indiquant la présence d'un sol relativement dense, Youd et al. (2001) ne spécifient pas d'expression permettant de calculer la résistance à la liquéfaction du sol en place. Dans les régions des États-Unis les plus actives d'un point de vue sismique, on considère qu'un nombre de coups nécessaires à l'enfoncement du carottier excédant 30 coups devrait permettre d'éviter la liquéfaction (Youd et al., 2001).

Pour des valeurs de N_{1-60cs} inférieures à 30, la capacité d'un sol à résister à la liquéfaction durant un séisme de magnitude 7,5 peut être déterminée à l'aide de l'expression suivante (Youd et al., 2001),

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - N_{1-60cs}} + \frac{N_{1-60cs}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot N_{1-60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad [1.10]$$

Cette expression est exprimée de manière graphique (figure 1.16) pour l'ensemble des valeurs du $CRR_{7,5}$ correspondant aux indices de pénétration standard normalisés N_{1-60cs} s'étalant de 0 à 30.

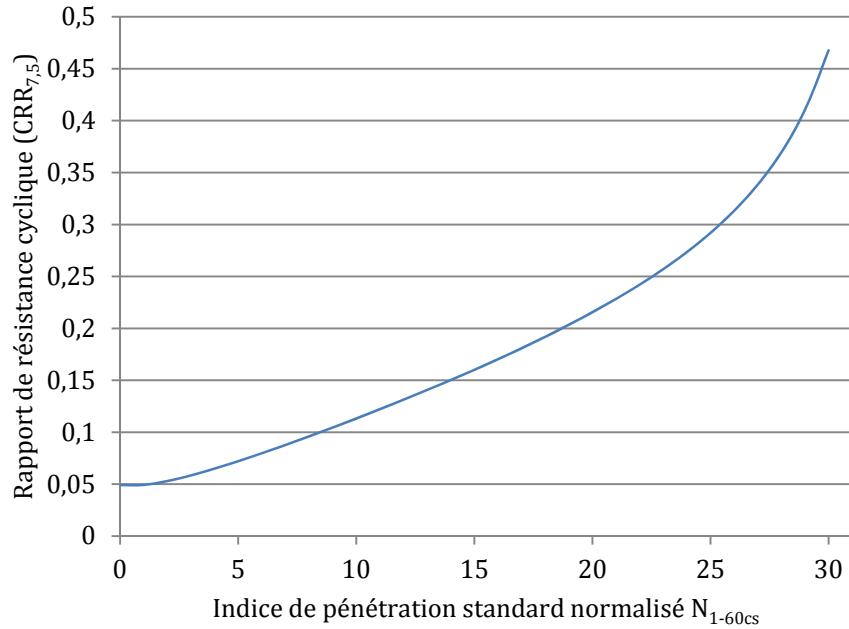


Figure 1.18 : Rapport de résistance cyclique $CRR_{7,5}$ en fonction de l'indice de pénétration standard normalisé N_{1-60cs}

Essai de pénétration au cône (CPT)

Contrairement à l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône n'implique pas de chocs et fournit des données caractéristiques du sol de manière continue lors de l'enfoncement du cône à vitesse constante (2 cm/s). Suivant le type d'appareil, ce test permet de déterminer la *résistance à la pointe* q_c et le *frottement latéral* f_s dans le cas d'un CPT traditionnel, auxquels s'ajoute la mesure des *pressions interstitielles* dans le cas d'un piezo-cone ou CPTu. L'essai au cône sismique ou *Seismic Cone Penetration Test (SCPT)* permet également de mesurer la vitesse d'ondes de cisaillement émises par une source en surface (typiquement la chute d'un mouton). De nombreux paramètres peuvent être déterminé avec ce type d'essai, mais il ne permet pas le prélèvement d'échantillons. Pour déterminer le contenu de particules fines présentes dans le volume de sol étudié, il faut faire appel à d'autres techniques de sondage permettant la récupération d'un échantillon (remanié ou non).

Il est possible de déterminer le *rappor des résistances cycliques CRR* à l'aide des formules empiriques où seule la résistance à la pointe intervient. Par exemple, Robertson et Wride (1998) propose les expressions suivantes,

$$CRR_{\gamma,5} = 0,833 \cdot \frac{q_{clN\,cs}}{1000} + 0,05 \quad \text{pour } q_{clN\,cs} < 50 \quad [1.11-a]$$

$$CRR_{\gamma,5} = 93 \cdot \left(\frac{q_{clN\,cs}}{1000} \right)^3 + 0,08 \quad \text{pour } 50 \leq (q_{clN\,cs}) < 160 \quad [1.11-b]$$

Le paramètre $q_{clN\,cs}$ fait à nouveau référence à une valeur normalisée pour une surcharge de une atmosphère (100 kPa) dans le cas d'un sable propre (clean sand). Dans la pratique, diverses corrections doivent être apportées sur la valeur de la résistance à la pointe réellement obtenue. Elles dépendent de la pression de confinement, du contenu de particules fines, du type de sol et de l'épaisseur des différentes couches de sol traversées. Le détail de ces corrections est disponible dans Robertson et Wride (1998) et Youd et al., (2001).

Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement

Il s'agit ici d'une alternative intéressante aux tests de pénétration tels ceux évoqués aux sections précédentes. La vitesse de propagation des ondes de cisaillements, connues pour leurs effets dévastateurs lors d'un séisme, est influencée par les mêmes paramètres que ceux ayant un effet sur la résistance à la liquéfaction d'un sol. En effet, l'indice des vides, la saturation, les contraintes effectives et de confinement du sol, l'historique de chargement ainsi que l'âge du dépôt sont à prendre en compte dans l'étude des deux cas (Youd et al., 2001).

En général, une vitesse de propagation élevée des ondes de cisaillement implique la présence d'un sol relativement dense, peu ou pas saturé, conduisant à un faible risque de liquéfaction.

Le lien entre la vitesse des ondes de cisaillement v_s et la capacité du sol à résister aux charges cycliques CRR peut-être exprimée à l'aide de l'expression suivante (Andrus et Stokoe, 1997),

$$CRR_{7,5} = a \cdot \left(\frac{v_{sl}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{v_{sl}^* - v_{sl}} + \frac{1}{v_{sl}^*} \right) \quad [1.12]$$

où v_{sl} : vitesse des ondes (type S) corrigée pour une pression de 1 atm (100 kPa) [m/s]

v_{sl}^* : valeur limite de v_{sl} pour atteindre la liquéfaction [m/s]

a et b : paramètres d'ajustement sans dimensions

Les paramètres a et b ainsi que les différents facteurs de correction devant être appliqués pour obtenir le paramètre v_{sl} sont présentés de manière détaillée dans Youd et al. (2001).

Cette méthode présente l'avantage de pouvoir être utilisée pour tous les types de sol, particulièrement ceux composés de roches dures dans lesquels les essais précédemment développés ne peuvent être utilisés. Quelques inconvénients poussent cependant certains auteurs à estimer la technique non suffisante pour déterminer les risques liés à la liquéfaction (Kramer, 1996). Par exemple, la reconnaissance de couches de faible épaisseur, pouvant jouer un rôle important dans le développement du phénomène, est relativement difficile avec cette méthode pour cause d'imprécision dans les résultats. De plus, la résistance au cisaillement n'est pas directement proportionnelle à la vitesse des ondes de cisaillement. Cette méthode peut être utile de manière complémentaire aux différents tests de pénétrations.

1.1.5.3 Évaluation sur la base d'essais en laboratoire

Il existe différents types d'essais de laboratoire qui permettent d'isoler les propriétés intrinsèques d'un sol jouant un rôle sur son comportement dynamique et pouvant influencer le développement du phénomène de liquéfaction. Ils peuvent être divisés en quatre catégories distinctes pouvant être énumérées comme suit :

- les essais dynamiques conventionnels,
- les essais dynamiques avancés,
- les essais à la centrifugeuse,
- les essais sur table sismique.

Les essais dynamiques avancés tels que l'essai de résonance en colonne sont plus utilisés en recherche et ne seront pas présentés ici mais sont développés dans Kramer (1996). Les essais dynamiques conventionnels sont les plus utilisés en ingénierie. Ils regroupent l'essai cyclique de cisaillement simple et l'essai cyclique en cellule triaxiale. Ces essais ainsi que l'essai à la centrifugeuse et l'essai sur table sismique sont décrits dans cette section.

Essais cycliques de cisaillement simple

Cet essai est idéal pour reproduire les charges sismiques représentatives d'un séisme et il est régulièrement utilisé pour déterminer la résistance d'un sol à la liquéfaction (Kramer, 1996). Développé par Seed et Lee (1966), il a subi quelques modifications mineures au cours des années (Finn, 1985 ; Budhu, 1988). Le modèle présenté à la figure 1.19 a été développé par le *Norwegian Geotechnical Institute – NGI* (Woods, 1994).

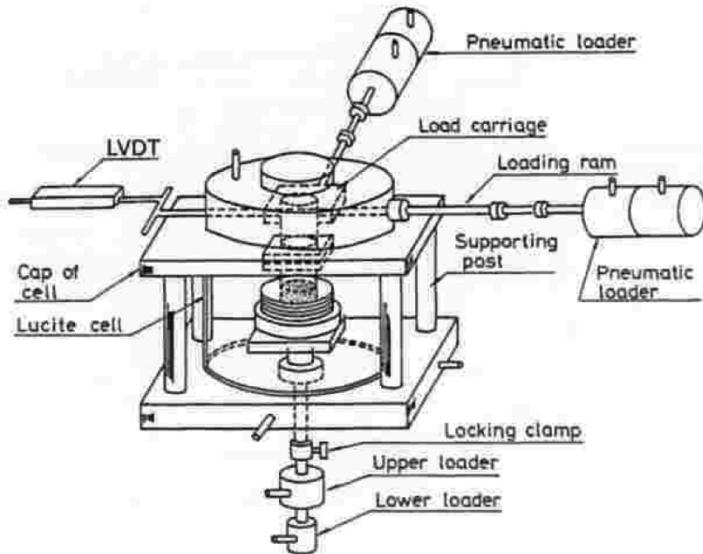


Figure 1.19 : Appareillage de l'essai cyclique de cisaillement simple - type *NGI*
(figure extraite de Ishihara, 1996)

L'échantillon de sol est mis en forme au sein d'une membrane en caoutchouc (avec renforcement de fil d'acier) contenue dans un moule de forme cylindrique. Après avoir appliqué une charge verticale visant à consolider l'échantillon, ce dernier peut être démoulé et placé dans un cylindre en acier. Le chargement peut être appliqué soit en contrôlant les déformations, soit par contrôle de la contrainte appliquée sur le plateau supérieur de l'échantillon. Généralement,

l'essai est réalisé à volume constant sans mesure directe de la pression interstitielle, toute variation la concernant étant déduite par mesure de la contrainte totale vertical.

Malgré ses avantages concernant la reproduction du chargement d'un séisme, ce test présente tout de même des limitations et des inconvénients. Par exemple, il n'est pas possible d'imposer un rapport des contraintes effectives $K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ autre que celui des conditions naturelles K_0 (Kramer, 1996). De plus, des analyses numériques ont démontré que ce type d'appareillage créé un état de contrainte non uniforme au sein de l'échantillon fonction des dimensions et des contraintes de cisaillement appliquées sur ce dernier (James, 2009). Cet aspect a une influence sur le module de cisaillement déduit lors du test pouvant être de 5 à 15% inférieur au module de cisaillement réel du matériau (Shen et al., 1978).

Le rapport de résistance cyclique CRR multidirectionnel sur terrain peut être relié au rapport de résistance cyclique causant la liquéfaction lors d'un essai cyclique de cisaillement simple CRR_{CCS} par l'expression suivante (Seed et Peacock, 1970);

$$CRR \approx 0,9 \cdot CRR_{CCS} \quad [1.13]$$

Essais cycliques en cellule triaxiale

Ce type d'essai a été abondamment utilisé par le passé pour évaluer certaines caractéristiques liées au potentiel de liquéfaction de sables, sables limoneux, limons et certains résidus miniers (Mulilis et al., 1977 ; Polito, 1999 ; Polito et Martin, 2001 ; Kokusho et al., 2004 ; Riemer et al., 2008, Xia et Yu, 1991). Un exemple typique de cellule triaxiale est montré à la figure 1.20 pour le cas d'un échantillon de 5 cm de diamètre et de 10 cm de hauteur.

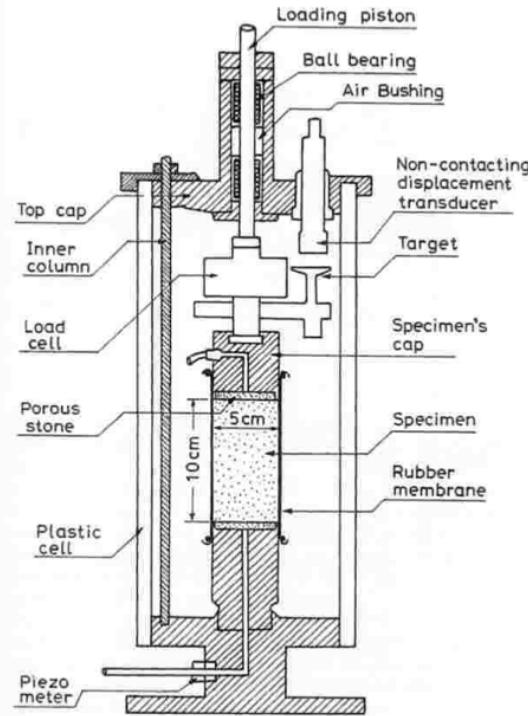


Figure 1. 20 : Cellule triaxiale typique pour test de compression statique ou dynamique (figure extraite de Ishihara, 1996)

L'échantillon de sol, consolidé de manière isotrope ou anisotrope, est placé au sein d'une membrane étanche dont les extrémités sont obstruées par des embouts (base et tête) dans lesquels sont disposées des pierres poreuses. Le chargement cyclique, appliqué à la tête, peut être réalisé de manière à contrôler soit le déplacement axial, soit la contrainte déviatorique cyclique. La contrainte de cisaillement initialise alors un plan de rupture au sein de l'éprouvette selon un angle de $45^\circ + \phi/2$ avec l'horizontale, ϕ représentant l'angle de frottement interne intrinsèque au type de sol constituant l'échantillon.

Ce type de chargement diffère significativement de celui engendré lors d'un tremblement de terre puisqu'il développe une propagation verticale des ondes de cisaillement (James, 2009)

Pour permettre l'étude du phénomène de liquéfaction, il importe que l'échantillon soit correctement saturé comme évoqué précédemment. Une technique souvent utilisée dans le cas des essais triaxiaux consiste en l'application d'une contrepression permettant une augmentation substantielle du degré de saturation (Xia et Hu, 1991). Cependant, des recherches ont montré que

cette technique avait pour conséquence d'augmenter la résistance d'un sol face à la liquéfaction (Xia et Hu, 1991).

Malgré certaines divergences entre l'application du chargement en conditions réelles et en cellule triaxiale, il semble que le rapport de résistance cyclique multidirectionnel CRR in situ peut être relié au rapport des contraintes cycliques causant la liquéfaction de l'éprouvette dans une cellule CSR_{Triax} par l'expression suivante (Seed et Idriss, 1982)

$$CRR \approx C_r \cdot CSR_{Triax} = C_r \cdot \frac{\sigma_d}{2 \cdot \sigma'_{vc}} \quad [1.14]$$

où σ_d : contrainte déviatorique cyclique,
 σ'_{vc} : contrainte de consolidation effective verticale,
 $C_r = 0,57$ pour $K_0 = 0,4$ et $0,9 \leq C_r \leq 1$ pour $K_0 = 1$

La grande utilisation des méthodes cycliques conventionnelles présentées nécessite plusieurs commentaires concernant leurs limitations respectives. Tout d'abord, et comme dans la majorité des tests réalisés en laboratoire, les échantillons de sols étudiés présentent la particularité d'avoir été remaniés ou d'être reconstitués. La méthode de reconstitution de l'échantillon détermine sa structure granulaire, sa densité ainsi que la cimentation aux contacts des grains (Seed et Idriss, 1982). Ces paramètres peuvent avoir des conséquences non négligeables sur la réponse du sol face aux sollicitations appliquées. Pour cette raison, certains auteurs préconisent l'utilisation de méthodes qui permettent de recréer une structure similaire à celle obtenue par le placement hydraulique dans le cas des résidus. Il s'agit entre autre des méthodes de placement sous eau et de déposition par suspension des boues (Kuerbis et Vaid, 1988).

Un autre aspect à prendre en compte est la taille réduite des éprouvettes, les cellules triaxiale n'excédant généralement pas une hauteur de 20 cm avec un rapport h/d de 2. En conséquence, les effets de bord et effets d'échelle peuvent influencer grandement les résultats.

Finalement, les chargements appliqués au cours de deux types d'essais sont le plus couramment réalisés selon un axe préférentiel, ce qui est peu représentatif du chargement pouvant être engendré lors d'un séisme mieux représenté en 2 voir 3 dimensions par exemple.

Pour ces différents motifs, il semble que ce type d'essai ne devrait pas être utilisé seul pour permettre une bonne compréhension des aspects les plus complexes liés au phénomène de liquéfaction (Ishihara, 1996)

Essai sur table sismique

Afin de remédier (en partie) aux différents inconvénients liés à la petite taille des échantillons ainsi qu'à leur remaniement, les essais sur table sismique présentent une alternative aux méthodes dynamiques conventionnelles. Les échantillons étudiés peuvent présenter des dimensions atteignant parfois plus d'une dizaine de mètres de long. Les grandes dimensions des échantillons permettent l'étude de l'influence des stratifications, hétérogénéités et renforcements, ce qui n'est pas envisageable dans le cas des autres types d'essais. Selon de Alba et al. (1975), pour que l'échantillon soit peu affecté par l'effet de parois, il est toutefois nécessaire de respecter un rapport de 10 pour 1 entre la longueur dans l'axe du mouvement et la hauteur de l'échantillon. Selon les auteurs, la largeur du modèle n'influence pas de manière significative la réponse des échantillons.

Généralement, les échantillons sont soumis à une accélération uni-axiale dont l'amplitude et la fréquence sont fixées. Certaines installations permettent des déplacements selon deux axes (Ishihara, 1996), mais leur coût important les rendent inaccessibles pour la majorité des laboratoires de recherche.

Deux types distincts de caisson sont utilisés dans la réalisation des essais. Le premier consiste en une structure laminaire déformable. Ce type de caisson a été développé pour le cas particulier où la période propre du système serait proche du signal appliqué, les effets de bords pouvant alors avoir des conséquences sur les résultats (de Alba et al., 1975). Le second type utilise une structure rigide. Dans le cadre de ses différents programmes de recherche, l'École Polytechnique de Montréal a développé depuis 2002 des protocoles de recherches basés sur ce deuxième type de caisson présentant un volume intermédiaire d'environ un mètre cube (Pépin, 2010).

Essai à la centrifugeuse

Ce type d'essai consiste à faire subir une accélération à un échantillon de sol permettant d'obtenir des conditions proches de celle obtenue sur le terrain. L'avantage de cette méthode est de pouvoir déduire le comportement d'échantillons de dimensions conséquentes à partir des résultats obtenu de modèle réduit (Scott, 1994). L'inconvénient lié à l'utilisation de cette méthode

résidé dans le fait que l'accélération engendrée par la rotation autour du pivot n'est pas la même sur la hauteur de l'échantillon, le sol situé proche du point de rotation subissant une accélération moindre que s'il en était plus éloigné.

Cette méthode est utilisée, entre autre, pour la vérification expérimentale de modèle numérique visant l'étude de la liquéfaction de sables et résidus miniers (Byrne et al., 2004 ; Puebla et al., 1997 ; Wijewickreme et al., 2005).

1.2 Rejets miniers

L'exploitation minière est la source de différents types de rejets dont la nature dépend grandement de la roche mère ainsi que des méthodes d'extraction. Afin d'atteindre le gisement de matière convoitée, il est dans un premier temps nécessaire de réaliser une voie permettant d'y accéder, qu'il s'agisse d'une mine à ciel ouvert ou sous terraine. Cette étape génère des rejets de taille grossière communément appelés les roches stériles. Dans un second temps, lors de l'exploitation proprement dite du gisement, les roches riches en minerai seront broyées de manière à récupérer le maximum de minerai. Le type de rejet engendré sera un résidu minier très fin dont les caractéristiques physiques, telles que la granulométrie et l'angularité, dépendent grandement de la méthode de concassage utilisée. Les méthodes de déposition des deux types de rejet conditionnent quant à elles le comportement du dépôt lors de sollicitations extérieures.

La province de Québec, active d'un point de vue sismique, est caractérisée par un socle de roche dure généré par des procédés magmatique résultants de la création d'anciennes chaînes de montagnes (Guilbert et Park, 1986). Riche en gisements divers, tels que cuivre, nickel, fer, zinc, or et argent, le sous-sol québécois est abondamment exploité par de nombreuses compagnies générant dès lors une grande quantité de rejets miniers dans des zones à risque sismique relativement important.

1.2.1 Roches stériles

Comme introduit précédemment, les stériles sont la conséquence d'opération de sautage et de minage en vue d'atteindre le gisement. Leur taille peut varier de particules de quelques microns à des blocs de plus d'un mètre de diamètre et ils sont généralement stockés en surface sous forme d'empilements, ou haldes à stériles, pouvant atteindre plus d'une centaine de mètres

de hauteur (Aubertin et al., 2002). Les stériles sont généralement caractérisées par une faible teneur en particules fines et une conductivité hydraulique relativement élevée mais très hétérogène. Cette particularité les rend moins sujets au développement de la liquéfaction. Ils restent tout de même à l'origine de nombreuses études d'un point de vue environnementale et géotechnique, certains minéraux les composant pouvant être réactifs en présence d'eau et d'air les menant à générer un drainage minier acide (DMA) dommageable pour les écosystèmes.

1.2.2 Résidus miniers

1.2.2.1 Généralités

Comportant un pourcentage élevé de particules fines de moins de 80 μm de diamètre, les résidus miniers sont le résultat du broyage dans un concentrateur des roches contenant du minerai. Ils sont alors mélangés avec une grande quantité d'eau produisant un matériau relativement liquide transporté via pipeline vers les parcs à résidus miniers où ils sont stockés. Ces derniers, entourés de digues aux dimensions pouvant atteindre plus d'une centaine de mètres de hauteur et plusieurs kilomètres de longueur, présentent parfois des volumes de retenue de plus d'une centaine de millions de mètres cubes (Aubertin et al., 2002).

La granulométrie fine des résidus miniers influence de manière significative la migration de l'eau et la variation des pressions interstitielles lors d'un chargement. Bussière (2007) reprend les valeurs caractéristiques des différentes propriétés des résidus miniers provenant de roches dures, rejets particulièrement sensibles à la création de surpression d'eau.

1.2.2.2 Propriétés physiques

Le tableau 1.4 présente les propriétés de bases de résidus miniers issus de concentrateur provenant de plusieurs mines à travers le Québec et le Canada. Le D_{10} et D_{60} correspondent respectivement au diamètre des grains à 10% et 60% de passant en masse. Le C_u est le coefficient d'uniformité déterminé à l'aide de l'équation [2.2]. La teneur en eau optimale w_{opt} ainsi que la masse volumique sèche maximale γ_d sont également renseignée.

Tableau 1. 4 : Propriétés de bases de rejets miniers canadiens (Bussière, 2007)

Propriétés de base	Données provenant de 9 mines canadiennes (hors Québec)	Données provenant de 13 mines québécoises
D_{10} [mm]	0,001 à 0,004	0,0009 à 0,006
D_{60} [mm]	0,01 à 0,05	0,01 à 0,08
C_u	8 à 18	10 à 30
passant 2 μm [%]	5 à 14	4 à 20
passant 80 μm [%]	70 à 97	60 à 100
w_{opt} [%]		10 à 20
γ_d max [kN/m^3]		14,6 à 20,1
Limite de liquidité w_L [%]		< 40
Limite de plasticité w_p [%]		0 à 15

Granulométrie

La finesse des résidus se traduit par un contenu de particules fines (ayant un diamètre de moins de 80 μm) souvent supérieur à 70 ou 80% (Aubertin et al., 2002). La figure 1.21 illustre cette présence de particules fines en présentant la granulométrie de résidus de mines en roches dures située à travers le Canada. Comme évoqué précédemment, ce paramètre influence grandement la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol.

Malgré la présence élevée de particules fines, l'indice de plasticité est généralement inférieur à 10% bien que pouvant varier avec la minéralogie du résidus (Aubertin et al., 2002).

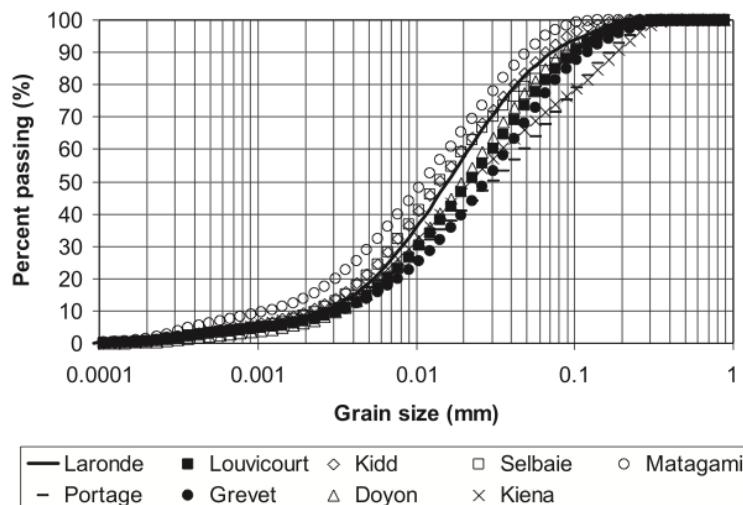


Figure 1. 21 : Courbes granulométriques de neuf échantillons originaires de mines en roches dures du Canada, avant déposition dans les parcs à résidus miniers (Bussière, 2007)

Densité relative des grains solides D_r

La densité relative des grains solides D_r des résidus miniers varie typiquement entre 2,6 et 4,0 dans le cas d'exploitation de mines en roche dures. Cette valeur peut chuter à 1,4 pour le cas de mine de charbon et peut atteindre la valeur de 4,5 pour des mines de nickel. Ces valeurs sont souvent élevées lorsque comparées aux D_r des sols naturels oscillants généralement autour de 2,6 (Aubertin et al., 2002).

Conductivité hydraulique k_{sat}

La conductivité hydraulique d'un résidu minier en roche dure est fonction de son indice des vides. Elle varie typiquement entre 10^{-3} cm/s pour les échantillons les plus grossiers à moins de 10^{-6} cm/s dans le cas d'échantillons très fins (Bussière, 2007 ; Aubertin et al., 1996).

Indice des vides e et indice de densité I_D

L'indice des vides peut varier entre 0,6 et 1,7 pour la fraction fine des résidus alors que pour les fractions plus grossières, e varie usuellement entre 0,6 et 0,9 (Aubertin et al., 1996). L'indice de densité in situ varie généralement de 30 à 50% bien qu'il puisse atteindre à l'occasion une gamme de valeurs allant de 10 à 60% (Aubertin et al., 2002). Cette variation est causée par l'état de consolidation du matériau qui dépend de sa conductivité hydraulique.

Résistance au cisaillement

En raison de la forme des particules fortement angulaire et la résistance élevée de la roche mère, l'angle de frottement interne ϕ' est relativement élevé en condition drainée puisqu'il varie entre 30° et 42° (Bussière, 2007). En condition non drainée, une diminution de l'ordre de 15° et plus peut être observée. En ce qui concerne la cohésion, elle est négligeable en condition drainée alors qu'elle pourra atteindre une centaine de kPa en condition non drainée.

Paramètres de consolidation

L'indice de compression C_c et le coefficient de consolidation c_v sont deux paramètres régissant la consolidation d'un sol. Pour le cas des résidus miniers fins, l'indice de compression C_c est compris entre 0,10 et 0,3 alors que le coefficient de consolidation c_v atteint des valeurs comprises entre 10^{-3} et 10^{-1} cm²/s. Dans le cas de résidus plus grossiers, C_c varie entre 0,05 et 0,15 alors que c_v excèdera généralement 10^{-1} cm²/s (Aubertin et al., 2002).

1.2.2.3 Méthodes de déposition

Trois principales méthodes sont utilisées pour déposer les rejets miniers dans les parcs à résidus. La méthode la plus simple consiste en une décharge ponctuelle telle que représentée à la figure 1.22. Dans ce cas, le mélange de résidus et d'eau est déversé à partir d'un seul point situé généralement proche de la crête de la digue de retenue. Lors de l'écoulement, les particules grossières auront tendance à se déposer à proximité du point de sortie tandis que les particules les plus fines seront transportées plus loin dans le bassin de retenue, zone où l'eau s'accumule.

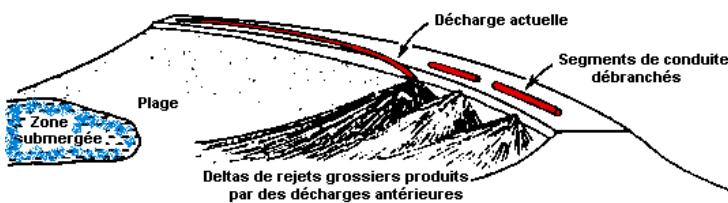


Figure 1. 22 : Décharge ponctuelle (figure extraite de Aubertin et al., 2002)

Lorsque la section en cours d'utilisation est remplie, le tuyau d'amenée est sectionné ou rallongé afin de permettre la création d'un nouveau point de sortie respectivement plus en amont ou plus en aval de la source.

Cette étape peut être évitée par l'utilisation de la deuxième méthode de déposition durant laquelle le déchargement est effectué à l'aide de plusieurs lances à robinet, tel que représenté à la figure 1.23. Dans ce cas, le dépôt de particules fines à grossières suit le même cheminement que lors de la méthode ponctuelle. Le seul paramètre modifié consiste en une évaluation correcte du débit afin de permettre l'écoulement à plusieurs points de sortie.

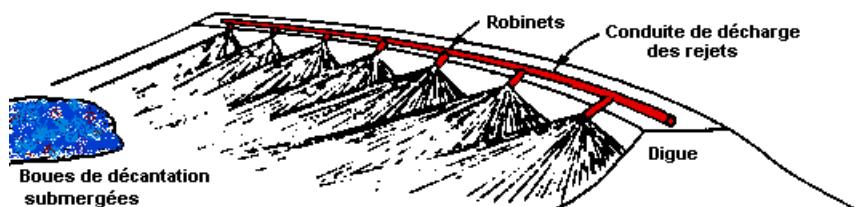


Figure 1. 23 : Décharge par lance-robinet (figure extraite de Aubertin et al., 2002)

La dernière méthode de déposition, présentée à la figure 1.24, est la décharge par hydrocyclone. Cette dernière permet une séparation par force centrifuge des particules fines et grossières avant qu'elles ne se déposent. Cette méthode est utile dans le cas du rehaussement des

digues, les particules grossières pouvant être récupérées par décantation et utilisées pour l'opération (sous-verse) alors que la boue contenant les particules fines est déversée dans le bassin de retenue (surverse)

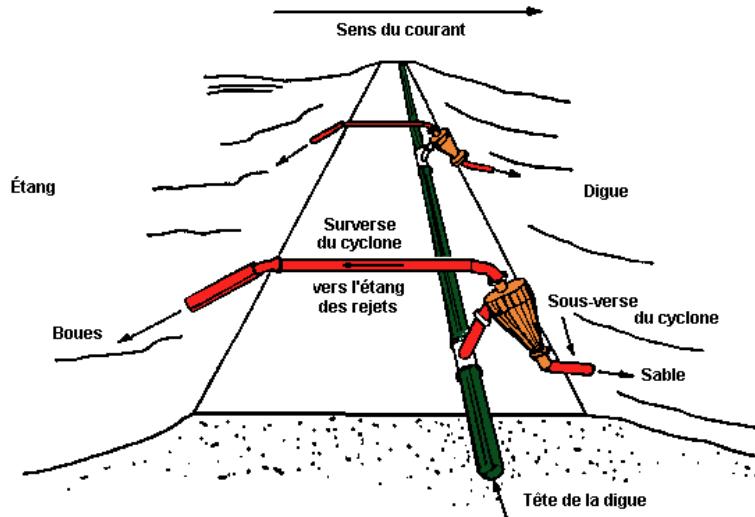


Figure 1. 24 : Décharge par hydrocyclone (figure extraite de Aubertin et al., 2002)

Cette technique présente l'avantage de pouvoir adapter les dimensions du site d'entreposage en fonction de la progression des opérations minières. Il s'agit là d'une particularité différenciant les digues de rétention d'eau aux digues de parc à résidus, ces dernières étant généralement réalisées par étapes en utilisant des matériaux présents sur place.

Pour réaliser le rehaussement des digues, trois différentes méthodes sont disponibles telles que représentées à la figure 1.25.

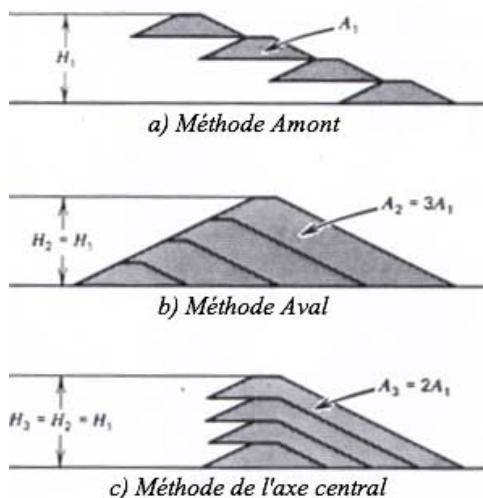


Figure 1. 25 : Méthodes de rehaussement de digues d'un parc à résidus miniers (Vick, 1990)

Le tableau 1.5, adapté de Vick (1990), présente les différentes caractéristiques liées à chacune des possibilités de surélévation des digues des parcs à résidus. Dans ce tableau, la densité de la pulpe peut être déterminée à l'aide de l'équation [1.15] présentée ci-dessous, où w est le teneur en eau.

$$P = \text{densité de pulpe} = \frac{1}{1+w} \quad [1.15]$$

1.2.2.4 Prévention et contrôle de la liquéfaction

Entre 1917 et 2002, près de 215 incidents impliquant un comportement inacceptable de digues de parcs à résidus ont été recensés à travers le monde. Plus de 20 % de ceux-ci ont été la conséquence de séisme durant la majorité desquels la liquéfaction des résidus utilisés pour réaliser la digue, ou celle des résidus stocké dans le bassin, ont causé la rupture de l'élément de retenue (WISE, 2009).

La figure 1.26 présente les différentes causes de ruptures de digues de retenue de parcs à résidus à travers l'Europe et le monde. Comme indiqué, la liquéfaction est la deuxième cause connue de rupture.

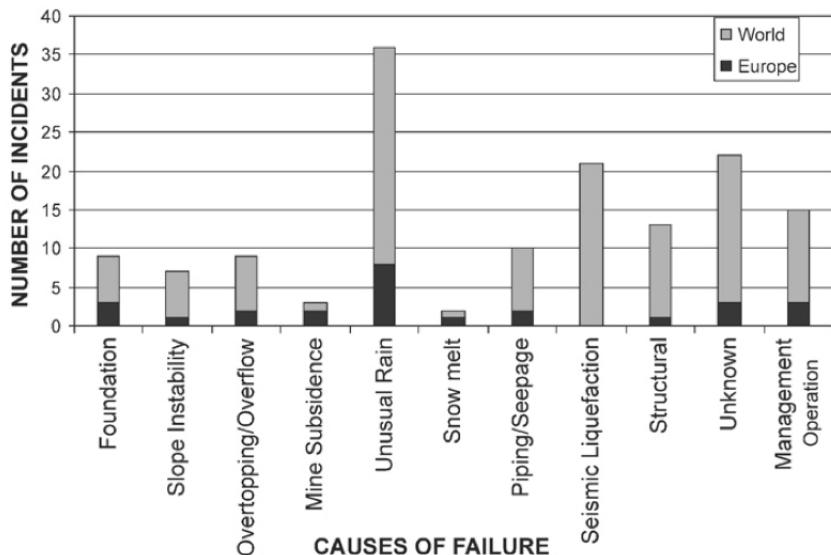


Figure 1. 26 : Causes de rupture de digue de parcs à résidus à travers l'Europe et le monde
(WISE, 2009)

Tableau 1. 5 : Comparaison des différentes méthodes de construction des digues selon différents critères
(adapté de Vick, 1990)

	Méthode Amont	Méthode Aval	Méthode de l'axe central
Exigences sur les résidus	<i>Moins de 40-60% de sable dans le résidu. Faible densité de la pulpe souhaitée pour permettre la ségrégation des grains</i>	<i>Adapté pour tous les types de résidus</i>	<i>Sables et limons faiblement plastique</i>
Adéquation pour le stockage d'eau	<i>Non souhaitable pour des grande quantité d'eau</i>	<i>Bonne</i>	<i>Non recommandée pour un stockage permanent. Stockage temporaire acceptable avec détails adéquats.</i>
Résistance sismique	<i>Pauvre pour des zones à haute sismicité</i>	<i>Bonne</i>	<i>Acceptable</i>
Restriction sur l'élévation	<i>Moins de 9 mètres par année sont souhaitables. Plus de 15 mètres est hazardueux</i>	<i>Aucune</i>	<i>Des restrictions peuvent s'imposer pour des surélévations individuelles</i>
Exigences sur le remblai	<i>Sols naturels, résidus de sable ou stériles miniers.</i>	<i>Résidus de sable ou stériles miniers si le taux de production est suffisent, ou sols naturels.</i>	<i>Résidus de sable ou stériles miniers si le taux de production est suffisent, ou sols naturels.</i>
Cout relatif du remblayage	<i>Faible</i>	<i>Élevé</i>	<i>Modéré</i>

Pour prévenir ces incidents pouvant avoir des conséquences désastreuses, différents moyens de contrôle et de prévention ont été proposés et utilisés. L'objectif principal des ces différentes techniques consiste à contrôler les surpressions d'eau qui, comme évoqué précédemment, sont la principale cause du problème. Qu'il s'agisse de modifications physiques des résidus par l'utilisation d'inclusions drainantes diverses ou de changement des propriétés du matériau en place (indice des vides, saturation, etc), un aperçu des différentes méthodes est présenté ici.

Méthodes de compactage

Le compactage dynamique consiste à pilonner la surface du sol à l'aide d'une masse pouvant atteindre plusieurs tonnes. L'opération vise à rendre le sol plus dense en diminuant son indice des vides e . Bien que la méthode ne soit pas efficace à des niveaux de profondeur supérieur à 10 mètres, elle peut être appliquée pour des couches de faibles épaisseurs, présentant de bons résultats pour les types de sols communs (sable, limons, argile). Généralement, l'application des méthodes de compactage reste limitée pour les résidus miniers puisque la portance faible qu'ils offrent, causée par une faible densité, ne permet pas la reprise des machineries nécessaires à l'opération.

Méthodes d'injection

Les méthodes consistant à injecter sous pressions un coulis, tel le jet-grouting, sont d'une grande utilité puisque la résistance au cisaillement du ciment mure est très élevée. Il importe que la granulométrie et l'indice des vides permettent une pénétration du coulis ce qui est relativement complexe dans le cas de sols fins. De plus, le contrôle des travaux ainsi que leurs coûts rendent cette méthode relativement peu attractive.

Systèmes de drainage

Les techniques de drainages consistent souvent à placer des colonnes verticales espacées de manière régulière visant à quadriller la surface du terrain. Réalisée en matériaux naturels ou synthétiques, l'objectif est de dissiper les surpressions interstitielles générées par des contraintes normales et/ou de cisaillement cycliques typiques d'un tremblement de terre.

Cette méthode présente de nombreux avantages en ce qui concerne la réduction du potentiel à la liquéfaction d'un volume de sol. En effet, la vitesse de consolidation des sols fins

est améliorée, permettant une densification synonyme d'une diminution de l'indice des vides et de la susceptibilité à la liquéfaction. Outre ces aspects, les drains de sable et/ou de gravier présentent une bonne rigidité, conduisant à une limitation des déplacements horizontaux et verticaux durant et après séisme. La contrainte cyclique appliquée au sol lâche sera grandement diminuée, le gain de stabilité pour le cas de colonnes en gravier est largement développé dans James (2009).

L'efficacité de la méthode dépend de certains paramètres du sol, telles que sa conductivité hydraulique, sa compressibilité, l'épaisseur des différentes couches. La longueur des chemins de drainage ainsi que l'intensité du séisme sont d'autres facteurs ayant une influence sur le niveau des surpressions interstitielles au sein du volume de sol ou de résidus.

L'application d'un système de drainage est la méthode est la plus adaptée pour la gestion des parcs à résidus miniers puisqu'une grande quantité de roches stériles est disponible sur site et peut être utilisée comme matériaux drainant. Ces roches ont de plus des propriétés géotechniques nettement supérieures à celles de résidus de concentrateur, leur utilisation permettant donc une augmentation de la résistance au cisaillement. Pour mettre à profit l'usage des roches stériles, des méthodes de co-disposition stériles-résidus sont envisagées depuis plusieurs années (Aubertin et al., 2002).

Dans le cas de mines souterraines, la production de stériles reste généralement limitée entre 10 et 30% de la production totale de rejets. La méthode de co-disposition est donc particulièrement bien adaptée, stériles et résidus pouvant être placés simultanément et intégralement dans le parc.

Les mines à ciel ouvert produisent quant à elles une quantité beaucoup plus importante de stériles, dépendante de la profondeur du gisement et de son étendue. La méthode de co-disposition ne pouvant pas écouler toute la production de stériles, un stockage en parallèles de ces derniers reste nécessaire.

La figure 1.27 illustre l'usage de la méthode de co-disposition en schématisant le placement des stériles et des résidus dans un parc à résidus miniers (voir également James et Aubertin (2009, 2010)).

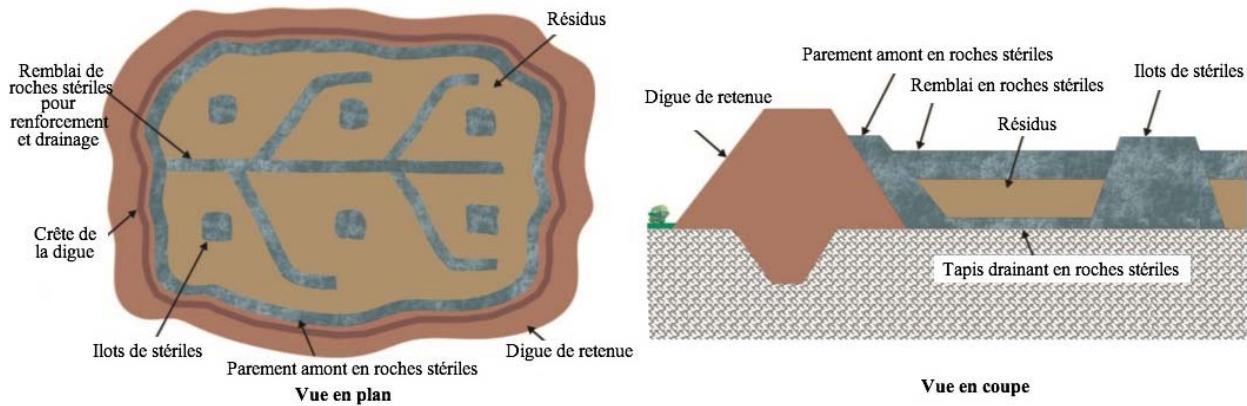


Figure 1. 27 : Schéma de la co-disposition des stériles et résidus miniers dans un parc à résidus
(Aubertin et al., 2002 ; figure extraite et adaptée de Bussière, 2007)

1.2.2.5 Recherches sur le potentiel de liquéfaction de résidus miniers

Avant de clôturer ce chapitre, il est utile de décrire les différentes expérimentations réalisées sur des résidus miniers. Il s'agit ici de souligner les différentes conclusions proposées par les auteurs afin de pouvoir réaliser, dans le cadre de ce mémoire, une recherche en connaissance de cause.

Le comportement des résidus miniers sous sollicitations présente de différence notable avec les sols naturels (sables, limons, argiles) et nécessite donc des études ciblées. Les études qui seront abordées ici ont dès lors été réalisées dans le but de pouvoir prédire, contrôler ou empêcher la liquéfaction des résidus miniers. Bien que la liste des différentes études présentées dans cette section ne se veuille pas exhaustive, son objectif premier est de présenter la synthèse des principales conclusions.

Ishihara et al. (1980)

Dans le cadre de ces études, des résidus provenant de mines japonaises et chiliennes ainsi qu'un matériau artificiel à base de poudre de quartz ont été testés en cellule triaxiale. L'indice de plasticité des échantillons variait suivant les cas entre 0 et 20. Différentes méthodes ont été utilisées pour la préparation des échantillons. Chacune d'elle faisait intervenir l'utilisation de

contrespressions variant entre 200 kPa et 330 kPa en vue d'obtenir un coefficient de Skempton \bar{B} supérieur à 0,97. Trois différents critères ont été utilisés pour définir l'état de liquéfaction des échantillons à savoir l'obtention d'un r_u égale à l'unité, une déforamtion double amplitude de 5% ou une déformation double amplitude de 10%.

Les résultats de ces recherches montrent que la méthode de préparation des échantillons influence grandement les résultats obtenus. Il en va de même pour l'inde de densité I_D et donc de l'indice de vide e dont une valeur élevée augmente la susceptibilité du matériau à développer le phénomène. Le caractère plastique peut cependant améliorer la résistance des sols puisque les résidus limoneux non plastiques et les résidus sableux étudiés présentaient un indice des vides identiques (variant entre 0,6 et 0,9), mais les résidus non plastiques ont présenté une résistance significativement inférieure à celles des résidus légèrement plastiques.

Ishihara et al. (1981)

Pour ces essais, les auteurs ont étudiés le comportement dynamique de 15 échantillons de résidus miniers issus de mines japonaises saturés à l'aide de la technique de contrepressions. Les caractéristiques granulométriques variaient significativement d'une mine à l'autre, la mine de cuivre de Takara produisant des résidus non plastique et fins dont le diamètre maximal des grains n'excéde pas 0,07 mm, alors que la mine de Kamioka exploitant un gisement de zinc produit de résidus plus grossiers dont le diamètre maximal des grains atteint les 0,8 mm.

Suivant les essais réalisés, les échantillons étaient soit non remaniés soit reconstitués. La comparaison des résultats indique que la résistance cyclique est nettement inférieure dans le cas de reconstitués. Dans le cas de résidus fins, elle aura tendance à augmenter légèrement avec l'indice de plasticité.

Garga et McKay (1984)

Cette étude consiste en l'application de chargement cyclique en conditions non drainées sur différents échantillons reconstitués ou non et consolidés de manières isotrope ou anisotrope. Le type de sol étudié était soit un résidu en roche dure, soit un sol naturel tel que du sable ou du limon.

Les résultats de cette étude démontrent que les méthodes d'échantillonnage et de préparation des échantillons influencent grandement la résistance cyclique. De plus, les sols

naturels semblent plus résistant que les résidus alors que leur granulométrie peut être identique. Finalement, le rapport des contraintes principales K_0 affecte également la résistance d'un sol, son augmentation élevant cette dernière.

Riemer et al. (2008)

Les études de Riemer et al. (2008) se sont basées sur la réalisation de différents essais triaxiaux en condition non drainée des résidus miniers issus de la mine de Cerro Verde au Pérou. Caractérisés par une granulométrie contenant près de 85% de particules de moins de 75 μm , les résidus ont fait l'objet de la réalisation de 19 échantillons compactés à 98% de la valeur maximale du Proctor et consolidé isotropiquement, en vue de réaliser 9 essais triaxiaux sous chargement quasi statique et 10 essais sous chargement dynamique. Les contraintes de confinements pour chacun des essais variaient de 100 kPa à 5,8 MPa.

Les conclusions sur les essais soumis à chargement quasi statique avec contraintes de confinement de l'ordre de 500 kPa montrent que ce type de résidus a un comportement contractant dans un premier temps et ils se dilatent ensuite. Pour les contraintes de confinement les plus élevées ($\approx 5,8 \text{ MPa}$), seul le comportement contractant subsiste.

Concernant les essais dynamiques, le chargement cyclique a été réalisé en imposant une fréquence de 0,2 Hz et en faisant varier le rapport de cisaillement cyclique (CSR). D'après les résultats exposés par les auteurs, lorsque le CSR diminue il est nécessaire d'appliquer un nombre de cycles plus importants pour atteindre la liquéfaction. Les résidus soumis à des contraintes de confinement élevées résistent moins bien que lorsque ces dernières sont faibles. Les volumes de sol située plus en profondeur seraient donc, d'après ces constatations, plus sujet à la liquéfaction que les éléments de surface. Une remarque faite par les auteurs doit être précisée en parallèle à ces observations, ces derniers ayant remarqué une augmentation du contenu de particules fines dans les échantillons consolidés avec des niveaux élevés de contraintes. Les contraintes élevées auraient donc tendance à broyer une partie des particules, augmentant la quantité de fines jouant un paramètre significatif dans le développement de la liquéfaction.

James (2009)

Cette étude visait à évaluer le potentiel de liquéfaction des résidus miniers d'une mine d'or située en Abitibi (Québec) par la réalisation d'essais de cisaillement simple. La méthode de préparation de échantillons consistait à mettre en moule une boue plus ou moins épaisse consolidée par une contrainte verticale effective variant entre 100 et 400 kPa. La saturation des échantillons n'a pas été augmentée jusqu'à 0,97 et la méthode de la contre pression n'a pas été utilisée. Il ressort de cette étude que la baisse du module de cisaillement des résidus miniers étudiés est semblable à celle observées dans la littérature pour les sables. Malgré l'application de différents niveaux de contraintes de confinement, aucun effet notable n'a été observé sur les résultats obtenus. Il apparaît finalement que la méthode simplifiée développée par Seed et Idriss serait applicable pour ce type de résidus miniers. De nombreux facteurs sont cependant à prendre en compte tels que la stratification des matériaux sur terrain et leur vieillissement.

Synthèse

La faible quantité de données disponibles suite à des essais in situ ou en laboratoire sur des résidus miniers conduit à certaines incertitudes dans les analyses (James, 2009). Il est donc nécessaire de réaliser d'autres essais en vue d'expliquer les raisons pour lesquelles les résidus miniers se comportent différemment par rapport aux sols naturels. De plus, il est nécessaire de vérifier si les méthodes d'essais in situ conventionnelles sont adéquates à l'étude des résidus miniers. En ce qui concerne les essais de laboratoire, le développement d'un protocole adapté à l'étude spécifique des résidus miniers semble nécessaire. Les différentes méthodes de préparations des échantillons influence en effet grandement leur résistance cyclique et sont de plus difficilement comparable aux méthodes de dépositions sur terrains. L'utilisation de contrepressions devrait être bannie en raison des effets que cette technique engendre sur la résistance à la liquéfaction des échantillons.

Cette recherche vise donc à considérer ces différents aspects en vue de proposer un protocole expérimental le plus adapté possible pour l'étude des résidus.

CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE ET INSTRUMENTATION

Ce chapitre vise à présenter les différentes étapes conduisant à la réalisation des essais en cellule triaxiale. Dans un premier temps, chacun des matériaux étudiés dans le cadre de cette recherche est décrit d'un point de vue de leurs propriétés géotechniques. Le protocole de laboratoire développé dans le cadre de cette recherche est ensuite décrit selon les différentes étapes. Les différents types d'essais sont également décrits en vue d'insister sur les paramètres qu'ils permettent d'évaluer. Le programme expérimental réalisé est ensuite présenté afin de pouvoir exposer les résultats au prochain chapitre.

2.1 Propriétés géotechniques de base des matériaux

Les matériaux étudiés dans le cadre de ce travail consistent en un sable commercial en provenance des sablières Demers (Terrebonne, Québec) et des résidus miniers d'une mine d'or gérée par la corporation minière Osisko, située à Malartic (Abitibi, Québec).

La caractérisation des propriétés géotechniques des matériaux est présentée dans ce qui suit. Ces matériaux ont également été caractérisés dans le cadre d'autres études (El-Harrak, 2010 ; Bolduc, 2012) permettant des valider les résultats obtenus ici par simple comparaison.

2.1.1 Granulométrie

Les études granulométriques, réalisées en suivant les directives de la norme ASTM D-422-63, consistent dans le cas du sable en un tamisage complété d'une sédimentométrie. Les résidus miniers se caractérisent quant à eux par une granulométrie fine, seule une étude sédimentométrique a été réalisée. Les figures 2.1 et 2.2 présentent respectivement les courbes granulométriques du sable Demers et des résidus Osisko. Sur celles-ci, les résultats des études sur sable Demers de El-Harrak (2010) et des études sur résidus Osisko de Bolduc (2012) sont également repris. Chacune des figures est également munie d'un repère permettant la séparation entre la partie fine ($<0,075\text{mm}$) et la partie grossière ($>0,075\text{mm}$) des matériaux. Les D_{10} , D_{30} , D_{50} et D_{60} (indiquant respectivement le diamètre des grains correspondant à 10%, 30%, 50% et 60% de passant ne masse) y sont également soulignés à l'aide de marques visuelles. Signalons finalement que les résultats bruts des caractérisations réalisées par l'auteur de ce document sont disponibles en annexe 1.

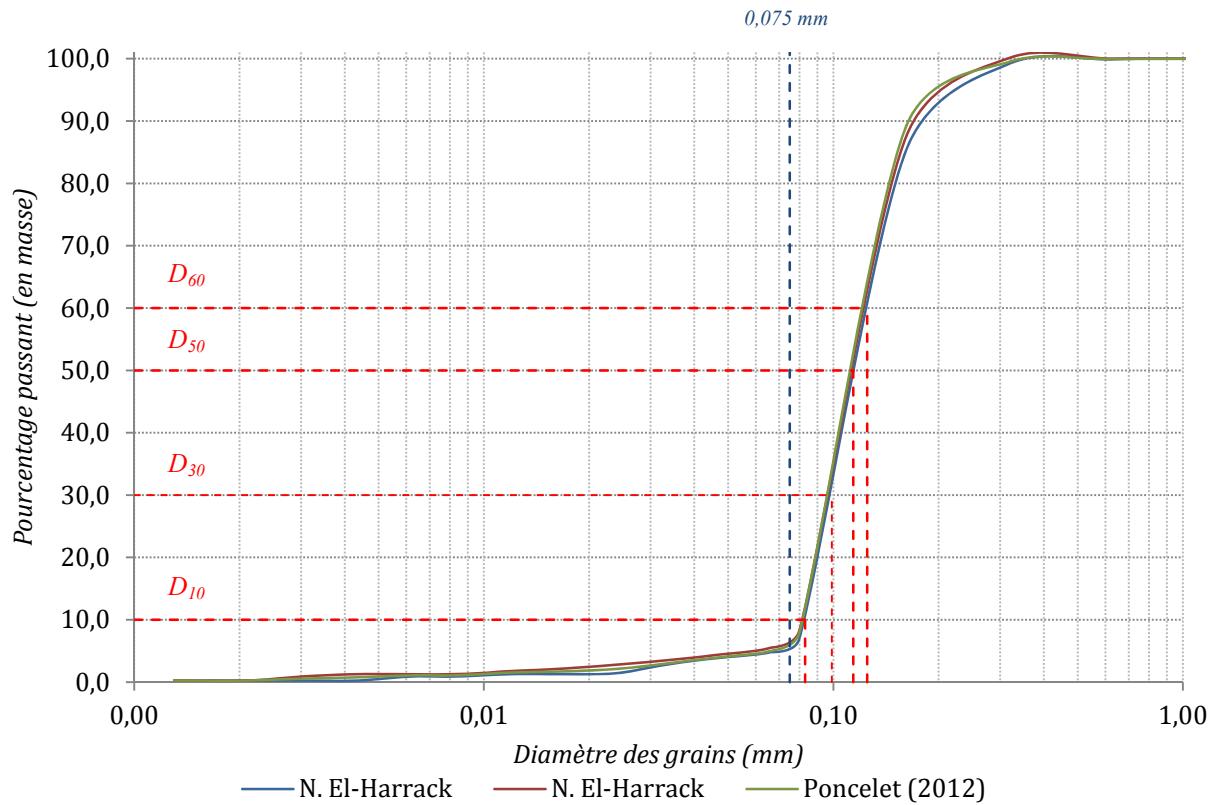


Figure 2.1 : Courbes granulométriques du sable Demers

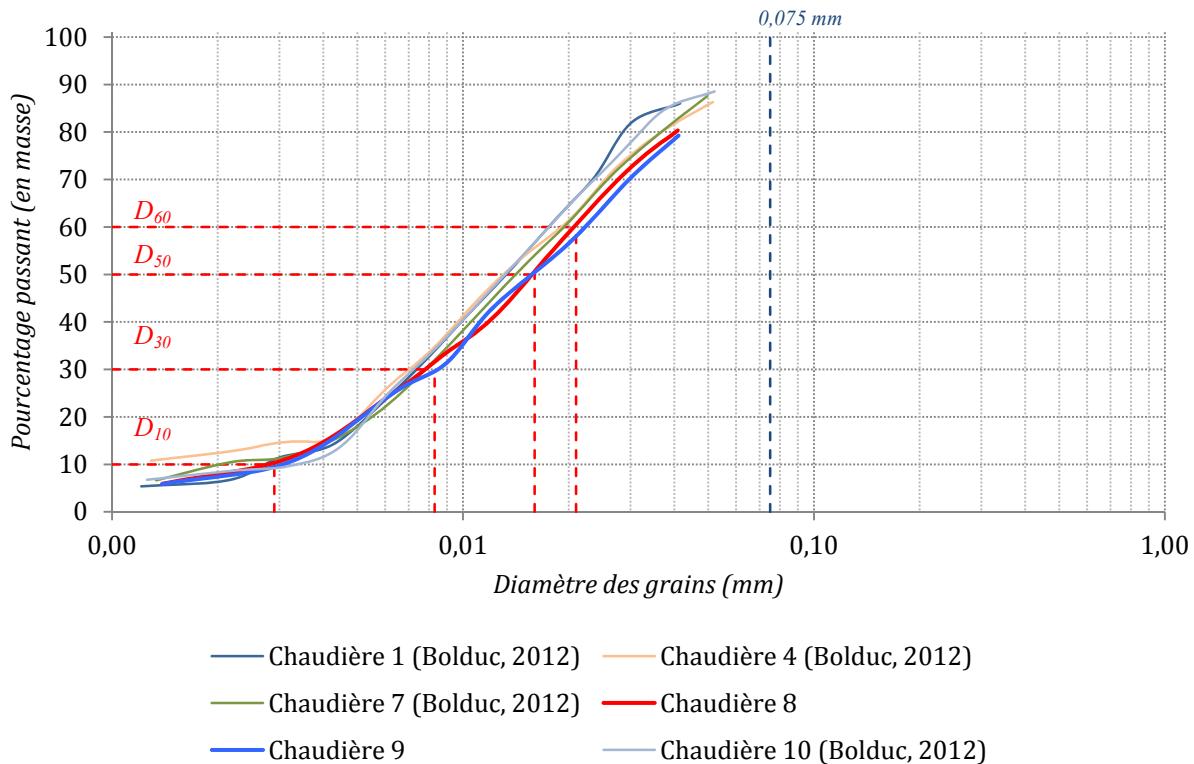


Figure 2.2 : Courbes granulométriques des résidus Osisko

On constate à l'aide de ces figures que plus de 95% de la masse de résidu est composée de particules fines contre 7% dans le cas du sable. Comme mentionné dans le chapitre 1, la présence de fines particules influence grandement le risque à la liquéfaction. Si l'on compare ces courbes granulométriques avec la figure 1.14 (Hunt, 1986), nous pouvons constater que nous sommes en présence de deux matériaux sujets à de forts risques de liquéfaction.

Les caractéristiques déduites des courbes granulométriques, présentées dans le tableau 2.1, permettent de confirmer les risques potentiels de liquéfaction que présentent ces matériaux en regard des critères développés à la section 1.1.4.1. Ce tableau fait apparaître le diamètre des grains correspondant à 10%, 30%, 50% et 60% de passant ainsi que les coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c obtenus respectivement à l'aide des expressions [2.1] et [2.2].

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [2.1]$$

$$C_c = \frac{(D_{50})^2}{(D_{10}) \cdot (D_{60})} \quad [2.2]$$

Tableau 2. 1 : Caractéristiques granulométriques des matériaux

Indice	Sable Demers	Résidus Osisko
D ₁₀ [mm]	0,083	0,0029
D ₃₀ [mm]	0,098	0,0083
D ₅₀ [mm]	0,114	0,016
D ₆₀ [mm]	0,125	0,021
C _U [-]	1,51	7,24
C _c [-]	0,93	1,13

Les courbes granulométriques des études présentées sur les figures 2.1 et 2.2 (El-Harrack, 2010 ; Bolduc, 2012 ; cette étude) présentent de bonnes corrélations. Pour réaliser les essais sur résidus miniers, la chaudière 8 a été initialement utilisée mais un manque de matériau au cours de l'étude a nécessité l'utilisation de la chaudière 9. Afin de vérifier qu'il s'agissait bien des mêmes matériaux, les résidus en provenance de chacune des chaudières ont alors été caractérisés. Cette

démarche a permis de vérifier que la procédure d'essais présentée ci-dessous n'influençait pas les propriétés physiques du matériau (i.e. modification de la granulométrie).

2.1.2 Classification USCS

Les informations relatives aux courbes granulométriques et aux indices de consistance (par observation, $w_p = 0$ et $I_p <<$) nous permettent de classer les matériaux selon le système de classification unifié des sols (Unified Soil Classification System – USCS ; Casagrande, 1948). En ce qui concerne le sable, il s'agit d'un sable uniforme (SP) contenant peu de particules fines. Les résidus n'étant composés que de particules fines et ne présentant aucune plasticité peuvent être assimilés à des silts non plastiques (ML) comme c'est habituellement le cas pour ce type de matériau (Aubertin et al., 2002).

2.1.3 Densité relative des grains

Pour les deux types de matériaux, la détermination de la densité relative des grains D_r s'est effectuée suivant la norme ASTM D 854-06. Les valeurs moyennes des résultats (disponibles en annexe 2) permettent d'évaluer à 2,73 le D_r du sable Demers contre 2,75 pour les résidus Osisko. Ces valeurs sont en accord avec les études de El-Harrack (2010) et Bolduc (2012) réalisées sur les mêmes matériaux. La densité relative D_r du sable est proche des valeurs communément rencontrées pour les sols naturels caractérisées par la présence de quartz (dont la densité relative est de 2,65). Les résidus sont quant à eux composés de roches dures du bouclier canadien. Pour ce type de roche, Vick (1990) mentionne une valeur de D_r comprise entre 2,6 et 2,9. La valeur de 2,75 est aussi à l'intérieur de la plage de valeurs identifiées par Bussière (2007).

2.1.4 Masses volumiques sèches

Les masses volumiques (densités) sèches minimale ρ_{min} et maximale ρ_{max} des matériaux ont été évaluées à l'aide d'essais sur table vibrante (norme CAN/BNQ 2501-062/2005). Dans le cas du sable, les essais réalisés à sec ont permis de déterminer les masses volumiques minimale et maximale et d'en déduire les indices des vides correspondants (maximal e_{max} et minimal e_{min} respectivement). En ce qui concerne les résidus miniers, la même technique a été utilisée pour déterminer la masse volumique minimale ρ_{min} et l'indice de vide maximal e_{max} . La masse volumique maximale ρ_{max} et l'indice des vides minimal e_{min} de ce matériau n'ont pas pu être

déterminés par cette méthode en raison de la fine poussière produite lors de la vibration qui faussait ainsi les données de l'essai. La méthode humide, également décrite dans la norme, n'a pas donné non plus de résultats exploitables en raison de la trop faible conductivité hydraulique du matériau et de la rétention d'eau marquée. Le volume d'eau qui doit normalement jouer le rôle de lubrifiant afin de faciliter la densification du matériau n'a en réalité formé que des zones humides réparties non uniformément.

Les résultats moyens obtenus par l'utilisation des essais sur table vibrante sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2. 2 : Indices des vides et masses volumiques caractéristiques des matériaux, déterminé à la table vibrante

Matériau	e_{\max} [-]	e_{\min} [-]	ρ_{\min} [kg/m ³]	ρ_{\max} [kg/m ³]
Sable Demers	1,01	0,69	1360	1620
Résidus Osisko	1,60	-	1057	-

Bolduc (2012) a déterminé, dans le cadre de ses travaux sur les résidus Osisko, la masse volumique sèche maximale, l'indice de vide minimal e_{\min} et la teneur en eau optimale w_{opt} à l'aide d'essais Proctor standard (norme ASTM D698-07). Ces résultats sont présentés dans le tableau 2.3. Ils sont utilisés dans ce mémoire à titre indicatif. Il est à noter que la conduite d'essais Proctor modifiés aurait fourni des valeurs plus faibles pour l'indice des vides minimal e_{\min} et pour la teneur en eau optimale w_{opt} (en raison de l'énergie et du nombre de coup plus importants pour cet essai). Les données obtenues à l'aide d'un essais sur table vibrante aurait elles aussi présenté certaines différences.

Tableau 2. 3 : Masse volumique maximale, indice des vides minimal et teneur en eau optimales des résidus Osisko, déterminé à l'essai Proctor (d'après Bolduc, 2012)

Matériau	e_{\min} [-]	w_{opt} [%]	ρ_{\max} [kg/m ³]
Résidus Osisko	0,60	16,3	1720

2.1.5 Indice de densité

A partir des résultats présentés à la section précédente, il sera possible de déterminer pour chaque essai l'indice de densité I_D [%] du matériau étudié à l'aide de l'expression suivante,

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100 \quad [2.1]$$

Ce paramètre joue un rôle important dans les études sur la liquéfaction. Un matériau qui présente un indice de densité élevé aura une résistance à la liquéfaction élevée (Vick, 1990). Il sera cependant à prendre avec discernement dans le cas des résidus miniers en raison de la remarque réalisée à la section précédente et portant sur l'utilisation de l'indice des vides minimal obtenu à l'aide du Proctor standard.

2.1.6 Paramètres de consolidation

Dans le cadre de ses travaux, Bolduc (2012) a évalué les paramètres de consolidation des résidus miniers Osisko. Il apparaît que le coefficient de consolidation c_v varie entre $1,0 \cdot 10^{-2}$ et $3 \text{ cm}^2/\text{sec}$. Ces valeurs se situent majoritairement dans l'intervalle de $3,0 \cdot 10^{-2}$ et $0,1 \text{ cm}^2/\text{sec}$ répertorié par Bussière (2007). D'après Bolduc (2012), le c_v est grandement influencé par le rapport d'augmentation de la charge ainsi que par le niveau de contrainte appliquée. Une valeur élevée de l'incrément de contrainte donne un coefficient de consolidation élevé.

Bolduc (2012) fournit également des valeurs pour l'indice de compression C_c . Celles-ci oscillent entre 0,029 et 0,089 avec une valeur moyenne de 0,049. Ces valeurs sont en accord avec Bussière (2007) qui a répertorié des valeurs de C_c allant de 0,05 à 3.

2.1.7 Conductivité hydraulique

Les valeurs de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} ont été évaluées par Bolduc (2012) et El-Harrack (2010) respectivement pour les résidus miniers Osisko et le sable Demers. Ces études ont utilisé une évaluation expérimentale sous cellule triaxiale et estiment à $2,0 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$ la conductivité hydraulique saturée k_{sat} du sable alors que celle de résidus miniers est de $2,0 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$.

2.2 Protocole expérimental des essais triaxiaux

Comme mentionné dans le chapitre précédent, un grand nombre de paramètres influence le potentiel de liquéfaction des sols (et matériaux analogues). Parmi ceux-ci, le degré de saturation, la méthode de reconstitution des échantillons et le type d'essai utilisé pour réaliser l'étude sont des paramètres particulièrement importants.

Le protocole de laboratoire élaboré dans le cadre de cette recherche se base sur des études réalisées sur des sables et sols silteux ou argileux (Mulilis et al., 1977 ; Kuerbis et Vaid, 1988 ; Xia et Hu, 1991 ; Donahue et al., 2007). Il a fait l'objet d'un développement comprenant de nombreuses tentatives, modifications et améliorations en vue de répondre aux divers problèmes rencontrés. Une approche modifiée a été développée afin de répondre à la problématique de la saturation des échantillons de résidus miniers. Cette méthode a produit d'excellents résultats lorsque combinée avec des méthodes de mise en moule particulières permettant le maintien d'un degré de saturation S_r proche de 100%. La figure 2.3 présente un bref aperçu du protocole expérimental afin d'en favoriser une compréhension globale avant de développer chacune des phases de manière détaillée. Par rapport aux procédures généralement rencontrées dans la norme ASTM, les trois premières étapes apportent des éléments nouveaux ou modifiés.

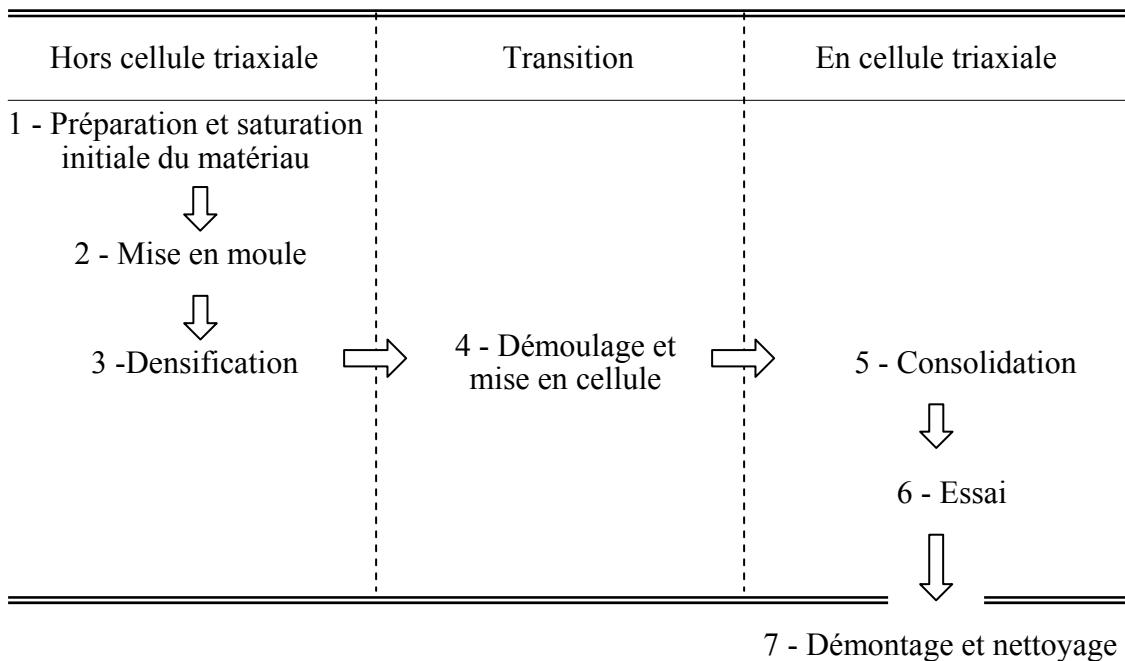


Figure 2.3 : Aperçu des différentes étapes du protocole expérimental développé pour réaliser les essais triaxiaux sur résidus miniers

2.2.1 Préparation et saturation initiale du matériau

Le sable et les résidus sont dans un premier temps tamisés dans le but d'éviter la présence d'agglomérat et pour nettoyer le matériau des toutes traces de corps étrangers (tel que du papier filtrant). Le tamis #14 (1,41 mm d'ouverture des mailles) est utilisé pour les études sur sable tandis qu'un tamis #30 (0,595 mm d'ouverture des mailles) est préféré dans le cas des résidus. Cette différence dans le choix des tamis est directement liée à la granulométrie des matériaux.

Pour réaliser chaque essai, une masse sèche de 5,0 kg est pesée en vue d'être mélangée avec un volume d'eau désaérée afin d'obtenir la teneur en eau w visée. Celle-ci varie selon qu'il s'agisse du sable ou des résidus miniers.

La préparation du sable, illustrée à la figure 2.4, est réalisée dans une cloche à vide fermée hermétiquement afin d'appliquer une pression négative d'environ (-) 95 kPa en vue d'effectuer une désaération primaire du matériau sec. Après environ une heure, de l'eau désaérée est ajoutée par aspiration grâce à la succion engendrée par le vide à l'intérieur de la cloche. L'étape de préparation du sable s'achève lorsque le volume d'eau atteint le niveau du couvercle de la cloche (afin de pouvoir rouvrir le système ultérieurement).



Figure 2. 4 : Phases de préparation du sable réalisée au sein d'une cloche à vide (1), ajout du sable et application d'une pression négative de 95 kPa (2), ajout d'eau désaérée (3), remplissage jusqu'au niveau du couvercle de la cloche à vide (4).

La préparation des résidus est illustrée à la figure 2.5. Il s'agit de peser la masse sèche dans un contenant de laboratoire pour ensuite la mélanger avec de l'eau désaérée en vue d'obtenir un matériau à une teneur en eau w de 34,5% (cette valeur de la teneur en eau sera discutée lors du développement des étapes de saturation et de densification). Le mélange est homogénéisé de manière manuelle afin de pouvoir passer à l'étape de saturation.



Figure 2.5 : Phases de préparation des résidus miniers

(1) préparation de la masse sèche ; (2) homogénéisation manuelle du mélange

La saturation des matériaux est une étape importante. Les systèmes utilisés pour y parvenir diffèrent pour ces deux matériaux bien que le principe général soit basé sur le même concept de brassage sous vide.

Dans le cas du sable, la saturation s'effectue dans la cloche à vide où le matériau a été inséré et mélangé avec de l'eau désaérée (tel que décrit précédemment). L'étape consiste à agiter manuellement la cloche à vide et son contenu afin de permettre la mise en suspension des particules dans l'eau favorisant ainsi l'extraction des bulles d'air par l'application d'un vide de (-) 95kPa.

Cette technique utilisée pour le sable est comparable à celle utilisée pour saturer des petits volumes de matériau dans les essais au pycnomètre en vue de déterminer la densité relative des grains (norme ASTM D854-06). Le volume plus important dans le cas présent nécessite une durée totale de brassage comprise entre 30 et 40 minutes.

Dans le cas des résidus miniers, la saturation en eau s'effectue au sein d'un cylindre hermétiquement fermé. Le montage utilisé et le principe de fonctionnement sont présentés à la figure 2.6. Un arbre rotatif équipé d'ailettes est entraîné par un moteur électrique afin de permettre un brassage mécanique simultanément à l'application du vide. Divers moteurs ont été testés afin de brasser des boues de résidus plus ou moins épaisses. Le moteur d'une perceuse électrique DeWalt DW511 disponible en commerce a finalement été préféré en raison du couple disponible et de la vitesse de rotation.

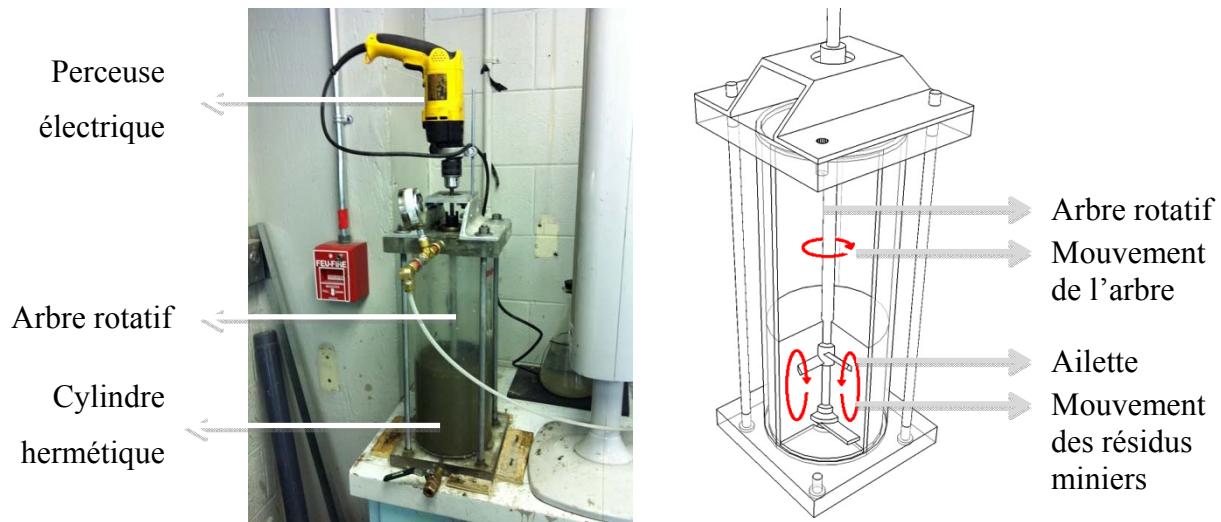


Figure 2.6 : Aperçu du système de saturation des résidus miniers

La teneur en eau initiale influence grandement l'efficacité de l'étape de saturation au sein du cylindre. Plus l'échantillon présente une teneur en eau élevée plus la désaération est aisée et rapide. Une trop faible teneur en eau engendre un état pâteux rendant la désaération plus difficile, avec une durée de brassage plus longue accompagnée généralement d'un résultat médiocre. Cette remarque suggère donc de réaliser la saturation à une teneur en eau la plus élevée possible. Malheureusement, ce paramètre influence de manière inverse l'étape de densification tel qu'il en sera discuté lors de son développement. La valeur de $w = 34,5\%$ a été retenue à cet effet (identifiée par itérations).

Deux méthodes ont été étudiées pour insérer les résidus à l'intérieur du cylindre hermétique en vue d'identifier la technique optimale (selon ses avantages et inconvénients). La méthode 1, représentée à la figure 2.7, consiste à imposer dans un premier temps un vide de 95 kPa à l'intérieur du cylindre hermétique initialement sans résidus. A l'aide d'un tuyau flexible, le matériau à la teneur en eau désirée est ensuite aspiré au niveau de la partie supérieure du cylindre hermétique grâce à l'ouverture d'une vanne. Dans sa chute à l'intérieur de celui-ci, l'air du résidu est extrait par le différentiel de pression existant entre le matériau et le volume intérieur du cylindre. L'ensemble du matériau ainsi désaéré est alors brassé dans le fond du cylindre par la rotation de l'arbre muni d'ailettes en vue de maintenir l'homogénéité au sein du volume total. Le brassage est maintenu jusqu'à l'étape de mise en moule.

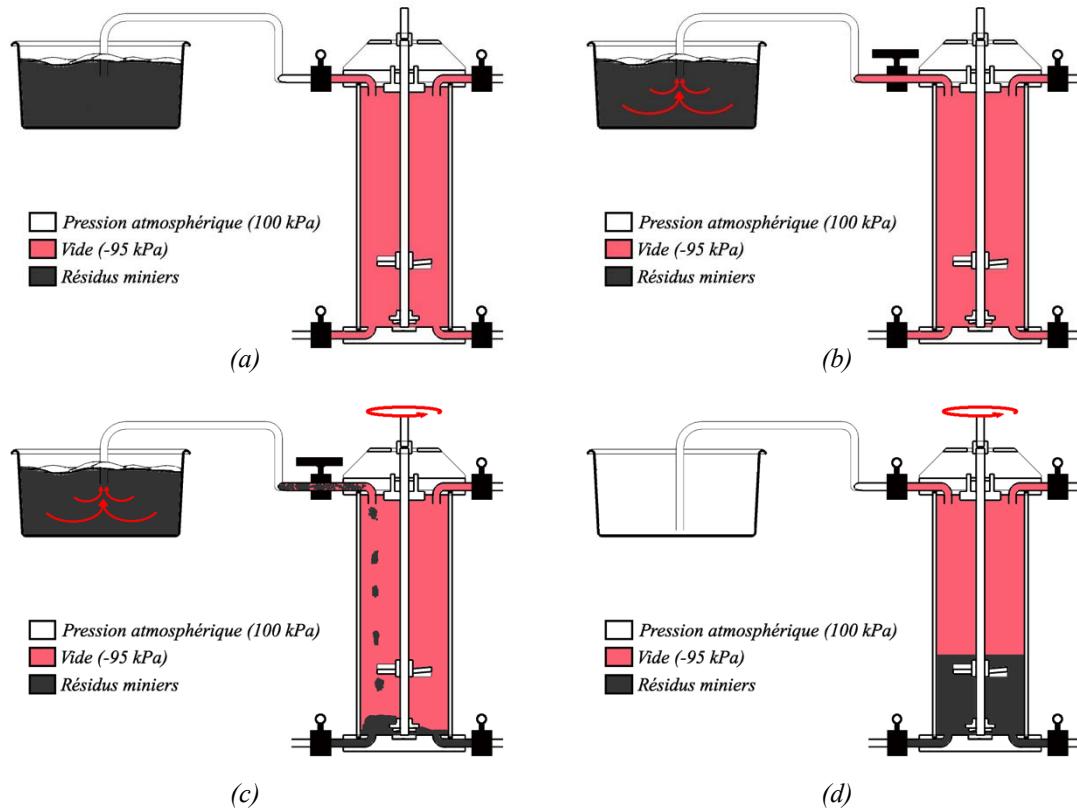


Figure 2.7 : Phases de remplissage du cylindre pour la saturation des résidus miniers (méthode 1)

- (a) initiation du vide au sein du cylindre ; (b) aspiration des résidus miniers suite à l'ouverture de la vanne supérieure ; (c) désaération et brassage du matériau lors de sa chute à l'intérieur du cylindre; (d) fermeture de la vanne et brassage sous vide du matériau afin de maintenir l'homogénéité.

Cette technique présente l'avantage de désaérer efficacement le matériau lors de sa chute à l'intérieur du cylindre. Le faible volume à désaérer permet une extraction rapide du gaz qu'il contient. De plus, l'ensemble reste continuellement brassé afin de maintenir ses propriétés homogènes. L'inconvénient majeur réside dans le temps nécessaire pour transférer par aspiration toute la quantité de résidus. Il s'en suit une évaporation de l'eau qui modifie la teneur en eau du matériau qui doit encore être aspiré. Le matériau devient alors de plus en plus consistant et son aspiration est rendue plus difficile ce qui augmente encore le temps total de transfert.

La méthode 2 est schématisée à la figure 2.8. Elle consiste à déverser le matériau directement de la tare vers l'intérieur du cylindre ouvert. Le cylindre est ensuite fermé hermétiquement une fois le volume de résidus transféré et le vide est appliqué tout en brassant le matériau par la mise en rotation de l'arbre à l'aide de la perceuse électrique.

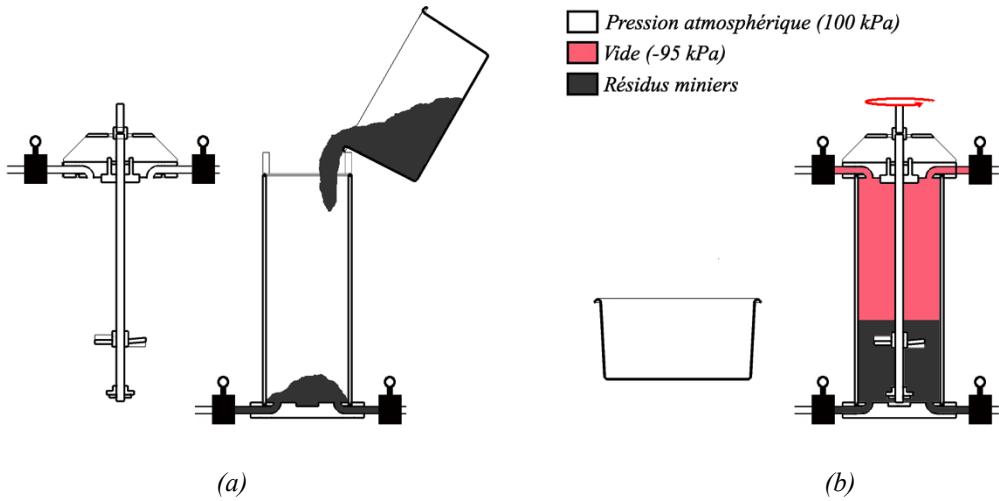


Figure 2.8 : Phases de remplissage du cylindre pour la saturation des résidus miniers (méthode 2)

(a) déversement des résidus à l'intérieur du cylindre ; (2) fermeture du système, malaxage et application du vide pour réaliser la saturation du matériau.

Cette méthode d'insertion présente un avantage au niveau de la rapidité de transferts favorisant le maintien de la teneur en eau. Il est cependant nécessaire de brasser le matériau plus longtemps afin d'obtenir sa saturation complète en raison du volume plus important à désaérer. Ce temps peut cependant être mis à profit pour la préparation de la suite des étapes du protocole ce qui présente un autre avantage. Cette méthode a été préférée pour la réalisation du programme d'essais.

Le temps nécessaire pour réaliser une bonne saturation selon cette méthode est compris entre 40 et 60 minutes pour une teneur en eau de 34,5%. La rotation mécanique du malaxage (avec perceuse électrique) varie quant à elle entre 800 et 1000 tours par minutes.

2.2.2 Mise en moule

Afin de maintenir le matériau saturé suite à l'étape de saturation, il importe d'utiliser une méthode de mise en moule adéquate. La méthode de déposition des boues (e.g. Kuerbis et Vaid, 1988) a été adaptée ici pour le cas des résidus miniers. On souhaite ici éviter une diminution du degré de saturation durant l'étape de mise en moule, ce qui conduirait à devoir appliquer une contrepression avant de procéder à la consolidation de l'échantillon, technique qui peut augmenter la résistance à la liquéfaction du matériau étudié (Xia et Hu, 1991).

Avant de procéder à la mise en moule du matériau (sable ou résidus), il faut préparer les différentes composantes intervenant lors de cette étape soit un moule, une membrane (type *Humboldt HM-4180.40* ou *HM-4180.40T*), une demi membrane type (*Humboldt HM-4180.40T*), les embouts inférieur et supérieur munis de leur pierre poreuse, les rondelles de papier filtre, les anneaux de caoutchouc et les anneaux de serrage ainsi que le socle inférieur de la cellule triaxiale. L'ensemble de ce matériel est montré à la figure 2.9

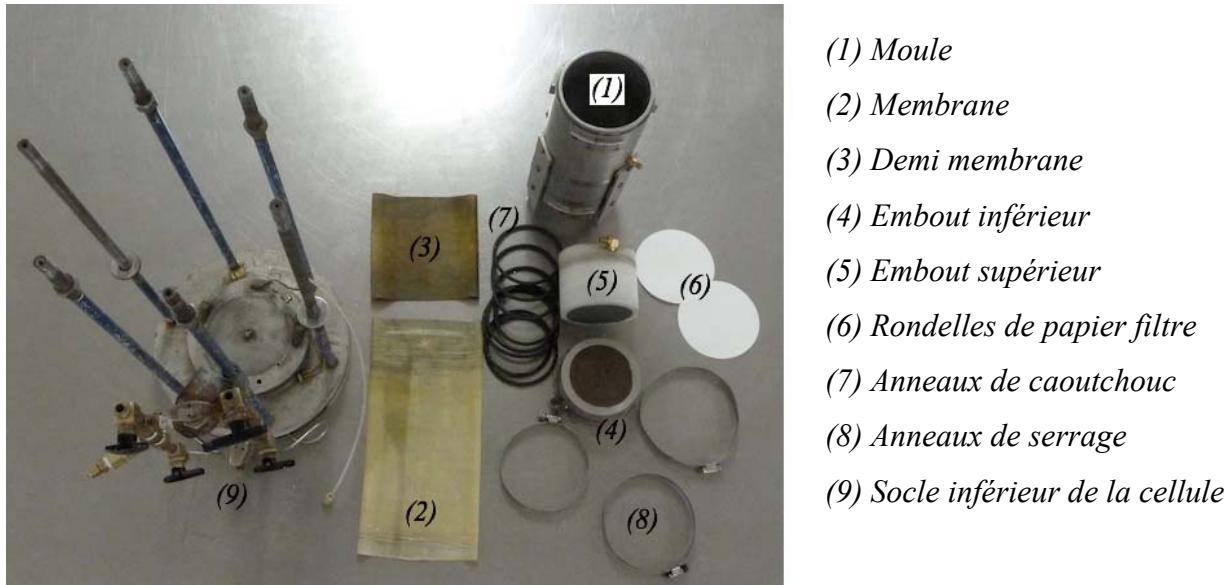


Figure 2.9 : Matériel utilisé lors de l'étape de mise en moule

Le moule utilisé pour la préparation des spécimens est cylindrique, avec un diamètre intérieur de 101 mm et une hauteur de 233 mm. L'aire de l'échantillon mis en moule doit être suffisamment grande afin que la force imposée pour la conduite des essais corresponde à la précision des instruments de mesure de la presse. Ces niveaux de contrainte seront discutés de manière plus détaillée lors de la description du programme expérimental.

Avant le début du montage, les pierres poreuses encastrées aux embouts sont saturées sous vide avec de l'eau désaérée. La mesure des pressions interstitielles durant l'essai n'est de cette manière pas altérée par la présence d'air dans les pores de la pierre. Dans le même objectif, de l'eau désaérée doit circuler (durant environ une minute) dans les différents tuyaux de connexion de la cellule afin d'éviter la présence de gaz.

Pour permettre la mise en place du matériau à l'intérieur de la membrane étanche, cette dernière est d'abord fixée à l'aide d'un anneau de caoutchouc sur l'embout inférieur, tel que

représenté à la figure 2.10. L'embout inférieur est lui même fixé sur le socle inférieur de la cellule. Pour une meilleur étanchéité et afin d'éviter le décrochage lors du chargement en extension lors des essais cycliques, un anneau de serrage en acier est ajouté par dessus les rondelles de caoutchouc. Le moule est ensuite placé et la membrane est alors tendue, rabattue et maintenue sur celui-ci à l'aide d'un autre anneau de caoutchouc.

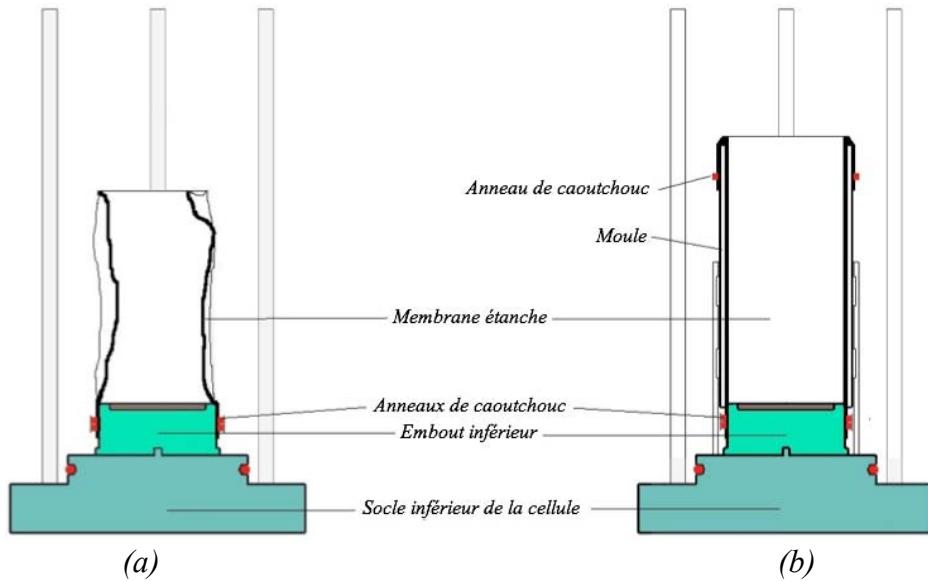


Figure 2. 10 : Placement de la membrane (a) et du moule (b).

L'utilisation de la demi membrane (membrane coupée à mi-hauteur), inspirée des travaux de Donahue et al. (2007), trouve son utilité pour la réalisation de l'étape de densification tel qu'il en sera discuté plus loin. Elle doit être placée à l'extérieur de la partie supérieure du moule tel que présenté sur la figure 2.11. Pour des raisons d'étanchéité, cette demi membrane doit chevaucher la membrane principale, ainsi que l'anneau de caoutchouc qui fixe celle-ci sur le moule. La demi membrane est à son tour scellée à l'aide de deux anneaux de caoutchouc en prenant soin que le serrage engendré par ceux-ci soit appliqué sur la membrane principale et sur la demi membrane (voir figure 2.11). Un anneau de serrage est ajouté par dessus les rondelles de caoutchouc pour favoriser une meilleure étanchéité (non représenté sur la figure 2.11).

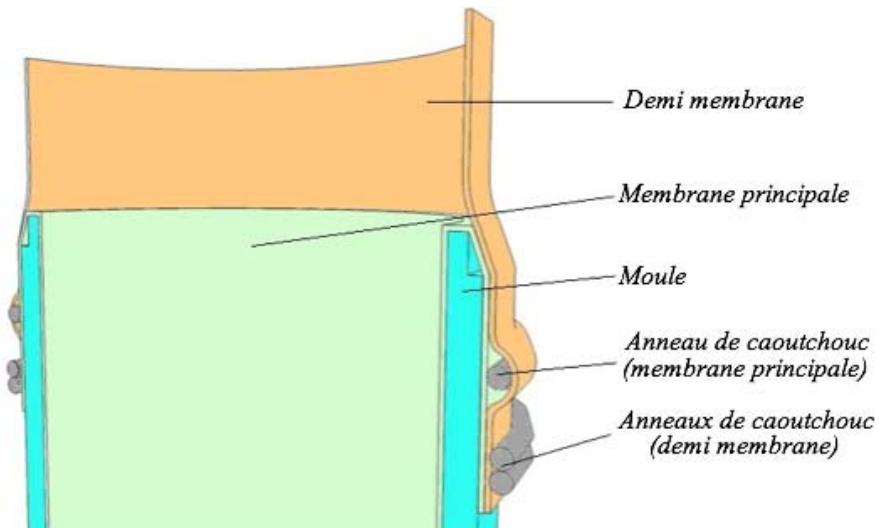


Figure 2. 11 : Disposition des membranes et du système de fixation avant la mise en place du matériau

Le volume total du système moule/membranes est rempli d'eau désaérée en vue de procéder à l'étape de mise en moule.

2.2.2.1 Mise en moule du sable

La méthode de mise en moule utilisée dans le cadre de cette recherche a été adaptée pour les besoins du projet. Elle consiste à placer le matériau saturé dans le système moule/membranes préalablement rempli d'eau désaérée. Les avantages liés à la présence d'eau sont doubles ; il permet de maintenir le contact entre la membrane principale et le moule sur toute la hauteur de celui-ci et permet la mise en place du matériau sans contact avec l'air ambiant. Selon qu'il s'agisse du sable ou des résidus, la technique de mise en place diffère légèrement.

Dans le cas du sable, le matériau est transféré de la cloche à vide vers le système de déposition. La technique de transfert se base sur la théorie des vases communiquant et permet de maintenir le matériau sous eau. Un tuyau flexible permet d'aspirer le mélange de sable et d'eau de la cloche à vide située légèrement plus en haut que le système de déposition. Ce système, présenté à la figure 2.12, se compose d'un entonnoir fixé sur un chariot et d'un tuyau rigide utilisé pour remplir le moule. Le volume de l'entonnoir permet d'accueillir la totalité du volume de sable préalablement saturé ainsi qu'un volume d'eau désaérée excédentaire afin d'éviter tout contact entre le matériau et l'air ambiant.

L'ouverture d'une vanne permet dans un premier temps de remplir le tuyau rigide fixé sur la partie inférieur de l'entonnoir (l'extrémité inférieur est initialement en contact avec la pierre poreuse de l'embout inférieur). Cette technique permet d'obtenir un hauteur de chute nulle utile pour débuter la mise en moule du matériau. Une fois le tuyau rigide rempli de sable, le système de déposition est graduellement surélevé (à l'aide d'un élévateur hydraulique) jusqu'au remplissage complet du système moule/membranes.

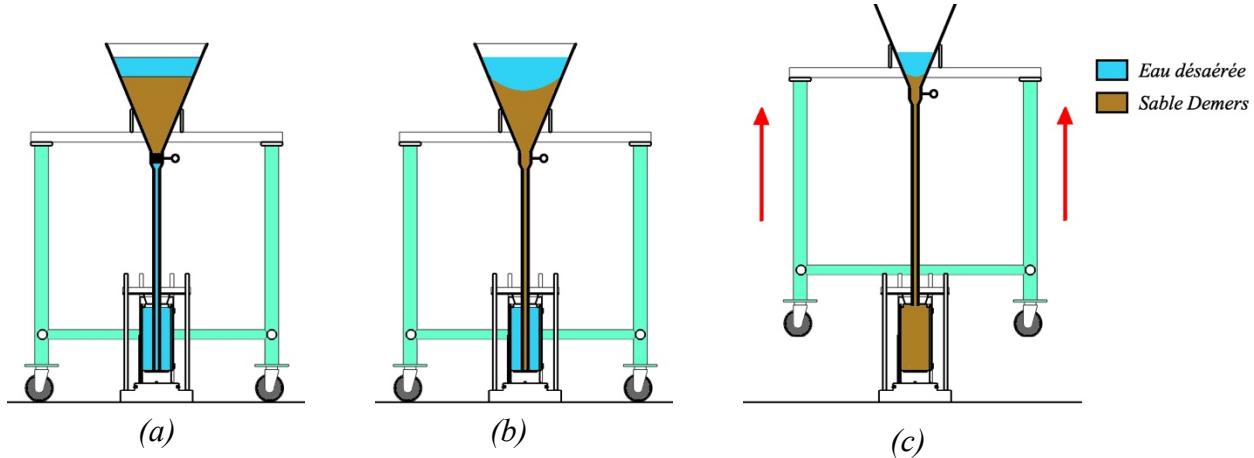


Figure 2. 12 : Méthode de mise en moule du sable.

- (a) remplissage de l'entonnoir par du matériau saturé ; (b) remplissage du tuyau rigide pour l'ouverture d'une vanne ;
- (c) surélévation du système de déposition (à l'aide d'un élévateur hydraulique) en vue de réaliser le remplissage progressif du système moule/membranes.

2.2.2.2 Mise en moule des résidus miniers

Pour réaliser la mise en moule des résidus miniers, le cylindre hermétique utilisé lors de l'étape de saturation est réutilisé tel que celui montré à la figure 2.13. Le vide appliqué lors de la saturation est alors remplacé par une faible pression (environ 50 kPa) appliquée au sommet du cylindre. L'ouverture d'une vanne située sur le socle inférieur du système permet de placer, par l'intermédiaire d'un tuyau de remplissage, le mélange visqueux dans le système moule/membrane préalablement rempli d'eau désaérée. De la même manière que pour le sable, le tuyau de remplissage (composé d'un segment flexible complété par un segment rigide) est initialement placé en contact avec l'embout inférieur afin d'éviter le déversement des résidus sur toute la hauteur de moule. Le résidu rempli alors le fond du moule au fur et à mesure de l'élévation du tuyau de remplissage.

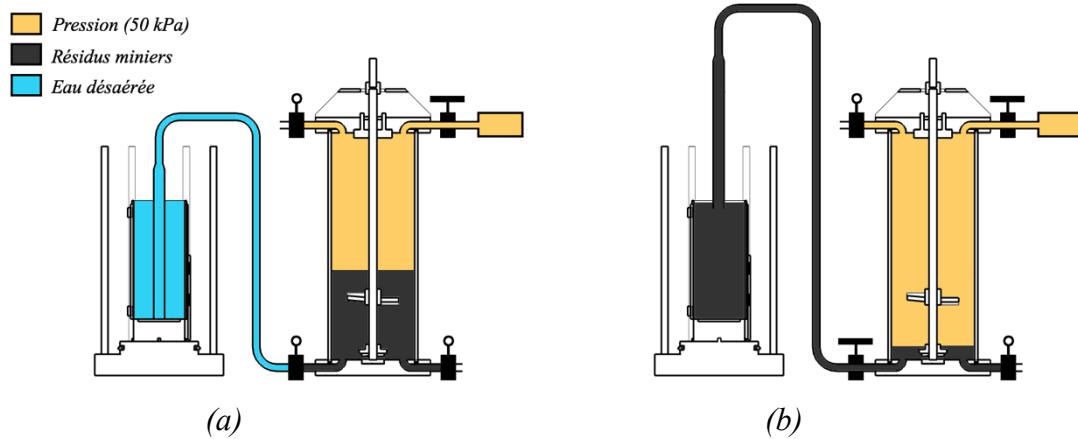


Figure 2.13 : Méthode de mise en moule des résidus miniers

(a) application d'une légère pression dans le système de saturation et mise en contact de l'extrémité du tuyau de remplissage avec la pierre poreuse de l'embout inférieur ; (b) remplissage du moule par élévation progressive du tuyau de remplissage.

La fin du remplissage est suivie dans les deux cas (sable ou résidus) par l'égalisation de la surface du matériau au sommet du moule et par l'installation de l'embout supérieur muni de la pierre poreuse et d'un papier filtre. Avant de fixer la demi membrane sur l'embout à l'aide de deux anneaux en caoutchouc et d'un anneau de serrage (ajouté afin d'offrir une meilleure étanchéité, non représenté), le volume contenu par la demi membrane est rempli d'eau désaérée pour éviter la présence de poche de gaz une fois le montage de l'échantillon terminé. L'agencement des deux membranes ainsi que leur système de fixation tel que représenté à la figure 2.14 permet alors d'assurer l'étanchéité globale de l'échantillon.

L'étape de mise en moule s'achève par la préparation de trois éprouvettes d'un volume d'environ 80 cm^3 chacune. Celles-ci sont utilisées pour la détermination des propriétés géotechniques du matériau afin de vérifier principalement le degré de saturation du matériau lors de sa mise en place.

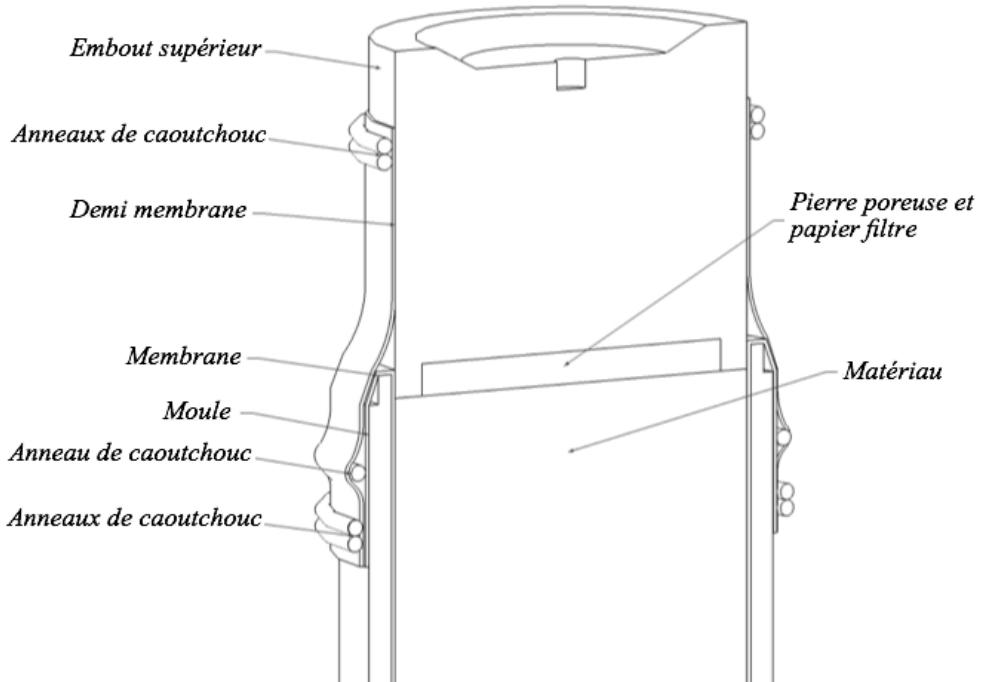


Figure 2. 14 : Fermeture de l'échantillon par le placement de l'embout supérieur et les différentes fixations des membrane et demi-membrane en vue de réaliser l'étanchéité globale de l'échantillon

2.2.3 Densification

Après la mise en moule, les résidus miniers sont sous la forme d'une boue épaisse dont la teneur en eau w est proche de 34,5% avec un indice des vides e d'environ 0,94 et un indice de densité I_D de 0,66. La teneur en eau w du sable est quant à elle proche de 32 % avec un indice des vides e de 0,87 et un indice de densité I_D de 0,43.

Le démoulage de ces matériaux lâches conduit à un affaissement global de l'échantillon. Il est donc nécessaire de les densifier légèrement en réalisant une « densification » qui vise à augmenter la résistance mécanique, permettant ainsi le maintien de l'échantillon sans la présence du moule.

L'étape de densification consiste en l'application d'une succion de 18 kPa aux bornes de l'éprouvette (embouts supérieur et inférieur). Afin d'éviter que le spécimen ne développe une forme de sablier sous l'action de cette pression négative, une charge axiale équivalente à une contrainte axiale de 15 kPa est également appliquée sur celui-ci, telle que représentée sur la figure 2.15.

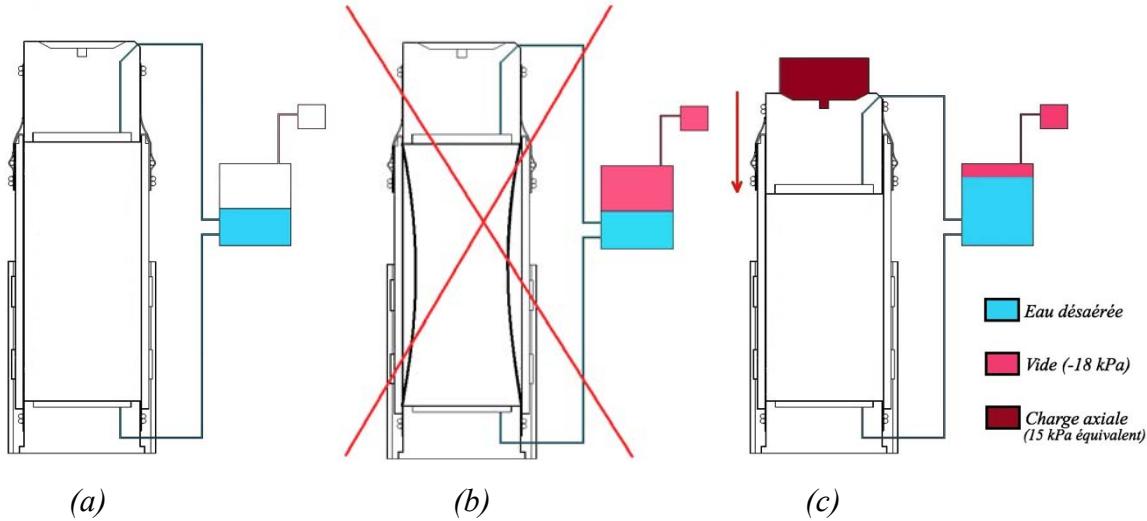


Figure 2. 15 : Problématique liée à la formation d'une forme de sablier lors de l'étape de densification, (a) forme de l'échantillon avant application des différentes contraintes ; (b) formation non désirée d'une forme de sablier suite à l'application de la succion ; (c) application d'une charge axiale combinée à la succion.

L'effet combiné de la succion et de la charge axiale se traduit par une contraction de l'échantillon qui se caractérise par l'extraction d'un petit volume d'eau contenu dans celui-ci. La diminution de volume engendré conduit à l'enfoncement de l'embout supérieur à l'intérieur du moule.

Dans le cas des études sur sable, le tassement est relativement faible (entre 5 et 10 mm) et ne pose pas de problème particulier. Le déplacement de l'embout supérieur à l'intérieur du moule est plus grand dans le cas des résidus miniers et est fonction de la teneur en eau w de mise en moule. Pour une teneur en eau w de 45 à 50%, le tassement vertical est tel que l'embout supérieur peut s'enfoncer complètement dans le moule. Les anneaux en caoutchouc qui fixent la demi membrane sur l'embout viennent alors se poser sur le bord du moule empêchant toute progression. La charge axiale n'est dans ce cas plus appliquée sur l'échantillon favorisant le développement d'une forme de sablier.

Il faut donc limiter la teneur en eau de mise en moule des résidus miniers afin de minimiser le déplacement vertical de l'embout supérieur lors de l'opération, mais une diminution de la teneur en eau initiale conduit pour rappel à une diminution de l'efficacité du système de saturation. La teneur en eau optimale pour répondre aux deux problématiques a été obtenue après plusieurs essais/erreurs et est de l'ordre de 34,5% dans le cas des résidus Osisko.

L'utilisation de la technique de la demi membrane (Donahue et al., 2007) est également liée au problème de tassement. En plus de fermer hermétiquement l'échantillon tel que développé précédemment, elle permet à la membrane principale de rester tendue lors du déplacement de l'embout supérieur à l'intérieur du moule. Si la membrane principale était directement scellée sur cet embout à la fin de l'étape de mise en moule, elle suivrait alors l'enfoncement conduisant à l'obtention d'un échantillon à surface irrégulière, non exploitable pour réaliser les différents essais.

Le mouvement vertical de l'embout supérieur est enregistré durant toute l'étape à l'aide d'un transducteur de déplacement (Hewlett Packard – 24DCDT-1000 – +/- 0,001mm) relié à une carte d'acquisition montée sur ordinateur. La densification est terminée lorsque les mouvements enregistrés n'évoluent plus. L'étape de démoulage et mise en cellule peut alors débuter.

2.2.4 Démoulage et mise en cellule

Pour pouvoir retirer le moule, ce dernier doit être libéré de tous les systèmes qui fixent les différentes membranes. Après avoir suspendu l'application des différentes contraintes (suction et charge axiale), la demi membrane et ses anneaux de caoutchouc peuvent être retirés laissant apparaître la membrane principale et sa fixation tel que présenté sur la figure 2.16.

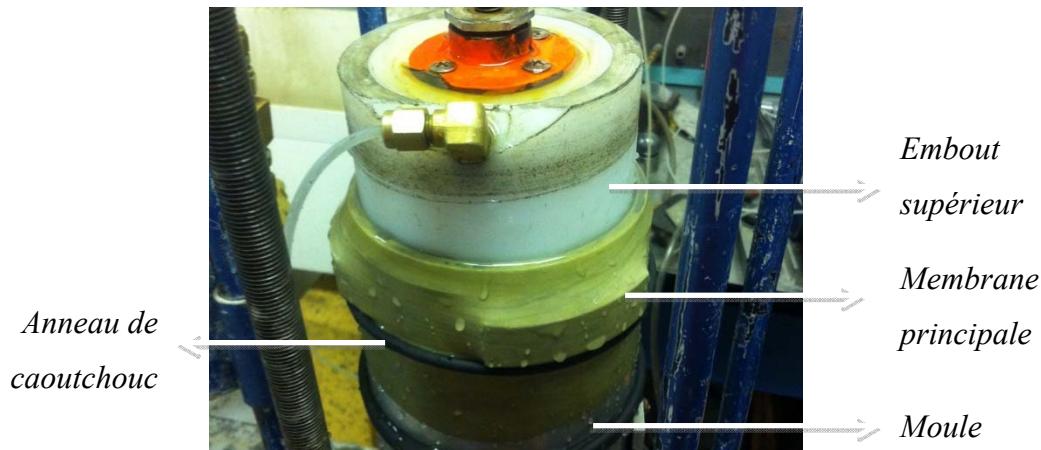


Figure 2. 16 : Mise au jour de la membrane principale et de son système de fixation suite à l'enlèvement de la demi membrane

L'anneau de caoutchouc fixant la membrane principale au moule peut à son tour être retiré, permettant de rabattre la membrane autour de l'embout supérieur. L'étanchéité est à nouveau assurée par le placement d'anneaux de caoutchouc et d'un anneau de serrage.

Avant de retirer le moule, il est nécessaire de réappliquer une légère succion afin de contenir l'échantillon une fois le moule enlevé. Dans le cas où l'étape de densification a été bien réalisée, l'échantillon présente une surface lisse (sans forme de sablier) telle que présenté sur la figure 2.17 (a). Dans le cas contraire, l'essai ne peut être réalisé en raison de la forme irrégulière de l'échantillon, telle que présentée sur la figure 2.17 (b).

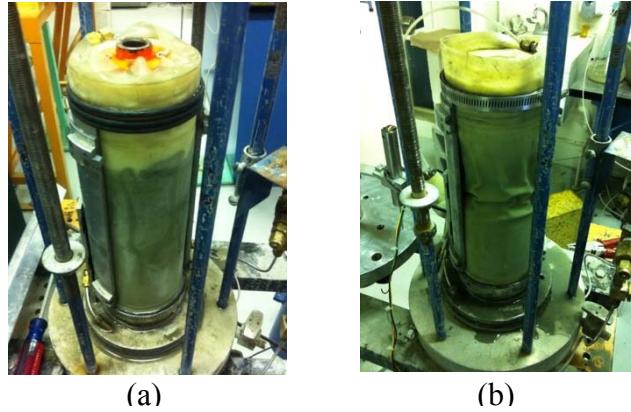


Figure 2.17 : Exemples d'échantillons correctement monté (a) et mal monté (b).

Après avoir retiré le moule, la taille de l'échantillon est mesurée en vue de déterminer sa hauteur, son diamètre et son volume. La cellule triaxiale est ensuite fermée en plaçant les différents éléments qui la composent (cylindre en acier et socle supérieur). Son volume est rempli d'eau désaérée en prenant soin de laisser une poche d'air au sommet. Celle-ci permet une meilleure application de la pression d'air sur le volume d'eau qui crée la contrainte de confinement désirée sur l'échantillon.

2.2.5 Consolidation

La cellule triaxiale est équipée des différents instruments de mesure nécessaires à l'étape de consolidation. Ceux-ci se composent d'un transducteur de pression (Oméga – PX213-200G5V – +/- 1 kPa), du transducteur de déplacement et d'une burette graduée qui permet de mesurer le volume d'eau extrait de l'échantillon. La position de chacun des instruments est indiquée sur la figure 2.18. Selon les essais, la contrainte de confinement σ_3 varie entre 55 kPa et 400 kPa. Pour réaliser les différentes étapes de consolidation à des niveaux de contraintes isotropes, une méthode par palier a été utilisée telle que présentée dans le tableau 2.4.

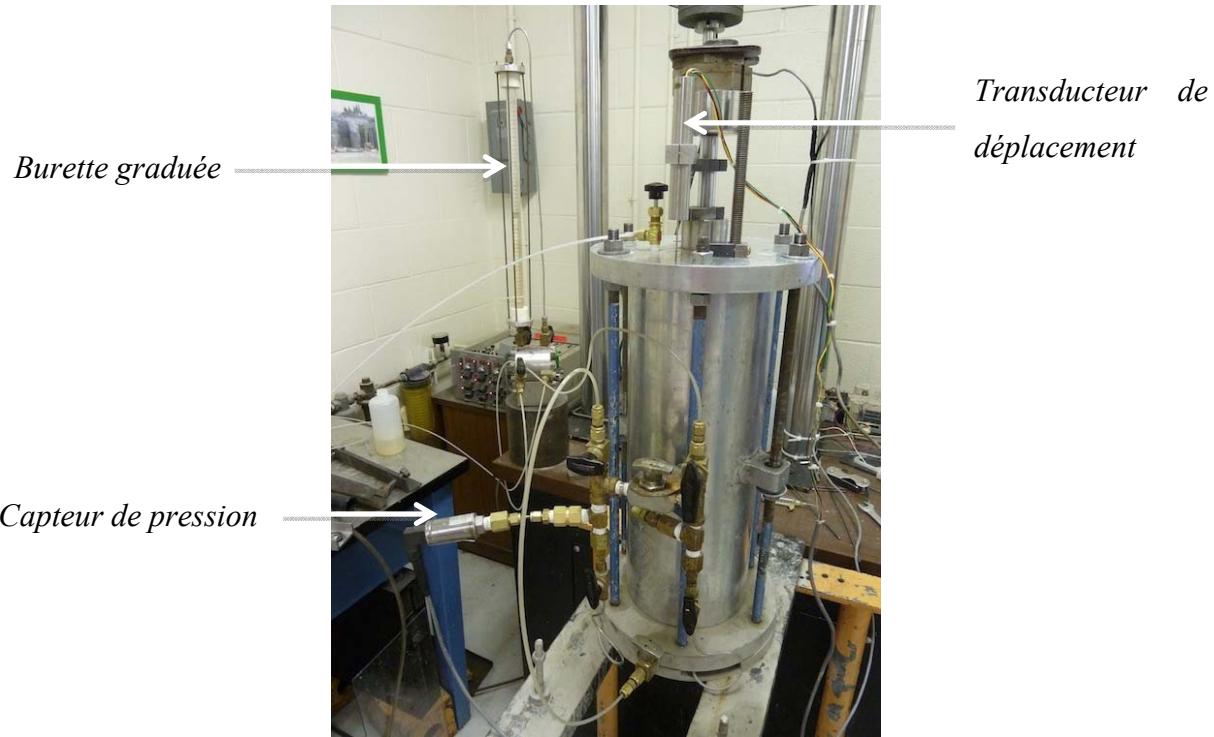


Figure 2. 18 : Vue de la cellule triaxiale fermée et des instruments de mesures

Tableau 2. 4 : Valeur de la contrainte de confinement associée à chaque palier de consolidation

Consolidation	Contrainte de confinement isotrope
Palier 1	55 kPa
Palier 2	100 kPa
Palier 3	200 kPa
Palier 4	400 kPa

Lors du passage à chacun des paliers, la vérification de la saturation de l'échantillon est une nouvelle fois vérifiée en déterminant la valeur du coefficient de Skempton \bar{B} défini par l'expression suivante,

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad [2.2]$$

Dans cette expression, $\Delta\sigma_3$ représente l'augmentation de la pression de confinement égale à la différence entre deux paliers successifs alors que Δu est l'augmentation de pression interstitielle (mesurée aux extrémités) causée par cet incrément de pression de confinement. Une bonne saturation correspond à une valeur de \bar{B} supérieur à 0,97 (norme ASTM 5311-92). Une valeur de \bar{B} égale à l'unité traduit le fait que l'augmentation de la pression interstitielle Δu répond parfaitement à l'augmentation de la pression de confinement $\Delta\sigma_3$.

En fin d'étape, le volume total d'eau drainée ainsi que le tassement causé par le consolidation sous confinement isotrope sont enregistrés afin d'être pris en compte lors du traitement final des résultats. La cellule est alors montée sur la presse en vue de réaliser l'essai triaxial.

2.2.6 Essai

Cette recherche vise à caractériser le comportement des résidus miniers Osisko et du sable Demers par des essais triaxiaux quasi-statiques et cycliques. Bien que la finalité de ce travail consiste en l'élaboration d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel à la liquéfaction des résidus miniers, les essais sur sable visent à valider (partiellement) ce protocole en comparant les résultats obtenus à ceux des études disponibles dans la littérature.

L'objectif de chacun de ces essais est donc de caractériser les matériaux du point de vue de leurs propriétés mécaniques. L'angle de frottement interne et la cohésion sont évalués par les essais quasi-statiques alors que le potentiel à la liquéfaction est obtenu à l'aide des essais cycliques. Les différents types d'essais sont ici décrits de manière détaillée afin de pouvoir aborder la présentation des résultats au prochain chapitre.

2.2.6.1 Essais quasi-statiques

Les essais triaxiaux avec un chargement quasi-statique sont réalisés sur base de la norme ASTM 4767 - 04 en utilisant la méthode de préparation des échantillons développées dans le cadre de ce travail. Il s'agit de charger l'échantillon à taux de déformation contrôlé en conditions non drainées. Pour cette recherche, la vitesse de déplacement est fixée à un micron par seconde ($\mu\text{m/s}$) ce qui devrait permettre l'uniformisation des pressions interstitielles sur l'ensemble de la hauteur de l'échantillon durant toute la phase de chargement. Ce taux de déformation aurait pu être augmenté pour les essais sur le sable mais le même protocole a été appliqué sur les deux matériaux.

Le matériel utilisé consiste en une presse hydraulique *INSTRON* (modèle 1350) d'une capacité de 22 000 livres commandée par ordinateur à l'aide du logiciel *Station Manager* de *MTS Systems Corporation*. Deux cellules de chargement de capacité maximale de 100kN (INSTRON 3116-135 +/- 10N) et 5kN (BLH 3712123 +/- 5N) sont installées sur la presse et reliées à un système d'acquisition de données. Elles permettent d'enregistrer la force appliquée sur l'échantillon durant toute la durée de l'essai.

Le déplacement axial ainsi que la pression interstitielle aux extrémités de l'échantillon sont mesurés à l'aide du capteur de pression et du transducteur de déplacement tous deux montés sur la cellule. La vérification de la calibration de l'ensemble des appareils de mesure a été réalisée selon les procédés usuels (résultats présentés en annexe 3). La figure 2.19 présente le montage en début d'essai.

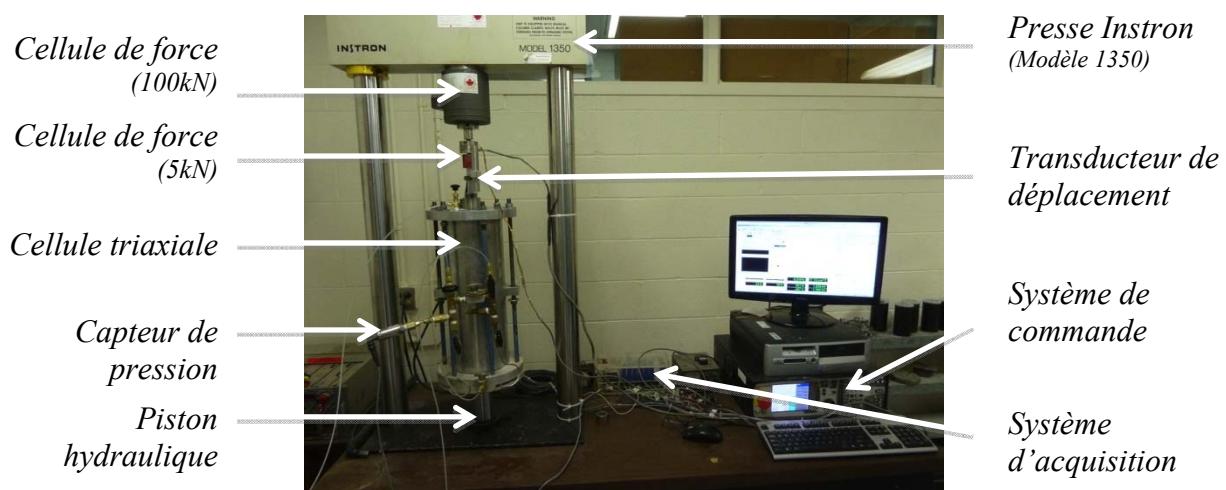


Figure 2. 19 : Équipement utilisé lors d'un essai triaxial quasi-statique.

Le principal paramètre de contrôle de ces essais est la contrainte déviatorique σ_D . Celle-ci peut être définie, aussi bien en valeur totale qu'en valeur effective, comme étant la différence entre la contrainte axiale ou contrainte principale majeure (σ_1 ou $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$) et la contrainte de confinement ou contrainte principale mineure (σ_3 ou $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$). Pour un confinement initial isotrope ($\sigma_1 = \sigma_3$), la contrainte déviatorique est également le rapport de la force appliquée sur l'échantillon sur l'aire sectionnelle de celui-ci. Les expressions [2.3] et [2.4] expriment ces différentes définitions.

$$\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad [2.3]$$

$$\sigma_D = \frac{P}{A} \quad [2.4]$$

où	σ_1	contrainte totale axiale [kPa]
	σ_3	contrainte totale de confinement [kPa] (constante durant l'essai)
	σ'_1	contrainte effective axiale [kPa]
	σ'_3	contrainte effective de confinement [kPa]
	P	charge axiale [kN]
	A	aire sectionnelle de l'échantillon [m ²]

L'aire sectionnelle varie en fonction de la déformation de l'échantillon conduisant donc à son évaluation tout au long de l'essai à l'aide des expressions [2.5] et [2.6].

$$A = \frac{A_c}{(1 - \varepsilon_{ax})} \quad [2.5]$$

$$\varepsilon_{ax} = \frac{\Delta H}{H_c} \quad [2.6]$$

où	A	aire sectionnelle de l'échantillon [m ²]
	A_c	aire sectionnelle après consolidation [m ²]
	ε_{ax}	déformation axiale [-]

ΔH	déformation engendrée par le chargement [m]
H_c	hauteur de l'échantillon après consolidation (ou en début d'essai) [m]

Un second paramètre clé est la pression interstitielle u engendrée par l'augmentation de la charge axiale P au cours de l'essai. Comme nous le verrons lors du traitement des résultats, l'utilisation d'une contrepression pour réaliser la saturation des différents échantillons n'a pas été nécessaire en raison de la méthode de saturation développée dans le cadre de ce projet. La pression interstitielle initiale lors de chaque essai est égale à 0 kPa en référence à la pression atmosphérique. En raison de cette absence de pressions interstitielles initiales u_0 , les pressions mesurées en cours d'essais coïncident avec la notion de surpressions interstitielles.

La contrainte totale de confinement σ_3 étant une constante pour chaque essai, les paramètres σ_D et u permettent de déterminer la contrainte totale axiale σ_1 ainsi que les contraintes effectives axiales σ'_1 et de confinement σ'_3 à l'aide des expressions [2.7] et [2.8] (déjà abordées précédemment).

$$\sigma_1 = \sigma_D + \sigma_3 = \frac{P}{A} + \sigma_3 \quad [2.7]$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad \sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad [2.8]$$

L'analyse inclut une représentation du *cheminement des contraintes* tel que développé par Lambe (1964) du Massachusetts Institute of Technology. Ce cheminement de contraintes permet de définir l'enveloppe de rupture du sol étudié en traçant graphiquement l'évolution du paramètre q en fonction du paramètre p' définis respectivement par les expressions [2.9] et [2.10] et faisant références aux paramètres qui viennent d'être définis (Holtz et Kovacks, 1991). Ces deux définitions avaient déjà été présentées dans le chapitre précédent.

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_D}{2} \quad [2.9]$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad [2.10]$$

La figure 2.20, adaptée de Head (1986), présente le cheminement des contraintes totales (*TSP* – *Total Stress Path*) et effectives (*ESP* – *Effective Stress Path*) de trois essais non drainés de compression triaxiale réalisés sur un même matériau consolidé à différentes contraintes de confinement. Pour ces essais, une pression interstitielle initiale u_0 non nulle est présente. Celle-ci est typiquement engendrée suite à l'application des contrepressions visant à saturer les échantillons.

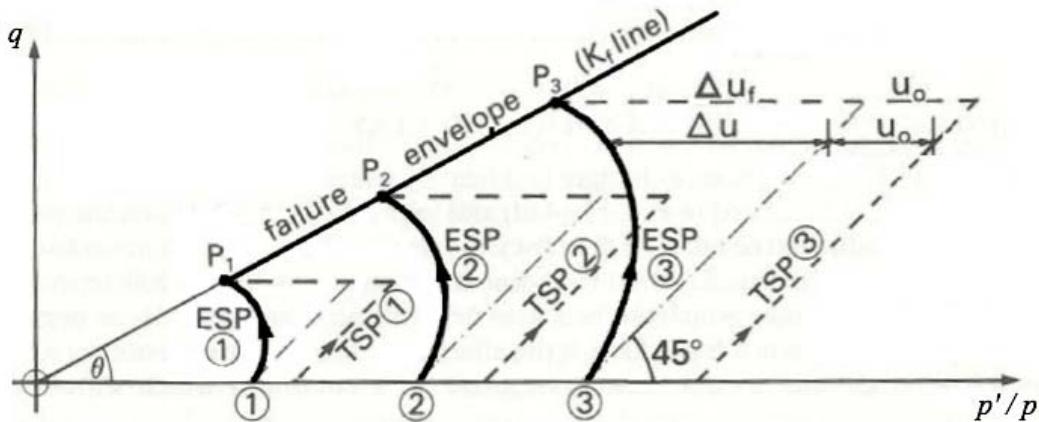


Figure 2.20 : Cheminement des contraintes et enveloppe de rupture d'une série de 3 essais non drainés réalisés sur un matériau pulvérulent normalement consolidé (adapté de Head, 1986)

Cette figure montre que les surpressions interstitielles Δu augmentent avec l'augmentation du déviateur σ_D ($= 2q$), ce qui accroît l'écart entre les contraintes effectives p' et les contraintes totales p . Dans le cas d'un sol normalement consolidé, le cheminement des contraintes effectives suit alors une courbe passant par la contrainte initiale effective p'_i et dont la courbure est tournée vers la gauche. Cette tendance se poursuit jusqu'à la rupture de l'échantillon à partir de laquelle le cheminement de contraintes suit la ligne de rupture K_f .

Le cheminement de contraintes pour parvenir à cette ligne de rupture présente une autre tendance dans le cas d'un essai sur sols surconsolidés, comme en témoigne la figure 2.21 adaptée de Head (1986). Les sols surconsolidés sont plus denses et montrent une tendance rapide à la dilatance (ce qui crée des pressions interstitielles négatives). Ce comportement se traduit par un cheminement des contraintes qui suit une courbe moins prononcée passant par la contrainte effective initiale p'_i et dont la courbure est tournée vers la droite.

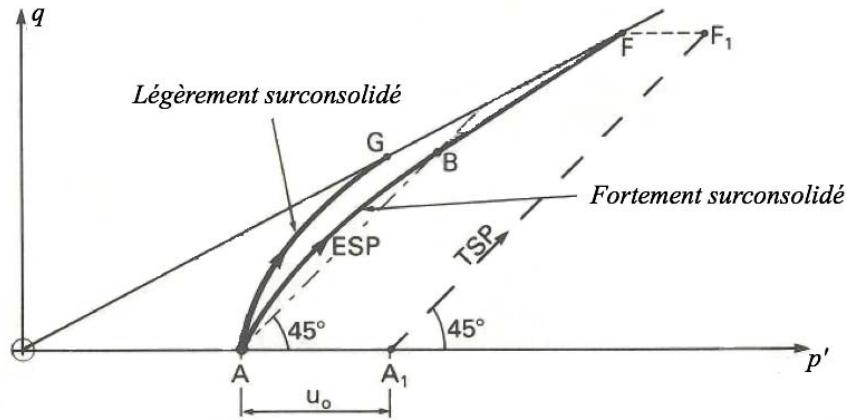


Figure 2.21 : Cheminement de contrainte d'essais sur sols pulvérulents légèrement et fortement surconsolidé
(adapté de Head, 1986)

La ligne de rupture K_f représente la contrainte de cisaillement maximale τ_{\max} permise dans le plan de Mohr (σ, τ) pour différents niveaux de contrainte. Cette ligne intercepte le sommet de tous les cercles de Mohr pouvant être tracés suite à l'application de divers niveaux de contraintes. La figure 2.22 extraite de Head (1986) illustre ces notions. L'absence de cohésion est alors vérifiée si l'ordonnée à l'origine de la droite tangente aux cercles de Mohr est nulle.

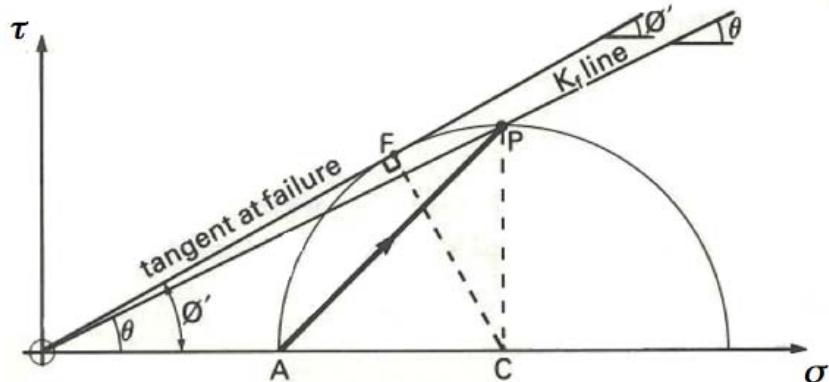


Figure 2.22 : Déduction des paramètres de résistance au cisaillement à partir de la ligne de rupture K_f
(extrait de Head, 1986)

Comme représenté sur cette figure, l'angle de frottement interne du matériau peut être déterminé à l'aide de l'expression [2.10] basée sur des relations géométriques simples.

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan \theta) \quad [2.10]$$

2.2.6.2 Essais cycliques

Les essais cycliques sont également réalisés en conditions non drainées et se basent sur la procédure d'essai de la norme ASTM D5311 - 92. La préparation des échantillons est réalisée en suivant le procédé développé dans le cadre de cette recherche tel que développé précédemment. Contrairement aux essais quasi-statiques, ce type d'essais n'est pas réalisé par un contrôle du déplacement mais par un contrôle de la force (contrainte) appliquée sur l'échantillon pour laquelle un signal sinusoïdal est utilisé. Les valeurs maximale et minimale en valeur absolue du signal de force appliqué sont définies à l'aide de l'expression 2.11 (norme ASTM D5311 – 92).

$$F_c = |F_e| = 2 \cdot \sigma'_{3c} \cdot CSR \cdot A_c \quad [2.11]$$

où F_c valeur de pic de la force en compression [N]

F_e valeur de pic de la force en extension [N]

σ'_{3c} contrainte effective de confinement [kPa]

CSR rapport des contraintes cycliques à appliquer [-]

A_c Aire de la section de l'échantillon après consolidation [m^2]

Le matériel utilisé lors des essais cycliques est identique à celui utilisé dans le cadre de essais triaxiaux quasi-statiques (voir figure 2.19). Seul le type de contrôle en chargement cyclique différencie les deux types d'essais.

Durant les essais cycliques, l'évolution de la pression interstitielle u est évaluée en fonction du nombre de cycles de chargement appliqué sur l'échantillon. Ce paramètre permet ensuite d'évaluer l'augmentation du rapport de pression r_u ou la diminution de la contrainte de confinement effective, deux paramètres clés pour l'étude du potentiel de liquéfaction des matériaux.

L'autre paramètre important est l'évolution du déplacement axiale (déformation) en fonction du nombre de cycle de chargement appliqué sur l'échantillon. Selon les hypothèses développées au chapitre 1, le déplacement axial est peu ou pas influencé par la charge dans un premier temps avant d'augmenter rapidement lorsque le phénomène de liquéfaction s'initie. On

vise donc à déterminer le nombre de cycles nécessaire pour apercevoir cette augmentation du déplacement du piston et donc, de la déformation axiale de l'échantillon.

Un troisième paramètre pertinent est la force appliquée en fonction du nombre de cycles de chargement appliqué sur l'échantillon. Il s'agit ici de vérifier si les valeurs de chargement imposées pour l'essai sont bien celles appliquées par le système contrôlant la presse. Il s'agit également d'une autre façon d'évaluer le nombre de cycles de chargement nécessaire pour initier la liquéfaction puisque la capacité portante du volume de matériau est sensée diminuer drastiquement après initiation de la liquéfaction.

Le nombre de cycles nécessaire pour initier la liquéfaction peut alors être évalué en fonction d'une analyse globale basée sur les trois paramètres qui viennent d'être énoncés. Avec la conduite de plusieurs essais sous une même contrainte de confinement mais avec variation du rapport de contraintes cycliques CSR, il est alors possible d'évaluer une relation entre le rapport de résistance cyclique CRR et le nombre de cycles N de chargements appliqués. Cette fonction peut s'exprimer à l'aide de l'expression [2.11] (Idriss et Boulanger, 2006).

$$CRR = A_0 \cdot N^{-b} \quad [2.11]$$

Les paramètres A_0 et b qui apparaissent dans cette expression sont des caractéristiques du matériau étudié. L'exposant b est, d'après la théorie, une constante pour chaque matériau alors que le coefficient multiplicateur A_0 varie en fonction de l'indice de densité du matériaux (Idriss et Boulanger, 2006). Ces hypothèses seront évaluées dans cette étude.

2.2.7 Démontage et nettoyage

La fin de chaque essai est suivie du démontage et du nettoyage des différentes composantes utilisées. A ce stade du protocole, les propriétés géotechniques du matériau durant la phase d'essai ne sont pas encore connues. Les caractéristiques géotechniques du matériau lors du démontage sont représentatives des conditions durant la conduite des essais puisque ceux-ci sont réalisés en condition non drainées (à volume constant).

La première méthode utilisée pour la détermination des propriétés géotechniques se base sur l'évaluation des caractéristiques globales de chaque échantillon. Elle nécessite la connaissance de la teneur en eau, du volume final et de la masse sèche. Ces données combinées

avec la connaissance de la densité relative des grains D_r et des relations théoriques (voir annexe 4) permettent de déterminer l'ensemble des paramètres requis.

L'échantillon est pesé en condition humide et sèche afin de déterminer sa teneur en eau w . La membrane et les embouts sont correctement rincés en vue de récupérer la masse résiduelle pouvant y adhérer. Le volume final de l'échantillon est déterminé sur la base du volume mesuré lors du démoulage (voir section 2.2.4) auquel est soustrait le volume d'eau drainé suite à l'application des différents paliers de consolidation. Cette méthode simple a été utilisée pour tous les essais. Elle ne permet cependant pas d'évaluer la variation des différents paramètres sur la hauteur de l'échantillon.

Pour répondre à cet objectif, une deuxième méthode a été utilisée lors de la conduite des essais cycliques. Celle-ci consiste à prendre trois petites éprouvettes au sommet, au milieu et à la base du spécimen, soit un total de neuf éprouvettes. Les caractéristiques géotechniques recueillies lors de l'étape de mise en moule trouvent ici une autre utilité puisqu'elle permettent de formuler des relations liant la masse volumique sèche ρ_d ou l'indice des vides e à la teneur en eau w . Celles-ci sont présentées sur la figure 2.23 pour les résidus miniers et 2.24 pour le sable. L'ensemble des propriétés géotechniques peut alors être évalué grâce à la teneur en eau w des différentes éprouvettes et des relations présentées sur ces figures (et des relations théoriques disponibles en annexe 4). Les résultats obtenus par les deux méthodes (global et petites éprouvettes) sont comparés lors de chaque essai afin de valider leur utilisation conjointe.

Il est important de souligner que les relations présentées sur les figures 2.23 et 2.24 ne peuvent être utilisées que dans le cas où les matériaux sont saturés à 100%. Les différentes vérifications lors de la mise en moule du matériau et lors de l'étape de consolidation par vérification du coefficient de Skempton \bar{B} permettent de juger de l'applicabilité de la méthode en fin d'essai. Si le niveau de saturation n'est pas satisfaisant, la seconde méthode (petites éprouvettes) ne peut être utilisée. Comme nous le verrons, cette condition n'a cependant jamais été rencontrée.

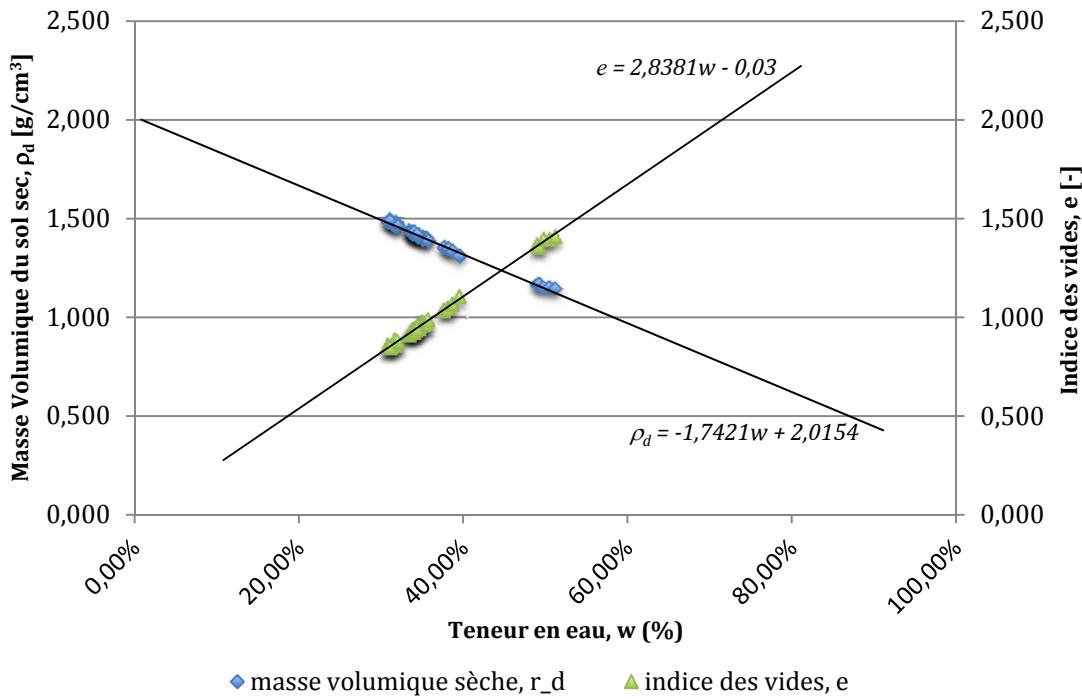


Figure 2.23 : Masse volumique sèche ρ_d et indice des vides e en fonctions de la teneur en eau – Résidu Osisko

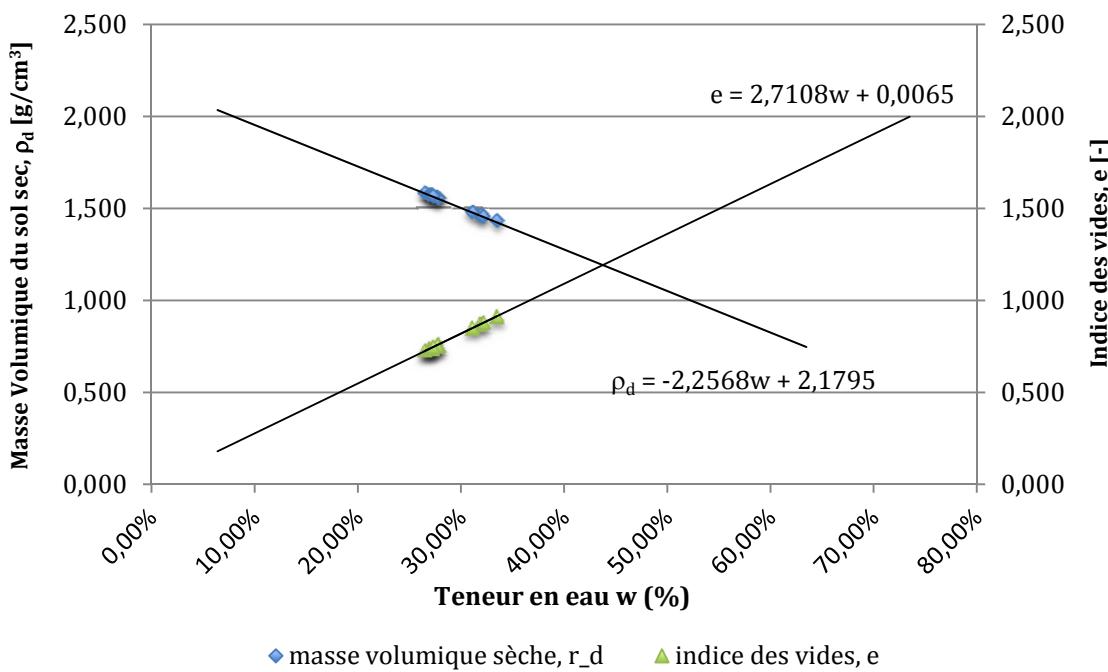


Figure 2.24 : Masse volumique sèche ρ_d et indice des vides e en fonctions de la teneur en eau – Sable Demers

2.3 Programme d'essais

Tous les essais de ce programme ont été réalisés en suivant le protocole de laboratoire qui vient d'être développé et dont les directives détaillées sont disponibles en annexe 5.

2.3.1 Essais quasi-statiques

Pour déterminer l'enveloppe de rupture des matériaux, il est nécessaire de réaliser plusieurs essais quasi-statiques sur le même matériau sous différentes contraintes de confinement. Quatre essais sur sable et quatre essais sur résidus ont donc été réalisés pour déterminer les propriétés mécaniques des matériaux. Le tableau 2.5 détaille les appellations utilisées ainsi que le confinement appliqué lors de chaque essai (où les diminutifs RMQS et SQS signifient respectivement Résidus Miniers Quasi-Statique et Sable Quasi-Statique).

Tableau 2.5 : Programme des essais quasi-statiques sur les résidus Osisko et le sable Demers.

Série	Essai	Type de matériau	Confinement (effectif)
RMQS	RMQS001	Résidus Osisko	55 kPa
	RMQS002	Résidus Osisko	100 kPa
	RMQS003	Résidus Osisko	400 kPa
	RMQS004	Résidus Osisko	20 kPa
SQS	SQS001	Sable Demers	100 kPa
	SQS002	Sable Demers	200 kPa
	SQS003	Sable Demers	400 kPa
	SQS004	Sable Demers	20 kPa

2.3.2 Essais dynamiques

Différents essais cycliques ont également été réalisés en vue d'évaluer les paramètres liés à la résistance cyclique des matériaux. Onze différents essais ont été conduits sur les résidus miniers à une fréquence de 1Hz afin d'évaluer les paramètres A_0 et b (expression [2.11]) ainsi que l'influence du confinement sur ceux-ci. Un essai complémentaire a également été réalisé à une fréquence de 0,5 Hz afin d'évaluer les effets d'une telle modification.

Quatre essais sur sable ont été réalisés en vue de valider le protocole de laboratoire en comparant les résultats aux données de la littérature. La contrainte de confinement appliquée est identique pour tous ces essais mais différentes valeurs de CSR ont été fixées. Un essai complémentaire avec utilisation d'une légère contrepression a également été réalisé en vue d'évaluer les effets de cette technique sur les résultats. Les caractéristiques des différents essais sont présentées dans le tableau 2.6 (où les diminutifs RMDyn et SDyn signifient respectivement Résidus Miniers Dynamique et Sable Dynamique).

Tableau 2. 6 : Caractéristiques des essais cycliques sur Résidus et Sable

Série	Essai	Type de matériau	Confinement	CSR imposé
RMDyn 55 <i>(1Hz)</i>	RMDyn001 – 55	Résidus Osisko	55 kPa	0,100
	RMDyn002 – 55	Résidus Osisko	55 kPa	0,125
	RMDyn003 – 55	Résidus Osisko	55 kPa	0,150
RMDyn 100 <i>(1Hz)</i>	RMDyn001 – 100	Résidus Osisko	100 kPa	0,075
	RMDyn002 – 100	Résidus Osisko	100 kPa	0,100
	RMDyn003 – 100	Résidus Osisko	100 kPa	0,125
	RMDyn004 – 100	Résidus Osisko	100 kPa	0,150
RMDyn 200 <i>(1Hz)</i>	RMDyn001 – 200	Résidus Osisko	200 kPa	0,075
	RMDyn002 – 200	Résidus Osisko	200 kPa	0,100
	RMDyn003 – 200	Résidus Osisko	200 kPa	0,125
	RMDyn004 – 200	Résidus Osisko	200 kPa	0,150
SDyn 100 <i>(1Hz)</i>	SDyn001 – 100	Sable Demers	100 kPa	0,130
	SDyn002 – 100	Sable Demers	100 kPa	0,150
	SDyn003 – 100	Sable Demers	100 kPa	0,160
	SDyn004 – 100	Sable Demers	100 kPa	0,180
RMDyn Add <i>(0,5 Hz)</i>	RMDyn001 - Add	Résidus Osisko	100 kPa	0,075
SDyn Add <i>(1 Hz – BP100)</i>	SDyn001 - Add	Sable Demers	100 kPa	0,180

CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Ce chapitre présente les données recueillies lors des différents essais triaxiaux réalisés sur le sable Demers et sur les résidus Osisko en vue de mettre en pratique le protocole proposé afin d'évaluer certaines propriétés de ces matériaux. Les paramètres évalués à partir des essais quasi-statiques découlent d'une analyse globale des résultats de la série d'essais réalisée sur les deux matériaux. Les données fournies par les essais cycliques demandent quant à elles une analyse plus détaillée de chacun des essais.

3.1 Essais quasi-statiques

Différents paramètres ont été enregistrés lors de la conduite des essais quasi-statiques en vue de réaliser les analyses décrites dans la section 2.2.7.1. Une présentation globale des résultats pour chaque type de matériau est réalisée dans cette section selon les quatre catégories suivantes :

- caractéristiques de base du matériau ;
- évolution des contraintes appliquées et des pressions interstitielles ;
- cercles de Mohr pour différents niveaux de déformation et de confinement ;
- cheminement de contraintes suivi lors des différents essais.

Les résultats des essais réalisés sur le Sable Demers sont traités dans un premier temps, suivis des essais sur les résidus miniers Osisko.

3.1.1 Sable Demers (série SQS)

Les différents essais quasi-statiques réalisés sur le sable Demers (série SQS) visent à évaluer l'angle de frottement interne et la cohésion du matériau. Il s'agit également d'évaluer la répétabilité de la procédure en vérifiant la cohérence globale des résultats. Les données recueillies sont présentées et commentées brièvement. Une évaluation plus détaillée sera présentée lors de l'analyse des résultats dans le prochain chapitre.

Caractéristiques de base du matériau

Les caractéristiques géotechniques du matériau sont évaluées lors de sa mise en moule et au démontage de l'échantillon, après la réalisation de l'essai. Rappelons que seule la méthode 1 (basée sur une étude globale des échantillons telle que développée à la section 2.2.8) a été utilisée dans le cas des essais quasi-statiques pour la détermination des caractéristiques géotechniques au démontage. Les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau 3.1.

On observe que les propriétés déterminées lors de la mise en moule des échantillons (méthode décrite à la section 2.2.2) sont relativement semblables d'un essai à l'autre. Ce constat permet de souligner la reproductibilité des étapes précédant la mise en moule. Lors du démontage, le degré de saturation S_r minimal obtenu à l'aide de la méthode 1 (voir section 2.2.8) est de 99%. Cette valeur est supérieure à 97% considéré comme étant la limite inférieure d'une saturation satisfaisante (norme ASTM D5311 – 92). La vérification lors de l'étape de consolidation des coefficients de Skempton \bar{B} , dont les valeurs sont disponibles en annexe 6 pour tous les essais, permet de confirmer cette saturation des échantillons de sable. Il apparaît finalement que le niveau de consolidation (lié à la contrainte de confinement σ_3) influence les propriétés géotechniques déterminées au démontage. Son augmentation engendre lors de la consolidation une diminution de la teneur en eau w , de l'indice de vides e et de la porosité n alors que les masses volumiques sèche ρ_d et saturée ρ_{sat} augmentent (ainsi que l'indice de densité I_D). Ces propriétés, représentatives des conditions d'essais (consolidés isotropiquement et non drainés), indiquent que les échantillons testés sous confinements élevés sont plus denses.

Évolution des contraintes appliquées et des pressions interstitielles u

La figure 3.1 présente, pour tous les essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) de la série SQS, l'évolution de la contrainte déviatorique σ_D et de la contrainte principale majeure totale σ_1 ($= \sigma_D + \sigma_3$) en fonction de la déformation axiale ϵ des échantillons. La contrainte totale de confinement σ_3 étant une constante pour chaque essai, l'évolution du déviateur σ_D et de la principale majeur σ_1 est rigoureusement identiques (mais décalée verticalement de la valeur du confinement σ_3).

On constate à l'aide de cette figure que le matériau se comporte initialement comme un matériau (pseudo) élastique dont le module de Young E est proche de 750 MPa.

Tableau 3. 1 : Propriétés géotechniques de bases du sable Demers lors de la mise en moule et au démontage des différents essais quasi-statiques de la série SQS

Paramètres	Essais			
	SQS004	SQS001	SQS002	SQS003
Contrainte de confinement, σ_3 [kPa]	20	100	200	400
Mise en moule				
Teneur en eau, w [%]	31,03	31,79	32,12	33,48
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,48	1,46	1,45	1,43
Indice des vide, e [-]	0,85	0,87	0,88	0,91
Porosité, n [-]	0,46	0,47	0,47	0,48
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,94	1,92	1,92	1,91
Indice de densité, I_D [-]	0,50	0,43	0,41	0,31
Degré de saturation, S_r [%]	100	100	100	100
Démontage				
Teneur en eau, w [%]	29,03	28,42	27,45	26,29
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,51	1,54	1,57	1,59
Indice des vide, e [-]	0,80	0,78	0,74	0,72
Porosité, n [-]	0,45	0,44	0,43	0,42
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,96	1,97	2,00	2,01
Indice de densité, I_D [-]	0,65	0,73	0,85	0,91
Degré de saturation, S_r [%]	99	100	100	100

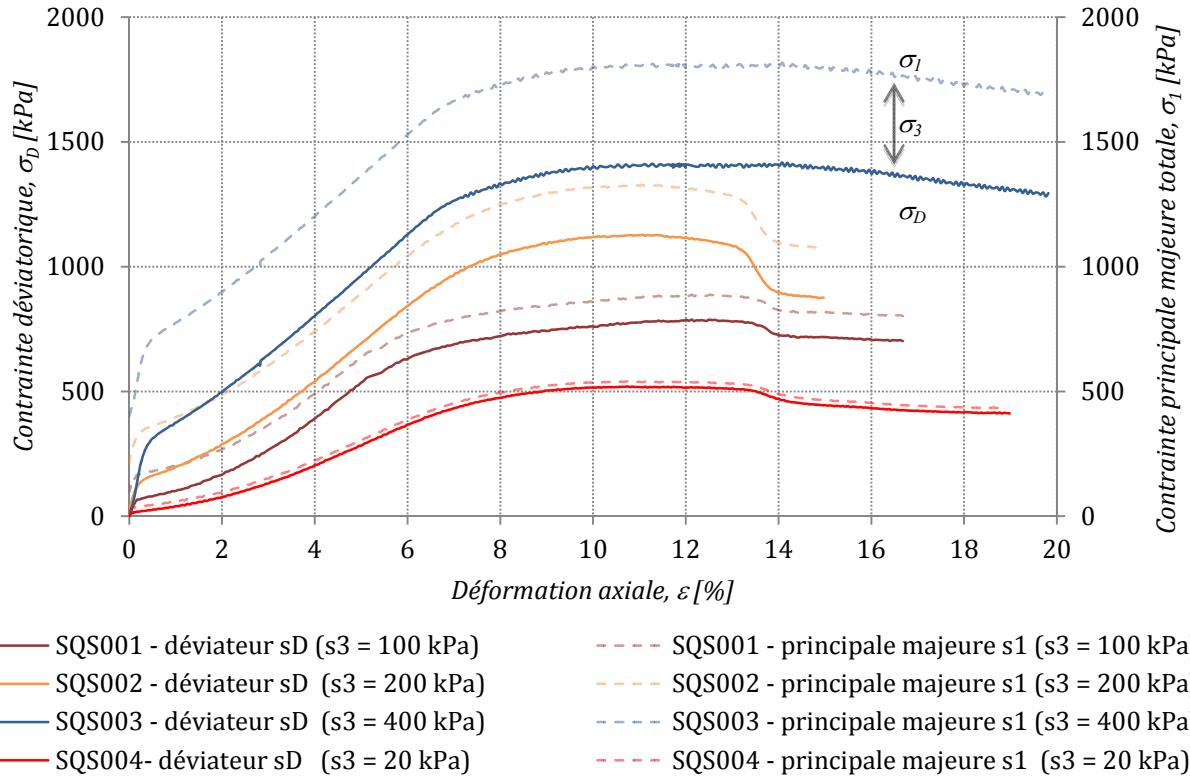


Figure 3.1 : Évolution de la contrainte déviatorique σ_D et de la principale majeure σ_1 en fonction de la déformation axiale ε de l'échantillon lors des différents essais triaxiaux consolidés non drainés CU de la série SQS (où s désigne la lettre grecque σ)

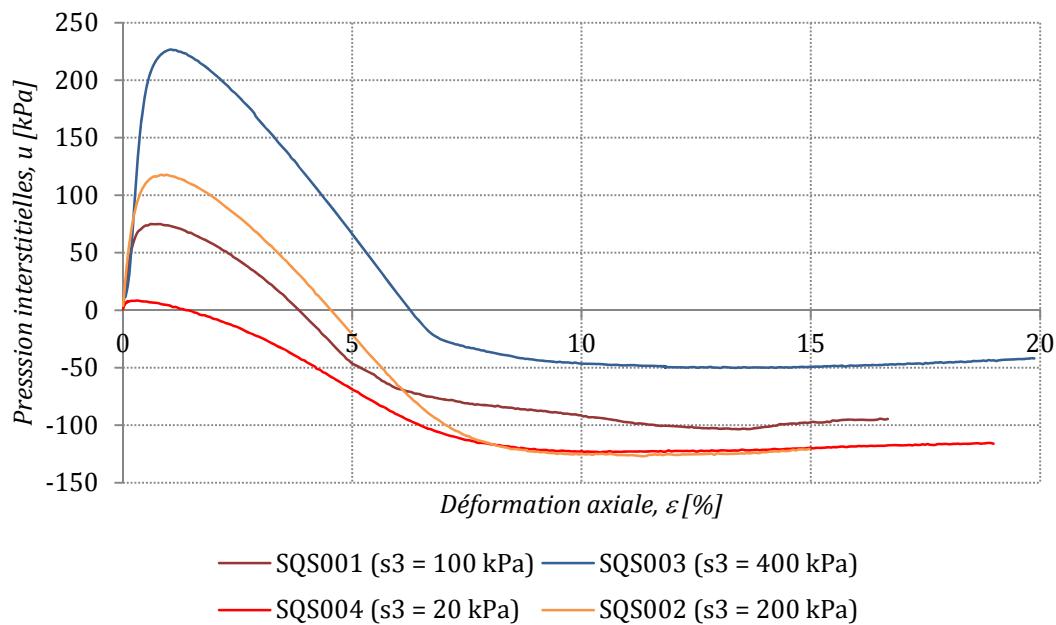


Figure 3.2 : Evolution des pressions interstitielles u en fonction de la déformation axiale ε de l'échantillon lors des différents essais triaxiaux consolidés non drainés CU de la série SQS (où s désigne la lettre grecque σ)

Cet état se caractérise par une augmentation rapide de la contrainte déviatorique σ_D (et σ_1) à faible déformation ($\varepsilon < 0,5\%$). On constate ensuite une évolution plus lente, caractérisée par un changement de pente dans l'augmentation de la contrainte de cisaillement. L'incrément de charge engendré par l'augmentation de la déformation conduit à une perte partielle de résistance de l'échantillon qui se caractérise par une diminution du module tangent. Cette diminution dépend du niveau de densité du matériau. Dans le cas d'un matériau lâche, Castro (1969) associe le point de transition (changement de courbure) à l'état de plasticité parfaite correspondant au développement d'une structure d'écoulement.

En raison de la densité relativement élevée des échantillons, l'augmentation de la déformation imposée lors des différents essais continue à faire grimper les contraintes jusqu'à ce qu'elles atteignent une valeur maximale, qui dépend de la contrainte de confinement appliquée. Les contraintes appliquées diminuent ensuite pour tendre vers des valeurs résiduelles en fin d'essais.

On constate donc que la résistance au cisaillement des échantillons est logiquement influencée par la contrainte de confinement sous laquelle se déroule l'essai. Son augmentation permet aux échantillons de développer une plus grande résistance.

La figure 3.2 présente l'évolution des pressions interstitielles enregistrées aux bornes de l'échantillon lors des essais consolidés non drainés (CU) de la même série. Elle fait apparaître une même tendance générale pour les différents essais. Initialement, les pressions interstitielles augmentent rapidement dans les valeurs positives (synonyme d'un comportement contractant) jusqu'à atteindre un maximum dont la valeur dépend du confinement imposé. Une diminution progressive de u apparaît ensuite conduisant les pressions interstitielles à atteindre des valeurs négatives (synonyme d'un comportement dilatant) pour tous les essais. Cette tendance typique des échantillons relativement denses est en accord avec les indices de densité I_D obtenus lors du démontages, tel que présenté au tableau 3.1 (Holtz et Kovacs, 1991 ; Konrad et al., 1991).

La figure 3.3 présente l'évolution des contraintes de confinement totale σ_3 et effective σ'_3 en fonction de la déformation axiale ε de l'échantillon. On constate que l'augmentation des pressions interstitielles visible sur la figure 3.2 engendre une diminution de la contrainte effective de confinement σ'_3 . En raison du développement de pressions interstitielles négatives en fin

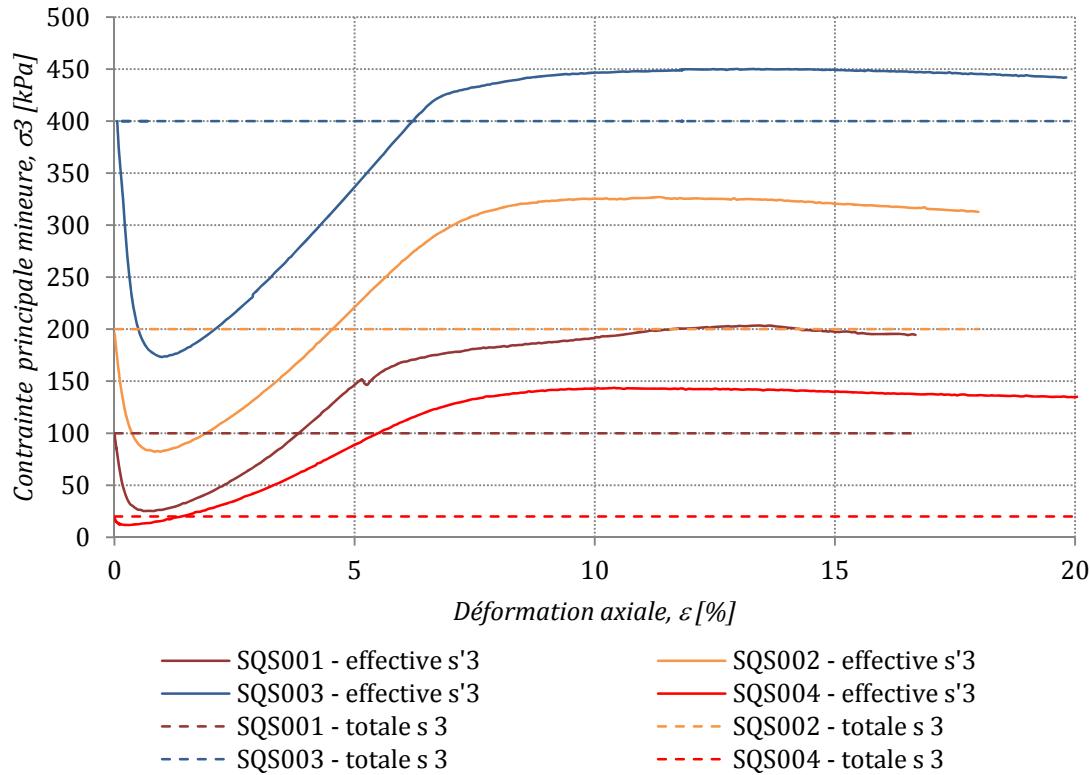


Figure 3.3 : Évolution des contraintes totales σ_3 et effectives σ'_3 de consolidation en fonction de la déformation des échantillons des essais CU de la série SQS

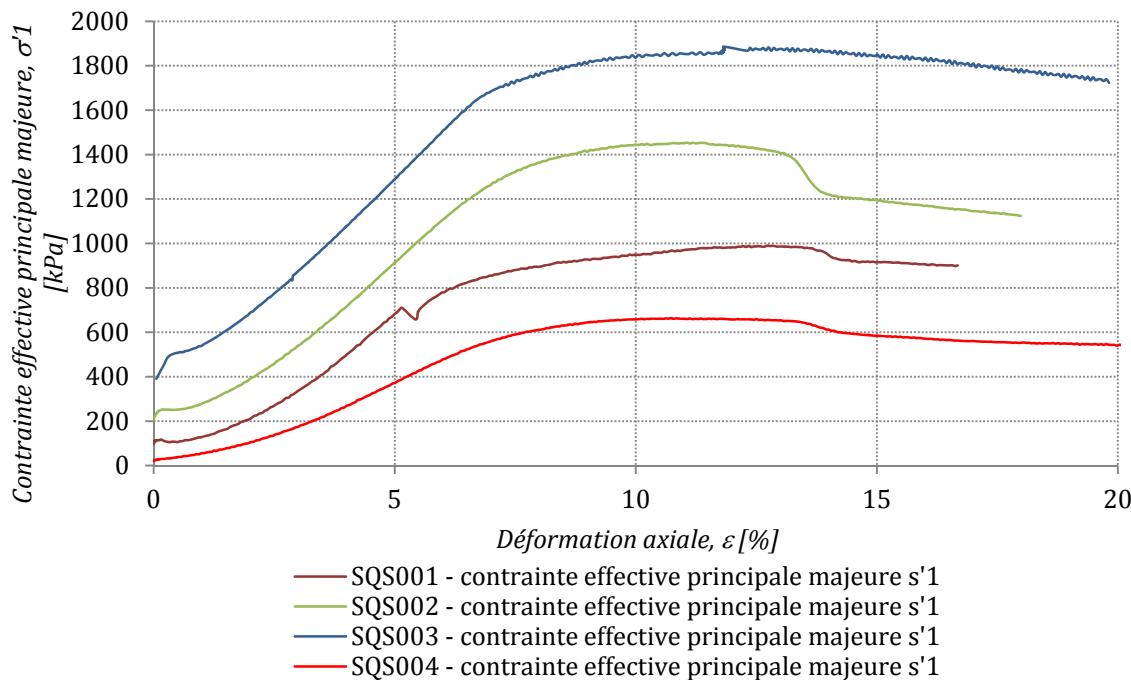


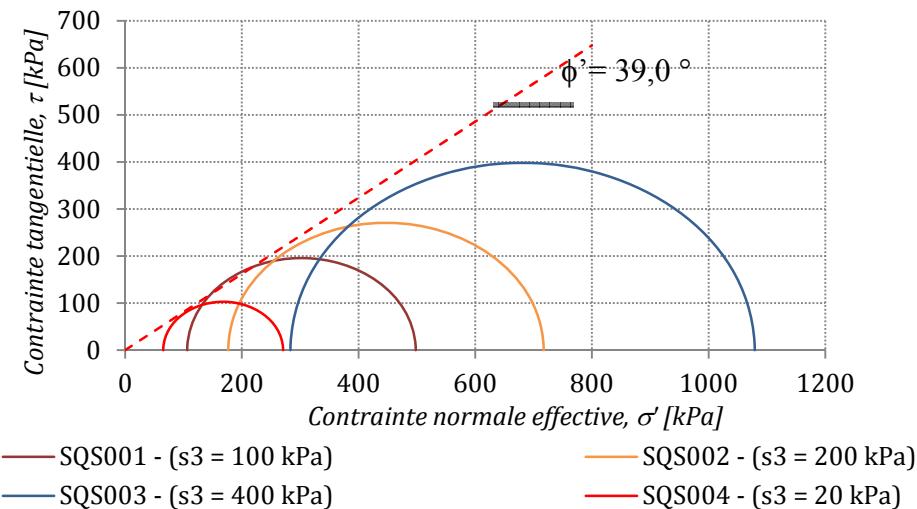
Figure 3.4 : Évolution des contraintes effectives principales mineures σ'_1 en fonction de la déformation des échantillons des essais CU de la série SQS

d'essai, et en accord avec l'expression [1.1], la contrainte de confinement effective finit par devenir supérieure à la contrainte de confinement initiale.

La figure 3.4 présente finalement l'évolution de la contrainte principale (axiale) majeure effective σ'_1 en fonction de la déformation axiale ε de l'échantillon. On constate que l'évolution de cette contrainte est similaire à la contrainte totale σ_1 , mais les pressions interstitielles générées durant l'essai influencent l'allure des courbes. En accord avec l'expression [1.1], l'augmentation initiale des pressions interstitielles implique une augmentation plus lente de la contrainte effective principale majeure σ'_1 . L'évolution devient alors plus raide lorsque les pressions interstitielles deviennent négatives (comportement dilatant).

Cercles de Mohr pour différents niveaux de déformation

Sur la base des contraintes qui viennent d'être présentées, il est possible de représenter les cercles de Mohr pour différents niveaux de déformation. Les figures 3.5 à 3.7 présentent ces développements pour des déformations respectives de 4%, 6% et 10% (pic de résistance) à diverses valeurs de σ_3 . On remarque que l'angle de frottement interne effectif ϕ' correspondant au critère de Coulomb est de 39° (valeur moyenne) et que la cohésion c est nulle. Pour des niveaux de confinement élevés (tel que 400 kPa), on constate un « aplatissement » de l'enveloppe de rupture. Cette tendance est typique des hautes valeurs de confinement qui auraient tendance à réduire l'angularité des grains solides (Holtz et Kovacks, 1991). Ce phénomène conduit à une légère diminution de la résistance au cisaillement et à la réduction de l'angle de frottement interne du matériau (i.e. cercle de Mohr sous la droite de Coulomb).



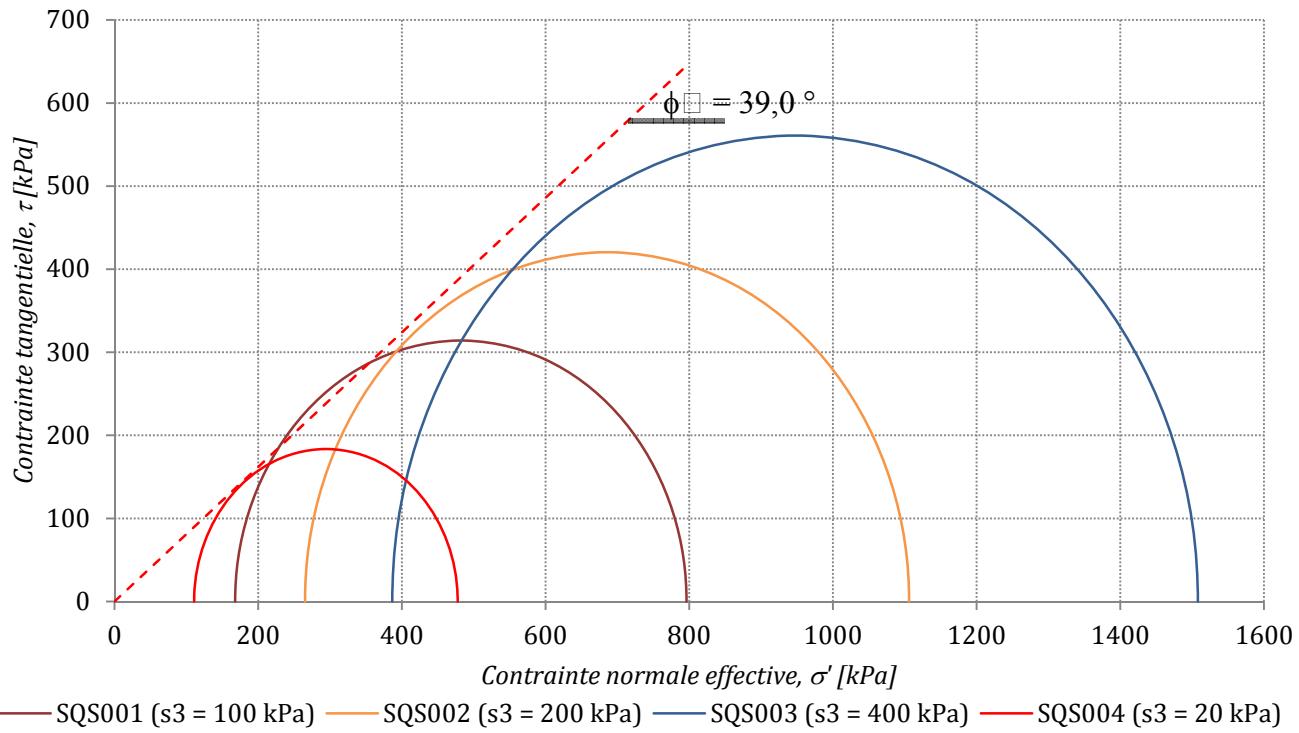


Figure 3.6 : Cercles de Mohr à 6% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS

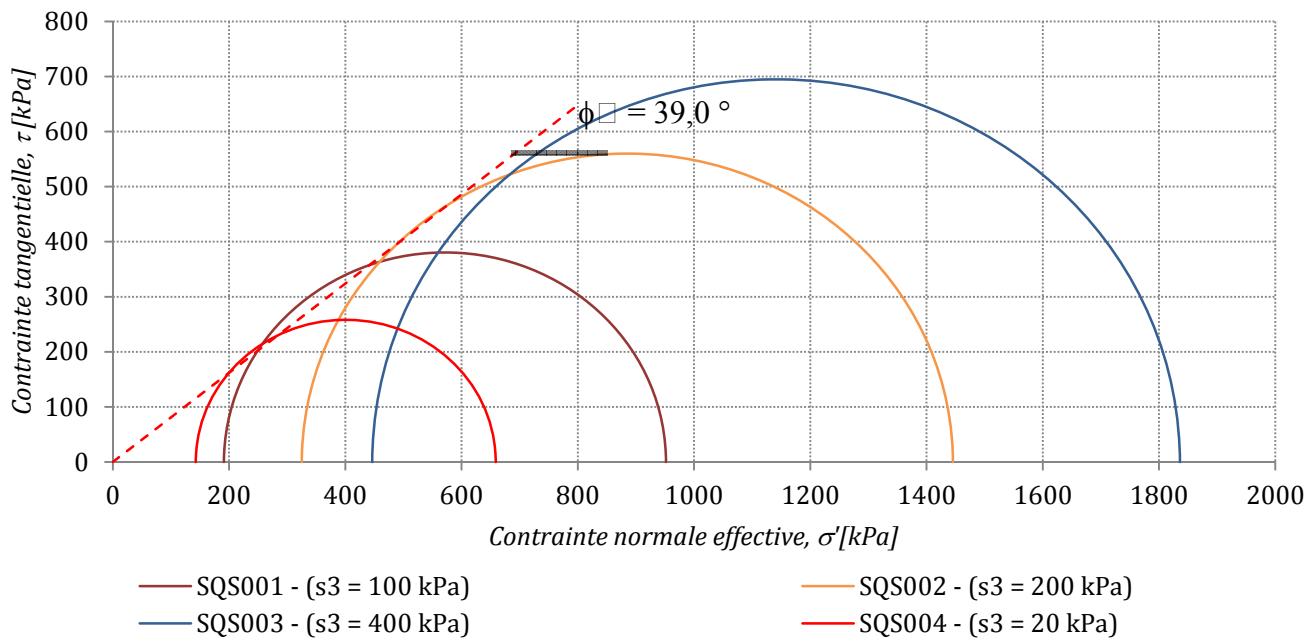


Figure 3.7 : Cercles de Mohr à 10% de déformation et enveloppe de rupture - série SQS

Cheminement de contraintes lors des différents essais

Une autre méthode pour évaluer la valeur de l'angle de frottement interne ϕ' du matériau se base sur la représentation des cheminements de contraintes suivi lors de chaque essais. Pour la série SQS, ceux-ci sont représentés à la figure 3.8 dans un diagramme $p' - q$, tel que défini dans le chapitre 2 à l'aide des expression [2.8] et [2.9].

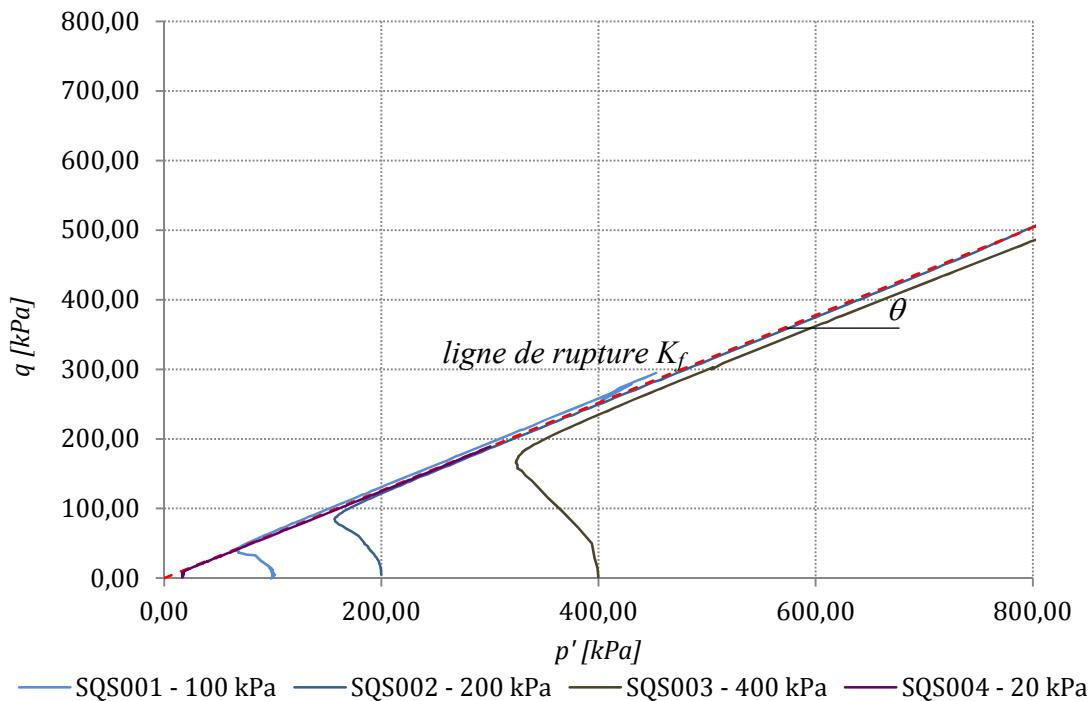


Figure 3.8 : Cheminment de contraintes des différents essais de la série RMQS

Il apparaît que les cheminements de contraintes des différents essais suivent pratiquement la même ligne de rupture K_f , excepté dans le cas de l'essai réalisé sous 400 kPa de confinement pour lequel l'angle θ de la ligne de rupture semble un peu plus faible. Comme évoqué précédemment, ce comportement est typiquement engendré par des contraintes de confinement élevées ayant tendance à réduire l'angularité des grains solides (Holtz et Kovacks, 1991). Ce phénomène conduit à une légère diminution de la résistance au cisaillement et à la réduction de l'angle de frottement interne du matériau.

Dans les trois autres cas, la ligne de rupture intercepte le sommet de tous les cercles de Mohr pour différents niveaux de déformation. Il est aussi possible de déterminer les cercles de Mohr associés à 2%, 4% et 6% de déformation pour chacun des essais sur sable en vue d'évaluer

l'angle de frottement interne du matériau. Cette étude, basée sur la théorie développée à la section 2.2.6.1, est présentée sur la figure 3.9 pour l'essai SQS004 réalisé sous 20 kPa de confinement.

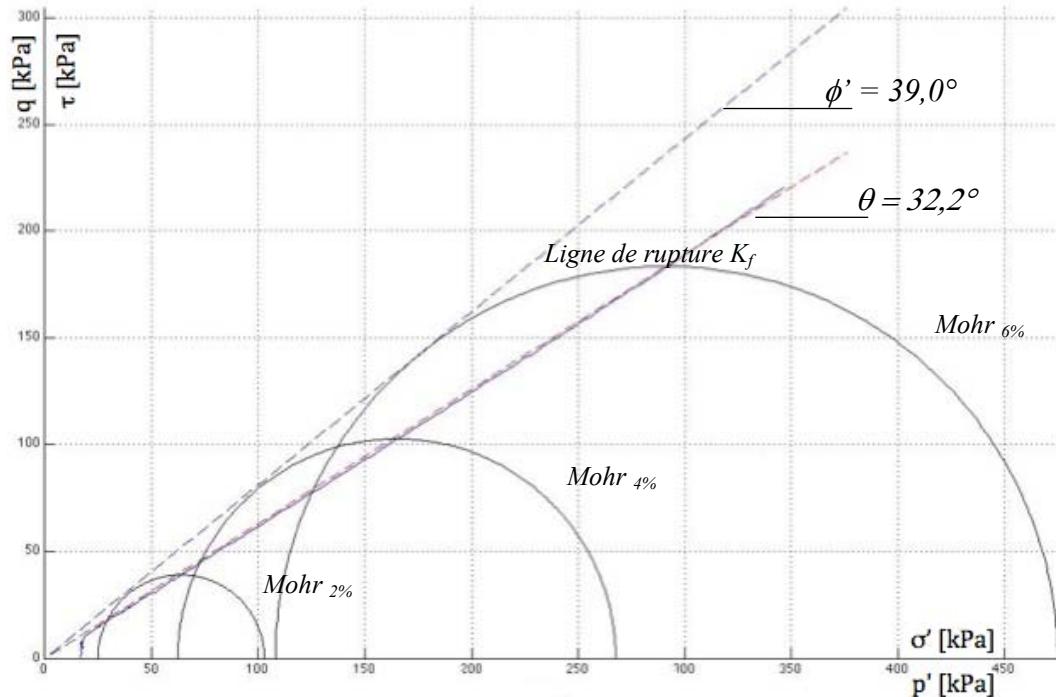


Figure 3.9 : Cheminement de contraintes, angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 2%, 4% et 6% de déformation pour l'essai SQS004

Cette figure montre que l'angle de frottement est de 39,0° dans le cas du sable Demers et est donc en accord avec les valeurs présentées précédemment. Le tableau 3.2 présente les valeurs de l'angle de frottement interne obtenues en appliquant la même approche à chacun des essais de la série. Les figures associées à cette présentation sont disponibles pour les autres essais de la série en annexe 7 du mémoire.

Les valeurs obtenues pour les angles de frottements internes ϕ' varient légèrement. Une diminution plus significative est à souligner dans le cas de l'essai SQS003 réalisé sous une contrainte de confinement de 400 kPa. Comme évoqué précédemment, un confinement élevé a tendance à briser l'angularité des grains solides conduisant à la diminution de l'angle de frottement (Holtz et Kovacks, 1991 ; Riemer et al. 2008). Cette hypothèse semble donc être vérifiée dans le cas de cette étude et conduit à ne pas considérer cet essai pour la détermination de la valeur moyenne de l'angle de frottement interne ϕ' . Ces données seront utilisées lors du

traitement des essais cycliques qui sont tous réalisés sous une contrainte de confinement n'excédant pas les 100 kPa.

Tableau 3. 2 : Angle θ et ϕ' des différents essais de la série SQS et valeurs moyennes

Essai	θ	ϕ'
SQS001	32,4°	39,4°
SQS002	31,9°	38,5°
(SQS003)	(31,5°)*	(37,1°)*
SQS004	32,2°	39,0°
moyenne	32,2°	39,1°

* valeur exclue de la moyenne

3.1.2 Résidus miniers Osisko (série RMQS)

Comme dans le cas du sable, les différents essais quasi-statiques réalisés sur les résidus Osisko (série RMQS) en conditions consolidées non drainées visent à déterminer certaines caractéristiques géotechniques du matériau. L'angle de frottement interne ϕ' et la cohésion c sont les principaux paramètres qui peuvent être évalués à l'aide de ce type d'essais. Il s'agit également de s'assurer de la répétabilité de la procédure par la vérification de la concordance des résultats obtenus suite à ces essais.

Caractéristiques de base du matériau

Les caractéristiques géotechniques du matériau sont évaluées lors de sa mise en moule et au démontage de l'échantillon, après la réalisation de l'essai. Rappelons que seule la méthode 1, développée à la section 2.2.8, a été utilisée dans le cas des essais quasi-statiques pour la détermination des caractéristiques géotechniques au démontage. Les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau 3.3.

Tableau 3. 3 : Propriétés géotechniques des résidus miniers Osisko lors de la mise en moule et au démontage des différents essais quasi-statiques (CU) de la série RMQS

Paramètres	Essais			
	RMQS004	RMQS001	RMQS002	RMQS003
Contrainte de confinement, σ_3 [kPa]	20	55	100	400
Démontage				
Teneur en eau, w [%]	26,1	25,3	24,3	24,0
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,61	1,63	1,66	1,67
Indice des vide, e [-]	0,71	0,69	0,66	0,65
Porosité, n [-]	0,42	0,41	0,40	0,39
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,02	2,04	2,05	2,06
Indice de densité, I_D [-]	0,89	0,91	0,94	0,95
Degré de saturation, S_r [%]	100	100	100	100
Démontage				
Teneur en eau, w [%]	26,1	25,3	24,3	24,0
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,61	1,63	1,66	1,67
Indice des vide, e [-]	0,71	0,69	0,66	0,65
Porosité, n [-]	0,42	0,41	0,40	0,39
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,02	2,04	2,05	2,06
Indice de densité, I_D [-]	0,89	0,91	0,94	0,95
Degré de saturation, S_r [%]	100	100	100	100

On observe que le degré de saturation S_r , obtenu par mesure directe, est à sa valeur maximale ($S_r = 100\%$) au début et à la fin des essais. La vérification lors de l'étape de consolidation des coefficients de Skempton \bar{B} , dont les valeurs sont disponibles en annexe 6 pour tous les essais, permet de confirmer cette saturation des échantillons de résidus miniers Osisko.

On constate également que la contrainte de consolidation σ_3 a une influence sur les paramètres géotechniques déterminés au démontage. L'augmentation de cette contrainte conduit à la diminution de la teneur en eau w , de l'indice de vide e et de la porosité n et à l'augmentation des masses volumiques sèche ρ_d et saturée ρ_{sat} (ainsi que de l'indice de densité I_d). Ces caractéristiques obtenues au démontage sont représentatives des conditions d'essais triaxiaux réalisés en conditions consolidées (isotropiquement) non drainées.

Évolution des contraintes appliquée et des pressions interstitielles u

La figure 3.10 présente, pour tous les essais de la série RMQS, l'évolution de la contrainte déviatorique σ_D et de la contrainte principale majeure totale σ_1 ($= \sigma_D + \sigma_3$) en fonction de la déformation ε des échantillons. La contrainte totale de confinement σ_3 étant une constante pour chaque essai, l'évolution du déviateur σ_D et de la principale majeure σ_1 est rigoureusement identique (mais décalée verticalement de la valeur du confinement σ_3).

Comme dans le cas des études sur sable, on distingue différents comportements dans l'évolution des contraintes déviatoriques σ_D ou des contrainte principale majeure σ_1 . Pour une faible déformation, le matériau semble avoir un comportement pseudo élastique, avec un module de Young E proche de 150 MPa. On constate que cette valeur est plus faible que celle obtenue pour le sable (750 MPa). Cet état se caractérise par une augmentation rapide de la contrainte σ_D (ou σ_1) à faible déformation ($\varepsilon < 0,5\%$ à 1%). On constate ensuite une évolution plus lente, caractérisée par un changement de pente dans l'évolution de la contrainte de cisaillement et une nette diminution du module tangent (0,2 à 0,3 MPa). Contrairement aux études sur sable, il est difficile de définir une contrainte maximale (pic).

Soulignons finalement les effets peu marqués du confinement sur la résistance au cisaillement des échantillons. On constate en effet des évolutions très similaires pour les échantillons soumis à un confinement compris entre 20 kPa et 100 kPa. L'essai réalisé sous 400

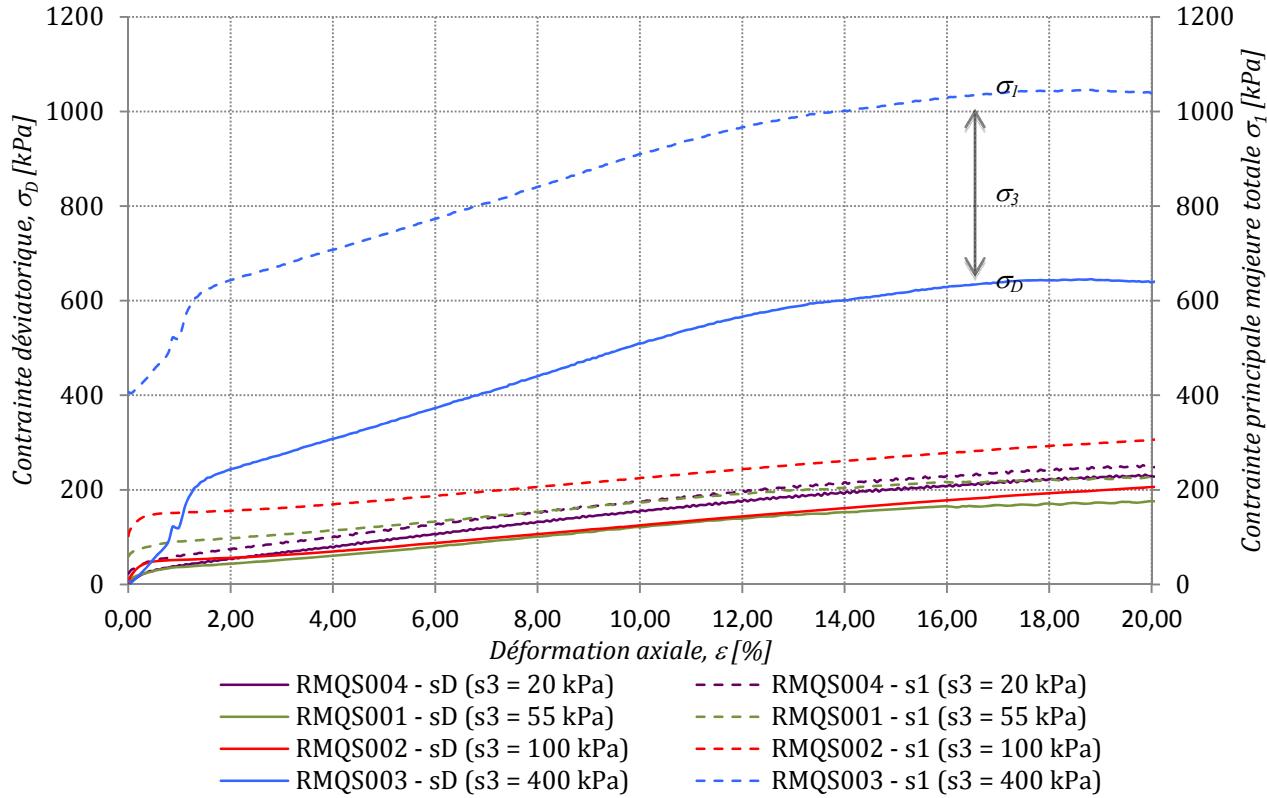


Figure 3.10 : Évolution de la contrainte déviatorique σ_D et de la principale majeure σ_1 en fonction de la déformation axiale ε de l'échantillon lors des différents essais consolidés non drainés de la série RMQS

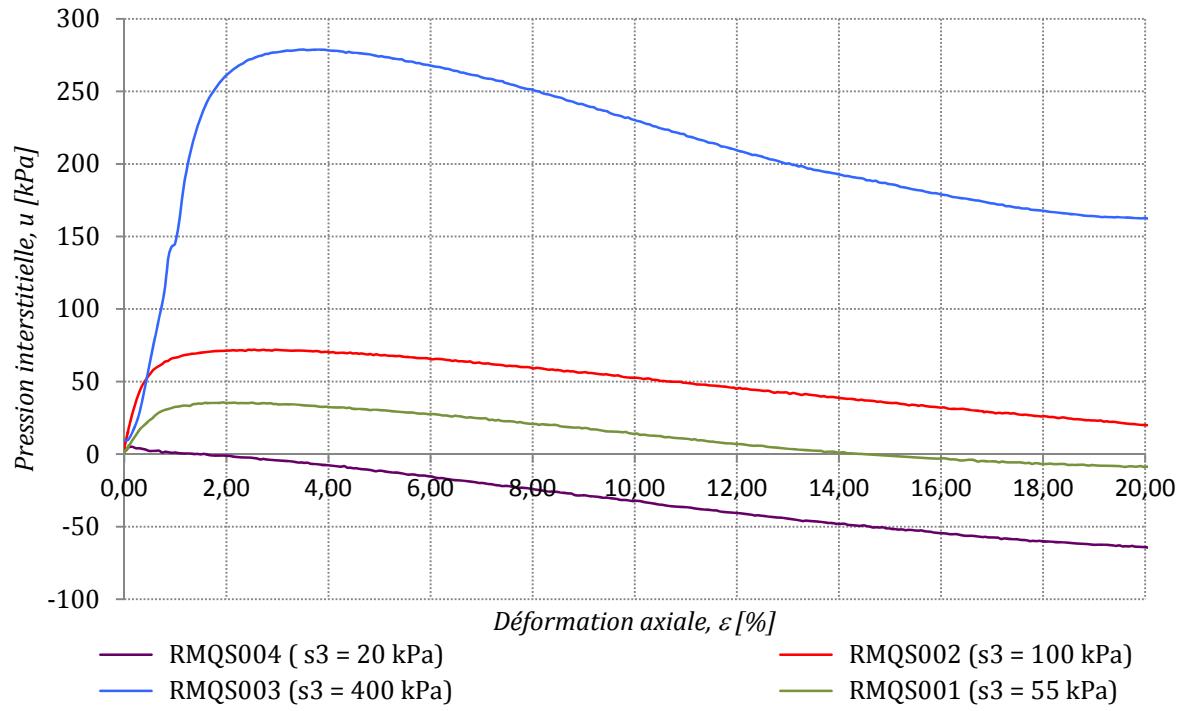


Figure 3.11 : Évolution des pressions interstitielles u en fonction de la déformation axiale ε de l'échantillon lors des différents essais consolidés non drainés de la série RMQ

kPa de confinement présente quant à lui une résistance plus importante que celles développées lors des autres essais.

La figure 3.11 présente l'évolution des pressions interstitielles enregistrées aux bornes de l'échantillon lors des essais consolidés non drainés de la série RMQS. Elle fait apparaître une tendance générale identique pour les différents essais. Les pressions augmentent rapidement dans les valeurs positives (synonyme d'un comportement contractant) jusqu'à atteindre un maximum dont la valeur dépend du confinement imposé. Une diminution progressive apparaît ensuite conduisant les pressions interstitielles à atteindre des valeurs négatives (synonyme d'un comportement dilatant) pour certains essais. Cette tendance typique des échantillons denses est en accord avec les indices de densité I_D élevé obtenus lors du démontage (Holtz et Kovacs, 1991 ; Konrad et al., 1991) selon le tableau 3.3. Rappelons toutefois que l'indice de densité peut être surestimé en raison de l'utilisation de l'indice des vides minimal e_{min} obtenu à l'aide du Proctor standard (voir section 2.1.4).

La figure 3.12 présente l'évolution des contraintes de confinement totale σ_3 et effective σ'_3 en fonction de la déformation axiale ϵ de l'échantillon pour les essais de la série RMQS. On constate que l'augmentation des pressions interstitielles sur la figure 3.11 engendre une diminution de la contrainte effective de confinement σ'_3 sur la figure 3.12. Les contraintes de confinement plus élevées permettent de maintenir le matériau dans un état contractant, c'est à dire que la pression interstitielle restent positives comme en témoigne la figure 3.11. Cette particularité affecte directement la contrainte effective de confinement qui, en accord avec l'expression [1.1], reste inférieure à la contrainte de confinement initiale $\sigma'_{3,0}$. Dans le cas des confinements les plus faibles (i.e. 20 kPa et 55 kPa), des pressions interstitielles négatives peuvent être générées durant l'essai conduisant la contrainte effective de confinement σ'_3 à une valeur supérieure à la contrainte de confinement initiale $\sigma'_{3,0}$. Le confinement joue donc un rôle important pour ce matériau. Sous forte contrainte de confinement, le comportement dilatant du matériau ne sera pas développé comme en témoigne la figure 3.11 et ce, malgré un indice de densité pouvant être élevé (voir tableau 3.3).

La figure 3.13 présente finalement l'évolution de la contrainte effective principale majeure σ'_1 en fonction de la déformation axiale ϵ de l'échantillon. On constate que l'évolution

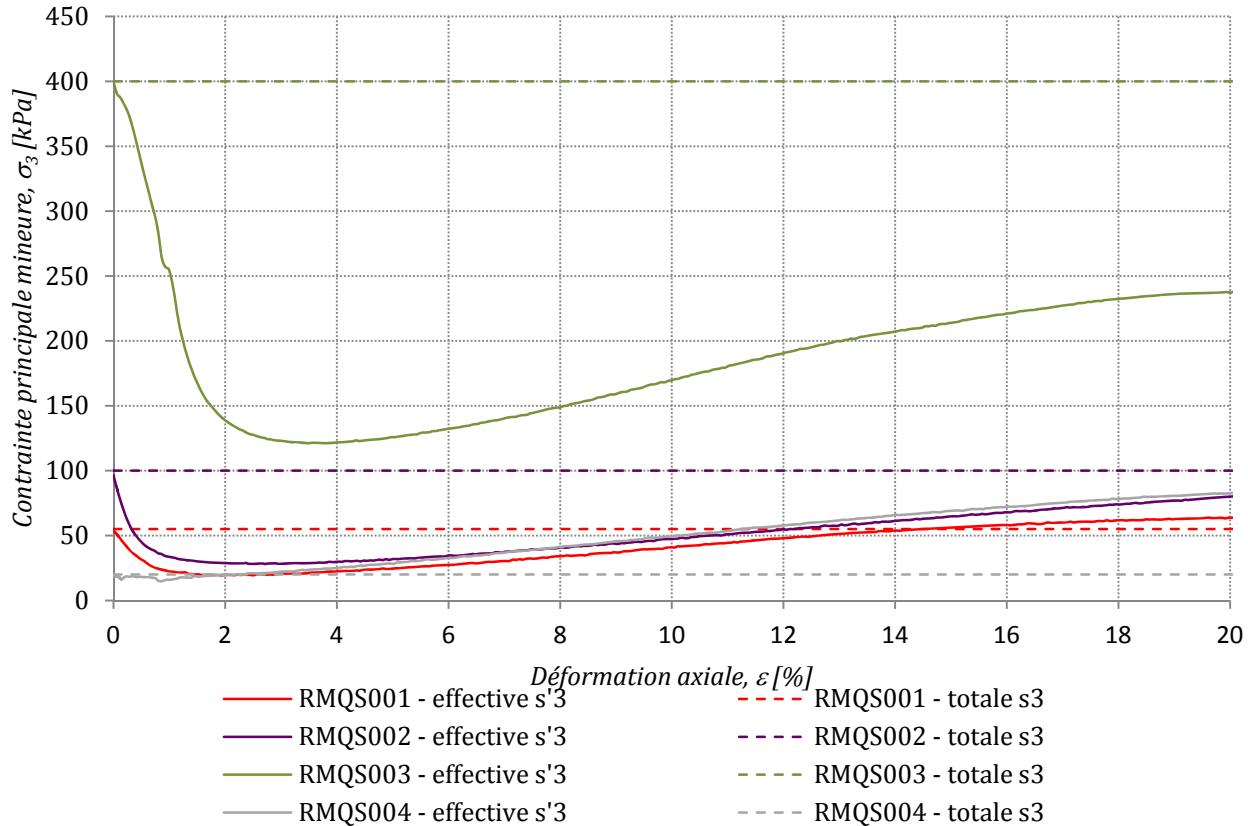


Figure 3.12 : Évolution des contraintes totales σ_3 et effectives σ'_3 de consolidation en fonction de la déformation des échantillons des essais de la série RMQS

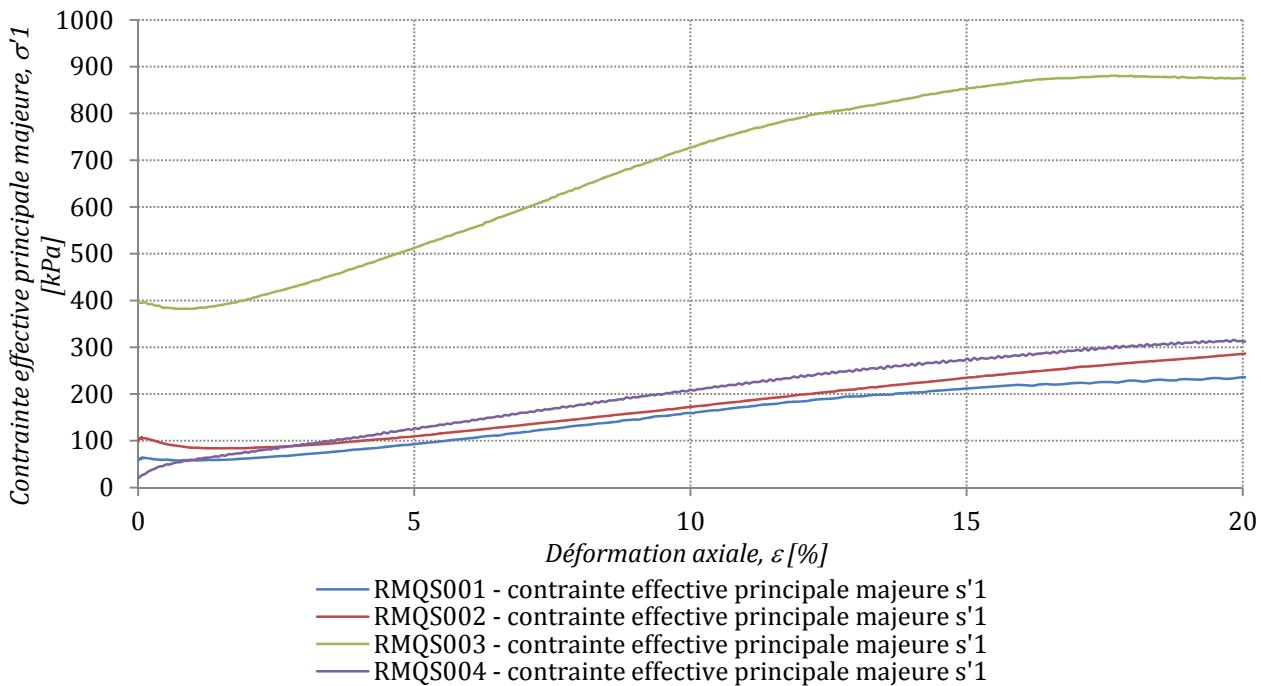


Figure 3.13 : Évolution des contraintes effectives principales mineures σ'_1 en fonction de la déformation des échantillons des essais de la série RMQS

de cette contrainte est fortement influencée par la génération des pressions interstitielles si on la compare avec l'évolution de la contrainte déviatorique σ_D ou avec l'évolution de la contrainte totale principale majeure σ_1 (voir figure 3.10). En accord avec l'expression [1.1], l'augmentation initiale des pressions interstitielles implique une augmentation plus lente voire une baisse de la contrainte effective principale majeure σ'_1 . Comme il y a peu (ou pas) de pression interstitielles négatives (comportement dilatant), et en accord avec l'expression [1.1], l'évolution de la contrainte effective principale majeure σ'_1 reste plus progressive que celle de σ_1 .

Cercles de Mohr pour différents niveaux de déformation

Sur la base des contraintes, il est possible de tracer des cercles de Mohr à différents niveaux de déformation (et de déterminer les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb). Les figures 3.14 à 3.16 présentent ces développements pour des déformations respectives de 5%, 10% et 20%. On remarque que l'angle de frottement interne effectif ϕ' est de l'ordre de 35,9° et que la cohésion est nulle.

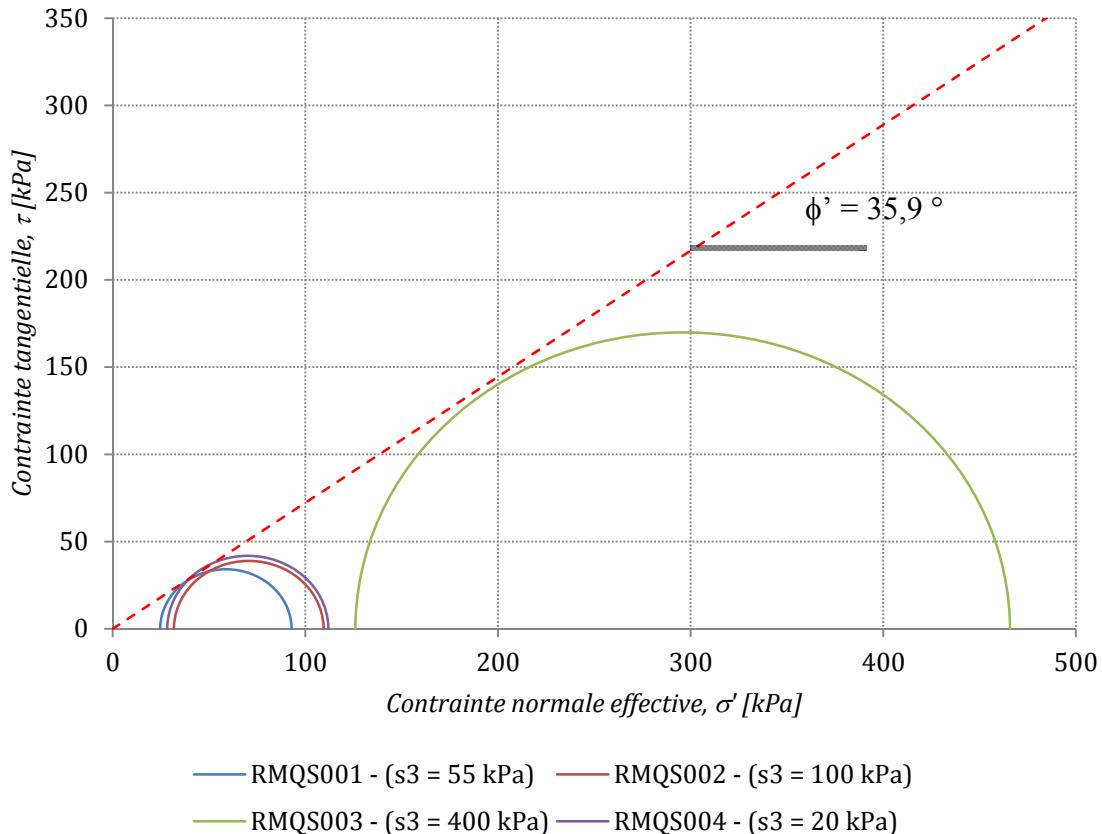


Figure 3. 14 : Cercles de Mohr à 5% de déformation et enveloppe de rupture - série RMQS

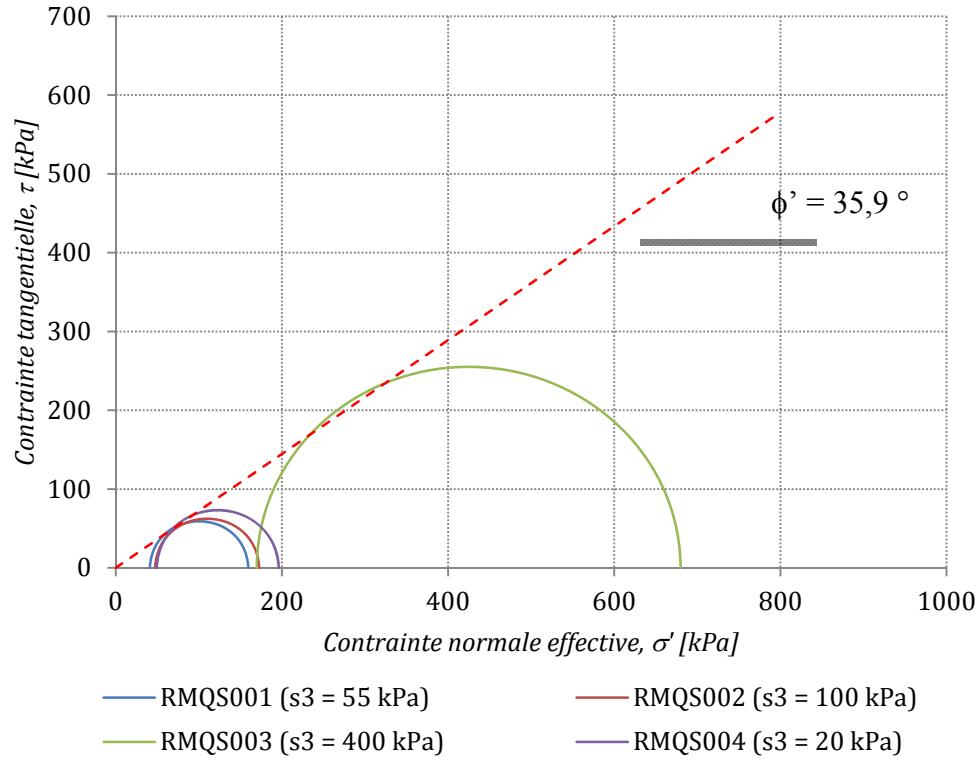


Figure 3.15 : Cercles de Mohr à 10% de déformation et enveloppe de rupture - série RMQS

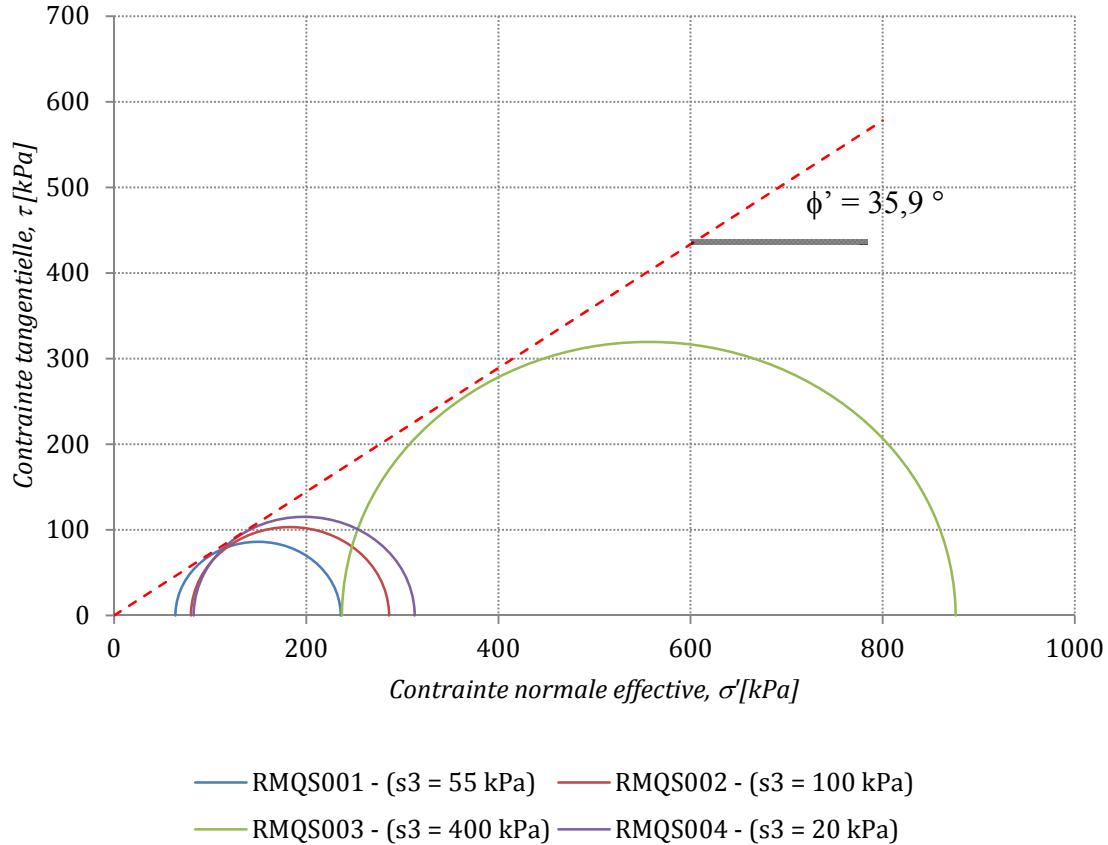


Figure 3.16 : Cercles de Mohr à 20% de déformation et enveloppe de rupture - série RMQS

Cheminement de contraintes lors des différents essais.

Comme précédemment, la valeur de l'angle de frottement interne ϕ' ainsi que la cohésion peuvent être évalué à l'aide du cheminement de contraintes suivi lors des différents essais. Ceux-ci sont représentés à la figure 3.17 dans un diagramme p' - q tel que défini dans le chapitre 2 par les expression [2.8] et [2.9].

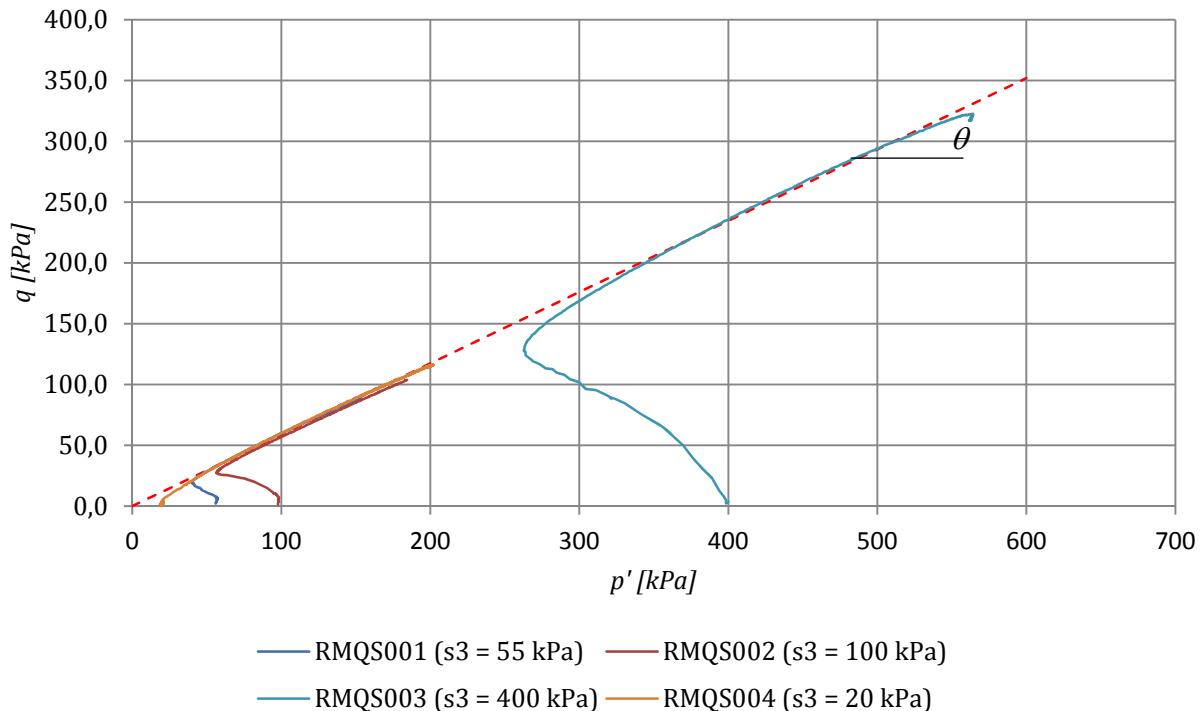


Figure 3. 17 : Cheminment de contraintes des différents essais de la série RMQS

Comme dans le cas du sable, il apparaît que les cheminements de contraintes des différents essais suivent la même ligne de rupture K_f qui intercepte le sommet de tous les cercles de Mohr pouvant être tracés pour différents niveaux de déformation. Il est donc possible, à l'aide des cheminements de contraintes (Lambe, 1964), de tracer les cercles de Mohr associés à 5%, 10% et 20% de déformation pour chacun des essais sur résidus miniers en vue d'évaluer l'angle de frottement interne ϕ' du matériau et de vérifier l'absence de cohésion c . Ces résultats, basés sur la théorie développée à la section 2.2.6.1, sont présentés sur la figure 3.18 pour l'essai RMQS001 réalisé sous 55 kPa de confinement.

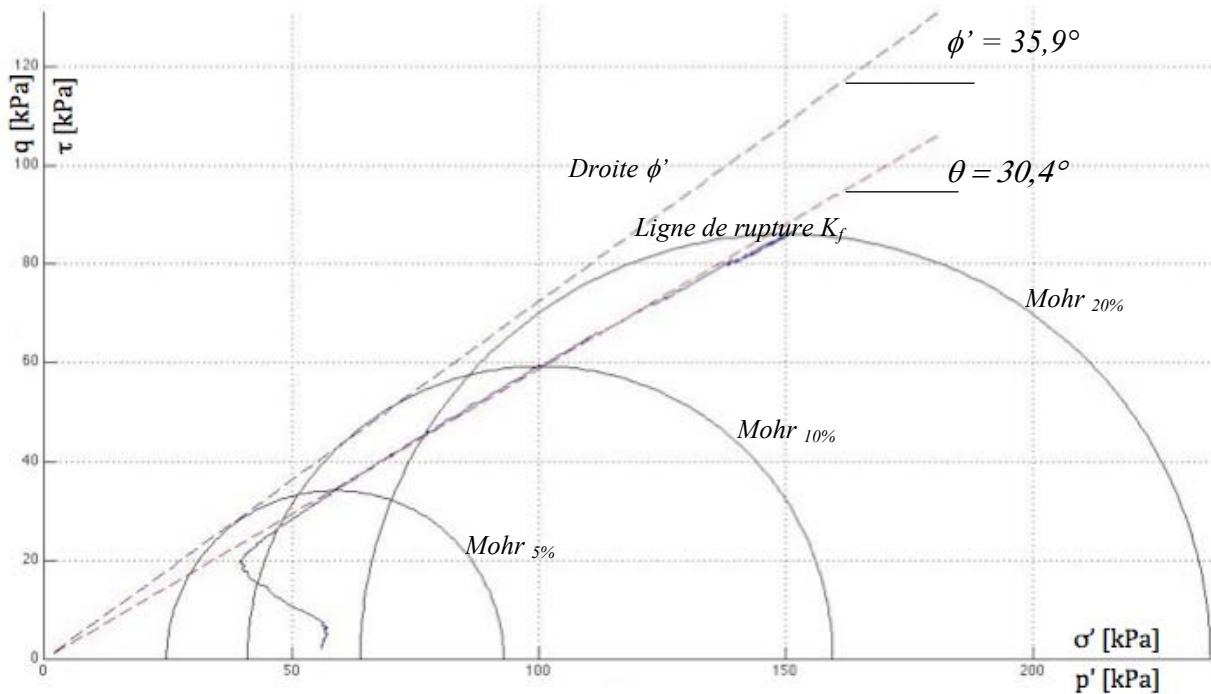


Figure 3.18 : Cheminement de contraintes, angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 5%, 10% et 20% de déformation de l'essai RMQS001

Cette figure confirme que l'angle de frottement interne ϕ' des résidus miniers Osisko est de 35,9°. Le tableau 3.4 présente les angles de frottement interne obtenus en appliquant la même étude à chacun des essais de la série. Les figures associées à cette présentation sont disponibles pour les autres essais de la série en annexe 8.

En raison des conditions expérimentales, les valeurs obtenues pour les angles de frottements internes ϕ' peuvent varier légèrement. La diminution significative observée dans le cas du sable pour des contraintes de confinement élevées n'est pas observée dans le cas des résidus miniers. Toutes les valeurs sont donc prises en compte dans l'évaluation de la valeur moyenne de ϕ' .

Tableau 3.4 : Angle θ et ϕ' des différents essais de la série SQS et valeurs moyennes

Essai	θ	ϕ'
RMQS001	30,4°	35,9°
RMQS002	30,0°	35,3°
RMQS003	30,5°	36,1°
RMQS004	30,5°	36,1°
moyenne	30,4°	35,9°

L'ensemble des résultats liés aux essais quasi-statiques est discuté plus en détails dans le prochain chapitre.

3.2 Essais cycliques

L'ensemble des résultats des essais cycliques est présenté dans cette section. Le traitement des essais cycliques demande une analyse des différents signaux enregistrés durant la phase d'essai. La section débute par une présentation détaillée de l'un des 17 essais cycliques, avec une description des particularités liées à chacun des signaux enregistrés durant celui-ci. Un résumé de l'ensemble des résultats recueilli lors de ce type d'essais sera ensuite proposé. Les observations qui en découlent serviront à apporter un bref commentaire sur les différentes séries d'essais. Ces résultats sont aussi discutés plus en détails au chapitre 4.

3.2.1 Présentation détaillée de l'essai cyclique RMDyn003 - 200

L'essai sélectionné pour cette présentation est l'essai sur les résidus miniers Osisko RMDyn003 – 200, consolidés sous une contrainte de confinement de 200 kPa et sur lequel un CSR de 0,125 a été imposé. Le maximum et minimum en valeur absolue du signal sinusoïdale de force correspondant à cette valeur de CSR valent tout deux 393N tel que déterminé par l'équation [2.11]. Un des objectifs est d'évaluer le nombre de cycles nécessaire pour engendrer des modifications significatives dans le comportement de l'échantillon.

Les propriétés géotechniques du matériau lors de sa mise en moule et au démontage sont présentées dans le tableau 3.5. Deux méthodes pour évaluer ces propriétés au démontage ont été utilisées dans le cas des essais dynamiques telles que décrites à la section 2.2.7. Les résultats de la méthode 2 représentent ici la moyenne obtenue sur neuf petits échantillons. Les valeurs brutes liées à l'utilisation de cette méthode sont disponibles pour tous les essais cycliques à l'annexe 9.

Tableau 3.5 : Propriétés géotechniques des résidus miniers au montage et démontage de l'essai RMDyn003-200

Paramètres	Mise en moule	Démontage <i>méthode 1</i>	Démontage <i>méthode 2</i>
Teneur en eau, w [%]	34,10	25,44	25,72
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,42	1,64	1,62
Indice des vides, e [-]	0,94	0,68	0,70
Porosité, n [-]	0,48	0,40	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,90	2,04	2,03
Indice de densité, I_D [-]	0,67	0,92	0,90
Degré de saturation, S_r [%]	100	100	100

On peut constater que le degré de saturation des résidus miniers est à sa valeur maximale au début et à la fin de l'essai. Les données obtenues par la première méthode (globale) et par la seconde méthode (neuf échantillons) présentent une bonne correspondance et permettent donc de valider les deux approches. L'effet de la consolidation sous 200 kPa de confinement est marqué en regard de l'indice de densité I_D du matériau qui passe de 0,67 (lâche) à 0,91 (dense) après consolidation. Rappelons ici que l'indice de densité I_D peut être surestimé en raison de l'utilisation de l'essai Proctor Standard pour l'évaluation de l'indice de vide minimum (voir section 2.1.4). Les masses volumiques sèche ρ_d et saturée ρ_{sat} subissent également une augmentation. L'indice des vides e , la teneur en eau w et la porosité n sont quant à eux sujet à une diminution entre le montage et le démontage.

Les principaux résultats obtenus sont présentés sur les figures 3.19 à 3.21 qui montrent respectivement le signal de la contrainte appliquée, la déformation de l'échantillon et les pressions interstitielles. La figure 3.22 présente un résumé des différents paramètres obtenus.

La figure 3.19 a) présente l'évolution du signal de la contrainte déviatorique appliquée au cours de l'essai. La valeur moyenne et l'enveloppe (définie par les extrema du signal) sont présentées sur la figure 3.19 b). La figure 3.19 c) présente quant à elle l'amplitude du signal correspondant à l'ampleur de la variation de σ_D durant l'essai.

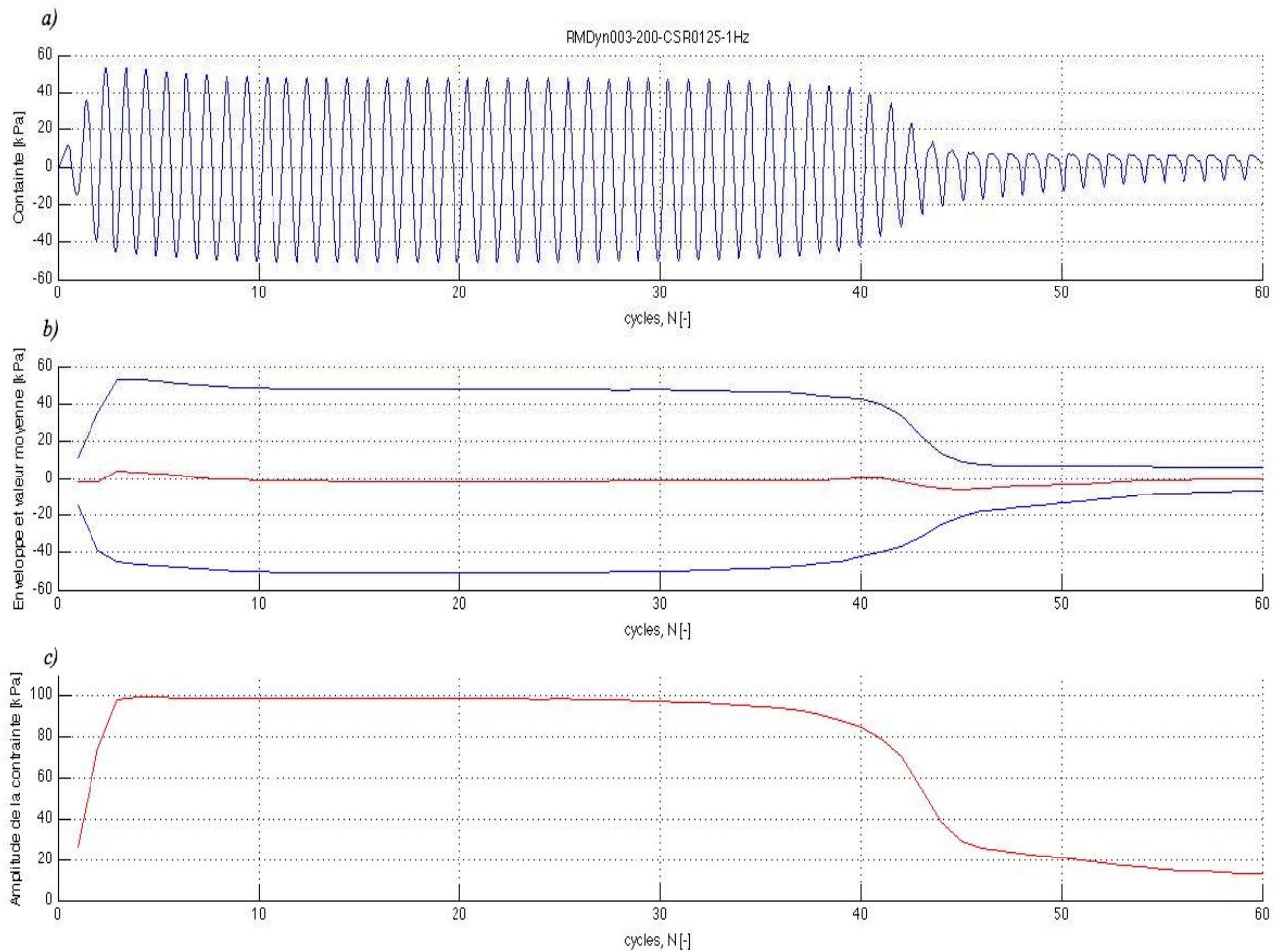


Figure 3.19 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn003 – 200

Signal de la contrainte déviatoire σ_D appliquée (a), valeur moyenne et enveloppe de σ_D (b) et amplitude du signal de σ_D (c)

On constate sur la figure 3.19 a) que les deux premiers cycles de chargement n'atteignent pas les contraintes visées de 50kPa et -50 kPa pour les bornes. A partir du troisième cycle, ces valeurs sont atteintes et même légèrement dépassées en chargement axial positif (compression) mais pas encore en chargement axial négatif (extension). Le signal se stabilise aux valeurs désirées à partir du dixième cycle. Avant cela, la valeur moyenne des extrema est légèrement

supérieure à zéro (trait plein rouge sur la figure 3.19 b). Ce décalage ne présente pas d'effet sur l'amplitude qui reste constante jusqu'aux alentours du cycle 40 (figure 3.19 c). La contrainte appliquée diminue ensuite de manière drastique pour osciller entre 8 kPa et -8 kPa. Le matériau semble alors avoir perdu une bonne partie de sa résistance.

La figure 3.20 présente l'évolution de la déformation axiale de l'échantillon au cours de l'essai (a), l'enveloppe des valeurs extrêmes et la valeur moyenne (b) ainsi que de l'amplitude de la déformation ε (c).

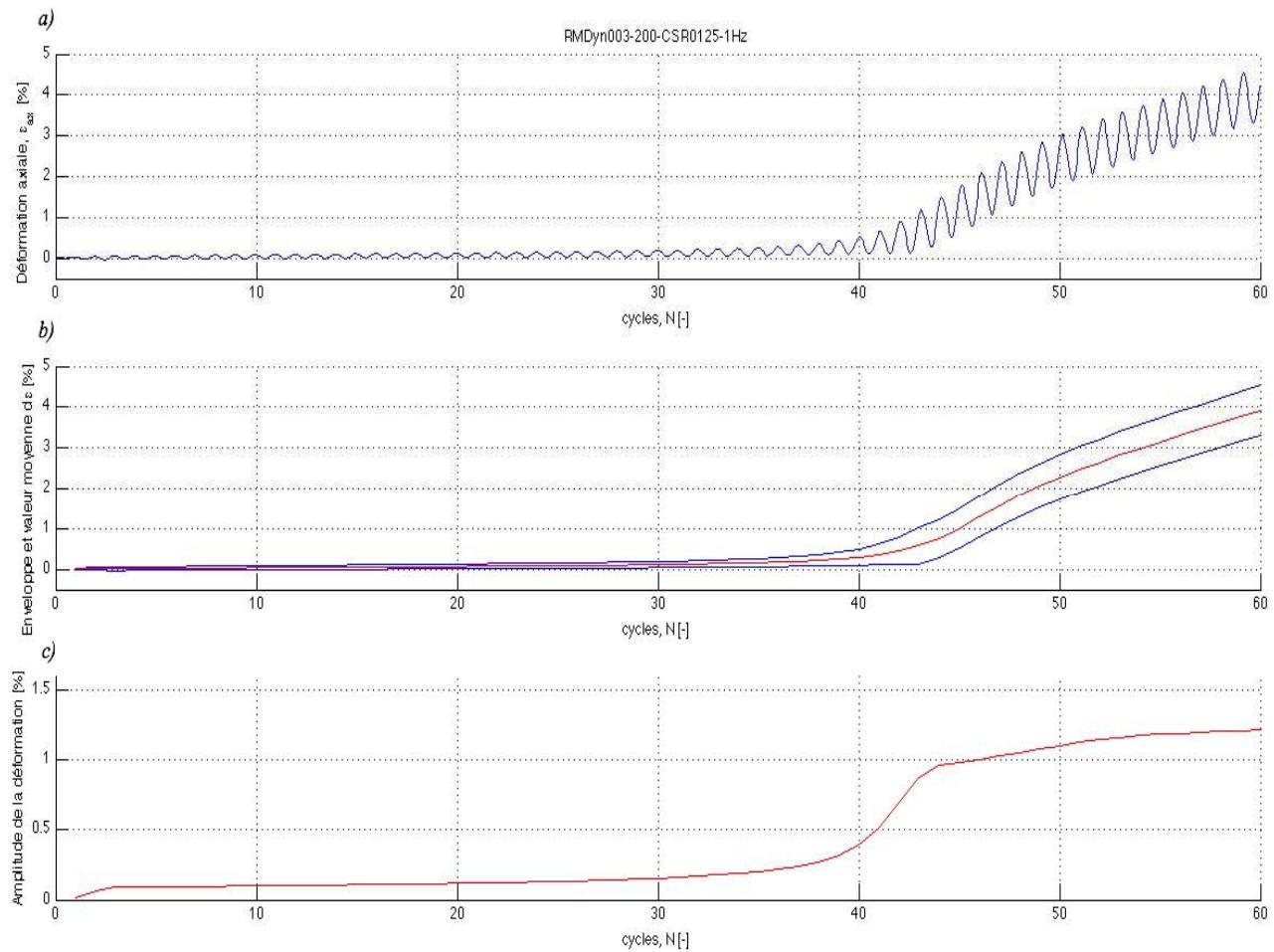


Figure 3. 20 : Déformation engendrée par l'application du chargement cyclique lors de l'essai RMDyn003 – 200
Signal de déformation (a), enveloppe et valeurs moyennes (b) et amplitude du signal (c).

On observe que la déformation engendrée par l'application de la charge est initialement faible (fig. 3.20 a). La valeur moyenne des extrêmes est alors quasi nulle (fig. 3.20 b) et l'amplitude n'excède pas 0,2% (fig. 3.20 c). Cette tendance change progressivement, surtout à partir du 40^{ème} cycle où le transducteur de déplacement enregistre des variations plus

importantes. La déformation axiale augmente jusqu'à environ 4,5% au 60^{ème} cycle. L'influence du nombre de cycle de chargement est ici clairement perceptible. L'amplitude du signal semble atteindre une valeur maximale apparemment liée aux difficultés de la presse à imposer une plus grande déformation durant un cycle de chargement. Certaines hypothèses visant à expliquer ce problèmes seront exposées dans le prochain chapitre.

La figure 3.21 présente l'évolution des pressions interstitielles enregistrées durant l'essai RMDyn003 – 200 (a) avec l'enveloppe et valeur moyenne du signal (b) ainsi que son amplitude (c).

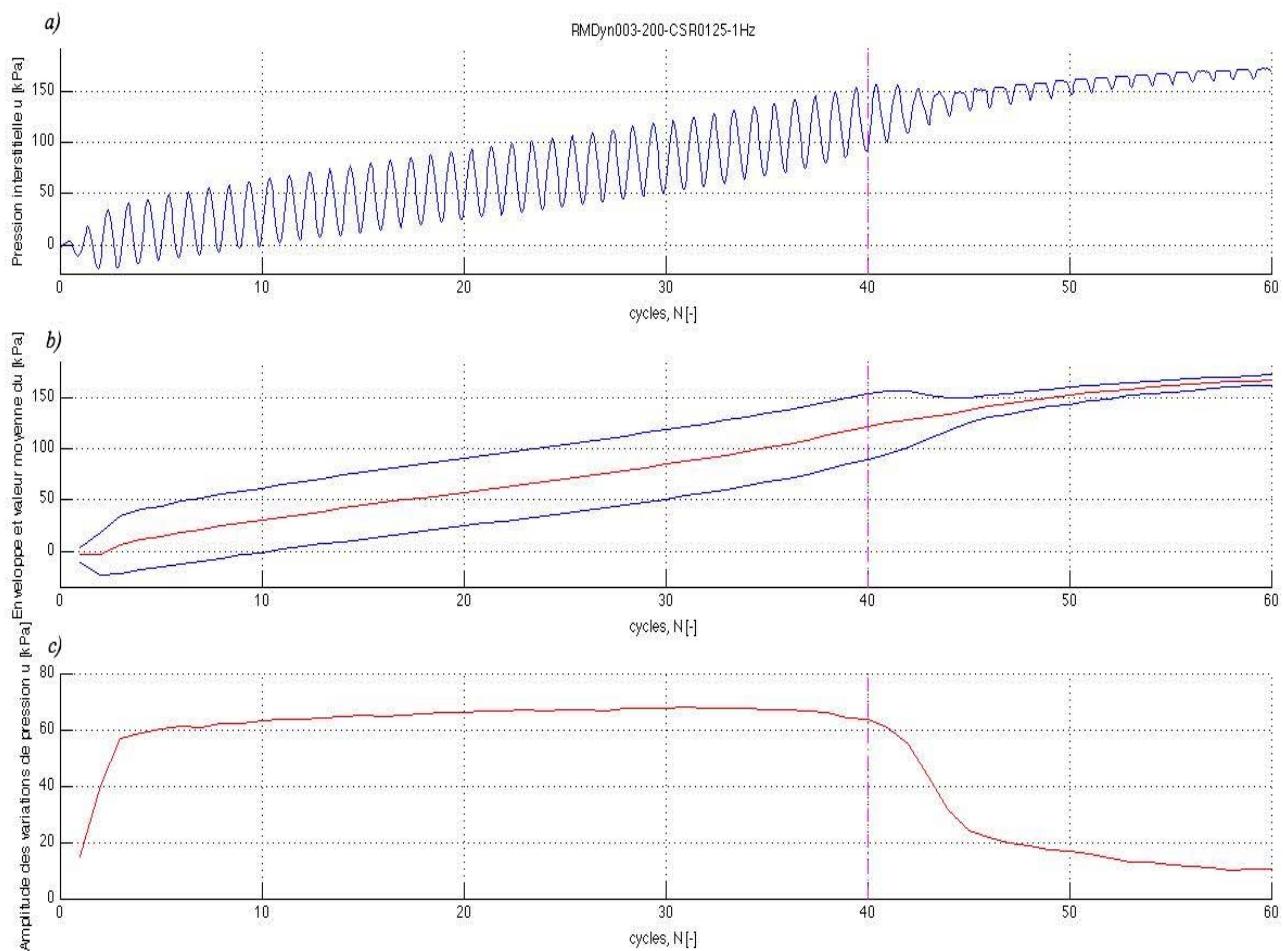


Figure 3. 21 : Variation des pressions interstitielles lors de l'essai RMDyn003 – 200

Pressions interstitielles (a), enveloppe des extrema et valeurs moyennes (b) et amplitude (c)

On observe que les pressions interstitielles ont tendance à augmenter dès le début de l'application du chargement (figure 3.21 a). La valeur moyenne du signal croît de façon linéaire avec le nombre de cycle (figure 3.21 b). L'amplitude de la variation montre une nette diminution

après le 40^{ème} cycle (figure 3.21 c). Les pressions interstitielles atteignent alors une valeur maximale de 156 kPa (la contrainte de confinement appliquée durant l'essai est de 200 kPa).

La figure 3.22 regroupe les paramètres importants qui viennent d'être présentés. On constate que le 40^{ème} cycle est synonyme de changement de comportement pour cet échantillon. La contrainte appliquée diminue rapidement au delà de ce cycle (fig. 3.22 a) et les déformations axiales augmentent (fig. 3.22 b). Les pressions interstitielles qui jusque là évoluaient de manière croissante avec de fortes variations voient celles-ci diminuer (fig. 3.22 c). On constate aussi sur cette figure que le décalage du chargement dans des valeurs positives lors des 10 premiers cycles ne présente aucun effet notable sur la déformation de l'échantillon ou sur l'évolution des pressions interstitielles u . Ces deux signaux évoluent de manière constante jusqu'au 40^{ème} cycles.

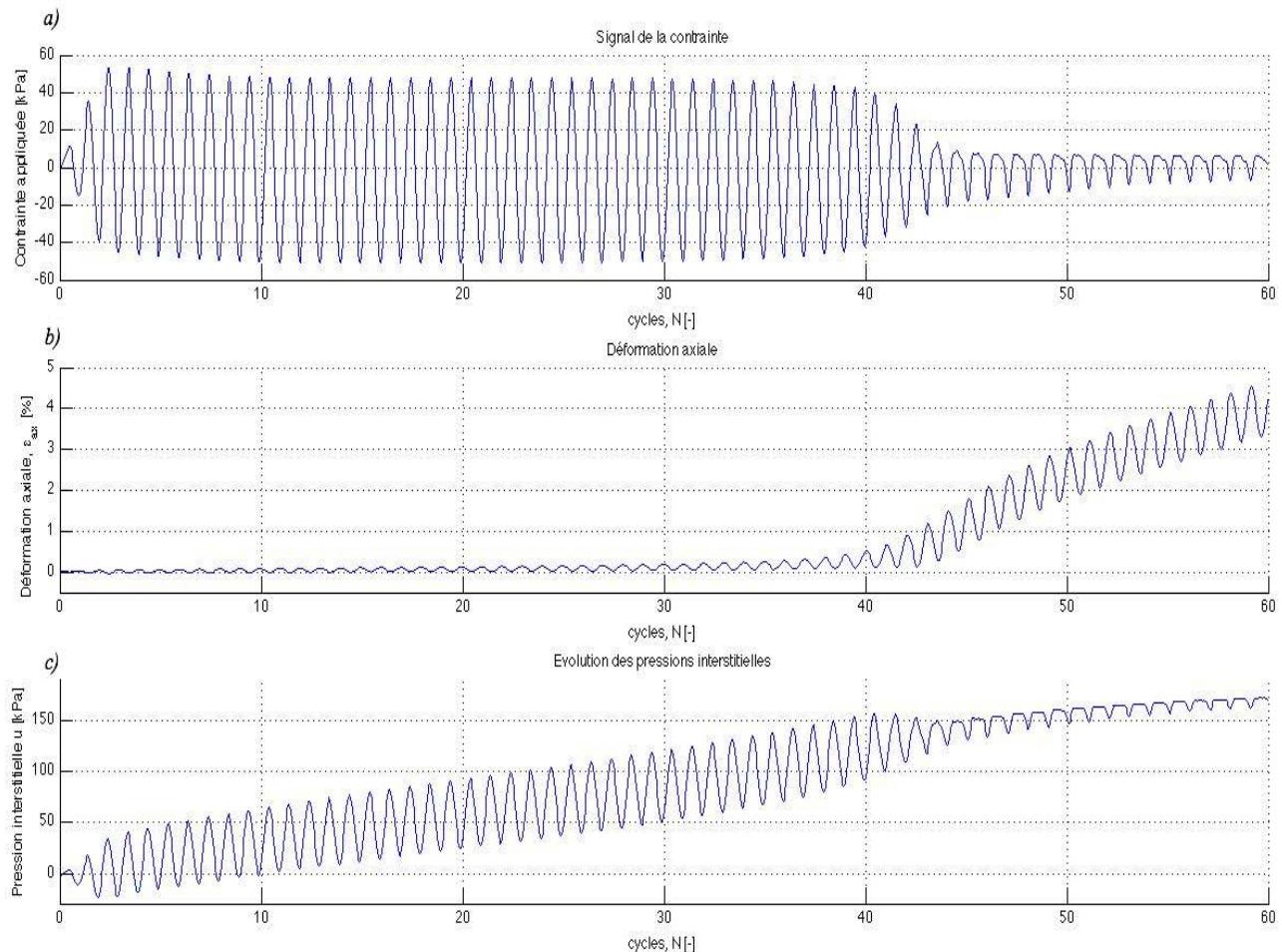


Figure 3.22 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 200

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Nous introduisons ici le « seuil de déformation » à partir duquel tous les paramètres montrent des changements marqués. Il s'agit ici du critère #1 nous permettant de définir un nombre de cycles nécessaire pour engendrer une modification dans le comportement de l'échantillon. Ce critère présente cependant certaines limites dans le cas d'essais réalisés sous faible confinement durant lesquels les variations observées dans les différents signaux peuvent être moins marquées. L'analyse peut dès lors conduire à certaines imprécisions avec ce critère. Alternativement, le critère #2 consiste à considérer le nombre de cycles nécessaire pour atteindre une déformation de 0,5% telle que celle observée au « seuil de déformation » de l'exemple détaillé. Ce critère présente l'avantage d'être plus facilement applicable d'un essai à l'autre. Il présente de plus des similitudes avec le seuil de plasticité observé lors des essais quasi-statique.

D'autres critères basés sur les pressions interstitielles ou sur des niveaux de déformation sont parfois utilisés dans la littérature mais ne sont généralement pas applicables pour cette étude en raison de certaines limites techniques de la presse ou du matériel de mesure. Ces différentes notions seront discutées dans le prochain chapitre.

Les figures détaillées des autres essais cycliques du programme expérimental sont présenté en annexe 10. Sur celles-ci, les conditions correspondant aux critères 1 et 2 sont respectivement représentés par des traits noirs et magentas. Le tableau 3.6 présente la localisation des figures associées à chaque série d'essai.

Tableau 3. 6 : Annexes contenant les résultat détaillés des différentes séries d'essais cycliques

Série	Annexe
RMDyn 55	10.a
RMDyn 100	10.b
RMDyn 200	10.c
SDyn 100	10.d
RMDyn Add	10.e
SDyn Add	10.f

3.2.2 Observations liées aux différentes séries d'essai

On présente ici une synthèse des principaux résultats en terme de la contrainte déviatorique σ_D , de la déformation ε et des pressions interstitielles u . Celle-ci est présentée sur base de la figure de synthèse de chaque essai (figure 3.23 à 3.39).

RMDyn 55

Cette série d'essais réalisés sous un confinement de 55 kPa compte trois essais. L'essai correspondant à un CSR de 0.075 n'a pas pu être réalisé vu le chargement trop faible qu'il induisait face aux limitations de la presse. Les figures 3.23 à 3.25 présentent respectivement la synthèse des résultats des essais RMDyn001 – 55, RMDyn002 – 55 et RMDyn003 – 55.

Les résultats de cette série montrent que l'augmentation du chargement appliqué d'un essai à l'autre conduit à une diminution du nombre de cycles pour atteindre l'un ou l'autre des critères. Il apparaît aussi que le phénomène conduisant aux variations importantes de la déformation est plus progressive lors de cette série d'essais que dans le cas de l'essai de référence (à $\sigma_3 = 200$ kPa). Cette divergence peut être causée par le plus faible confinement appliqué.

On constate aussi certaines difficultés à atteindre les bornes du signal sinusoïdal imposé durant ces essais. Cette problématique liée au niveau de précision des cellules (+/-10 N) a induit une valeur moyenne toujours faiblement positive et ce, même après une dizaine de cycles. L'essai de référence a cependant permis de constater que ce décalage ne présente pas d'effet notable sur la déformation ou sur l'augmentation des pressions interstitielles dont la valeur moyenne croît linéairement jusqu'au seuil de déformation. Mis à part cet aspect, les tendances générales suivies par les différents signaux sont similaires à celles observées lors de la présentation de l'essai de référence, soit une augmentation progressive des pressions interstitielles et une augmentation marquée des déformations après un certain nombre de cycles.

RMDyn 100

Les quatre essais RMDyn 100 de cette série sont réalisés sous un confinement de 100 kPa avec les valeurs du CSR mentionnées dans le tableau 2.6. Les figures 3.26 à 3.29 présentent respectivement les résultats des essais RMDyn001 – 100, RMDyn002 – 100, RMDyn003 – 100 et RMDyn004 – 100. Les tendances générales lors de cette série sont très similaires à celles observées lors de l'essai de référence. La valeur moyenne du chargement imposé atteint une

valeur nulle après une dizaine de cycles. Comme dans le cas de la série RMDyn55, l'augmentation du chargement (d'un essai à l'autre) conduit à une diminution du nombre de cycles nécessaire pour atteindre le comportement instable. Des effets de l'augmentation de la contrainte de confinement sont observables par rapport à la série RMDyn 55. Le nombre de cycles nécessaire pour atteindre le comportement instable est en effet plus important pour une même valeur de CSR. On constate aussi que l'apparition du comportement instable semble être moins progressive dans le cas de cette série.

RMDyn 200

Les figures 3.30 à 3.33 présentent respectivement les résultats des essais RMDyn001 – 200, RMDyn002 – 200, RMDyn003 – 200 et RMDyn004 – 200. On observe dans les résultats de la série les mêmes tendances suivies pour l'essai de référence (qui est l'un des quatre essais réalisés dans cette série).

L'augmentation de la contrainte de confinement influence les résultats en produisant une augmentation du nombre de cycles nécessaire pour atteindre l'un ou l'autre des critères pour un même niveau de CSR. L'essai réalisé avec le plus faible CSR (= 0,075) ne subit d'ailleurs pas de déformation marquée après 300 cycles de chargement.

SDyn 100

Les figures 3.34 à 3.37 présentent respectivement les résultats des essais sur le sable SDyn001 – 100, SDyn002 – 100, SDyn003 – 100 et SDyn004 – 100. Les essais de cette série SDyn 100 sont notamment réalisés en vue de comparer les résultats obtenus aux données de la littérature sur du sable. Les tendances suivies par les différents signaux sont une nouvelle fois similaires à celles observées lors l'essai de référence.

Essais additionnels

Les figures 3.38 et 3.39 présentent respectivement les résultats des essais RMDyn001 – Add et SDyn001 – Add. Les tendances suivies lors de ces essais additionnels sont identiques à celles observées lors de l'essai de référence. L'objectifs premier de ces essais est d'évaluer l'effet de certains paramètres sur la résistance cyclique des matériaux comme il sera discuté dans le prochain chapitre .

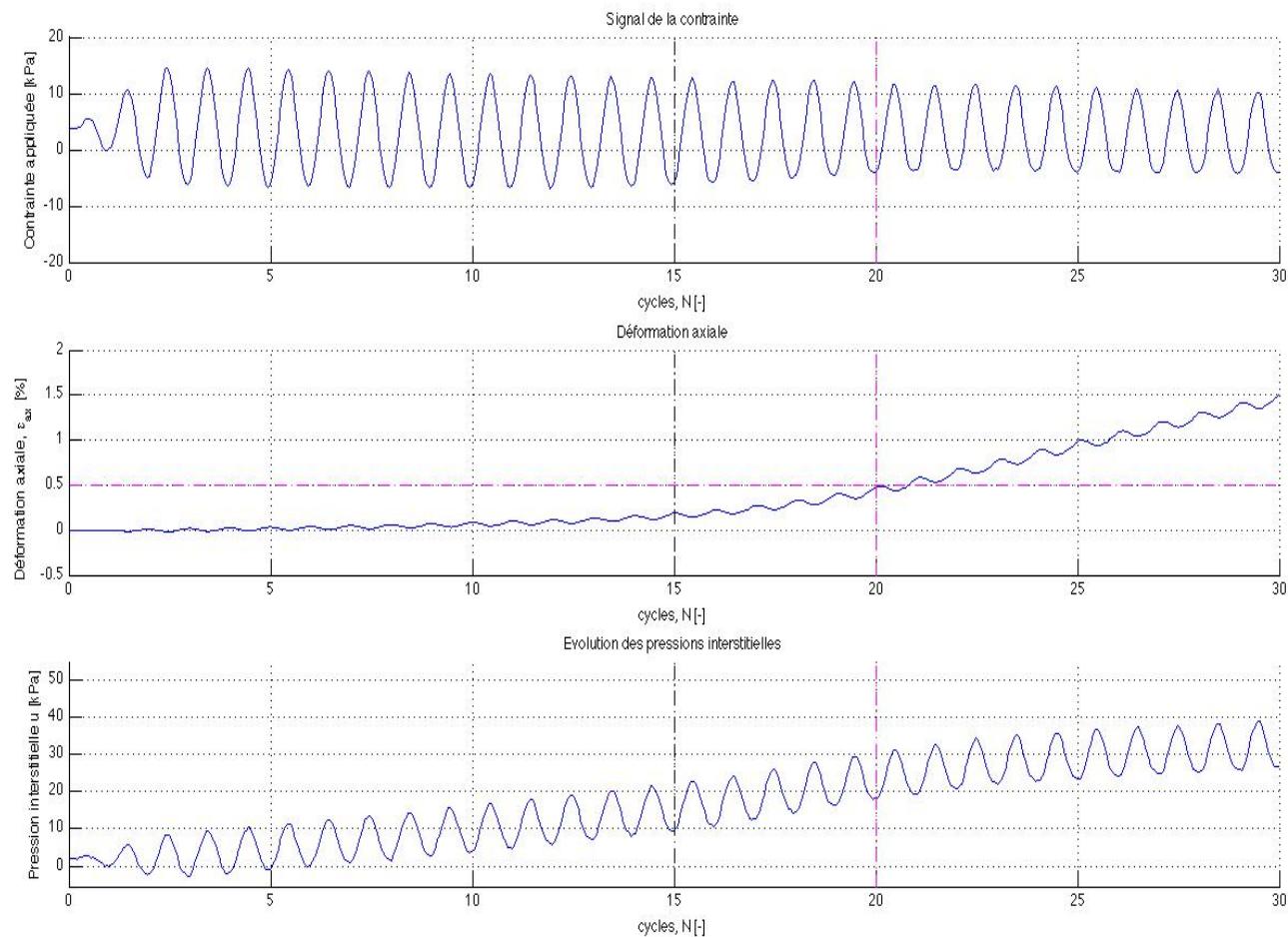


Figure 3.23 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – 55

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,100$$

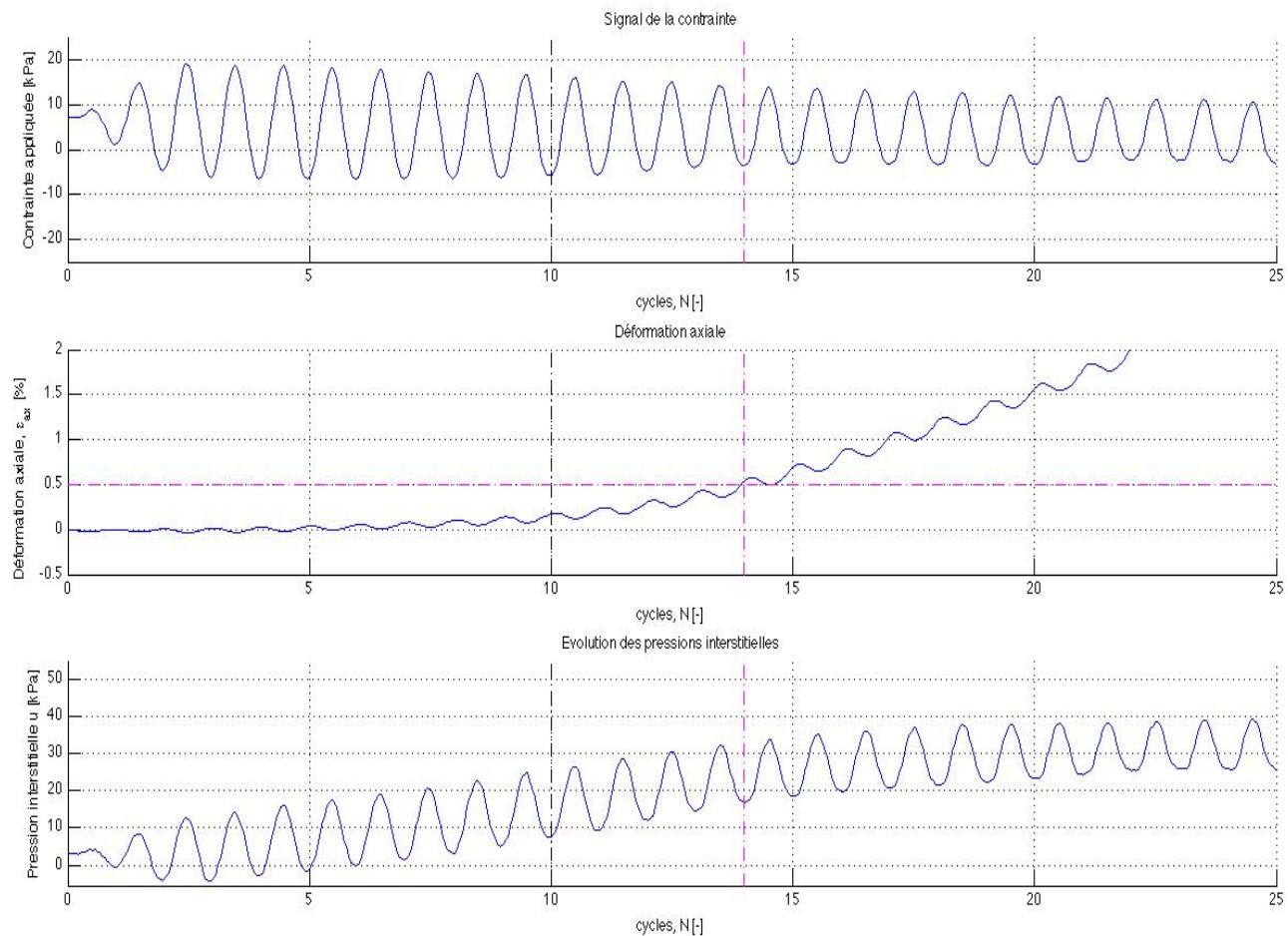


Figure 3.24 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn002 – 55

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,125$$

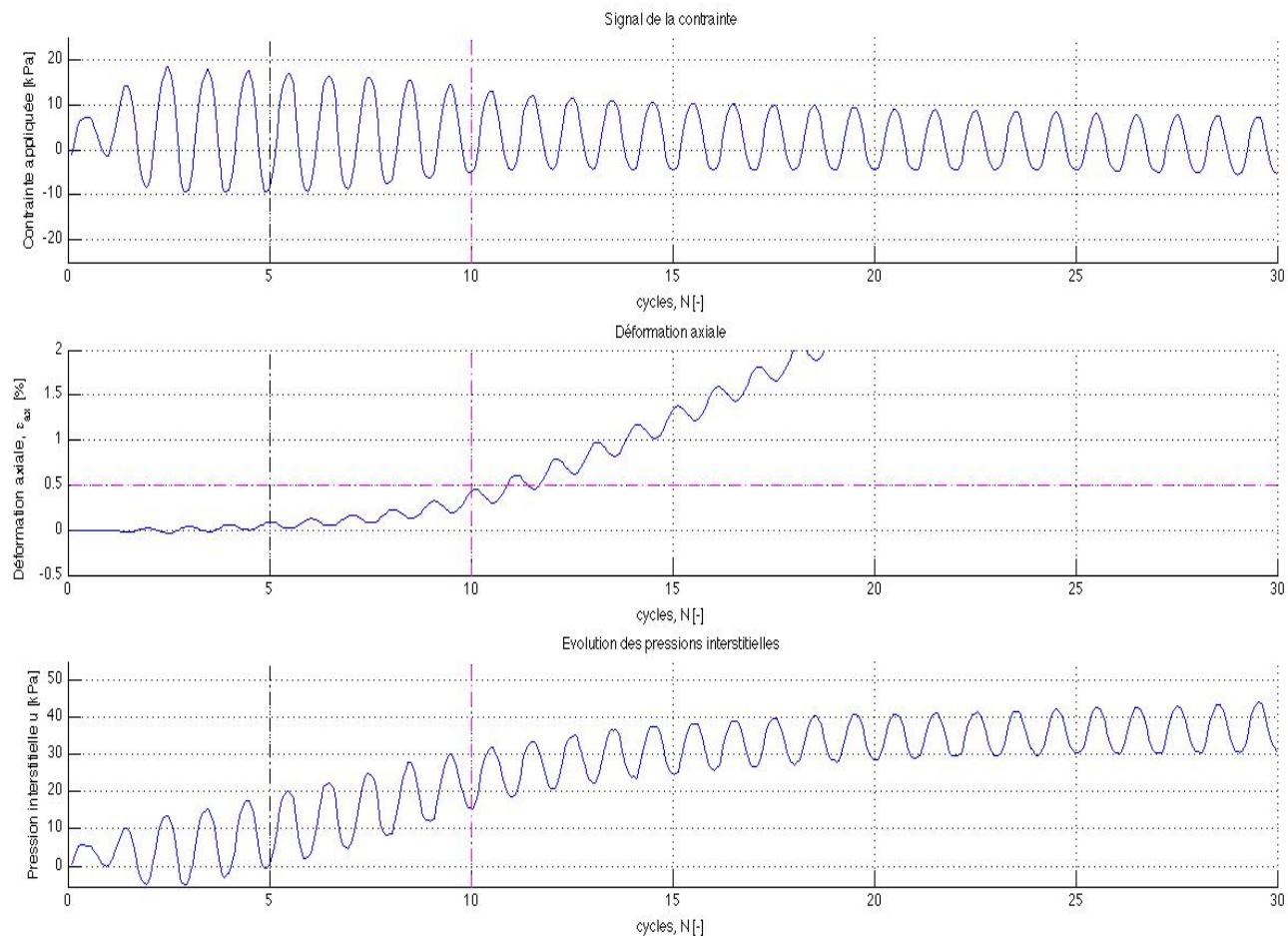


Figure 3.25 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 55

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$\text{CSR}_{\text{imposé}} = 0,150$$

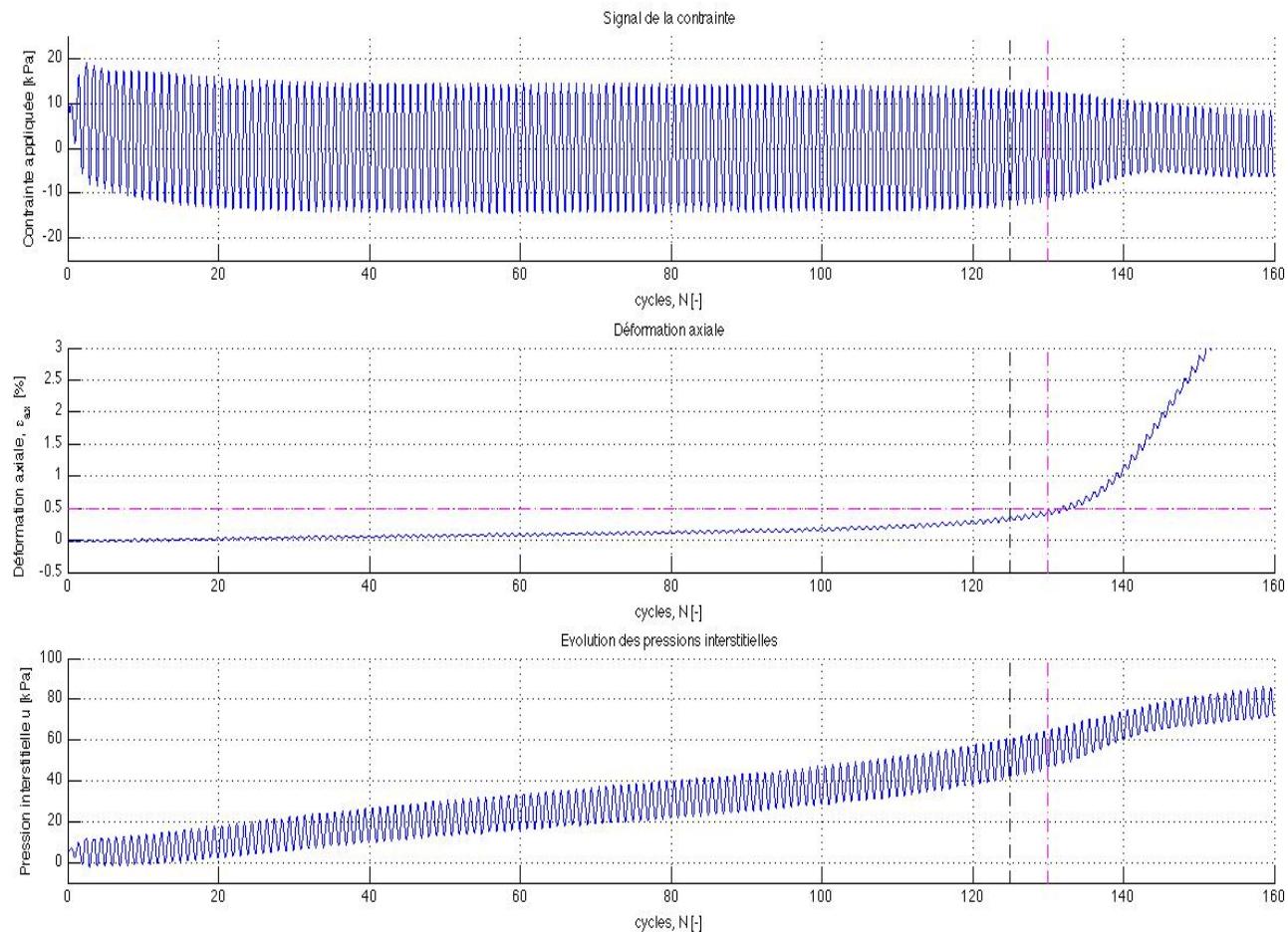


Figure 3.26 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$CSR_{\text{imposé}} = 0,075$

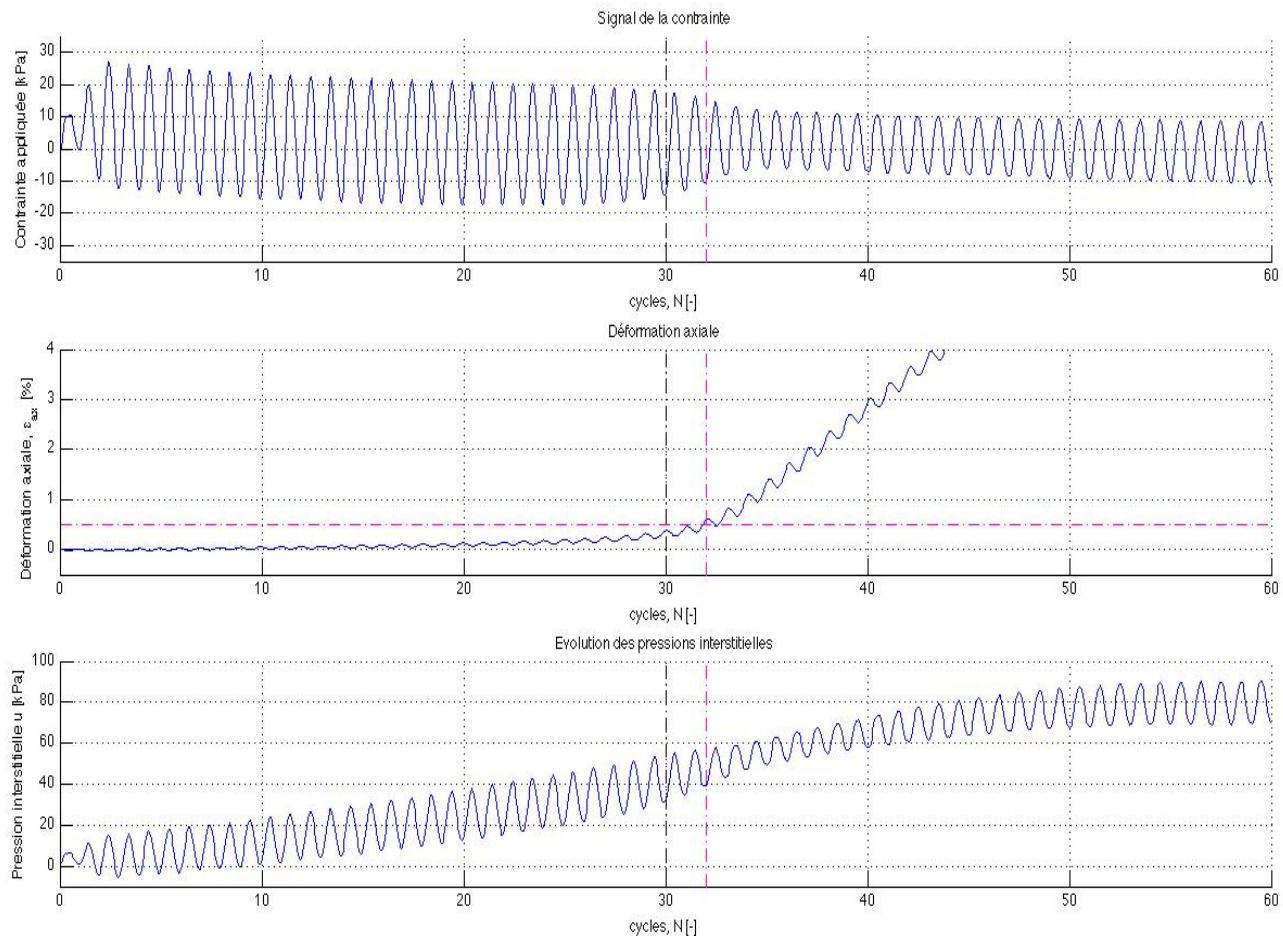


Figure 3.27 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn002 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,100$$

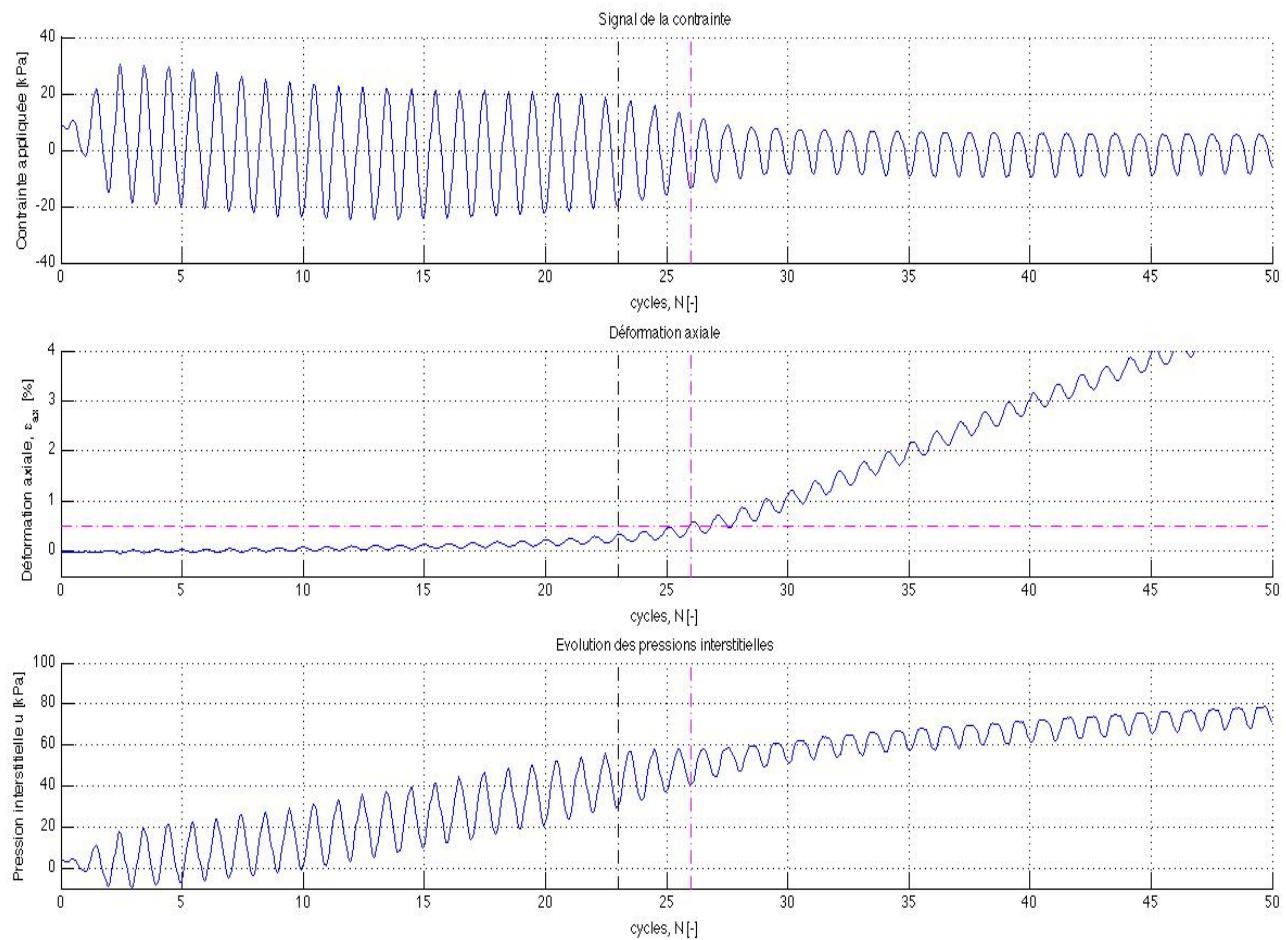


Figure 3.28 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,125$$

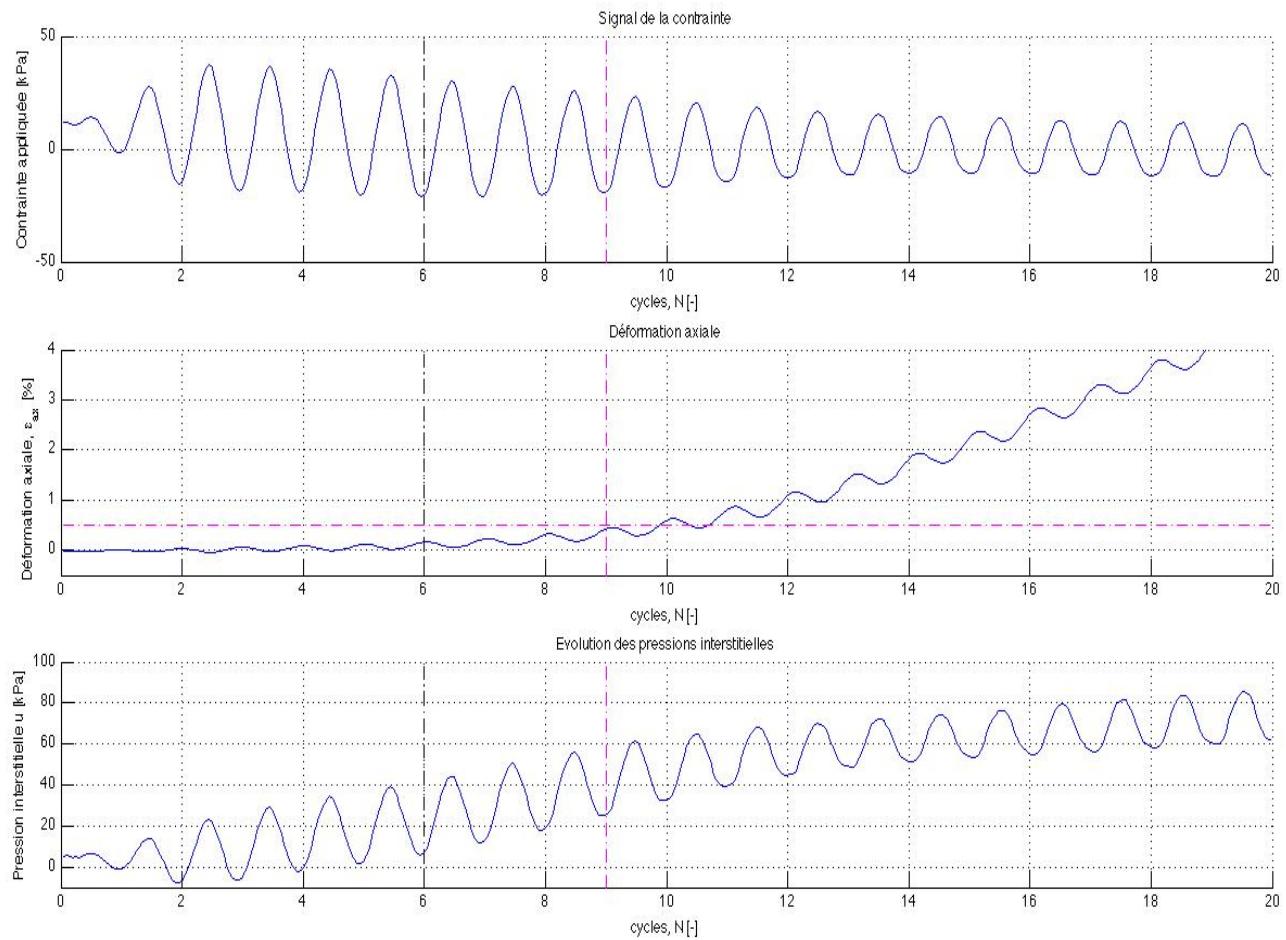


Figure 3.29 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn004 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$\text{CSR}_{\text{imposé}} = 0,150$$

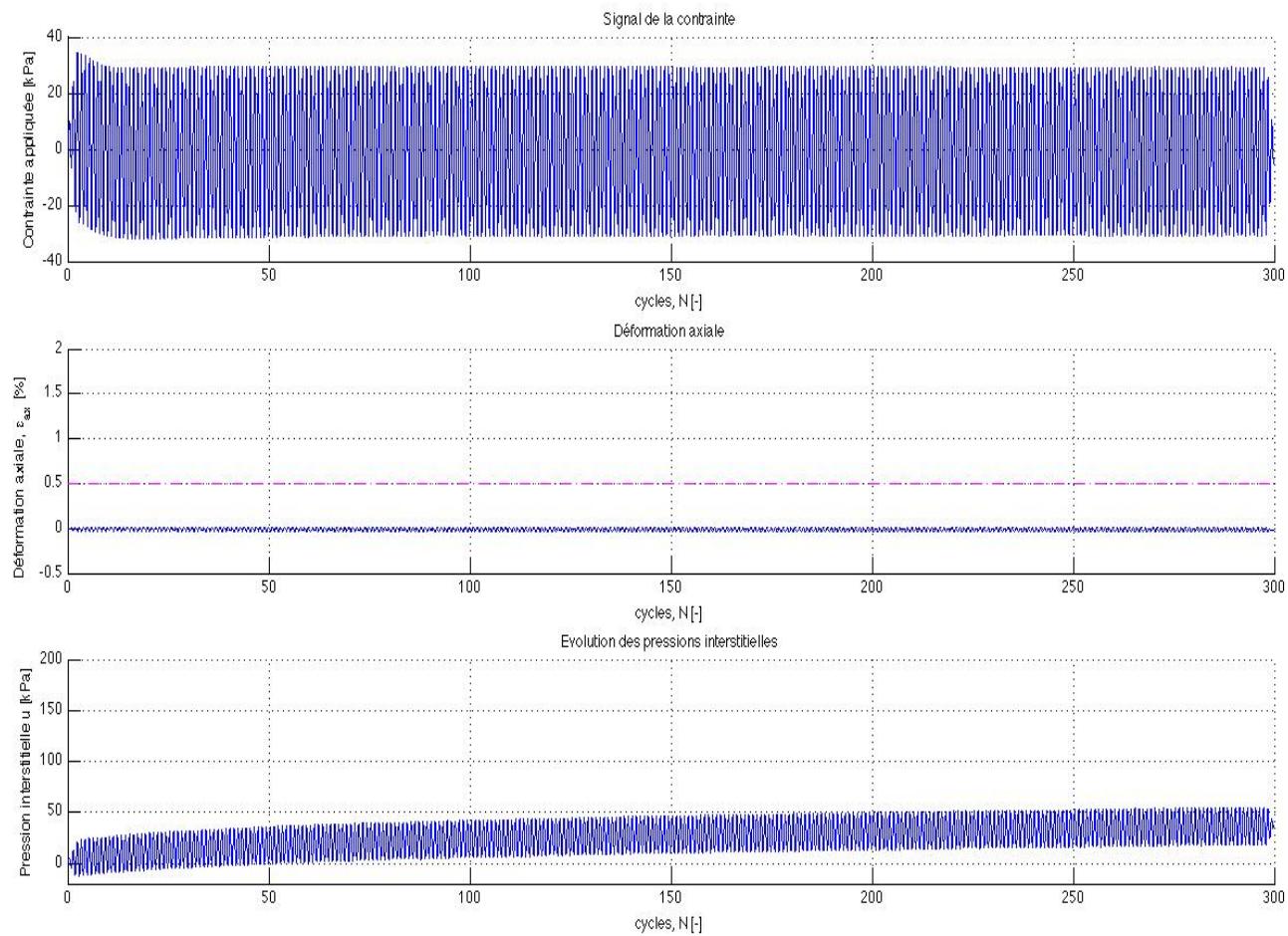


Figure 3.30 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – 200

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs (non satisfait); critère 2 : traits tillés magentas (non satisfait)

$$\text{CSR}_{\text{imposé}} = 0,075$$

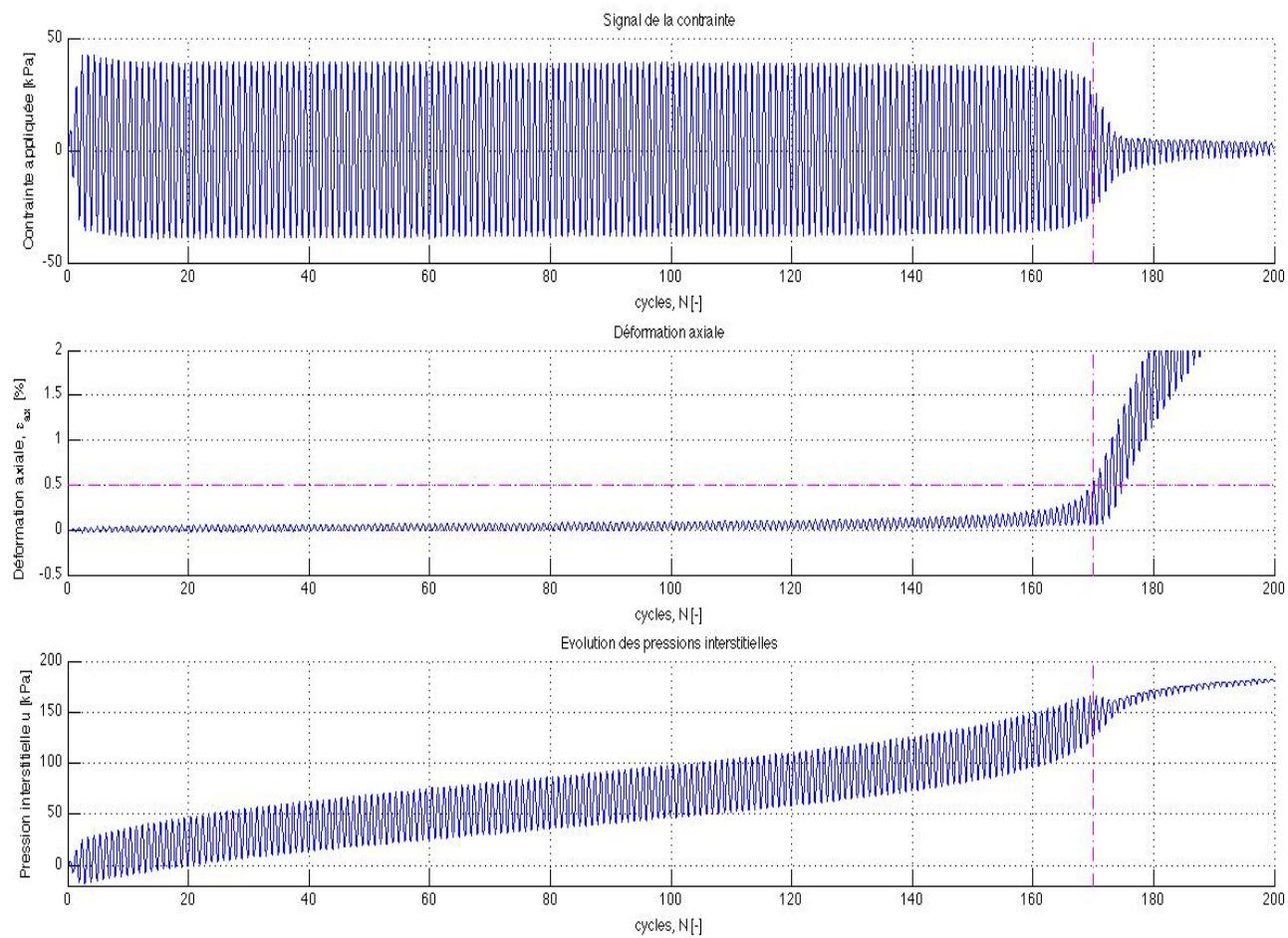


Figure 3.31 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn002 – 200

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,100$$

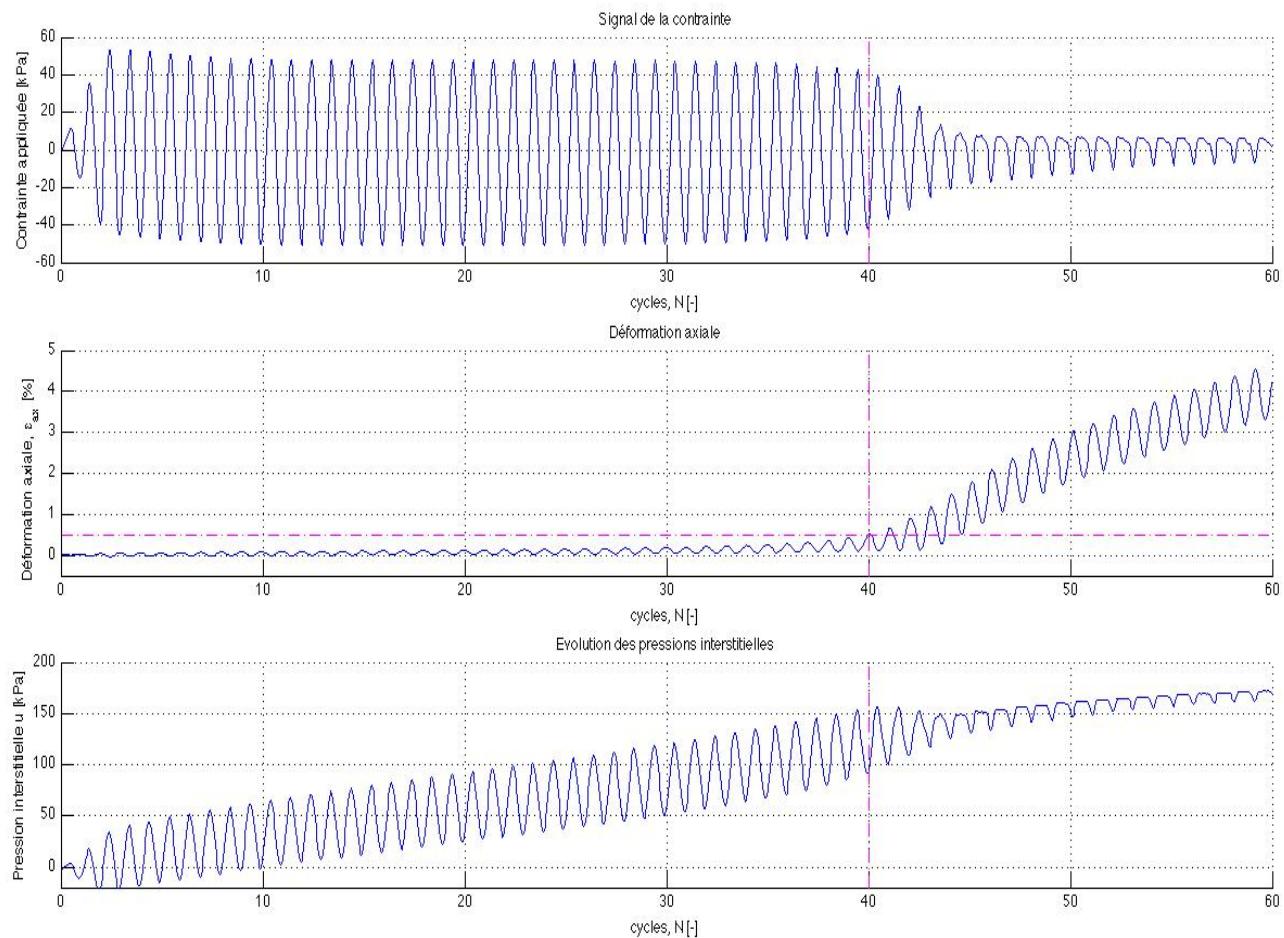


Figure 3.32 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn003 – 200

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

$$\text{CSR}_{\text{imposé}} = 0,125$$

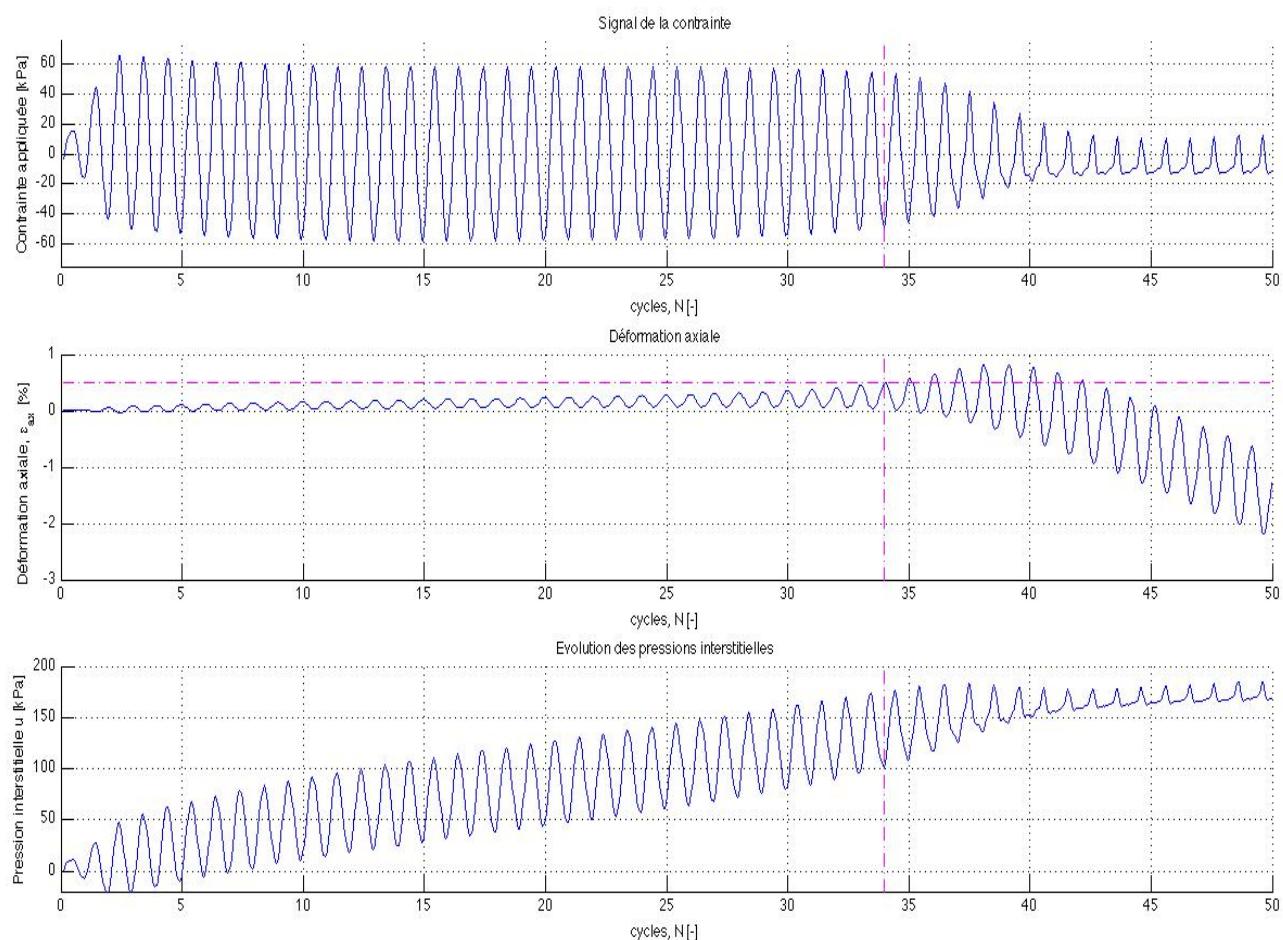


Figure 3.33 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn004 – 200

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

$CSR_{imposé} = 0,150$

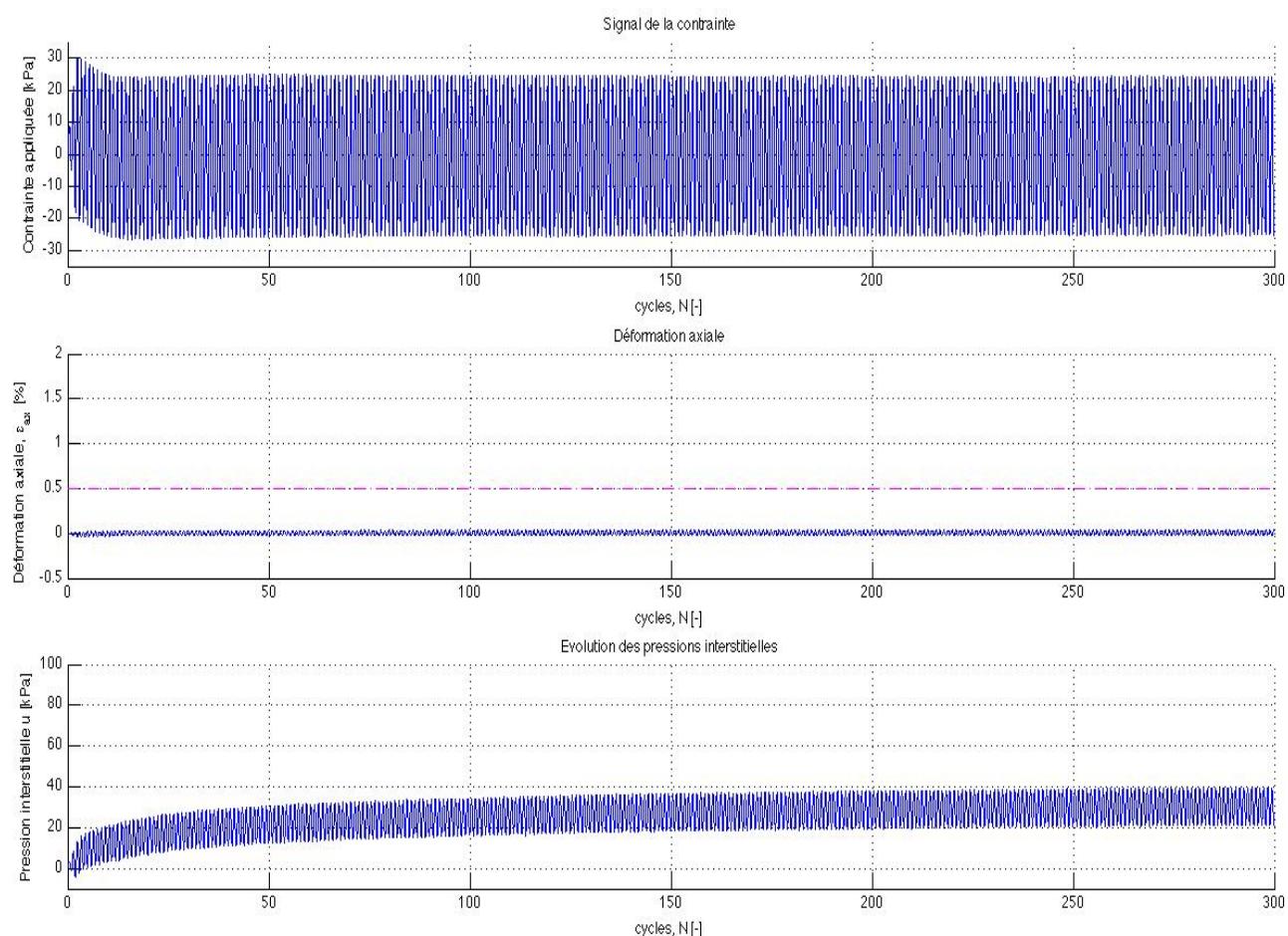


Figure 3.34 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn001 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs (non satisfait) ; critère 2 : traits tillés magentas (non satisfait)

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,130$$

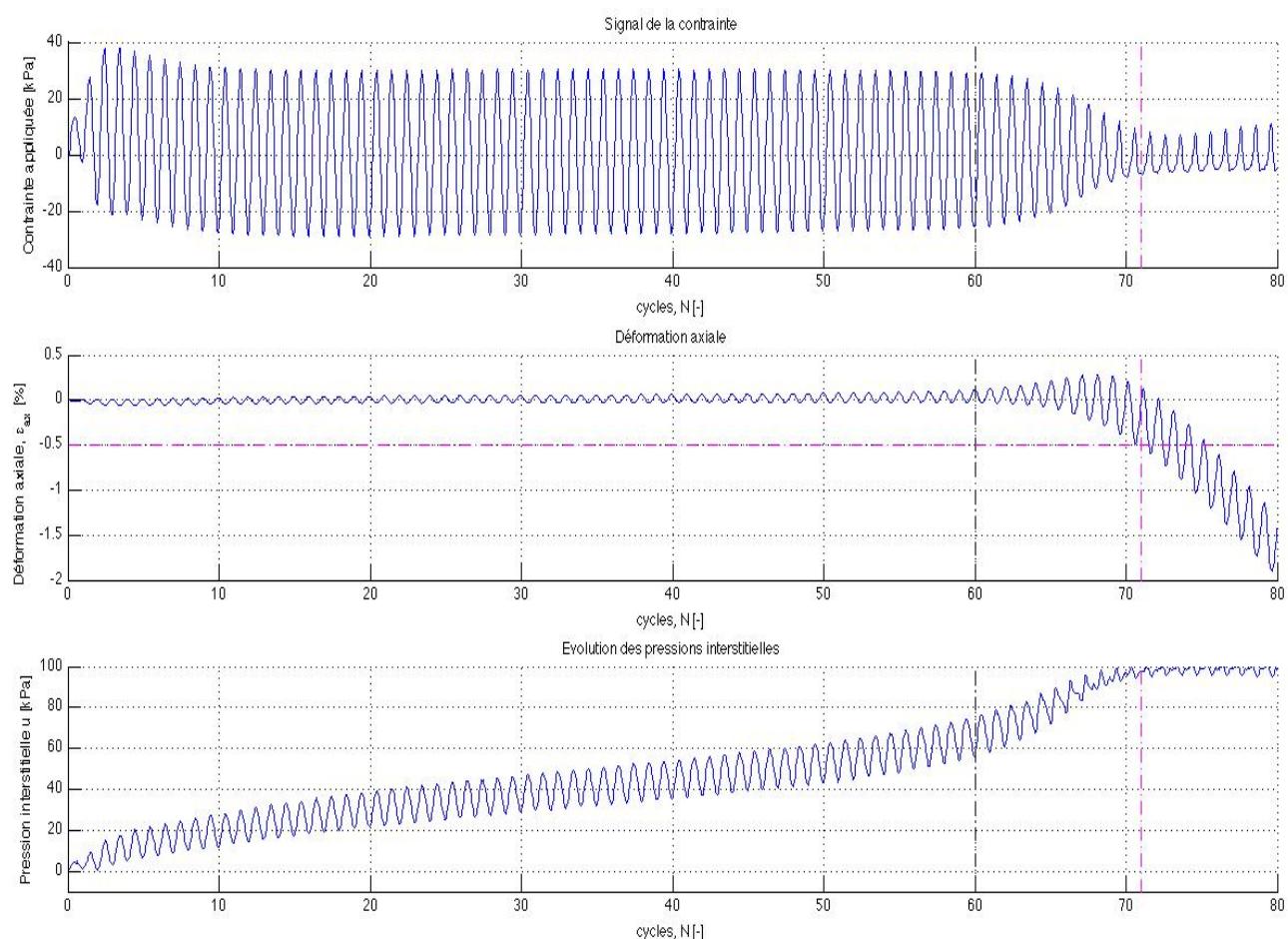


Figure 3.35 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn002 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,150$$

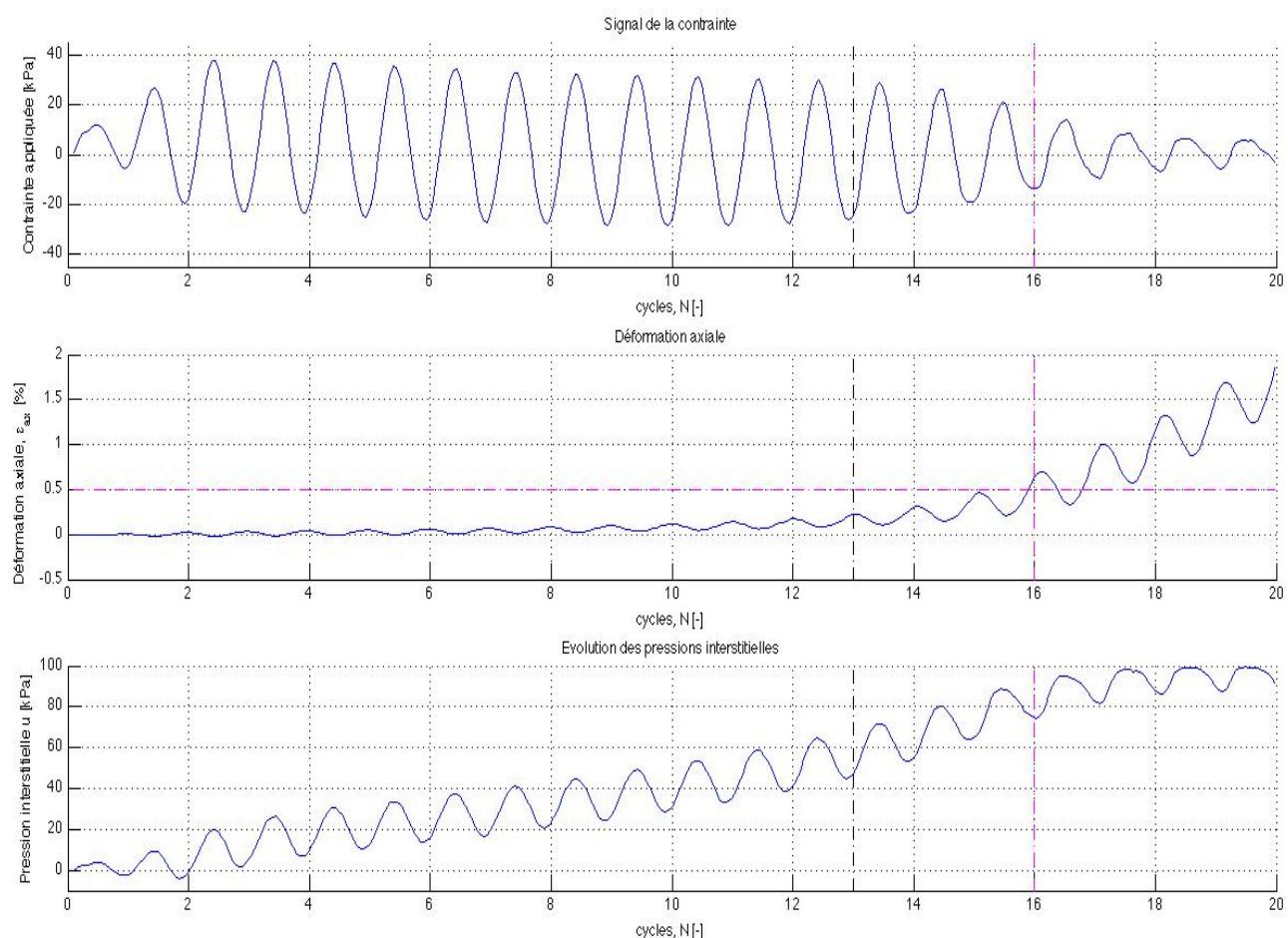


Figure 3.36 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn003 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,160$$

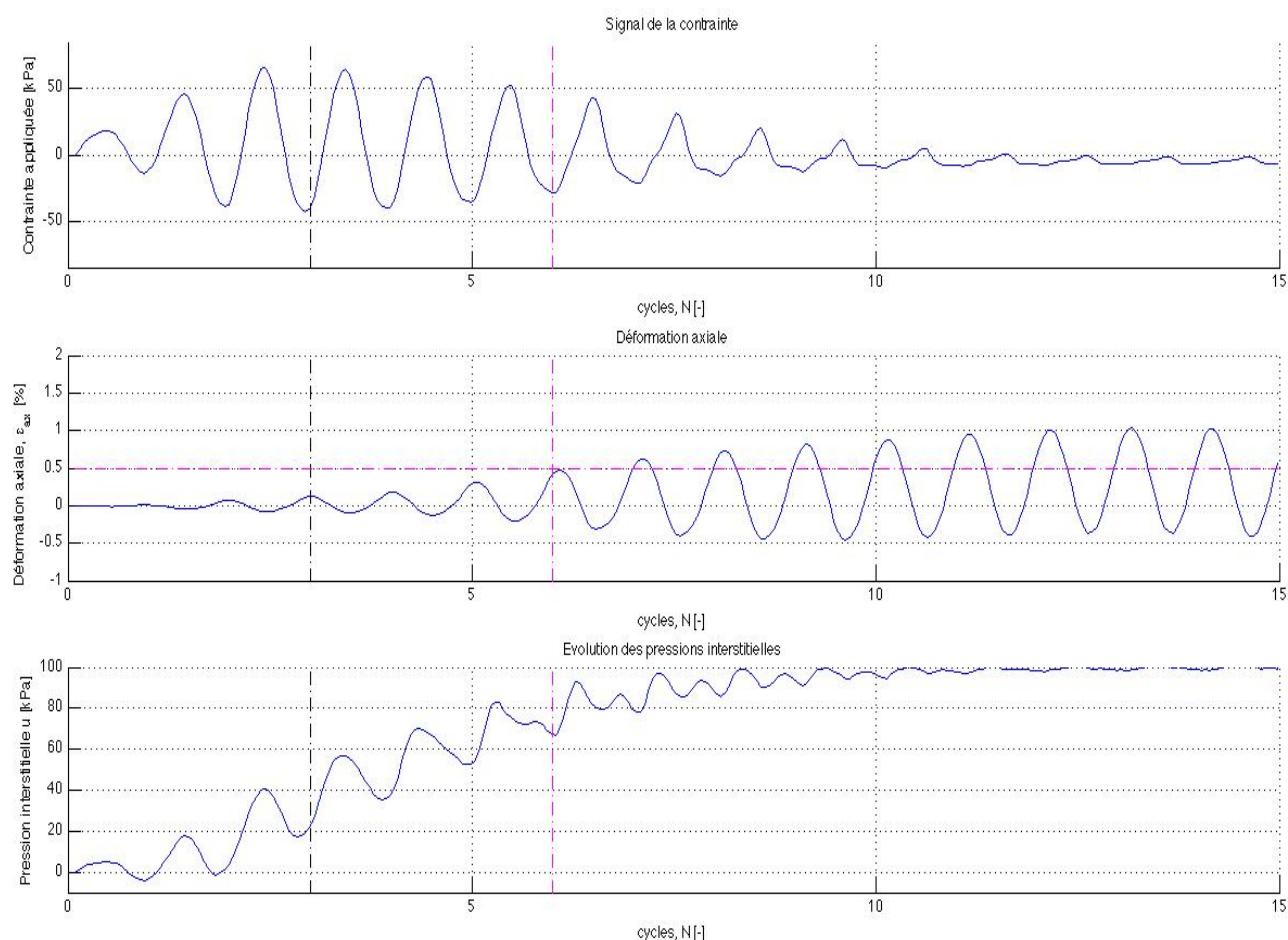


Figure 3.37 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn004 – 100

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,180$$

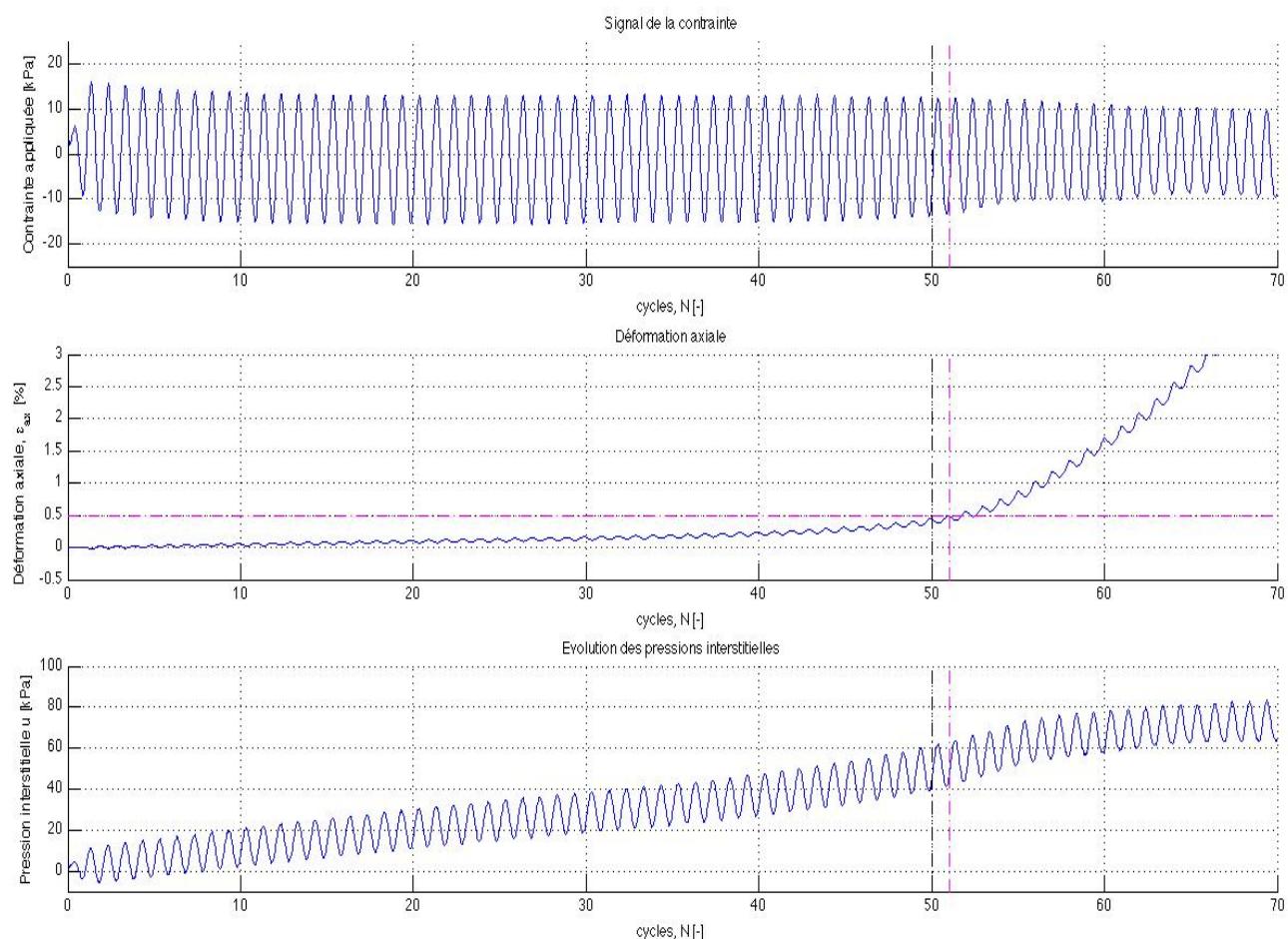


Figure 3.38 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai RMDyn001 – Add
 Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,075$$

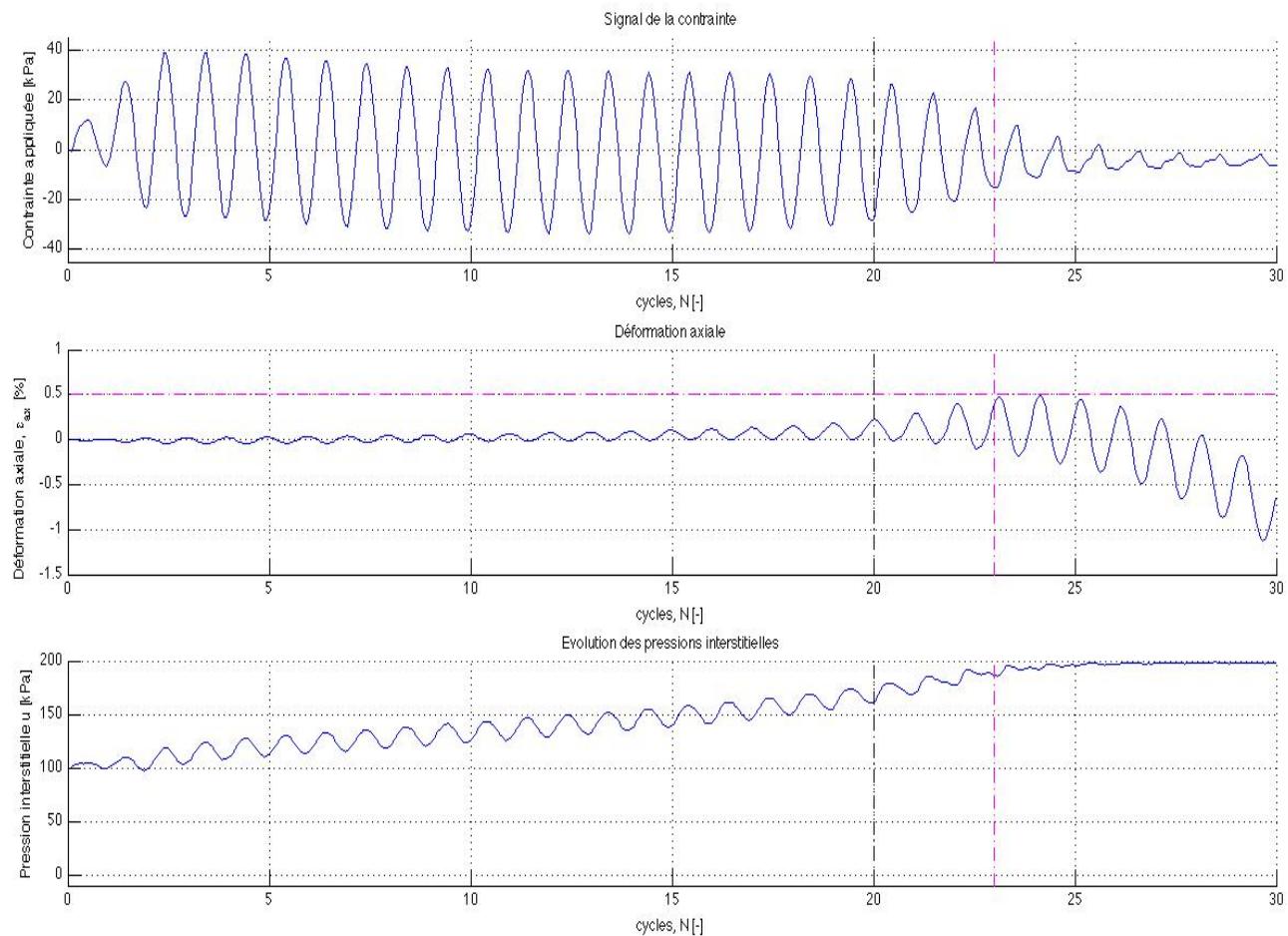


Figure 3.39 : Principales caractéristiques observées lors de l'essai SDyn001 – Add

Signal de la contrainte appliquée (a), signal de la déformation axiale (b) et signal des pressions interstitielles (c)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

$$CSR_{\text{imposé}} = 0,180$$

Les résultats des différentes séries d'essais permettent d'identifier les caractéristiques globales suivantes.

Contraintes

- On note une augmentation des contraintes durant les trois premiers cycles pour atteindre, voire dépasser légèrement, les valeurs visées,
- Il y a un décalage du signal de σ_D en chargement positif induisant une valeur moyenne des extrema de σ_D légèrement positive jusqu'au dixième cycle (ce nombre de cycle peut être plus important dans le cas de faibles chargements tels que ceux imposés dans la série RMDyn 55).
- L'amplitude du signal de la contrainte appliquées est constante jusqu'au seuil de déformation.

Déformation

- On observe une très faible amplitude jusqu'au seuil de déformation,
- La valeur moyenne des extrema est nulle (ou quasi nulle) jusqu'au seuil de déformation,
- L'ampleur de la variation du signal est marquée à partir du seuil et après celui-ci.

Pressions interstitielles

- La valeur moyenne de Δu montre une croissance linéaire jusqu'au seuil de déformation,
- L'amplitude de la variation du signal est relativement constante ou augmente légèrement jusqu'au seuil de déformation,
- La pression maximale atteinte au seuil de déformation est inférieure à la contrainte de confinement ($r_u < 1$).

CHAPITRE 4 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

L'ensemble des résultats présentés précédemment est analysé et commenté dans ce chapitre. Une analyse des essais quasi-statiques est réalisée dans un premier temps. Les essais cycliques sont ensuite analysés en commençant par réaliser un commentaire sur les critères communément utilisés pour définir l'initiation de la liquéfaction. L'objectif de cette démarche est de justifier l'utilisation de l'un des deux critères présentés et utilisés précédemment. Les résultats sont revus en débutant par les essais cycliques sur le sable, qui visent notamment à démontrer la validité du protocole expérimental. Une analyse détaillée des essais sur résidus miniers est ensuite présentée. Les deux essais additionnels sont finalement discutés de manière à souligner l'influence de certains paramètres sur les résultats.

4.1 Analyse des résultats des essais quasi-statiques

L'analyse de ce type d'essai se base sur la présentation des cercles de Mohr dans le plan $\sigma - \tau$ et sur le cheminement des contraintes (du MIT) présenté chapitre 3.

La réalisation des essais quasi-statiques a permis de déterminer certaines caractéristiques des matériaux. Leur caractère pulvérulent a été confirmé à l'aide des résultats des essais, selon la théorie de rupture de Mohr-Coulomb et le cheminement des contraintes du MIT. L'angle de frottement interne des matériaux a également été évalué et présente respectivement une valeur de $39,0^\circ$ et $35,9^\circ$ dans le cas du sable Demers et des résidus miniers Osisko.

Lorsque comparées aux données du tableau 1.1, les valeurs de l'angle de frottement interne confirment le caractère dense des matériaux évoqué lors de la présentation des résultats. Pour exploiter le tableau 1.1, le sable Demers est considéré comme un sable fin à granulométrie serrée (uniforme) et les résidus miniers Osisko comme des silts non plastiques.

Cet état dense semble être engendré par les différentes étapes de consolidation. Cet état est en effet confirmé dans le cas des résidus miniers lorsque l'on analyse les courbes de consolidation de la figure 4.1. Trois d'entre elles sont basées sur les travaux de Bolduc (2012) alors que la dernière a été déterminée dans le cadre cette recherche. Soulignons que les essais de consolidation réalisés par Bolduc (2012) sont caractérisés par l'application d'une contrainte uniaxiale qui diffère de la consolidation isotrope en cellule triaxiale imposée dans le cadre de cette

recherche. Cette variation notable se traduit par un indice des vides e légèrement plus faible pour le même niveau de contrainte appliqué dans le second cas.

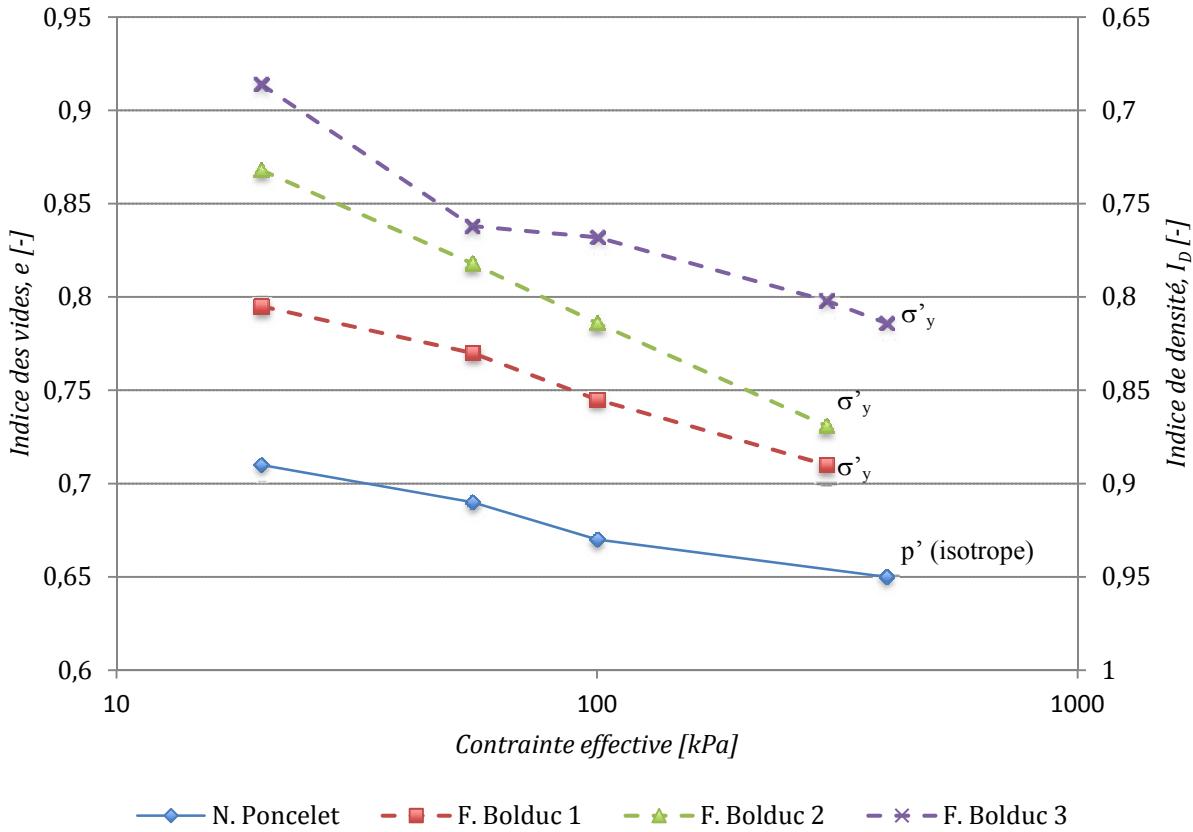


Figure 4.1 : Courbes de consolidation des résidus Osisko obtenus dans le cadre de cette recherche et suite aux travaux de Bolduc (2012)

La figure montre que l'indice des vides des résidus miniers diminue rapidement avec l'augmentation de la contrainte (σ_y ou p') pour atteindre des valeurs d'indice de densité I_d élevées.

L'étape de densification affecte également l'indice de densité des matériaux. Cependant, les niveaux de contrainte appliqués durant l'opération (18 kPa en succion et 15 kPa axialement) sont bien inférieurs à ceux des paliers de consolidation (≥ 55 kPa). Ces remarques à l'appui, on constate que les matériaux sont mis à l'essai dans un état dense, et ce pour tous les essais du programme expérimental. A ce sujet, Djedid (1986) et Bousquet (1988) insistent sur les difficultés liées à l'obtention d'échantillons à structures lâches et contractantes. Les seules

méthodes connues pour y parvenir se basent sur une faible teneur en eau de mise en moule (Konrad et al., 1991). Un état très lâche peut alors être obtenu grâce à la cohésion apparente développée par la succion capillaire. Ces méthodes présentent cependant l'inconvénient majeur de nécessiter l'utilisation de la technique de contrepression pour atteindre un degré de saturation S_f à peine supérieur à 97% (ce qui n'est pas souhaitable, comme nous le verrons plus loin).

La méthode développée dans le cadre de cette recherche permet quant à elle d'obtenir d'excellents résultats du point de vue de la saturation des échantillons (sans utilisation de contrepression) et se rapproche des conditions de dépositions des résidus miniers sur terrain. Cette saturation empêche toutefois l'apparition d'une cohésion apparente utile pour tenter d'obtenir une structure lâche (et contractante) lors de la mise en moule du matériau.

Les essais quasi-statiques permettent également de constater que le module de Young E de la zone pseudo-élastique n'est pas influencé par le confinement, et ce quel que soit le matériau étudié. On observe cependant que l'augmentation de la contrainte de confinement a tendance à augmenter le domaine pseudo-élastique des matériaux.

Dans le cas du sable, la contrainte de confinement présente également une influence sur l'angle de frottement interne du matériau. L'augmentation du confinement ayant tendance à réduire l'angularité des grains solides, la résistance au cisaillement et l'angle de frottement interne en sont diminuer. Ce phénomène n'a pas été observé dans le cas des résidus miniers.

La présentation du cheminement des contraintes des différents essais a permis d'évaluer l'angle de la ligne de rupture K_f avec l'horizontale. Celui-ci, évalué à $32,2^\circ$ pour le sable Demers et $30,4^\circ$ pour les résidus miniers Osisko, est utile pour l'analyse des résultats des essais cycliques sur les matériaux.

4.2 Analyse des résultats des essais cycliques

Les remarques formulées au sujet de la densité des échantillons lors de la phase d'essai représentent ici une problématique importante puisque, selon la théorie, les échantillons denses sont plus sujets à la mobilité cyclique qu'à la liquéfaction (i.e. Kramer, 1996). Le terme de comportement instable utilisé dans le cadre de ce travail fera donc allusion au phénomène de liquéfaction pris dans son ensemble qui regroupe la liquéfaction et la mobilité cyclique.

Pour analyser ce type d'essai, la littérature fait généralement l'usage de critères basés soit sur le niveau de déformation ou sur l'évolution des pressions interstitielles au sein de l'échantillon (Mulilis et al., 1977 ; Ishihara et al., 1980; Ishihara et al., 1981 ; Garga et McKay, 1984 ; Xia et Hu, 1991 ; Donahue et al., 2007 ; James, 2009). Le critère 2 présenté avec les résultats se base sur le premier concept et est discuté dans ce début de section. Les critères basés sur l'évolution des pressions interstitielles ne pourront pas être appliqués dans le cas des études sur résidus miniers comme il l'est démontré dans ce qui suit.

Suivant les essais, le nombre de cycles nécessaire pour vérifier l'un ou l'autre des critères peut être inférieur à 10. La détermination de la force appliquée sur l'échantillon peut alors être rendue difficile en raison de la variation du signal durant ces premiers cycles. Le chargement appliqué sur l'échantillon est alors déterminé pour tous les essais sur base de l'amplitude du signal de force qui est dans tout les cas constante jusqu'au seuil de déformation.

Dans le cas où le seuil de déformation est atteint après les trois premiers cycles nécessaires pour atteindre le chargement désiré, il s'agit de déterminer la valeur moyenne des amplitudes comprises entre le troisième cycle et le cycle N nécessaire à l'obtention du critère utilisé. Les valeurs obtenues peuvent varier légèrement selon le critère en raison de la variation du nombre de cycle à considérer.

Dans le cas où le critère choisi devait être initié dans l'intervalle des trois premiers cycles (dont les valeurs extrêmes augmentent de façon linéaire), une moyenne des chargements appliqués lors de chacun des cycles est alors considérée.

4.2.1 Synthèse des résultats

Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent la synthèse des principaux résultats obtenus suivant les critères 1 et 2 respectivement. Ils présentent, entre autre, les valeurs des CSR normalement imposées ($CSR_{théorique}$) et réellement appliquée par le système de chargement ($CSR_{réel}$). La fréquence et le niveau de contrepression pouvant varier lors des essais additionnels, ces données sont également renseignées pour chaque essai dans les deux tableaux. Le nombre de cycles N nécessaire pour atteindre l'un ou l'autre des critères, ainsi que la valeurs des pressions interstitielles maximale u_{max} et du rapport des pressions r_u qui lui correspondent sont finalement mentionnés.

Ces tableaux insistent sur l'influence des différents paramètres étudiés dans le cadre de ce travail. D'un point de vue de chaque série d'essai, l'augmentation de la contrainte déviatorique appliquée engendre une diminution dans le nombre de cycles nécessaire pour initier le comportement instable des échantillons (quel que soit le critère utilisé).

Les séries RMDyn – 55, RMDyn – 100 et RMDyn – 200 montrent que, pour un même niveau de chargement, l'augmentation du confinement engendre une augmentation dans le nombre de cycles nécessaires pour atteindre le comportement instable.

L'influence de la fréquence et la pression de confinement sont discutées en détail à la section 4.2.5. Soulignons ici que l'application d'une contrepression à pour effet d'augmenter la résistance à la liquéfaction des échantillons alors que alors que la diminution de la fréquence du signal de chargement engendrera une augmentation du potentiel de liquéfaction de l'échantillon.

Les résultats présentés dans les tableaux 4.1 et 4.2 sont également présentés sur les figures 4.2 et 4.3. Les commentaires sur l'influence du confinement, de la fréquence du signal du chargement ou de l'application d'une contrepression sont également valables pour ces figures. La figure 4.2 présente les résultats des séries RMDyn et RMDyn – Add selon les deux critères. Des courbes de tendances associées à chacune de ces séries y sont également disponibles. La figure 4.3 présente les résultats des séries SDyn et SDyn – Add ainsi que certaines données provenant des études de Xia et Hu (1991). L'ensemble des résultats est discuté dans le prochain chapitre.

Tableau 4. 1 : Détails numériques des résultats d'essais cycliques – critère 1

Essai	CSR _{théorique} [-]	CSR _{réel} [-]	F _{app} [N]	f [Hz]	Contrepression [kPa]	N [-]	u _{max} [kPa]	r _u [-]
RMDyn001 – 55	0,100	0,097	84	1	0	15	21,52	0,39
RMDyn002 – 55	0,125	0,111	96	1	0	10	24,83	0,45
RMDyn003 – 55	0,152	0,124	108	1	0	5	17,47	0,32
RMDyn001 – 100	0,075	0,071	111	1	0	125	60,68	0,61
RMDyn002 – 100	0,100	0,095	149	1	0	30	53,34	0,54
RMDyn003 – 100	0,125	0,115	181	1	0	23	55,91	0,56
RMDyn004 – 100	0,150	0,139	218	1	0	6	39,17	0,39
RMDyn001 – 200	0,075	0,073	230	1	0	-	-	-
RMDyn002 – 200	0,100	0,096	300	1	0	170	165,34	0,83
RMDyn003 – 200	0,125	0,122	382	1	0	40	153,57	0,78
RMDyn004 – 200	0,150	0,143	449	1	0	34	173,25	0,87
SDyn001 – 100	0,130	0,126	198	1	0	-	-	-
SDyn002 – 100	0,150	0,145	229	1	0	60	74,30	0,74
SDyn003 – 100	0,160	0,149	235	1	0	13	64,74	0,65
SDyn004 – 100	0,180	0,188	280	1	0	3	40,65	0,41
RMDyn001 – Add	0,075	0,071	111	0,5	0	50	60,14	0,60
SDyn001 – Add	0,180	0,178	280	1	100	20	174,33	0,74

Tableau 4. 2 : Détails numériques des résultats d'essais cycliques – critère 2

Essai	CSR _{théorique} [-]	CSR _{réel} [-]	F _{app} [N]	f [Hz]	Contrepression [kPa]	N [-]	u _{max} [kPa]	r _u [-]
RMDyn001 – 55	0,100	0,097	84	1	0	20	29,43	0,54
RMDyn002 – 55	0,125	0,104	90	1	0	14	32,19	0,58
RMDyn003 – 55	0,150	0,113	98	1	0	10	30,16	0,55
RMDyn001 – 100	0,075	0,071	111	1	0	131	64,37	0,64
RMDyn002 – 100	0,100	0,093	145	1	0	32	56,65	0,57
RMDyn003 – 100	0,125	0,111	174	1	0	26	57,93	0,58
RMDyn004 – 100	0,150	0,131	206	1	0	9	56,28	0,56
RMDyn001 – 200	0,075	0,073	230	1	0	-	-	-
RMDyn002 – 200	0,100	0,096	300	1	0	170	165,34	0,83
RMDyn003 – 200	0,125	0,122	382	1	0	40	153,57	0,78
RMDyn004 – 200	0,150	0,143	449	1	0	34	173,25	0,87
SDyn001 – 100	0,130	0,126	198	1	0	-	-	-
SDyn002 – 100	0,150	0,138	217	1	0	71	99,50	0,99
SDyn003 – 100	0,160	0,142	224	1	0	16	88,83	0,89
SDyn004 – 100	0,180	0,178	280	1	0	6	83,13	0,83
RMDyn001 – Add	0,075	0,071	111	0,5	0	51	61,98	0,62
SDyn001 – Add	0,180	0,175	275	1	100	23	191,25	0,91

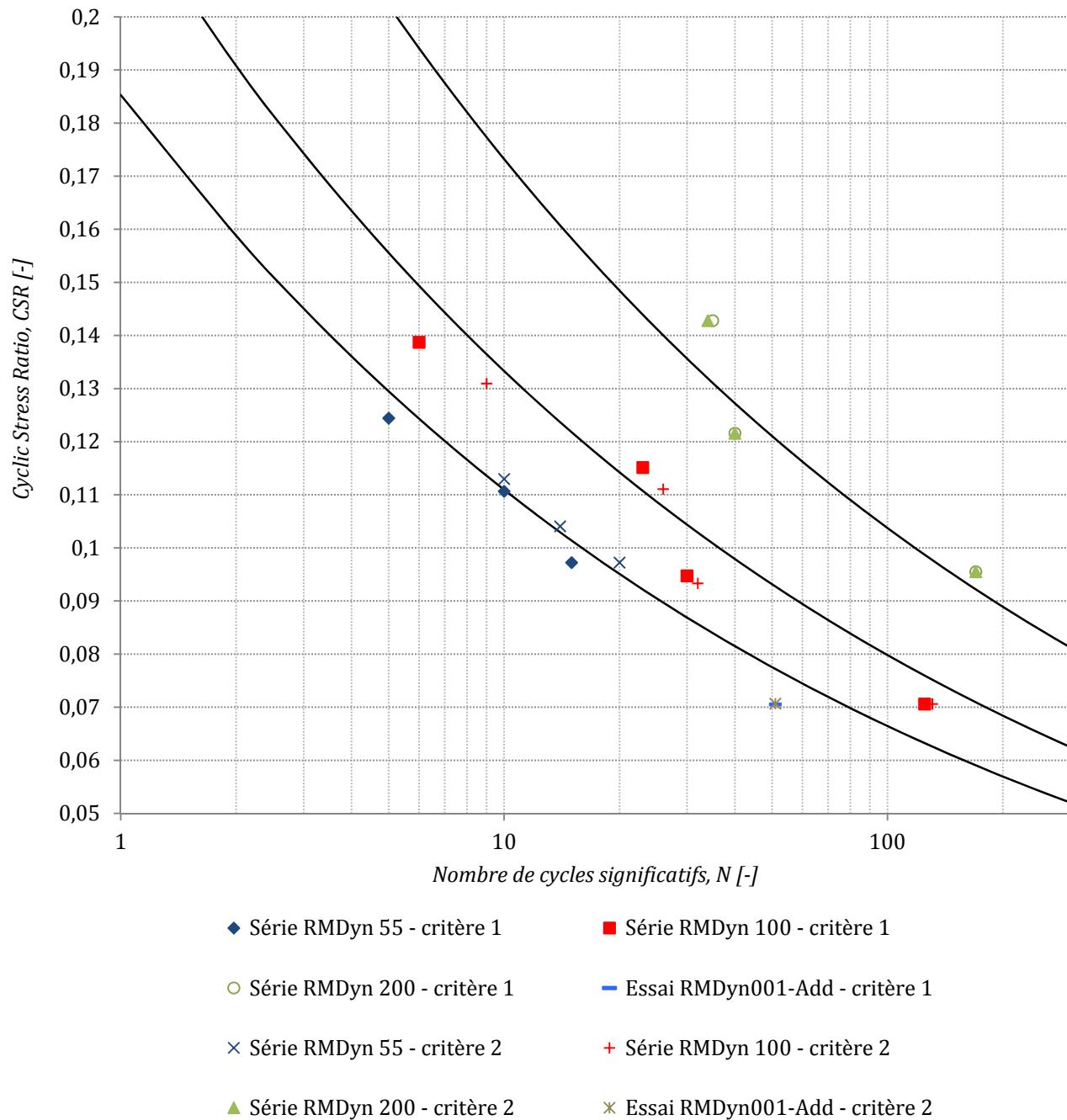


Figure 4.2 : Résultats des essais cycliques réalisés sur résidus miniers Osisko et courbes de tendance associées à chacune des séries d'essai.

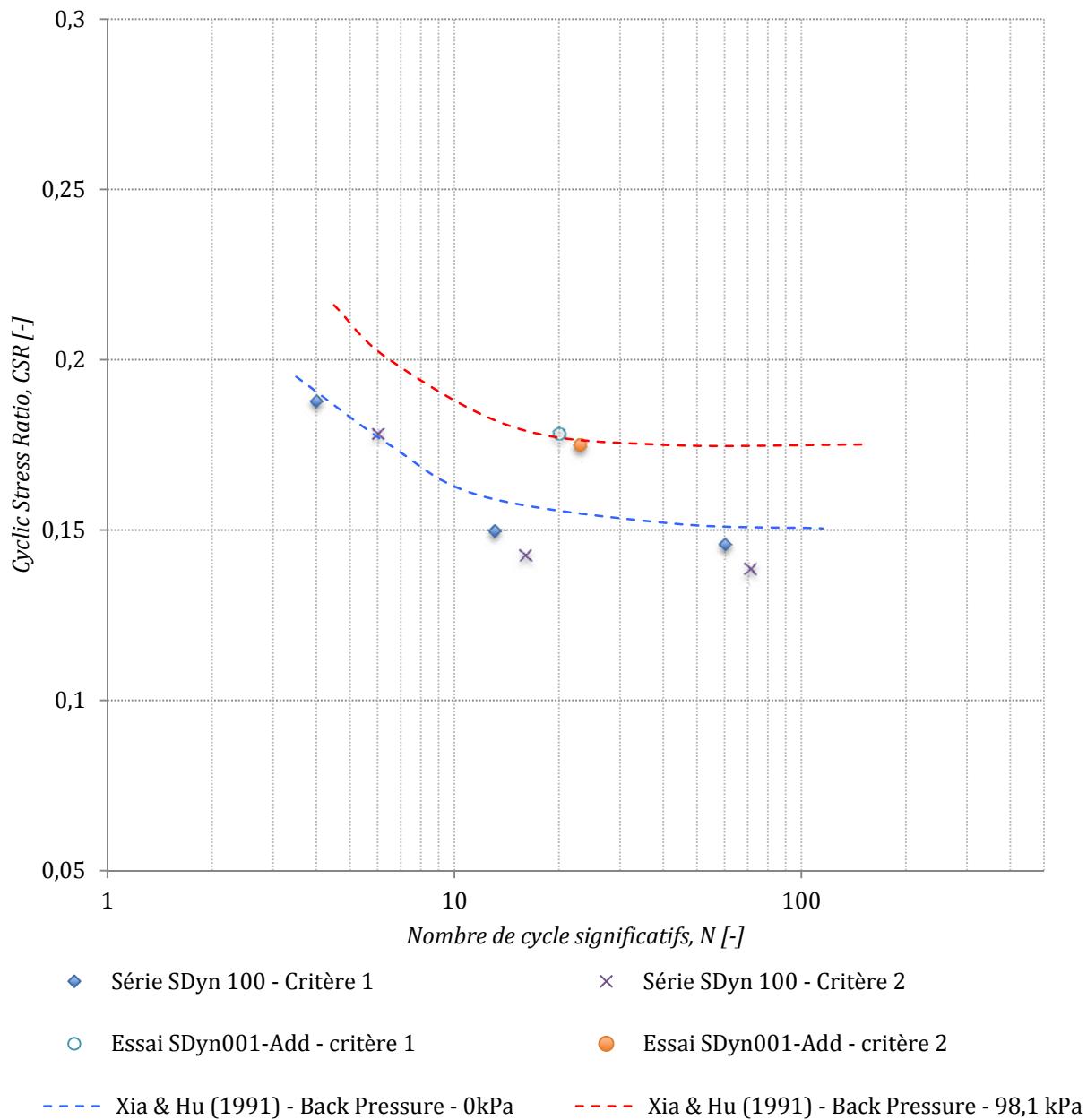


Figure 4.3 : Résultats des essais cycliques réalisés sur sable Demers et résultats d'études de Xia et Hu (1991)

4.2.2 Discussion sur les critères d'analyse

La pression interstitielle u est communément utilisée dans la définition de la liquéfaction des sols. Par exemple, le rapport des pressions r_u , la contrainte effective de confinement σ'_c ou les cheminements de contraintes effectives font tous intervenir ce paramètre.

Les tableaux 4.1 et 4.2 montrent que les rapports de pressions r_u obtenus lors des différents essais n'atteignent jamais l'unité (bien que souvent proche pour les études sur sable). Bien que le comportement instable puisse apparaître à des valeurs de r_u inférieures à 1 (voir section 1.1.5.1), il semble que la taille des échantillons et la conductivité hydraulique des matériaux peuvent affecter la valeur des pressions interstitielles u mesurées. Cette analyse vise à souligner une mauvaise lecture des pressions interstitielles dans le cas des résidus miniers et conduisent à préférer l'utilisation du critère 2 basé sur la déformation de l'échantillon.

Il est utile de décrire les caractéristiques des échantillons de sable. La figure 4.4 présente l'allure de l'échantillon de l'essai SDyn004 - 100 avant sa mise en cellule et lors du démontage.



Figure 4.4 : Échantillon de sable au démoulage (gauche) et au démontage (droite) de l'essai SDyn004 - 100

On constate sur cette figure que l'échantillon de sable est uniforme et ne présente pas de zone de déformation marquée. L'ensemble du volume est homogène en fin d'essai. Cette homogénéité semble être la conséquence d'une répartition uniforme des pressions interstitielles causée par la conductivité hydraulique élevée du matériau ($k_{sat} = 2,0 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$ - voir section 2.1.6).

Ce constat est différent pour le cas des études sur résidus miniers. La figure 4.5 présente en guise d'exemples les échantillons RMDyn002 – 100, RMDyn003-200, RMDyn004-200 en fin d'essai.



Figure 4.5 : Photos des échantillons de résidus miniers en fin d'essai
(de gauche à droite : RMDyn002 – 100, RMDyn003 – 200, RMDyn004 – 200)

Cette figure permet de constater la présence de zones où des déformations plus importantes se sont développées. Ces zones sont relativement espacées des embouts inférieur et supérieur (qui ont une influence sur la transmission des contraintes). La lecture des pressions interstitielles s'effectue sur ces extrémités, mais la faible conductivité hydraulique des résidus miniers ($k_{sat} = 2,0 \cdot 10^{-5}$ cm/s - voir section 2.1.6) ne semble pas permettre une homogénéisation des pressions sur toute la hauteur de l'échantillon. Rappelons que le déplacement imposé lors des essais quasi-statiques était de $1\mu\text{m}/\text{s}$ en vue de permettre cette homogénéisation ; cette vitesse de déformation est nettement plus faible que durant les essais cycliques.

Dans le cas des essais cycliques sur résidus miniers, il est donc possible que les pressions interstitielles enregistrées aux bornes de l'échantillon ne soient pas représentatives des conditions réelles en tout point de celui-ci.

L'analyse des cheminements de contraintes effectives obtenus suite à la réalisation des essais sur résidus miniers permet d'appuyer cette hypothèse lorsqu'ils sont comparés à la théorie. Comme développé dans le chapitre 1, Kramer (1996) permet de définir la mobilité cyclique d'un échantillon dense soumis à sollicitation cyclique sur base de la ligne de rupture K_f d'angle θ établie à l'aide des essais quasi-statiques. Selon l'auteur, le matériau perd sa résistance lorsque le cheminement de contraintes effectives atteint cette ligne de rupture. La figure 4.6, adaptée de

Aubertin et al. (2012), en présente une illustration. Rappelons que les pressions interstitielles influencent grandement la construction de ces graphiques.

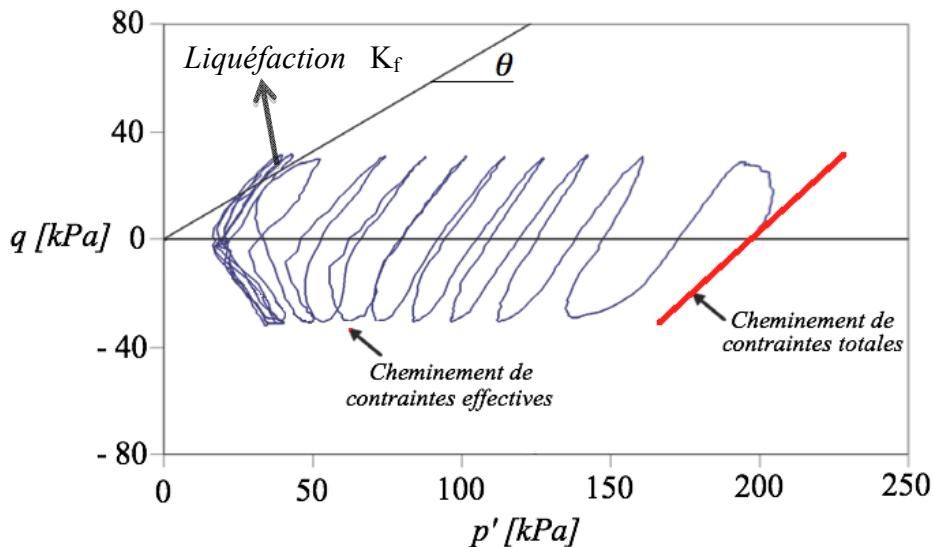


Figure 4.6 : Cheminement de contrainte total et effectif d'un matériau ayant une conductivité hydraulique relativement élevée (adapté de Aubertin et al., 2012)

La figure 4.7 présente une représentation similaire appliquée à l'essai SDyn003 – 100. Les ronds bleu et rouge visibles sur cette figure correspondent respectivement aux critères 1 et 2 utilisés lors de la présentation des résultats (voir section 3.2.1).

Dans le cas du sable, les pressions interstitielles mesurées aux bornes de l'échantillon semblent représentatives des conditions réelles au sein de celui-ci. Elles permettraient donc une bonne détermination des cheminements de contraintes effectives tels que présentés sur la figure 4.5.

Il est intéressant de remarquer que le second critère basé sur une déformation axiale de 0,5% (point rouge), semble en accord avec la théorie présentée dans Kramer (1996). La courbe du cheminement de contraintes atteint en effet la droite K_f au cycle qui correspond à la vérification de ce critère. L'annexe 11 présente ces courbes pour l'ensemble des autres essais sur le sable Demers. Elles confirment la concordance du critère 2 avec la théorie présentée dans Kramer (1996).

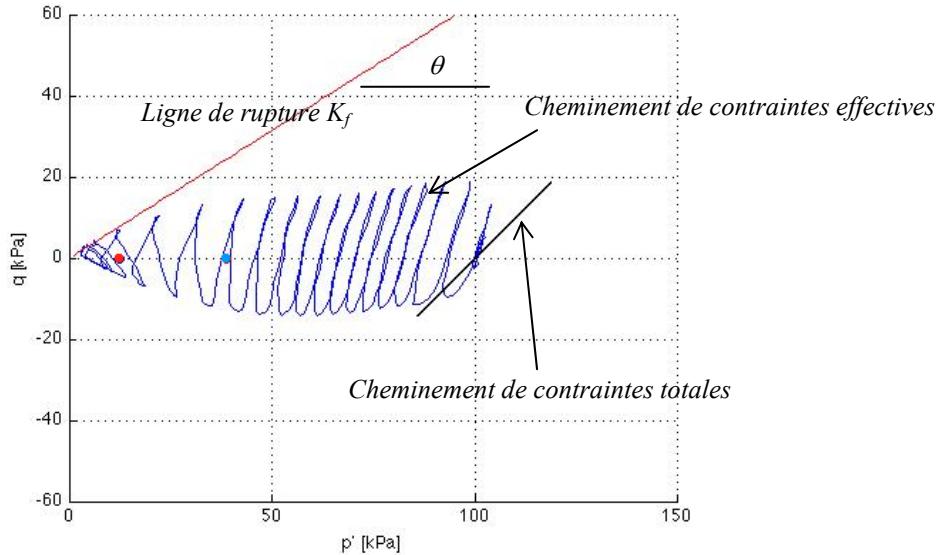


Figure 4.7 : Cheminement des contraintes totales et effectives lors de l'essai SDyn003 – 100

Critère 1 : point bleu ; critère 2 : point rouge

La figure 4.8 présente le même type d'analyse appliquée à l'essai RMDyn003 – 200. Cette figure permet de constater que la forme des boucles du cheminement de contrainte dans le plan p' - q est différente. Il y a aussi une chute marquée des contraintes appliquées sur l'échantillon avant d'atteindre la ligne de rupture K_f . Cette diminution des contraintes est synonyme d'une perte de résistance au cisaillement de l'échantillon. Cette condition peut être utilisée (selon nos critères) pour définir l'initiation d'un comportement instable. Cette différence par rapport aux figures 4.4 et 4.5 serait, selon nos hypothèses, la conséquence d'une lecture des pressions interstitielles aux bornes de l'échantillon qui n'est pas représentative des conditions en tous points de celui-ci. Pour tous les essais sur résidu miniers, l'initiation du comportement instable semble avoir lieu dans des parties éloignées des extrémités. L'augmentation des pressions interstitielles dans ces zones ne serait pas correctement mesurée aux bornes de l'échantillon (durant le chargement cyclique) conduisant à une certaine incohérence dans le traitement de résultats basés sur u .

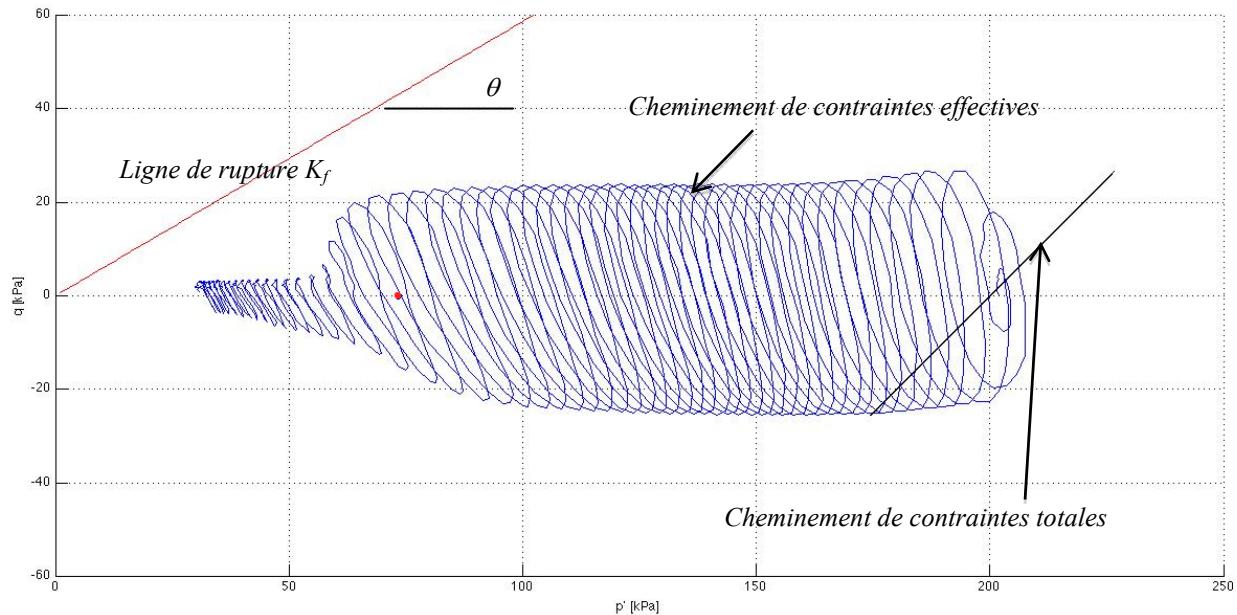


Figure 4.8 : Cheminement de contrainte total et effectif lors de l'essai RMDyn003 - 200

Ces observations nous conduisent à préférer l'utilisation d'un critère d'initiation de la liquéfaction basé sur la déformation des échantillons plutôt que sur l'évolution des pressions interstitielles au sein de ceux-ci. Le second critère serait le plus adéquat pour définir l'initiation d'un comportement instable pour les deux types de matériaux. Il est justifié dans le cas du sable par sa concordance avec la théorie (Kramer, 1996). L'analyse des résultats d'essais sera basée sur ce critère. Dans un premier temps, les résultats des essais sur le sable seront comparés aux données disponibles dans la littérature. Ces démarches visent notamment à valider le protocole expérimental.

4.2.3 Essais sur sable Demers

La littérature contient de très nombreuses études réalisées sur divers types de sable en vue d'évaluer leur résistance à la liquéfaction. Toutefois, la quasi-totalité de ces études utilisent une contrepression (pour la saturation) dont les niveaux atteignent communément près de 700 kPa. L'influence de cette technique sur la résistance à la liquéfaction des échantillons a été démontrée par de Xia et Hu (1991) ; les résultats de leur étude représentent une bonne base de comparaison pour ce projet.

Les essais de l'étude de Xia et Hu (1991) ont été réalisés sous un confinement de 98,1 kPa, avec des niveaux de contrepression variant de 0 à 392,4 kPa. La contrainte déviatorique σ_D appliquée est une sinusoïdale de fréquence 1 Hz. Le matériau utilisé est un sable fin aux caractéristiques assez proches de celles du sable utilisé ici. Le tableau 4.1 présente une comparaison des caractéristiques des deux matériaux.

Tableau 4.3 : Comparaison des caractéristiques de base entre le sable étudié par Xia et Hu (1991) et le sable Demers

Paramètres	Xia et Hu (1991)	Sable Demers
Coefficient d'uniformité, C_U [-]	3,7	1,51
D_{50} [mm]	0,099	0,114
Densité relative des grains, D_r [-]	2,74	2,73
Masse volumique sèche, ρ_d [kg/m ³]	1 620	1 540

Ce tableau montre certaines différences entre les deux types de sable. Le coefficient d'uniformité C_U du sable Demers est plus faible que celui du sable utilisé par Xia et Hu (1991). La courbe granulométrique du sable Demers est donc plus uniforme, ce qui représente un risque plus important en terme de liquéfaction comme rapporté à la section 1.1.4.1. Cette caractéristique granulométrique influence aussi les valeurs des masses volumiques sèches ρ_d des matériaux. Un étalement granulométrique plus grand, et donc un coefficient d'uniformité C_U plus élevé, est en effet synonyme d'un remplissage des vides plus complet et donc, d'une masse volumique plus élevée (tout autre facteur étant égaux).

Ce tableau montre également que le diamètre D_{50} du sable utilisé par Xia et Hu (1991) est plus petit que celui du sable Demers. Cette finesse pourrait conduire à un risque plus important pour la liquéfaction mais cette remarque a cependant une influence minime comparée à celle portée sur le coefficient d'uniformité C_u et de la densité.

La fréquence du signal de chargement ainsi que la contrainte de confinement imposée durant les essais de Xia et Hu (1991) sont pratiquement identiques à celles utilisées pour l'étude sur le sable dans le cadre de cette recherche. Nous considérons donc que les deux approches sont comparables, mais avec un risque de liquéfaction possiblement plus important dans le cas du sable Demers en raison d'un coefficient d'uniformité C_u plus faible.

Les résultats sont montrés à la figure 4.7 pour les séries SDyn – 100 et SDyn – Add (critère 2 uniquement). Certains résultats de Xia et Hu (1991) utilisés pour la comparaison y sont également montrés.

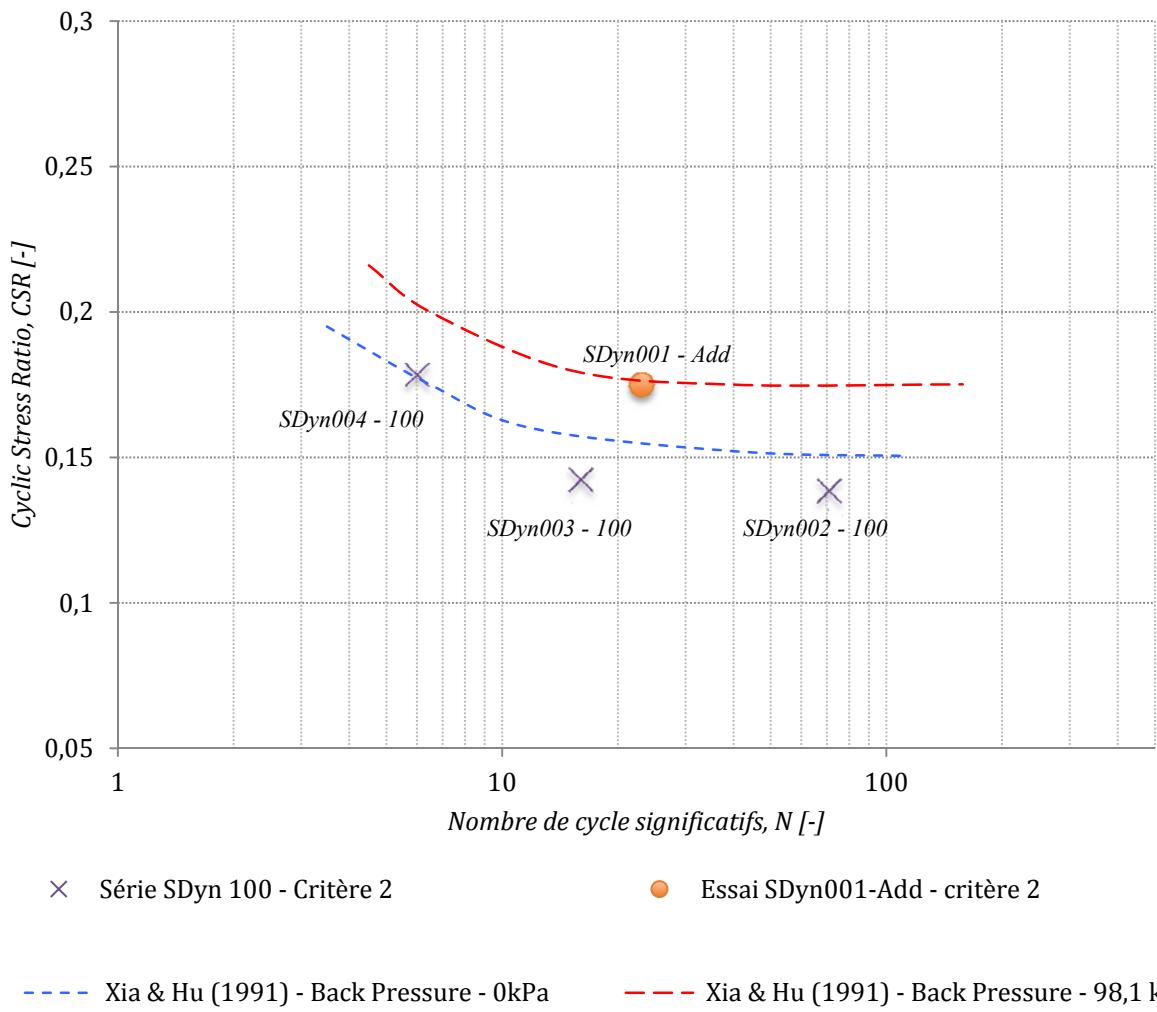


Figure 4.9 : Résultats des essais cycliques réalisés sur le sable Demers (selon le critère 2) et certaines résultats des études de Xia et Hu (1991)

On constate sur cette figure qu'il existe une bonne concordance entre les résultats des deux études. Les résultats de la série SDyn – 100, réalisée sans application de contrepression, sont en effet en accord avec les résultats des essais de Xia et Hu (1991) pour les mêmes conditions d'essai. Soulignons que l'essai SDyn001 – 100 réalisé en imposant un CSR de 0,126 n'est pas montré sur cette figure puisqu'il n'y a pas eu initiation d'un comportement instable selon notre critère. L'objectif de cet essai était justement de vérifier la « non liquéfaction » prédicta par Xia et Hu (1991) pour un tel niveau de contrainte cyclique, ce qui semble bien être le cas ici. La résistance à la liquéfaction du sable Demers pour la série est légèrement inférieure à celle du sable utilisé par Xia et Hu (1991), ce qui est en accord avec les commentaires formulés plus haut.

L'essai SDyn001 – Add visait à évaluer l'influence d'une contrepression (Back Pressure) de 100 kPa sur les résultats. Il apparaît une nouvelle fois que les deux études concordent lorsque les résultats de cet essai sont comparés aux résultats des essais réalisés sous les même conditions par Xia et Hu (1991). Les conditions imposées lors de cet essai additionnel sont les mêmes que pour l'essai SDyn004 – 100, mis à part en ce qui concerne l'application de la contrepression (voir tableau 3.8). Les résultats montrent que la contrepression peut augmenter la résistance à la liquéfaction des sols.

La concordance des résultats présentés ci-dessus permet aussi de confirmer la validité du protocole expérimental proposé dans le cadre de cette recherche.

4.2.4 Essais sur résidus miniers Osisko

La synthèse des résultats des différentes séries RMDyn sur résidus miniers (tableaux 4.1 et 4.2) a permis de constater l'influence du confinement sur le nombre de cycle nécessaire pour atteindre le critère 2 ($\varepsilon = 0,5\%$). Ce nombre de cycle augmente avec la contrainte confinement pour un même niveau de contrainte cyclique CSR.

L'analyse de ces résultats vise à évaluer l'application de l'expression [2.11] pour chacune des séries d'essais. Cette démarche est effectuée sur la base des courbes de tendance de chacune des séries d'essai telles que présentées, avec leur équation, sur la figure 4.10. Le tableau 4.4 synthétise les valeurs des paramètres A_0 et b liés à chacune des séries d'essais et présente une valeur moyenne du paramètre b .

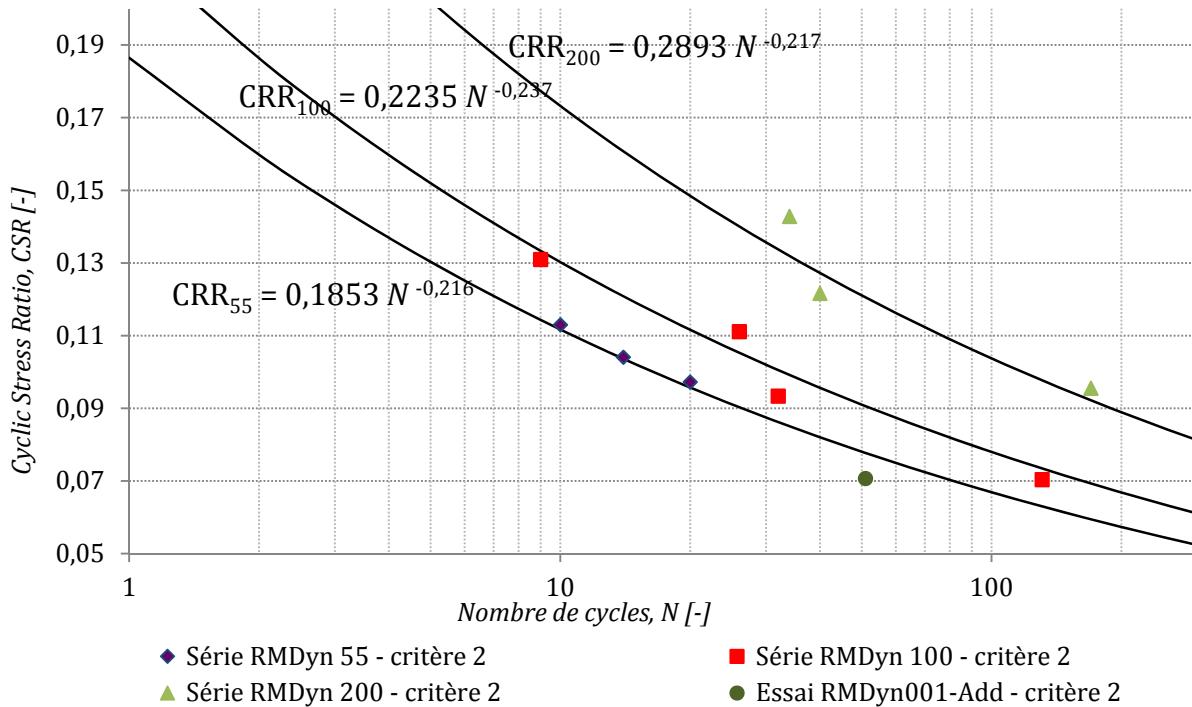


Figure 4. 10 : Résultats des essais cycliques sur résidus miniers Osisko selon le critère 2 avec courbes de tendances

Tableau 4. 4 : Valeurs des paramètres A_0 et b de chacune des séries d'essais RMDyn et valeur moyenne du paramètre b

Série	A_0	b
RMDyn – 55	0,1853	0,216
RMDyn – 100	0,2235	0,237
RMDyn – 200	0,2893	0,217
b moyen =		0,223

Les valeurs présentées dans ce tableau indique que le paramètre A_0 tend à augmenter en fonction du confinement (et donc de l'indice de densité I_D). Le paramètre b est relativement constant, ce qui est en accord avec l'analyse de Idriss et Boulanger (2006) qui mentionne que le paramètre b serait une constante pour un matériau donné. Cette observation conduit à utiliser une valeur unique basée sur la moyenne des trois valeurs du paramètres b , soit $b = 0,223$. L'utilisation de cette valeur moyenne peut nécessiter une légère correction de la valeur du paramètre A_0 pour obtenir une bonne corrélation entre la fonction (expression [2.11] et les résultats qui lui sont associés. La figure 4.11 présente les courbes corrigées (pour $b = 0,223$) avec les différents paramètres qui représentent la résistance cyclique des résidus Osisko.

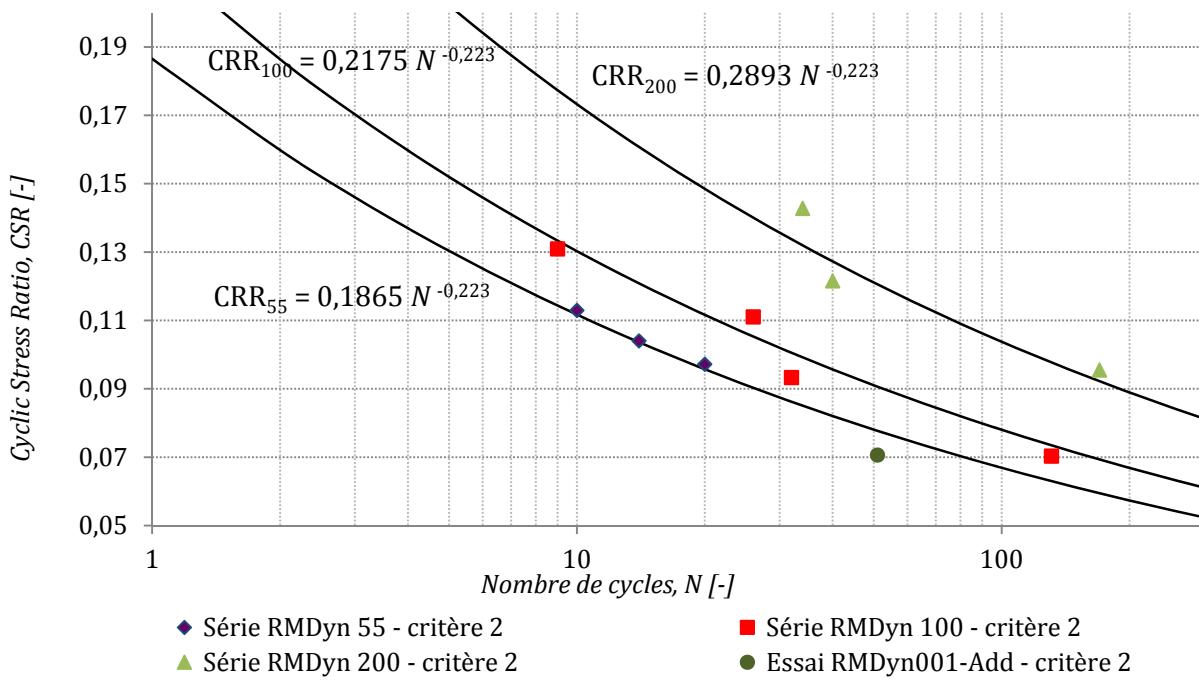


Figure 4.11 : Résultats des essais cycliques sur résidus miniers Osisko selon le critère 2 avec courbes de tendances ajustées (A_0 ajustés pour $b = 0,223$).

Ces résultats pourraient être comparés aux quelques études réalisées sur des résidus miniers en cellule triaxiale, telles que celles de Ishihara et al. (1980), Ishihara et al. (1981), Garga et McKay (1984) ou Riemer et al. (2008). Cette comparaison serait cependant incertaine en raison des granulométries des matériaux différentes et surtout, en raison des techniques de mises en moule (à sec) impliquant l'utilisation d'une contrepression pour réaliser la saturation des échantillons. Soulignons de plus que les critères utilisés lors de ces études pour définir la

liquéfaction se basent usuellement un rapport de pression égale à l'unité ou sur des déformations (double amplitude) de 5% ou 10%. Dans le cadre de cette recherche, de tels niveaux de déformation ne sont atteints qu'après la perte de résistance des différents échantillons. Suite à ces différences notables, il apparaît que les résistances à la liquéfaction des études précitées sont 2 à 4 fois supérieures à celles obtenues ici pour les résidus Osisko. A titre d'exemple, les études de Ishihara et al. (1981) font l'étude de résidus miniers issus de la mine El Cobre (cuivre) au Chili. Les caractéristiques du matériau sont présentées et comparées avec celles des résidus miniers Osisko dans le tableau 4.5. Les paramètres A_0 et b liés à la résistance cyclique des résidus El Cobre (pour 50 kPa de confinement) et Osisko (pour 55 kPa de confinement) sont également présentés afin d'être comparés.

Tableau 4. 5 : Caractéristiques granulométriques des résidus El Cobre et Osisko et valeurs des paramètres A_0 et b associés à la résistance cyclique des matériaux.

Indice	Résidus El Cobre	Résidus Osisko
D_{10} [mm]	0,002	0,0029
D_{30} [mm]	0,009	0,0083
D_{50} [mm]	0,018	0,016
D_{60} [mm]	0,023	0,021
C_U [-]	11,5	7,24
C_c [-]	1,76	1,13
A_0 [-]	0,2735	0,1865
b [-]	0,217	0,223

Malgré une similitude dans les caractéristiques granulométriques des matériaux, le paramètre A_0 des résidus El Cobre est 1,5 fois supérieur à celui des résidus Osisko pour des conditions similaires de confinement. La technique de mise en moule (à sec) et l'utilisation d'une contrepression (330 kPa) peuvent être à l'origine de cette différence dans le comportement dynamique. Notons également qu'il existe une différence entre le type de roche des différents résidus, paramètres qui peut conduire à une résistance sensiblement plus élevée dans le cas des résidus El Cobre (mine de cuivre).

Les résultats présentés à la figure 4.11 ne sont pas directement applicables aux conditions de contraintes anisotropes de terrain (où $\sigma'_h = K_o \sigma'_v$). En raison des conditions de chargement différentes, Idriss et Boulanger (2006) proposent d'utiliser la relation suivante afin de transposer aux conditions de terrain les résultats obtenus à partir d'essais triaxiaux.

$$\frac{CRR_{\text{terrain}}}{CRR_{\text{Triax}}} = 0,9 \cdot \left(\frac{1+2(K_o)_{\text{terrain}}}{3} \right) \quad [4.1]$$

Cette expression fait apparaître le coefficient des terres au repos K_o qui peut être déterminé à l'aide de l'équation [4.2] (Jáky, 1944 et 1948). Cette dernière utilise l'angle de frottement interne déterminé par les essais quasi-statique ($\phi' = 35,9^\circ$).

$$K_o = 1 - \sin \phi' \approx 0,41 \quad [4.2]$$

Dans ces conditions, le facteur correctif permettant le passage des conditions de laboratoire aux conditions de terrain est égal à 0,5486. La figure 4.12 présente les courbes de CRR corrigées pour la condition K_o de terrain, pour différentes contraintes de confinement. Cette figure montre aussi le nombre de cycles significatifs associé à différentes magnitudes, tel que proposé par Arango (1994) (voir tableau 1.3).

Ces résultats peuvent aussi être comparés aux résultats de James (2009) réalisées sur des résidus du site minier Laronde (situé en Abitibi). Le confinement ne semble pas avoir eu une influence sur le comportement durant ces essais réalisés en cisaillement simple. La figure 4.12 suggère que les relations CRR-N suivent la même tendance. La valeur du paramètre A_0 en condition de terrain est cependant plus élevée dans le cas des études de James (2009) alors que le paramètre b est légèrement plus faible (0,188 contre 0,223). Une analyse comparative proprement dite reste difficile en raison des différences dans les caractéristiques des deux types de résidus, de la technique de mise en moule et du type d'essai utilisé.

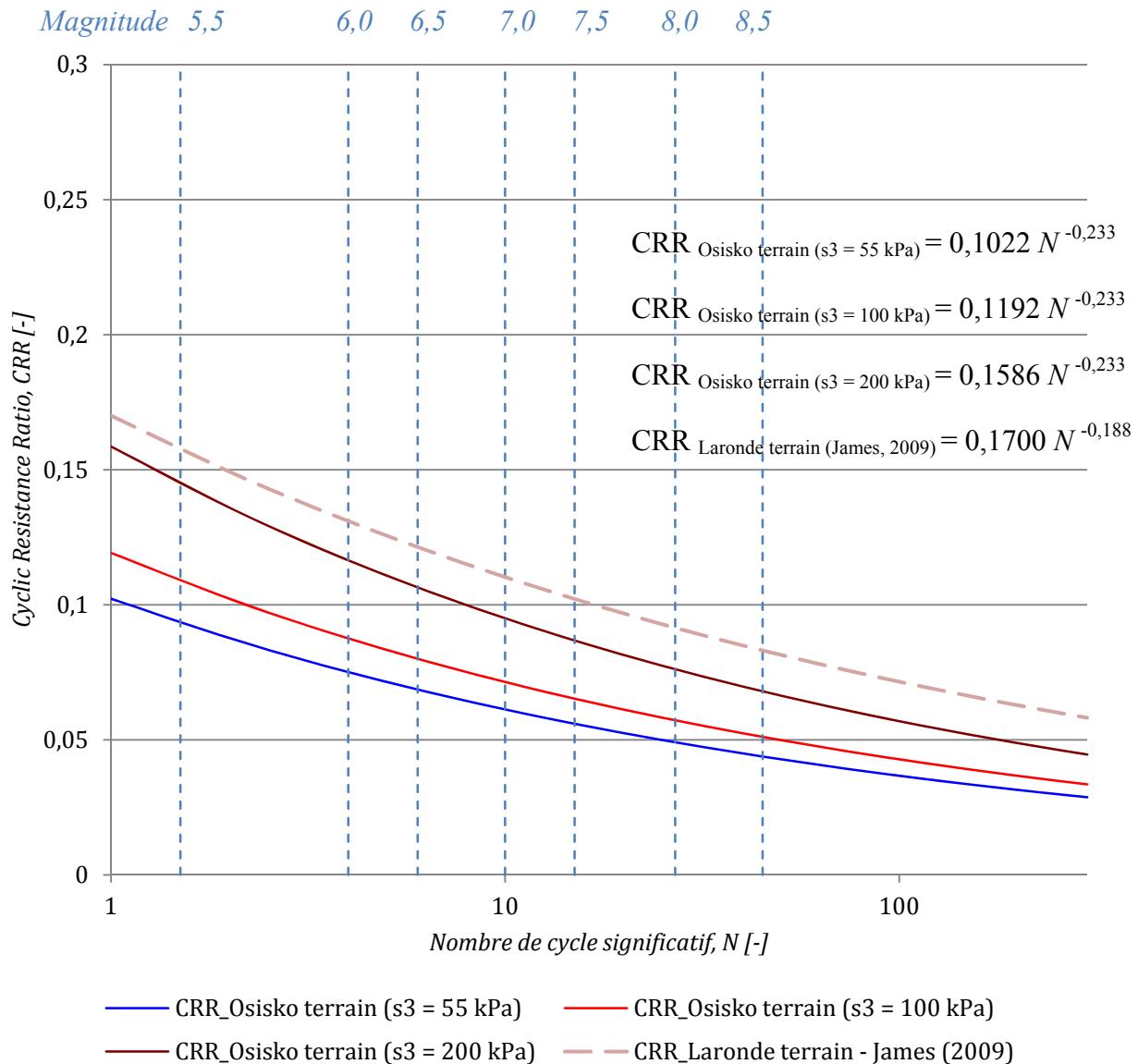


Figure 4. 12 : Relation entre N et CRR en conditions de terrain pour les résidus miniers Osisko et résidus miniers Laronde (James, 2009).

4.2.5 Essais complémentaires

Deux essais complémentaires ont été réalisés en vue d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la résistance cyclique des matériaux, soit les effets d'une légère contrepression ou d'un changement dans la fréquence du signal de la force appliquée.

Essai SDyn001 - Add

Les résultats de l'essai réalisé pour évaluer l'influence de la contrepression ont déjà été commentés à la section 4.2.3. Cet essai a entre autre permis de valider le protocole expérimental à partir des essais cycliques sur le sable. L'essai SDyn001 – Add confirme les effets notables de la contrepression sur la résistance à la liquéfaction du sable. Ces effets se traduisent par une augmentation du nombre de cycles nécessaire pour atteindre le critère 2 (utilisé ici pour définir le comportement instable). Le tableau 4.6 résume les résultats (selon le critère 2) de l'essai SDyn001 - Add et de son équivalent réalisé sans contrepression. Il présente les valeurs des CSR visées ($CSR_{visé}$) et réellement appliquées ($CSR_{réel}$). La force appliquée F_{app} , la fréquence du signal et le niveau de contrepression sont également mentionnés. Le nombre de cycles N nécessaire pour atteindre le critère ainsi que la valeur de la pression interstitielle u et le rapport de pression r_u qui lui correspondent sont finalement présentés. On constate que dans ce cas, l'application de 100 kPa de contrepression multiplie par environ 4 le nombre de cycle nécessaire pour atteindre le critère 2.

Tableau 4.6 : Influence de la contrepression – résumé des essais SDyn004 – 100 et SDyn001 – Add
(selon le critère 2)

Essai	$CSR_{visé}$ [-]	$CSR_{réel}$ [-]	F_{app} [N]	f [Hz]	Contrepression [kPa]	N [-]	u [kPa]	r_u [-]
SDyn004 – 100	0,180	0,178	280	1	0	6	83,13	0,83
SDyn001 – Add	0,180	0,175	275	1	100	23	191,25	0,91

Ces résultats confirme qu'il n'est pas souhaitable d'appliquer une contrepression lors des essais cycliques car cela peut mener à des résultats non conservateurs (en surestimant la résistance).

Essai RMDyn001 - Add

Un autre essai complémentaire a été réalisé sur les résidus miniers Osisko pour évaluer (de façon préliminaire) les effets d'une diminution de la fréquence du signal de chargement de 1Hz à 0,5 Hz. Le tableau 4.7 résume les résultats selon le critère 2 de cet essai additionnel et de son équivalent réalisé à une fréquence de 1Hz.

Tableau 4. 7 : Influence de la contrepression – résumé des essais SDyn004 – 100 et SDyn001 – Add (selon le critère 2)

Essai	CSR _{visé} [-]	CSR _{réel} [-]	F _{app} [N]	f [Hz]	Contrepression [kPa]	N [-]	u _{max} [kPa]	r _u [-]
RMDyn001 – 100	0,075	0,071	111	1	0	131	64,37	0,64
RMDyn001 – Add	0,075	0,071	111	0,5	0	51	61,98	0,62

Selon ces données, la diminution de la fréquence de chargement conduit à une nette diminution du nombre de cycles nécessaire pour atteindre le second critère. Ce constat est en accord avec les résultats de Arango (1996). Il peut s'expliquer en analysant l'un des cycles de chargement de chacun des deux signaux tel que présenté sur la figure 4.13. L'énergie dissipée lors d'un cycle de chargement correspond globalement à l'aire sous la courbe du signal de force en fonction du temps (Arango, 1996). La figure 4.13 indique que l'énergie dissipée par cycle est moindre dans le cas d'un signal à 1 Hz de fréquence, conduisant à un nombre de cycles plus important pour initier le comportement instable.

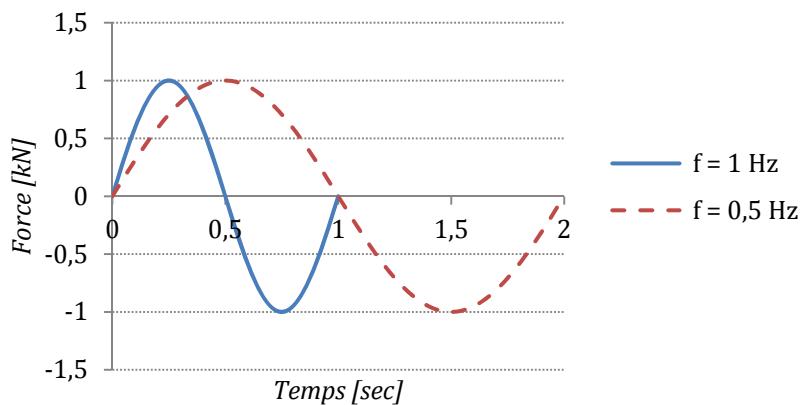


Figure 4. 13 : Illustration des cycles de chargement de signaux de force de fréquence 1Hz et 0,5 Hz

Cet essai additionnel ne peut cependant pas être comparé puisqu'il n'y a pas d'équivalent dans la littérature sur les résidus miniers (connu par l'auteur). Les résultats illustrent néanmoins l'effet de la fréquence sur la résistance cyclique des résidus miniers qui justifie une recherche plus approfondie sur le sujet.

4.3 Problèmes rencontrés

Tels que mentionnés précédemment, différents problèmes ont été rencontrés lors du programme expérimental. Ils sont généralement liés à l'équipement utilisé. Ce chapitre vise à présenter et analyser les principaux problèmes et à souligner des constats importants pour, le cas échéant, proposer certains éléments de solution.

4.3.1 Système de saturation des résidus miniers

Le système utilisé pour réaliser la saturation des résidus miniers a permis d'obtenir d'excellents résultats, qui sont résumés à la figure 4.14 (détails en annexe 5). On note que toutes les valeurs des coefficients de Skempton \bar{B} obtenues sont supérieures à 0,97. Cette valeur est considérée par comme étant la limite inférieure d'une bonne saturation (norme ASTM D 5311 – 92).

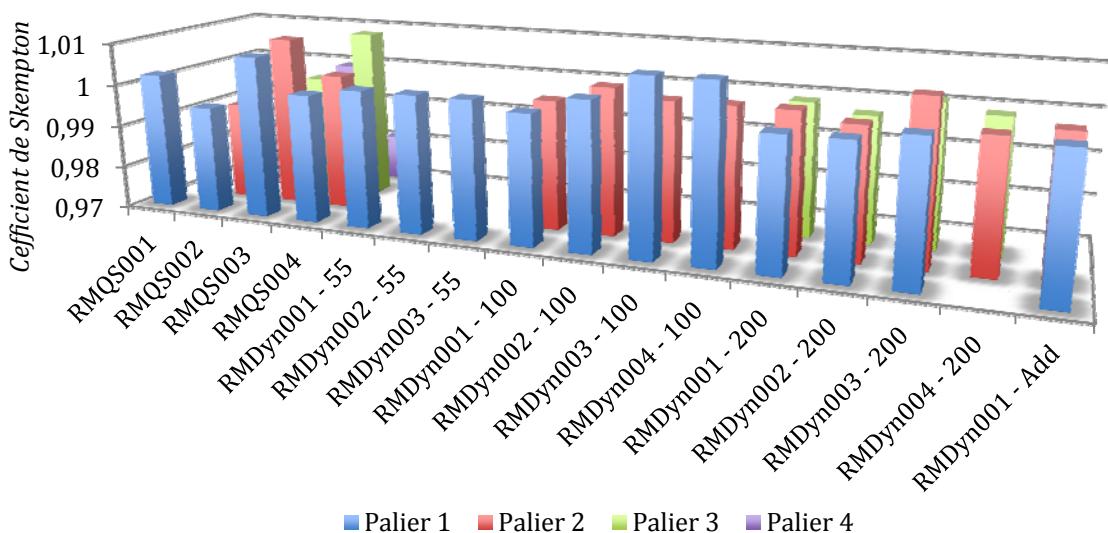


Figure 4. 14 : Valeurs des des coefficients de Skempton \bar{B} obtenus lors de la consolidation des résidus pour les essais menés en cellule triaxiale

Le système de saturation des résidus miniers développé dans le cadre de ce projet a été élaboré à partir de l'assemblage de composantes récupérées d'autres montages. L'utilisation intensive et la fragilité de certaines pièces ont conduit à des usures qui pourraient, à termes, rendre l'ensemble inefficace.

Par exemple, lors de l'étape de nettoyage, le vissage et dévissage de vannes sur les socles en acrylique ont engendré occasionnellement l'apparition de fissures ou des éclatements localisés pouvant causer des fuites. La figure 4.15 présente l'endommagement le plus sérieux pour lequel une réparation importante a dû être réalisée.

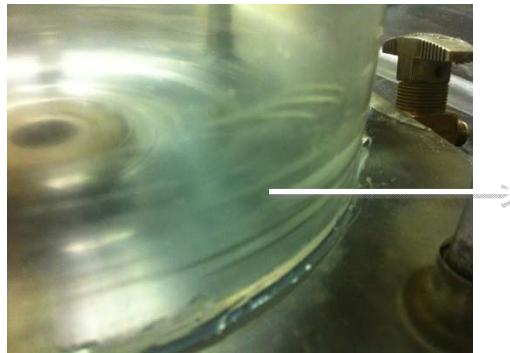
La fixation inférieure de l'arbre rotatif devrait également être modifiée en raison de son usure avancée, telle que présentée sur la figure 4.16. Les propriétés abrasives du matériau et le mouvement rotatif favorisent en effet une usure rapide. En raison de ce problème de fixation, le maintien de l'arbre rotatif est alors difficile et des contacts non désirés peuvent alors avoir lieu entre le cylindre (en acrylique) et l'ailette inférieure comme indiqué sur la figure 4.17.



Figure 4. 15 : Éclatement d'un morceau d'acrylique du socle du système de saturation suite au visage d'une vanne



Figure 4. 16 : Usure de la fixation inférieure de l'arbre causée par la rotation du système arbre/fixation et les propriétés abrasives des résidus miniers



Contact entre l'ailette inférieure et le cylindre (en acrylique) du système de saturation

Figure 4. 17 : Effet de l'usure de la fixation inférieure de l'arbre rotatif sur le cylindre en acrylique.

4.3.2 Embout supérieur de l'échantillon

L'embout supérieur initialement utilisé pour réaliser les différents essais présentait une hauteur trop faible (35mm) pour bien répondre au tassemement durant l'étape de densification (voir section 2.2.3). Une pierre poreuse d'environ 12 mm d'épaisseur a été superposée, augmentant ainsi la hauteur totale de l'embout tel que présenté sur la figure 5.5 (a). Bien que cette pierre poreuse peut être engagée dans le moule lors du montage, l'embout supérieur restait libre en son sommet. Mal aligné avec la pierre poreuse, le moindre contact entre l'embout supérieur et le moule (lors du tassemement de densification) pouvait occasionner un perçement de la membrane. Pour répondre définitivement à ce problème, un nouvel embout d'une hauteur de 110mm a dû être usiné tel que présenté sur la figure 5.5 (b).



Figure 4. 18 : Ancien embout de 35 mm d'épaisseur avec ajout d'une pierre poreuse de 12 mm d'épaisseur à la base (a) et nouvelle embout d'une hauteur totale de 110 mm (b)

4.3.3 Système de fixation interne de la cellule

La cellule triaxiale utilisée dans le cadre de ce projet n'était initialement pas prévue pour réaliser des essais cycliques. Le chargement en extension des échantillons a nécessité la mise en place d'un système de fixation interne à la cellule. De nombreux essais ont été nécessaires pour tester et valider ce système de fixation de l'échantillon à l'intérieur de la cellule. Il a fallu un certain temps avant de desceller les fixations défaillantes. La cellule étant fermée durant l'essai, la réponse du montage n'était pas facile à identifier. L'interprétation graphique des signaux enregistrés a permis d'apporter progressivement des solutions aux problèmes perçus (après quelques essais et erreurs).

4.3.4 Presse et système de contrôle

Quelques commentaires s'imposent au sujet de la presse INSTRON (modèle 1350) et du système de contrôle Station Manager (MTS Systems Corporation) utilisés dans le cadre de cette recherche. La problématique liée au décalage du signal de chargement dans la zone des valeurs positives a déjà été mentionnée. Plusieurs réglages des paramètres de la presse, nécessitant de nombreux essais, ont été réalisés en vue de corriger ce décalage. Les meilleurs résultats sont ceux qui ont été présentés dans ce travail.

Un second problème existe pour tous les essais lorsque l'on analyse le signal de la déformation. On constate en effet qu'une valeur maximale de l'amplitude de la déformation semble être atteinte avant la fin de l'essai. Celle-ci se traduit par un palier dans le signal de l'amplitude de la déformation, tel qu'illustré sur la figure 4.19 (pour l'essai RMDyn004 – 100). Soulignons d'ores et déjà que cette problématique influence peu les résultats obtenus ici puisqu'elle apparaît après l'atteinte des critères utilisés dans le cadre de ce travail pour définir le comportement instable.

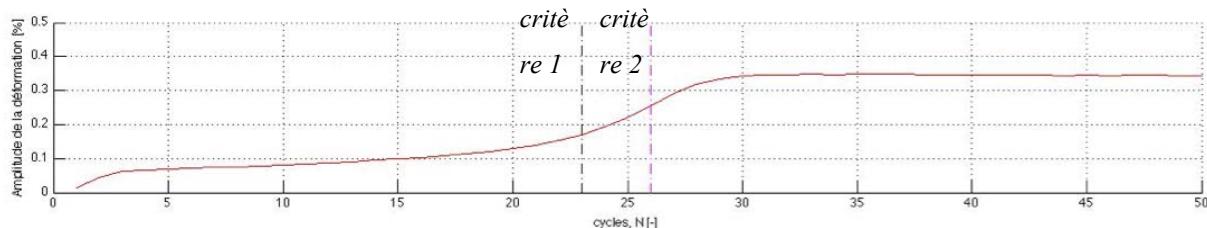


Figure 4. 19 : Amplitude du signal de déformation de l'essai RMDyn004 - 100

Une explication du phénomène est ici proposée sur la base de la figure 4.20 qui présente les signaux de force et de déformation (accompagnés des amplitudes) pour l'essai RMDyn002 – 200.

L'initiation du comportement instable de l'échantillon est lié à une perte de résistance au cisaillement qui se traduit par une diminution de la contrainte (force) appliquée. Comme l'essai est réalisé en mode de contrainte contrôlée, le système de contrôle de la presse tente alors d'adapter le chargement en vue de respecter les bornes imposées pour le signal de force (contrainte). Cette adaptation se traduit par un déplacement du piston plus important, ce qui provoque une augmentation de l'amplitude du signal de déformation. La force appliquée sur l'échantillon rendu instable continue à chuter. Il s'agit là d'informations contradictoires pour le système de contrôle qui semble décrocher. Il impose alors un signal de déformation dont l'amplitude devient stable. L'amplitude de la force appliquée (contrainte) devient, elle aussi, relativement constante.

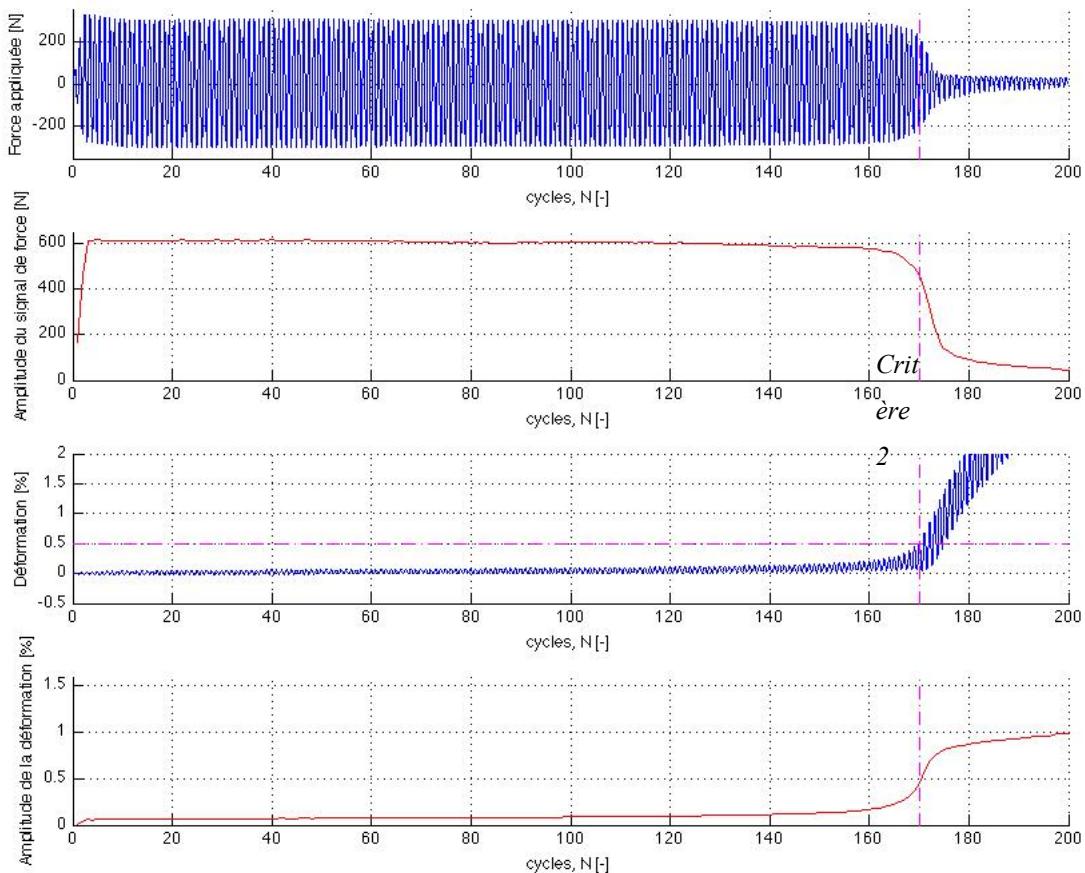


Figure 4. 20 : Signaux de force et de déformation (et leur amplitude) lors de l'essai RMDyn002-200

Ce problème semble toutefois avoir peu d'influence sur l'ensemble des résultats présentés précédemment puisque le décrochage observé apparaît après l'atteinte du second critère ($\varepsilon = 0,5\%$) et ce, pour tous les essais du programme expérimental. Ce problème semble n'a pas été rencontré dans les études disponibles en littérature puisque l'évolution des différents signaux présente une autre allure comme en témoigne par exemple la figure 4.21 extraite de Xia et Hu (1991). On constate sur celle-ci que la contrainte déviatorique appliquée est maintenue même après initiation du comportement instable (lié à la liquéfaction). Les déformations observées oscillent autour de l'axe nulle avec une amplitude croissante.

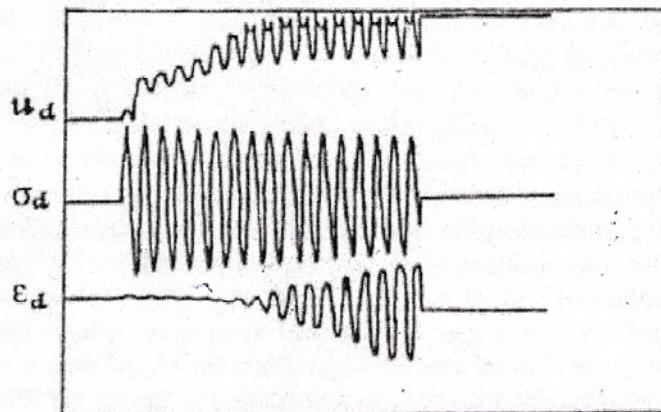


Figure 4. 21 : Allures typiques de l'évolution des signaux de pressions interstitielle u_d , contrainte déviatorique σ_d et déformation axiale ε_d lors d'essais triaxiaux cycliques (figure extraite de Xia et Hu, 1991)

Les limitations de la presse utilisée dans le cadre de cette recherche ne permettent donc pas une comparaison directe des résultats d'essais obtenus à partir d'autres études. L'initiation du comportement instable est clairement perceptible lors de l'analyse de tous les résultats des essais cycliques. Après l'apparition de celui-ci, le système de contrôle de la presse ne parvient pas à augmenter l'amplitude de la déformation.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les propriétés géotechniques particulières des rejets de concentrateur rendent ce type de matériau extrêmement sensible aux sollicitations dynamiques. Malgré ce constat, on compte à ce jour relativement peu d'études visant à déterminer leur potentiel de liquéfaction. La majorité d'entre elles utilise des méthodes de mises en moule non représentatives des conditions de déposition du matériau sur terrain, méthodes qui sont plus adaptées pour des études sur sols naturels. Ces différentes méthodes nécessitent l'utilisation d'une contrepression, qui peut influencer grandement la résistance cyclique des échantillons.

Ce projet de recherche avait pour objectif de proposer un protocole de laboratoire fonctionnel tenant compte des précédentes remarques. Après de longs travaux de mise au point, un total de 25 essais sur du sable et sur des résidus miniers a été réalisé en cellule triaxiale instrumentée. La première partie du projet visait à caractériser certaines propriétés de ces matériaux par la conduite d'essais quasi-statiques. Des essais cycliques ont ensuite été réalisés sur les mêmes matériaux. Ce chapitre présente une synthèse des observations réalisées et des conclusions qui découlent de ces travaux de recherche. Certaines d'entre elles peuvent conduire à la formulation de recommandations.

- Le protocole expérimental proposé ne fait pas usage de la technique de saturation par contrepression. La méthode de mise en moule développée ici se veut représentative des méthodes de déposition des résidus miniers sur le terrain.
- Le protocole expérimental élaboré dans le cadre de cette recherche a été validé à l'aide d'une comparaison des résultats obtenus sur le sable Demers et ceux d'une étude documentée dans la littérature. La comparaison avec un plus grand nombre d'études n'a pas été possible en raison des techniques de saturation utilisées, qui influencent la résistance cyclique des échantillons.
- La conduite des essais quasi-statiques a permis de confirmer le caractère pulvérulent des matériaux et d'évaluer leur angle de frottement interne ϕ' (en contrainte effective). Les valeurs obtenues montrent que les échantillons ont été testés à des indices de densité élevés engendrés par les étapes de consolidation. Des méthodes spéciales permettent

d'obtenir des échantillons plus lâches mais celles-ci n'ont pas été utilisées en raison de la nécessité d'utiliser une technique de saturation sans contrepression afin d'éviter d'augmenter de manière significative la résistance cyclique des échantillons.

- Les essais cycliques sur les résidus miniers ont permis d'évaluer les paramètres liés à leur potentiel de liquéfaction. Il apparaît que celui-ci est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats montrent en effet que la résistance augmente la contrainte de confinement appliquée.
- Les résultats des quelques études disponibles en littérature réalisées en cellule triaxiale sur résidus miniers ne peuvent pas être utilisés directement pour fin de comparaison. Ces études font en effet l'usage de la technique de contrepression afin de permettre la saturation des échantillons. En conséquence, les résistances cycliques sont multipliées par 2 à 4 fois celles obtenues dans le cadre de cette recherche.
- Les études de James (2009) et les résultats présentés dans cette étude montrent une certaine concordance lorsque l'on compare les résistances cycliques des deux types de résidus miniers en conditions de terrain.
- L'utilisation des critères basés sur l'évolution des pressions interstitielles pour évaluer l'initiation de la liquéfaction ne semble pas être valable en raison de la faible conductivité hydraulique des résidus miniers (tel que discuté à la section 4.4.2). Le critère utilisé se base plutôt sur une déformation seuil de l'échantillon ($\varepsilon = 0,005$) dont la mesure est plus systématique.
- Les déformations mesurées durant la conduite des essais cycliques sur les deux types de matériaux et leur indice de densité I_D assez élevé durant les essais suggère que l'apparition du comportement instable serait due au phénomène de mobilité cyclique plutôt que de la liquéfaction proprement dite. Dans le cadre de ce travail, le terme liquéfaction a été utilisée selon le sens général du terme (regroupant les deux notions).

D'un point de vue des équipements, des observations importantes sont également à souligner.

- La presse utilisée dans le cadre de cette recherche ne parvient pas à maintenir le chargement imposé après l'initiation du comportement instable au sein de l'échantillon. Lorsque la résistance au cisaillement diminue, le système de contrôle tente d'adapter son

chargement par des déplacements plus importants. Malgré cela, la contrainte appliquée continue à diminuer en raison de l'instabilité de l'échantillon. Ces informations contradictoires conduisent à un décrochage du système de contrôle qui applique alors une amplitude de déplacement constante.

- Le système de saturation développé dans le cadre de ce projet en vue de désaérer les résidus miniers engendre d'excellents résultats. Des usures importantes sont cependant apparues en raison de l'assemblage de pièces pas toujours adaptées aux différentes conditions liées à leur utilisation. L'utilisation prolongée du système pourrait mener à son inefficacité.

Les essais cycliques sur sable ont mené à des observations importantes pour cette recherche. La principale d'entre elle est qu'il existe une corrélation entre le critère définissant l'initiation du comportement instable à 0,5% de déformation axiale et la liquéfaction (définie par Kramer, 2006) basée sur l'analyse des cheminements de contraintes effectives.

Ces essais montrent également que la conductivité hydraulique représente un facteur d'importance dans la configuration utilisée pour l'enregistrement des données. Une conductivité hydraulique élevée (comme celle du sable) permet l'homogénéisation des pressions interstitielles sur toute la hauteur de l'échantillon. La lecture aux niveaux des embouts supérieur et inférieur est alors plus représentative des conditions réelles en tout point du spécimen (ce qui ne semble pas être le cas avec les résidus miniers).

Les essais additionnels ont montré (de façon préliminaire) l'influence de la fréquence du signal de chargement ainsi que de la contrepression sur les résultats d'essai. Des études complémentaires à ces travaux permettraient d'élargir les connaissances sur le sujet.

La modélisation numérique pourrait être d'une grande aide pour vérifier les hypothèses formulées sur la dissipation de pressions interstitielles au sein des échantillons de résidus miniers. D'autres essais de laboratoire basés sur l'exploitation du protocole expérimentale élaboré dans le cadre de cette recherche pourraient également avoir lieu. Voici quelques suggestions à cet effet,

- étudier l'influence de l'indice de densité (I_D) sur le comportement dynamique des résidus miniers,

- étudier d'autres types de résidus miniers présentant des caractéristiques physiques différentes,
- étudier de manière plus approfondie l'influence de la fréquence sur la résistance cyclique des résidus miniers,
- étudier l'influence de la contrepression sur la résistance cyclique des résidus miniers.

Nous pouvons conclure ce mémoire en mentionnant que les travaux réalisés ont permis le développement d'un nouveau protocole de laboratoire pour des essais cycliques en cellule triaxiale. Il pourrait donc être largement utilisé pour évaluer le potentiel de liquéfaction de différents types de résidus miniers et de sols.

Différentes recommandations peuvent être formulées en vue de répondre aux problèmes rencontrés. La première d'entre consiste à proposer l'utilisation d'un moule aux dimensions inférieures à celles du moule utilisé dans le cadre de cette recherche. Par exemple, on pourrait utiliser des éprouvettes de 5 cm de diamètre en maintenant un élancement de 2. Cette modification vise à réduire la distance entre la zone centrale et les bornes de lecture de pressions. Il s'agit de la taille des éprouvette communément utilisés dans le cas d'étude de liquéfaction (Mulilis et al., 1977 ; Ishihara et al., 1980; Ishihara et al., 1981 ; Garga et McKay, 1984 ; Xia et Hu, 1991 ; Donahue et al., 2007). Bien qu'un tel moule aurait théoriquement pu être employé lors de cette recherche, les caractéristiques de l'équipement ne le permettaient pas. La diminution de l'aire sectionnelle impose en effet une réduction importante de la contrainte appliquée devenant alors trop faible pour la précision des cellules de force.

Une deuxième recommandation vise à développer un système de saturation robuste basé sur le modèle présenté dans ce travail. L'efficacité du système étant démontrée, ce développement semble justifié afin de permettre une utilisation intensive dans le cas d'autres travaux.

BIBLIOGRAPHIE

- Ambroseys, N. N. (1988). *Engineering seismology*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 17, pp. 1-105.
- American Society of Testing Materials (ASTM) (2008). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. ASTM International, D 422 – 63.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2007). *Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))*. ASTM International, D 698 – 07.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2008). *Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. ASTM International, D 854 – 06.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2008). *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. ASTM International, D 4767 – 04.
- American Society of Testing Materials (ASTM). (2008). *Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil*. ASTM International, D 5311 – 92.
- Andrus, R.D. et Stokoe II, K.H. (1997). *Liquefaction resistance based on shear wave velocity*. Proceeding of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Buffalo, NY: T.Y. Youd and I.M. Idriss, Eds. pp. 89-128
- Andrus, R.D. et Stokoe II, K.H. (1999). *A Liquefaction Evaluation Procedure Based on Shear Wave Velocity*. Proceedings of the Joint Meeting of the U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources Panel on Wind and Seismic Effects. Tsukuba, Japan. pp. 71-78.
- Arango, I. (1994). *Methodology for Liquefaction Potential of Site East of the Rockies*. Technical Report. (Vols. 1 et 2) San Francisco : Bechtel Corporation.
- Arango, I. (1996). *Magnitude Scaling Factors for Soil Liquefaction Evaluations*. Journal of Geotechnical Engineering, 122 (11), pp. 929-936.
- Aubertin, M. et Chapuis, R.P. (1991). Critères de conception pour les ouvrages de retenue des résidus miniers dans la région de l’Abitibi. *Compte-Rendu de la 1ère Conférence Canadienne de Géotechnique Environnementale*, Montréal, Qc, pp. 113-127.

- Aubertin, M., Bussière, B. et Chapuis, R.P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), pp. 470-482.
- Aubertin, M., Bussière, B. et Bernier, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers*. [CD-ROM]. Montréal, Qc : Presses Internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., Grabinsky, M., Wijewixkreme, D., Wilson, W. (2012). *A new technical committee to promote and coordinate activities in mining geotechnique*. Geotechnical News, www.geotechnicalnews.com. pp. 39-42
- Bolduc, F. (2012). *Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers*. Mémoire de maîtrise, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Bousquet, H. (1988). *Étude en laboratoire du comportement non drainé d'un sable lâche et application à la liquéfaction statique*. Rapport de DEA, Institut de mécanique de Grenoble.
- Bowles, J.E. (1984). *Physical and Geotechnical Properties of Soils*, 2^e éd. New York, McGraw-Hill, 465 pages.
- Budhu, M. (1988). *The Mechanism of Failure Under Cyclic Simple Shear Strain*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Soils and Foundations, 28 (4), pp. 119-129.
- Bureau de Normalisation du Québec (BNQ) (2005). *Détermination des masses volumiques minimale et maximales des sols pulvérulents – essai à la table vibrante*. CAN/BNQ 2501-062 (2005).
- Bussière, B. (2007). *Colloquium 2004: hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches*. Canadian Geotechnical Journal, 44(9), pp. 1019-1052.
- Byrne, P.M., Park, S.S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L. et Abdoun, T. (2004). *Numerical Modeling of Liquefaction and Comparison with Centrifuge Tests*. Canadian Geotechnical Journal, 41, pp. 193-211.
- Casagrande, A. (1948). *Classification and Identification of Soils*. Transactions ASCE, vol 113, pp. 901-930

- Castro, G. (1969). *Liquefaction of Sands*. Doctoral thesis, Harvard Soil Mechanics Serie n°81. Harvard University Cambridge Massachussetts.
- de Alba, P., Chan, C.K. et Seed H.B. (1975). *Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory tests* (EERC 75-14). Berkeley, CA: Berkeley University - Earthquake Engineering Research Center.
- Davies, M.P. (2002). Tailings impoundment failures: Are geotechnical engineers listening? *Geotechnical News*, September 2002, pp. 31-36.
- Djedid, A (1986). *Étude du comportement non drainé de sable*. Mémoire de DEA. Institut de mécanique de grenoble.
- Donahue, J.L., Bray, J.D. et Riemer M.F. (2007). *The liquefaction susceptibility resistance, and reponse of silty and clayey soils*.
- Dysli, M. (1997). *Géologie appliquée à l'Ingénierie et à l'Environnement B2-2 : Mécanique des sols* [Documents distribués]. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Evesque, P. (2000). *Éléments de mécanique quasi-statique des milieux granulaires mouillés ou secs*. Poudres et Grains NS1, 1-60
- El-Harrack, N. (2010). Etude granulométrique du sable Demers – communication personnelle. Laboratoire d'environnement minier et d'hydrologie. Ecole Polytechnique de Montréal.
- Finn, W. D. L. (1985). Aspects of Constant Volume Cyclic Simple Shear. *Proceedings of Advances in the Art of Testing of Soils Under Cyclic Conditions*. Detroit MI, USA. New York : ASCE. pp. 74-98
- Garga, V. et McKay, L.D. (1984). Cyclic triaxial strength of mine tailings. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(8), pp. 1091-1105.
- Guilbert, J.M. et Park C.F. (1986). *The geology of ore deposits*. New York, NY: W.H. Freeman and company.
- Harder, L.F., Jr. et Boulanger, R.W. (1997). Application of K_σ and K_α Correction Factors. *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Buffalo NY, USA.. National Center for Earthquake Engineering Research., State University of New York at Buffalo. pp. 167-190

- Hirschfeld, R.C. (1963). *Stress – Deformation and Strength Characteristics of Soils*. Harvard University (non publié), 87 pages .
- Holtz, R.D. et Kovacks, W.D. (1991). *Introduction à la géotechnique* (édition en français traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.
- Hunt, R.E. (1986). *Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Hynes, M. E. et Olsen, R. S. (1999). Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance. *Proceedings of Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, Baltimore MD, USA. P.V. Lade and J. Yamamuro (eds.)*. Rotterdam : Balkema. pp. 145-151
- International Commission on Large Dam et United Nations Environmental Program (ICOLD). (2001). *Tailings dams – Risk of dangerous occurrences – Lessons from the practical experiences*. Bulletin no. 121. Paris, France: Commission Internationale des Grands Barrages.
- Idriss, I. M. et Boulanger, R. W. (2006). *Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol.26 pp. 115-130.
- Idriss, I. M. et Boulanger, R. W. (2008). *Soil Liquefaction during Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute. MNO-12.
- Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y. et Takahashi, Y. (1980). Cyclic strength characteristics of tailings materials. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 20(4), pp. 127-142.
- Ishihara, K., Sodekawa, M. et Tanaka, Y. (1981). Cyclic strength of undisturbed mine tailings. *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St-Louis, USA*. pp. 53-58.
- Ishihara, K. (1996). *Soil behavior in earthquake geotechnics*. Oxford, Angleterre: Oxford University Press.
- Jáky, J. (1944). *The Coefficient of Earth Pressure at Rest*. Journal of the society of Hungarian Architects and Engineers. Vol.78, n°22. pp 335-358.

- Jáky, J. (1948). *Earth Pressure in Silos*. Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. I, pp103-107
- James, M., Gomes, P. et Schwenger, R. (2007). The Liquefaction Resistance of Tailings and the Stability of Impoundments. Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa On, Canada. Canadian Geotechnical Society.
- James, M. (2009). *The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments*. Thèse de Ph.D, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.
- Kokusho, T., Hara, T. et Murahata, K. (2004). Liquefaction strength of sands containing fines compared with cone resistance in triaxial specimens. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 130(6), pp. 621-629.
- Konrad, J.-M., Flavigny, E. et Meghachou, M. (1991). *Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche*. Revue Française de Géotechnique, n° 54, pp. 53-63.
- Kuerbis, R. et Vaid, Y.P. (1988). Sand Sample Preparation – The Slurry Deposition Method. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Soils and Foundations*, 28(4), pp. 107-118.
- Lambe, T.W. (1964). Methods of estimating settlement. *Journal of the Geotechnical of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol. 90, n° SM5.
- Lambe, T.W. et Withman, R.V. (1973). *Soil Mechanics. SI Version*. Series in Soil Engineering. New-York. John Wiley & Sons. 533 pages.
- Leon, E., Gassman, S. L. et Talwani, P. (2006). Accounting for Soil Ageing When Assessing Liquefaction Potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3), pp. 363-377.
- Martin, G. R., Finn, W.D.L. et Seed, H.B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(GT5), pp. 423-438.

- Magnan, J.-P. et Mestat, P. (1997). Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'ingénieur, Construction (C218), 1-23.
- McNeilman, T. W. et Skaggs, R. L. (1988). In-place Properties of a Hydraulic Landfill. *Proceedings of Hydraulic Fill Structures, Fort Collins CO, USA, SGP 21*. New York : ASCE. pp. 255-273
- Mitchell, J.K. et Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (3^e édition). New York, NY: John Wiley Interscience.
- Mulilis, J.P. ; Toznsend, F.C. et Horz, R.C. (1977). Triaxial Testing Technique and Sand Liquefaction. *Proceedings of Dynamic Geotechnical Testing, ASTM Specieal Technical Publication 654*, pp. 265-279.
- Parriaux, A. (2006). *Géologie – Bases pour l'ingénieur*. Presses Polytechnique et Universitaire romandes, Lausanne, Suisse.
- Pépin, N. (2010). *Etude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique*. Mémoire, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Polito, C.P. (1999). *The effects of nonplastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils*. Thèse de Ph.D., Virginia Polytechnic institute and state university, Blacksburg, Virginia, USA.
- Polito, C.P. et Matin II, J.R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5), pp. 408-415.
- Puebla, H., Byrne, P.M. et Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX liquefaction Embankments : Prototype and Centrifuge Models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, pp. 641-657.
- Riemer, M., Moriwaki, Y. et Obermeyer, J. (2008). Effect of high confining stresses on static and cyclic strengths of mine tailing materials. *Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress, Sacramento, USA*. pp. 1-10.
- Robertson, P.K. et Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp. 442-459.

- Scott, R. F. (1994). Review of Progress in Dynamic Geotechnical Centrifuge Research. *Proceedings of Dynamic Geotechnical Testing II*, San Francisco CA, USA. Philadelphia PA : ASTM. pp. 305-329
- Seed, H.B. et Lee, K.L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 92(6), pp. 105-134.
- Seed, H.B. et Idriss I.M. (1967). *Analysis of Soil Liquefaction : Niigata Earthquake*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol 93, n° SM3, pp.83-108.
- Seed, H.B. et Peacock, W. H. (1970). *Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics Under Cyclic Loading*. (Report No. ERRC 70-8). Berkeley CA : Earthquake Engineering Research Center.
- Seed, H.B. et Idriss, I. M. (1970). *A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential* (Report NO. ERRC 70-9). Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Seed, H.B., Mori, K. et Chan, C.K. (1975). *Influence of Seismic History on the liquefaction Characteristics of Sands* (Report NO. ERRC 75-25). Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Seed, H.B. (1979). Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT2*, pp. 201-255.
- Seed, H.B. et Idriss I.M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Seid-Karbasi, M et Byrne, P.M. (2004). Embankment Dams and Earthquakes. *Hydropower and Dams*, 2, pp. 96-102.
- Scott, R.F. (1994). Review of Progress in Dynamic Geotechnical Centrifuge Research. *Proceedings of Dynamic Geotechnical Testing II*, San Francisco CA, USA pp. 305-329.
- Shen, J. L., Herman, L. R. et Sadigh, K. (1978). Analysis of Cyclic Simple Shear Test Data. *Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Specialty Conference*, Pasadena CA, USA. New York : ASCE. pp. 864-874

- Terzaghi, K. et Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice (2nd ed.)*. Toronto, ON ; John Wiley & Sons Inc.
- Thevanayagam, S., Fiorillo, M. et Liang, J. (2000). Effect of Non-plastic Fiens on Undrained Cyclic Strength of Silty Soils. *Soil Dynamics and Liquefaction 2000 : Proceedings of sessions of Geo-Denver 2000, Denver CO, USA*. Reston VA : ASCE. pp. 77-91
- Troncoso, J.H. (1986). Critical state of tailings silty sands for earthquake loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(4), pp. 286-252.
- Vaid, Y.P., Chen, J. C. et Tumi, H. (1985). Confining Pressure, Grain Angularity and Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(10), pp. 1229-1235.
- Vaid, Y. P., Fisher, J.M., Kuerbis, R.H. et Negussey, D. (1990). Particle Gradation and Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(4), pp. 698-703.
- Vaid, Y. P., Stedman, J.D. et Sivathayalan, S. (2001). Confining Stress and Static Shear Effects in Cyclic Liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, pp. 580-591.
- Vick, S.G. (1990). *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. New York, NY: John Wiley Interscience.
- Vick, S.G. (1990). Risk-based approach to seismic stability and inundation hazard for upstream tailings dams. *Proceedings of the International Symposium on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams (ICOLD)*, Sydney, Australie. Hobart, Australie: Australian National Committee on Large Dams. pp. 53-62
- Wang, W. (1979). Some findings in soil liquefaction. *Report Water Conservancy and Hydro-Electric Power Scientific Research Institute, Pékin, Chine*. pp. 1-17.
- Wijewickreme, D., Srickandakumar, S. et Byrne P.M (2005). Cyclic Loading Response of Loose Air-pluviated Fraser River Sand for Validation of Numerical Models Simulating Centrifuge Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, pp. 550-561.
- Wise Uranium Project (WISE). (2011). *Chronology of Major Tailings Dam Failures*. Dernière consultation le 20 septembre 2012. <http://www.antenna.nl/wise/uranium/mdat.html>

- Woods, R. D. (1994). Laboratory Measurement of Dynamic Soil Properties. *Proceedings of Dynamic Geotechnical Testing II, San Francisco CA, USA*. Philadelphia PA. pp. 165-190
- Xia, H. et Hu, T. (1991). Effects of Saturation and back Pressure on Sand Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, pp. 1347-1362.
- Yang, J., Savidis, S. et Roemer, M. (2004). Evaluating Liquefaction Strength of Partially Saturated Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 130(9), pp. 975-979.
- Youd, T. L. et Noble, S.K. (1997a). Magnitude Scaling Factors. *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Buffalo NY, USA*. Buffalo NY : National Center for Earthquake Engineering Research. pp. 149-165
- Youd, T. L. et Noble, S.K. (1997b). Liquefaction Criteria Based on Statistical and Probabilistic Analyses. *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Buffalo NY, USA*. Buffalo NY : National Center for Earthquake Engineering Research. pp. 201-215
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T. et al. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), pp. 817-833.

ANNEXES

ANNEXE 1

Etudes granulométriques des matériaux

Tableau A1.1 : Analyse granulométrique du sable Demers - NPoncelet

Tableau A1.2 : Analyse granulométrique des résidus miniers Osisko (chaudière 8) – N Poncelet

Tableau A1.3 : Analyse granulométrique des résidus miniers Osisko (chaudière 9) - NPoncelet

IDENTIFICATION		ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE			Manipulation		NP
UTILISATION		Résidus Osisko - Chaudière 9 (Nicolas Poncelet)			Date:		31/07/11
TENEUR EN EAU		Granulométrie		TAMIS	masse retenue	% retenu	% passant
Tare + humide :				40,00			
Tare + sec :				28,00			
Sol sec :				20,00			
Tare :				ASTM: 14,00			
Teneur en eau :				D421 10,00			
Masse passant 5 mm :				D422 5,00			
				D1140 2,50			
				D2217 1,250			
				E11 0,630			
Sédimentométrie				0,315			
Tare + humide :				0,160			
Tare + sec : 174,41 g				0,080			
Tare : 124,34 g							
Sol sec : 50,07 g							
Sol sec utilisé : 50,07 g				Gs: 2,750	a = 0,980		
				k = 0,01335			
Notes :					D mm	% P	
					40,00		
					28,000		
					20,000		
					14,000		
					10,000		
					5,000		
					2,500		
					1,250		
					0,630		
					0,315		
TEMP. °C	T min	R	dR	R-dR	L	D ₁₀ = 0,021 mm	
						D ₅₀ = 0,003 mm	
						C _s = 7,241	
Analyse granulométrique							
diamètre des grains (mm)							

ANNEXE 2

Densité relative des grains des matériaux étudiés

Tableau A2.1 : Densité relative des grains du sable Demers - NPoncelet

Type d'échantillon :	Sable Demers		
Provenance :	Laboratoire d'environnement minier et d'hydrogéologie Ecole Polytechnique de Montréal		
Date :	2/08/11		

Pycnomètre N° :	4	8	105
Température T_1 [°C] :	23,7	23,4	23,6
Masse de la Tare [g] :	15,32	15,16	15,53
Masse de la Tare + sol [g] :	103,06	101,57	104,33
Masse du sol [g] :	87,74	86,41	88,80
Masse pycnomètre + eau + sol [g] :	728,51	731,55	731,01
Masse pycnomètre étallonné [g] :	672,8466	676,8835	674,6084
Masse pycnomètre + eau - sol [g] :	640,77	645,14	642,21
Volume du sol [cm ³] :	32,08	31,74	32,40
$\rho_s =$	2,73	2,72	2,74
Masse voluïque de l'eau à T_1 [g/cm ³] :	0,99737	0,99745	0,9974
Masse volumique de l'eau à 20°C [g/cm ³] :	0,99821	0,99821	0,99821
Facteur de correction [-] :	0,99916	0,99924	0,99919
D_r (corrige à 20°C) [g/cm ³] :	2,733	2,720	2,739

D_r moyen :	2,731
---------------	-------

Tableau A2.2 : Densité relative des grains des résidus miniers Osisko (chaudière 8) - NPoncelet

Type d'échantillon :	Résidus miniers Osisko (Chaudière 8)		
Provenance :	Mine Osisko – Abitibi (Québec)		
Date :	3/08/11		

Pycnomètre N° :	7	5	105
Température T_1 [°C] :	22,0	21,6	22,3
Masse de la Tare [g] :	277,15	277,22	277,19
Masse de la Tare + sol [g] :	339,51	338,05	338,81
Masse du sol [g] :	62,36	60,83	61,62
Masse pycnomètre + eau + sol [g] :	715,50	715,5943	713,90
Masse pycnomètre étallonné [g] :	675,674	676,8835	674,750
Masse pycnomètre + eau - sol [g] :	653,14	654,7643	652,28
Volume du sol [cm ³] :	22,53	22,1192	22,47
$\rho_s =$	2,77	2,75	2,74
Masse voluïque de l'eau à T_1 [g/cm ³] :	0,99777	0,99786	0,99770
Masse volumique de l'eau à 20°C [g/cm ³] :	0,99821	0,99821	0,99821
Facteur de correction [-] :	0,99956	0,99965	0,99949
D_r (corrigé à 20°C) [g/cm ³] :	2,766	2,748	2,741

D_r moyen :	2,752
---------------	-------

Tableau A2.3 : Densité relative des grains des résidus miniers Osisko (chaudière 9) - NPoncelet

Type d'échantillon :	Résidus miniers Osisko (Chaudière 9)		
Provenance :	Mine Osisko – Abitibi (Québec)		
Date :	4/08/11		

Pycnomètre N° :	7	5	105
Température T_1 [°C] :	20,8	20,5	20,4
Masse de la Tare [g] :	15,32	15,16	15,53
Masse de la Tare + sol [g] :	76,47	78,64	76,55
Masse du sol [g] :	61,15	63,48	61,02
Masse pycnomètre + eau + sol [g] :	714,81	723,94	713,89
Masse pycnomètre étallonné [g] :	675,805	683,631	674,960
Masse pycnomètre + eau - sol [g] :	653,66	660,46	652,87
Volume du sol [cm ³] :	22,15	23,17	22,09
$\rho_s =$	2,76	2,74	2,76
Masse voluïque de l'eau à T_1 [g/cm ³] :	0,99804	0,9981	0,99812
Masse volumique de l'eau à 20°C [g/cm ³] :	0,99821	0,99821	0,99821
Facteur de correction [-] :	0,99983	0,99989	0,99991
D_r (corrigé à 20°C) [g/cm ³] :	2,761	2,739	2,762

D_r moyen :	2,754
---------------	-------

ANNEXE 3

Vérification de la calibration des appareils de mesures

Capteur de pression de la cellule triaxiale

Deux techniques différentes ont été utilisées pour vérifier la bonne calibration du capteur de pression équipant la cellule triaxiale. Il s'agissait premièrement d'utiliser le système mécanique (à huile) représenté sur la figure A3.1.



Figure A3.1 : Système de contrôle de pression avec piston de chargement sans friction

Le fonctionnement de l'appareil consiste à appliquer une pression d'huile dans les différents tuyaux. Un piston dont la masse est équivalente à une pression de 5 psi permet de vérifier la pression appliquée. Lorsque celui-ci se soulève, la pression interne du système est alors en équilibre avec la pression appliquée par le piston. Différentes masses peuvent être ajoutées en vue d'augmenter la pression appliquée. Le capteur de pression est alors branché sur l'une des deux sorties du système ce qui permet de vérifier si la pression lue est identique à celle appliquée. Les différents résultats sont présentés sur la figure A3.2.

La deuxième méthode consiste à vérifier la pression appliquée à l'aide d'un pressiomètre numérique de marque Oméga. Les valeurs lues sur le capteur de pression et sur le pressiomètre sont alors comparées en vue de vérifier l'exactitude des données lues par le capteur de pression. Les différents résultats sont également présentés sur la figure A3.2.

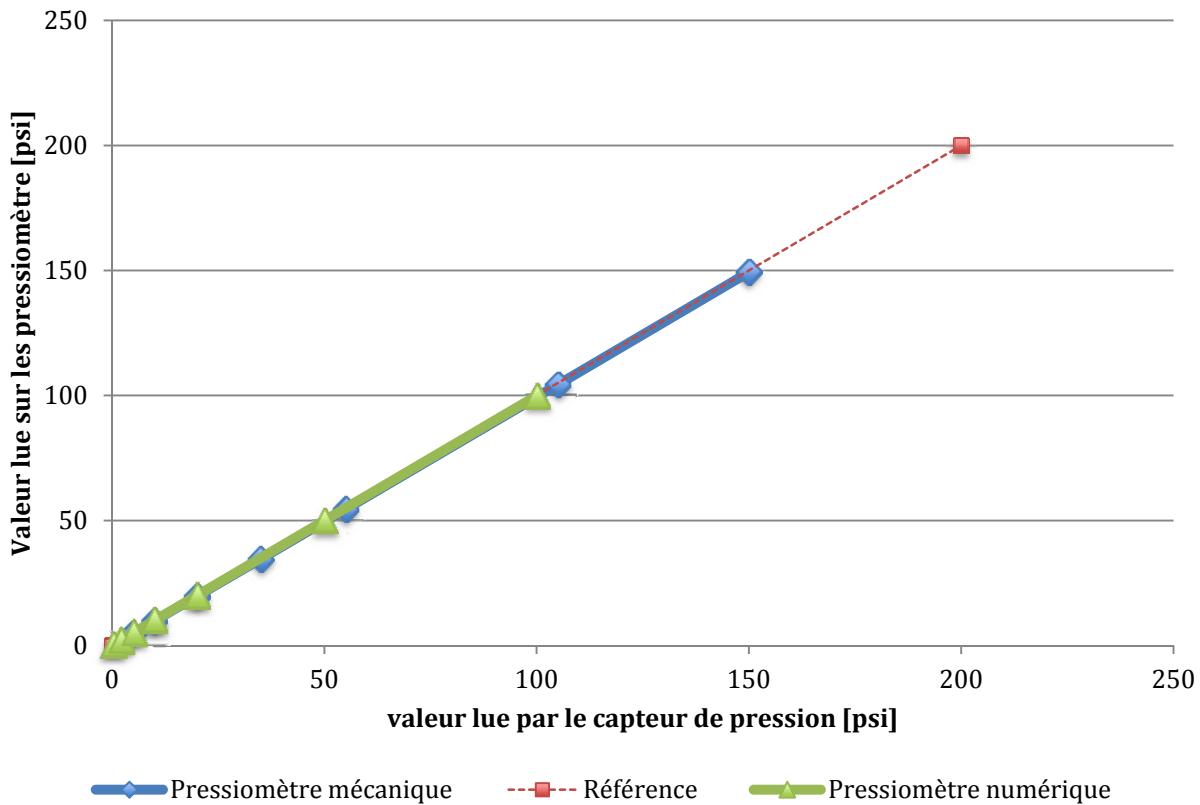


Figure A3.2 : Relation entre la pression lue par le capteur de pression de la cellule triaxiale et pressions lues aux pressiomètres

Comme indiqué sur la figure A3.2, la lecture du capteur de pression correspond très bien aux pressions appliquées. Le capteur de pression est donc considéré comme étant valable pour la réalisation des différentes expériences.

Cellules de chargement

L'exactitude des valeurs fournies par les différentes cellules de chargement situées sur la presse a été vérifiée par l'utilisation d'anneaux de chargement tels que ceux présentés sur la figure A3.3. Chaque anneau de chargement est équipé d'un comparateur permettant d'évaluer la déformation engendrée suite au chargement qui lui est appliqué. Une base de donnée calibrée permet alors de convertir la valeur lue sur le comparateur en une valeur de force correspondante. Différents anneaux de chargement ont été utilisés et les valeurs obtenues lors de chaque étude ont permis de valider les valeurs fournies par les deux cellules de chargement.



Figure A3.3 : Anneaux de chargement utilisés pour valider les données fournies par les cellules de chargement.

Transducteur de déplacement (LVDT)

Les valeurs fournies par le transducteur de déplacement ont été vérifiées à l'aide de cales étalons telles que celles présentées sur la figure A3.4. Il s'agissait de placer la cale sous la tige du LVDT et de vérifier que la lecture correspondait à la hauteur de la cale. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau A3.1



Figure A3.4 : Cales étalons utilisées pour valider la lecture du LVDT

Tableau A3.1 : Comparaison entre les hauteurs de cales utilisées et la déplacement lue par le LVDT

Hauteur de la cale	Lecture du LVDT
0,400 inch	0,406 inch
0,300 inch	0,303 inch
0,200 inch	0,200 inch
0,150 inch	0,150 inch
0,140 inch	0,140 inch
0,130 inch	0,130 inch
0,120 inch	0,120 inch
0,110 inch	0,111 inch
0,100 inch	0,101 inch

Il apparaît donc que le transducteur de déplacement (LVDT) est fonctionnel pour la réalisation des différentes expérimentations.

ANNEXE 4

Relations entre les principaux paramètres géotechniques

(Dysli, 1997)

Légende : indéterminé

Paramètres connus	Paramètres à déterminer							
	ρ	ρ_d	ρ_{sat}	ρ_s	w [%]	w _{sat} [%]	n [-]	e [-]
ρ, w	ρ	$\frac{100 \rho}{100 + w}$			w			
ρ_d, n		ρ_d	$\rho_d + n \rho_w$	$\frac{\rho_d}{1 - n}$		$\frac{100 \rho_w n}{\rho_d}$	n	$\frac{n}{1 - n}$
ρ_d, e		ρ_d	$\rho_d + \frac{e}{1+e} \rho_w$	$\rho_d (1+e)$		$\frac{100 \rho_w e}{\rho_d (1+e)}$	$\frac{e}{1+e}$	e
ρ_d, w	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d			w			
ρ_s, ρ_d		ρ_d	$\rho_d + \left(\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \right) \rho_w$	ρ_s	$\frac{\theta \rho_w}{\rho_d}$ $\frac{\theta \rho_d}{\rho_w}$ $\theta = \frac{w \rho_w}{\rho_s}$	$\left(\frac{\rho_w - \rho_s}{\rho_d - \rho_s} \right) 100$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$
ρ_s, ρ_{sat}		$\frac{\rho_{sat} - \rho_w}{1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}}$	ρ_{sat}	ρ_s		$\frac{100 (\rho_s - \rho_{sat})}{\rho_s \left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_w} - 1 \right)}$	$\frac{\rho_s - \rho_{sat}}{\rho_s - \rho_w}$	$\frac{\rho_s - \rho_{sat}}{\rho_{sat} - \rho_w}$
ρ_s, w_{sat}		$\frac{\rho_w}{\rho_s + \frac{w_{sat}}{100}}$	$\frac{\rho_s (100 + w_{sat})}{100 + \frac{\rho_s w_{sat}}{\rho_w}}$	ρ_s		w _{sat}	$\frac{1}{1 + \frac{100 \rho_w}{\rho_s w_{sat}}}$	$\frac{\rho_s w_{sat}}{\rho_w 100}$
ρ_s, n		$\rho_s (1-n)$	$(1-n) \rho_s + n \rho_w$	ρ_s	$\frac{\rho_w}{\rho_s} \frac{n}{1-n} 100$ θ	$\frac{\rho_w}{\rho_s} \frac{n}{1-n} 100$	n	$\frac{n}{1 - n}$
ρ_d, w, S_r	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d	$\rho_d (1 + \frac{w}{S_r})$	$\frac{S_r \rho_d}{S_r \rho_w - w \rho_d}$		$\frac{w}{S_r} 100$	$\frac{w \rho_d}{\rho_w S_r}$	$\frac{w \rho_d}{\rho_w S_r - w \rho_d}$
ρ_s, e, w	$\rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right) \left(\frac{100+w}{100} \right)$	$\rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right)$	$\frac{\rho_s + e \rho_w}{1+e}$	ρ_s	w	$\frac{\rho_w}{\rho_s} e 100$	$\frac{e}{1 + e}$	e
ρ_s, ρ_d, w	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d	$\rho_d + \left(\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \right) \rho_w$	ρ_s	w	$\left(\frac{\rho_w - \rho_s}{\rho_d - \rho_s} \right) 100$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$
ρ_s, ρ, S_r	ρ	$\frac{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	$\frac{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right) + \rho_w (\rho_s - \rho)}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	ρ_s	$\frac{\rho_w S_r (\rho_s - \rho)}{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}$	$\frac{\rho_w (\rho_s - \rho) 100}{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}$	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho - \frac{\rho_w S_r}{100}}$

ANNEXE 5

Directives détaillées du protocole de laboratoire

ETAPE 1 : PRÉPARATION ET SATURATION

- i. Désaérer l'eau nécessaire à la préparation de l'échantillon (soit le volume d'un cylindre de désaération d'environ 10 litres). L'opération prend typiquement 30 minutes.
- ii. Pesar un total de 5,00 kg de sol sec
- iii. Placer le matériau sec dans une tare de laboratoire dont le volume est suffisant pour contenir l'entièreté des résidus miniers et un volume d'eau excédentaire ; ou dans une cloche à vide dont le volume est suffisant pour contenir l'entièreté du volume de sable et une quantité d'eau excédentaire,
 - RÉSIDUS : ajouter l'eau désaérée pour mener le matériau à une teneur en eau w de 34,5%.
 - SABLE : fermer hermétiquement la cloche en plaçant une pellicule de graisse *High Vacuum* sur la zone de contact entre le couvercle et le contenant. Appliquer une succion de 95 kPa pendant une heure et ajouter l'eau désaérée ensuite de manière à remplir le volume de la cloche à vide.
- iv. Homogénéiser manuellement les résidus miniers à l'aide d'un gant en latex

POUR LES RÉSIDUS MINIERS

- i. Verser la pâte de résidus miniers à l'intérieur du cylindre de saturation. ATTENTION : le cylindre du système peut avoir tendance à bouger lors de l'opération pouvant conduire à ce que des particules de résidus entrave le bon fonctionnement du système d'étanchéité. Il est donc important de réaliser l'opération avec précaution.
- ii. Fermer le système de saturation par la mise en place de la partie supérieur du système munie de l'arbre rotatif et des ailettes. Veiller à ce que l'arbre rotatif se place correctement dans la zone de fixation inférieure du système et s'assurer d'avoir placé le cylindre dans la rainure de placement située sur l'embout supérieur.
- iii. Visser correctement les quatre boulons sur les tiges de fixation afin d'appliquer une forte compression sur les anneaux de caoutchouc assurant l'étanchéité des embouts supérieur et inférieur. De la graisse à vide (*High Vacuum*) placée initialement dans les rainures des anneaux de caoutchouc doit s'échapper de celles-ci pour être certain de la bonne réalisation de l'étape.
- iv. Fermer toutes les vannes du système de saturation
- v. Montez la perceuse électrique DeWalt DW511 sur l'arbre rotatif. ATTENTION : le mouvement induit par la rotation peut conduire à un

dévissage progressif de la perceuse électrique ; veiller donc à ce que celle-ci soit correctement solidarisée à l'arbre rotatif.

- vi. Appliquer le brassage du matériau en imposant une rotation de 800 à 1000 tours minute. ATTENTION : Une vitesse de rotation supérieure peut conduire à de moins bons résultats.
- vii. Raccorder le système d'application de la succion (vide) appliquez une succion de 95 kPa pendant 40 à 60 minutes.

NOTES :

- Pour éviter une surchauffe de la perceuse électrique DeWalt DW511, l'utilisation d'un ventilateur d'appoint est recommandée.
- Le cylindre transparent permet de suivre l'évolution de la saturation. Après 30 minutes, seules quelques petites bulles de gaz sont généralement encore présentes, mais elles partiront progressivement. Si après 60 minutes des poches de gaz importantes sont encore présentes, l'étanchéité n'est pas adéquate et le matériau ne sera pas correctement saturé. Dans ce cas, démonter le système et passer directement à l'étape de nettoyage sans réaliser les autres étapes.

POUR LE SABLE

- i. Brasser manuellement le sable en secouant la cloche à vide pendant 40 minutes. L'étape peut être réalisée en séquences successives de 5 minutes.

ETAPE 2 : MISE EN MOULE

Préparez les différentes composantes intervenant dans cette étape (voir figure 2.11).

- i. Saturer les pierres poreuses des différents embouts en les plaçant dans de l'eau désaérée à l'intérieur d'une cloche à vide (avec une succion de 95 kPa)
- ii. Faire circuler de l'eau désaérée dans les différents tuyaux composant la cellule triaxiale (raccords des embouts, etc). Veiller à enlever toutes bulles de gaz.
- iii. Fixer le sur le socle inférieur à l'aide des trois vis prévues à cet effet. Faites à nouveau circuler de l'eau désaérée au travers de la pierre poreuse.
- iv. Placer la membrane principale sur l'embout inférieur et fixer l'ensemble à l'aide de deux anneaux de caoutchouc.
- v. Ouvrir la vanne de l'embout inférieur afin de permettre le remplissage de la membrane par quelques cm d'eau. Bien que la pierre poreuse de

- l'embout soit normalement correctement saturée, la circulation d'eau au travers de celle-ci permet d'obtenir une meilleure saturation.
- vi. A l'aide d'une main, serrer ferrement la membrane et appliquer une légère pression. S'il devait y avoir une fuite dans la membrane, un fin filait d'eau en sortirait. Dans ce cas, changer de membrane et recommencer l'étape.
 - vii. Placer un anneau de serrage sur les deux anneaux de caoutchouc et le visser fermement.
 - viii. Placer le moule autour de l'embout inférieur et de la membrane. Lors du montage du moule, prédisposez trois anneaux de caoutchouc à l'extérieur de son sommet. ATTENTION : les pieds du moule peuvent percer la membrane s'ils touchent cette dernière lors de l'installation. Veiller donc à prendre les précautions nécessaires pour éviter les contacts.
 - ix. Tendre la membrane et la rabattre sur la partie extérieure du sommet du moule. Fixer la membrane à l'aide d'un anneau de caoutchouc préalablement disposé sur le moule.
 - x. Placer la demi-membrane à l'extérieur de la partie supérieure du moule. Veiller à ce qu'elle recouvre la membrane principal et son système de fixation. Fixer la demi membrane à l'aide des deux derniers anneaux de caoutchouc préalablement disposés. Ajouter un anneau de serrage en acier pour une meilleure étanchéité.
 - xi. Remplir l'entièreté du volume intérieur de la membrane principale par de l'eau désaérée. Le remplissage doit être réalisé en faisant circuler l'eau à travers la pierre poreuse de l'embout inférieur.
 - xii. Vérifier la saturation de la pierre poreuse en aspirant une petite quantité de l'eau contenue dans la membrane. L'eau aspirée doit passer au travers d'une burette afin de vérifier l'absence de bulle de gaz dans l'eau. Si aucune bulle de gaz n'est présente, placer un papier filtre sur la pierre poreuse et procéder à la mise en moule du matériau.

MISE EN MOULE DES RÉSIDUS MINIERS

- xiii. Diminuer la vitesse de rotation de la perceuse électrique (un à deux tours par seconde). Déconnecter le système du vide et ouvrez une vanne pour équilibrer la pression intérieure du cylindre avec la pression extérieure.
- xiv. Connecter le système de pression afin d'appliquer une pression comprise en 50 et 75 kPa (laisser la vanne d'équilibrage des pressions ouverte).
- xv. S'assurer de disposer de trois coupelles servant à l'échantillonnage lors de la mise en moule et noter leur masse à vide.
- xvi. Fermer la vanne d'équilibrage des pressions et ouvrir la vanne inférieure du système de saturation permettant d'envoyer le résidu

minier dans le tuyau de remplissage. Faire couler quelques instants le résidus dans une tare de laboratoire afin de bien remplir le tuyaux de chargement par le matériau.

ATTENTION : la perceuse doit brasser le matériau durant toute l'étape. Dans le cas contraire, le matériau situé au dessus de l'orifice de sortie va s'échapper en laissant se former un cône sur pointe sans matière. L'air sous pression peut alors être envoyée dans l'échantillon conduisant à l'échec de la mise en moule. Le brassage à faible vitesse de rotation permet d'éviter le développement de ce cône.

- xvii. Dès que le tuyau de chargement est correctement rempli, fermer la vanne permettant au matériau de sortir du cylindre. Mettez la partie rigide du tuyau de chargement en contact avec la pierre poreuse inférieure et son papier filtre et ré-ouvrir la vanne permettant de procéder au remplissage.
- xviii. Au fur et à mesure du remplissage, soulever le tuyau de remplissage. Celui-ci doit idéalement rester enfoncé dans la pâte de résidu sur une distance d'environ 0,5 et 1 cm.

NOTES :

- Si l'étape de saturation ne s'est pas bien déroulée et que le matériau est mal saturé, des bulles de gaz remonteront à surface de l'eau. Il faut dans ce cas arrêter la procédure et recommencer un nouvelle essai dans son entièreté (nous conseillons de ne pas utiliser de contre pression pour augmenter le niveau de saturation du matériau).

- xix. Remplir le système moule/membranes jusqu'à son sommet.

Passer à FIN DE MISE EN MOULE

MISE EN MOULE DU SABLE

- xiii. Fixer l'entonnoir sur le charriot à l'aide des systèmes d'attache.
- xiv. Remplir l'entonnoir et le tuyau de chargement d'eau désaérée.
- xv. Procéder au transfert du matériau de la cloche à vide vers l'entonnoir. La technique conseillée consiste à aspirer le sable de la cloche à l'aide d'un tuyau flexible se jetant dans le volume d'eau de l'entonnoir placé légèrement plus bas. Cette technique présente l'avantage de ne jamais mettre le sable en contact avec l'air.
- xvi. Placer l'ensemble cellule/moule/membrane sous l'entonnoir.
- xvii. Enlever le bouchon du tuyau de chargement rigide et placer ce dernier rapidement en contact avec la pierre poreuse et papier filtre de l'embout inférieur.
- xviii. Surélever le système charriot/entonnoir au fur et à mesure de l'évolution du remplissage du moule. Le tuyau de chargement

devraient rester enfoncé dans le sable sur une distance d'environ 0,5 et 1 cm.

NOTES :

- Si l'étape de saturation ne sait pas bien déroulée et que le matériau est mal saturé, des bulles de gaz remonteront à la surface de l'eau. Il faut dans ce cas arrêter la procédure et recommencer un nouvelle essai dans son entièreté (nous conseillons de ne pas utiliser de contre pression pour augmenter le niveau de saturation du matériau).

xix. Remplir le système moule/membranes jusqu'à son sommet.

FIN DE MISE EN MOULE

- xx. Égaliser la surface au sommet du moule en prenant soin de ne pas percer les membranes.
- xxi. Remplir trois éprouvettes dont les volumes ont été préalablement déterminés avec précision (à 0,01 cm³ près). Il est important de procéder au remplissage des éprouvettes. Pesar les éprouvettes avec matériau humide et placez les à l'étuve pour déterminer la masse sèche.
- xxii. Placer un papier filtre sur la partie supérieure du matériau.
- xxiii. Vérifier la saturation de la pierre poreuse de l'embout supérieur en aspirant de l'eau. L'eau aspirée devrait passer au travers d'une burette afin de vérifier la présence de bulle de gaz.
- xxiv. Disposer trois anneaux de caoutchouc sur leur système de mise en place.
- xxv. Disposer les anneaux de caoutchouc (avec le système de mise en place) et un anneau de serrage autour de la tubulure de raccord de l'embout supérieur (en attente pour une prochaine étape).
- xxvi. Placer l'embout supérieur sur le sommet du matériau. Vérifier qu'il est bien engagé dans le moule. Dans le cas contraire il pourrait percer la membrane lors de l'étape de pré-consolidation.
- xxvii. Rabattre la demi membrane sur l'embout supérieur et remplir le volume qu'elle contient d'eau.
- xxviii. Placer les trois anneaux de caoutchouc en attente afin de fermer hermétiquement l'échantillon. Placer l'anneau de serrage par dessus les anneaux de caoutchouc pour favoriser une meilleure étanchéité.

ETAPE 3 : DENSIFICATION

- i. Vérifier que les 4 boulons placés sur 4 des 6 tiges du socle inférieur de la cellule triaxiale sont à la même hauteur (environ 48 cm par rapport à la base du socle).
- ii. Placer le socle supérieur de la cellule triaxiale.
- iii. Visser la tige de chargement sur le système d'attache de l'embout supérieure.
- iv. Placer le transducteur de déplacement sur son système d'attache (normalement placé sur la tige de chargement).
- v. Saturer le tuyau de l'rlenmeyer à moitié rempli d'eau et permettant d'appliquer une succion (de 18 kPa) aux bornes de l'échantillon. Raccorder le à la cellule triaxiale en prenant soin de ne pas appliquer de succion sur l'échantillon.
- vi. Placer le système permettant d'appliquer ultérieurement la charge équivalente à 15 kPa sur l'échantillon. Bloquer la tige de chargement afin que cette charge ne soit pas encore appliquée sur l'échantillon.
- vii. Dans le programme *MTS Manager* sur l'ordinateur du système de contrôle, ouvrir la procédure *consliq001*.
Nommer l'essai de manière claire (par exemple RMDyn001 – densification)
Lancer la procédure. Après quelques secondes, appliquer la succion de 18 kPa et la charge axiale de 15 kPa sur l'échantillon.
Vérifier qu'aucune bulle d'air ne s'échappe du tuyau placé sous eau dans l'rlenmeyer. La présence de bulles d'air signifie soit une mauvaise saturation des pierres poreuses ou du matériau, soit un percement de la membrane. Dans ces cas, l'essai ne peut être réalisé et un nouveau montage s'impose.
Lorsque le déplacement enregistré par le LVDT atteint un valeur constante, passez à l'étape de démoulage.

ETAPE 4 : DÉMOULAGE

- i. Fermer les vannes permettant l'application de la succion.
- ii. Retirer les masses et le système de chargement permettant l'application de la charge axiale.
- iii. Retirer le LVDT et dévisser la tige de chargement.
- iv. Enlever le socle supérieur de la cellule triaxiale.
- v. Retirer les systèmes de fixation de la demi-membrane (deux anneaux de serrage et cinq anneaux de caoutchouc) et retirer délicatement la demi-membrane.

- vi. Retirer les anneaux de caoutchouc permettant la fixation de la membrane principale sur le moule et la rabattre sur l'embout supérieur.
- vii. Afin d'éviter la présence d'air lors de la fermeture de l'échantillon, faire couler de l'eau désaérée entre l'embout supérieur et la membrane principale. Fermer ensuite l'échantillon à l'aide de trois anneaux de caoutchouc.
- viii. Dévisser les anneaux de serrages permettant de maintenir le moule et enlever délicatement chacune des trois parties de celui-ci.
- ix. Mesurer l'échantillon (environ 5 hauteurs et 15 diamètres)
- x. Fermer la cellule triaxiale et la remplir d'eau désaérée en prenant soin de laisser une petite poche d'air au sommet afin de favoriser une meilleure application de la pression de confinement sur le volume d'eau.
- xi. Saturer le capteur de pression et le monter sur la cellule
- xii. Connecter la burette et la cellule triaxiale sur le système de lecture.
- xiii. Connecter le système permettant d'appliquer la pression de confinement désirée sur le sommet de la cellule triaxiale.
- xiv. Placer le LVDT sur son système de fixation et initialiser sa valeur (à 0.000 mm)

ETAPE 5 : CONSOLIDATION

L'étape de consolidation se réalise par paliers tels que ceux précisés dans le tableau 2.4. Les directives présentées ici s'appliquent pour chaque palier.

- i. Dans le programme *MTS Manager* de l'ordinateur du système de contrôle, ouvrir la procédure *consliq001* et nommer l'essai de manière claire (exemple : Essai SQS004 – consolidation55)
- ii. Noter la pression interstitielle de l'échantillon en début d'étape
- iii. Noter la pression de confinement en début d'étape
- iv. Appliquer l'incrément de pression de confinement désiré.
- v. Noter la pression de confinement en fin d'étape
- vi. Noter la pression interstitielle en fin d'étape
- vii. Vérifier la valeur du coefficient de Skempton \bar{B} (expression [2.2])
- viii. Si la valeur de \bar{B} est supérieure ou égale à 0.97, lancer.

NOTES :

Le volume d'eau drainé dans le cas des études sur sables est relativement faible mais peut être beaucoup plus important dans le cas des résidus miniers. Il faut donc s'assurer à ce que la burette puisse recevoir le volume d'eau drainé.

- ix. Si la valeur de \bar{B} est inférieure à 0.97, il est nécessaire d'appliquer une contre pression. Cette procédure n'est pas décrite ici puisque le protocole permet d'en éviter l'utilisation.
- x. Lorsque le déplacement axial et le volume d'eau dans la burette n'évoluent plus, passer au palier suivant. S'il s'agit du dernier palier, fermez toutes les vannes et passer l'étape de réalisation de l'essai.

ETAPE 6 : RÉALISATION DE L'ESSAI

- i. Dans le programme *MTS Manager*, ouvrir la procédure *liquef003test* ou *quasi_statique001* et nommer l'essai de manière claire (exemple : Essai RMQS001 – essai1)
- ii. Vérifier dans la procédure que le chargement imposé correspond aux valeurs désirées dans le cas des essais dynamique ou que le déplacement imposé correspond à 1 μ m/s dans le cas des essais quasi-statique.
- iii. IMPORTANT : Bloquer le mouvement vertical de la tige de chargement.
- iv. Placer la cellule triaxiale sur la presse *INSTRON* et suivre les instructions suivantes dans l'ordre :
 - augmenter la hauteur du piston de manière à guider la tige de serrage de la cellule de chargement dans l'embout prévu à cet effet sur la tige de chargement.
 - fixer le socle de la cellule sur la base du piston hydraulique à l'aide des systèmes de blocage et les serrer fermement.
 - à l'aide de la fonction déplacement de précision du piston disponible dans le programme *MTS Manager*, augmenter la hauteur du piston pour permettre le contact de la cellule de chargement avec la tige de chargement. Ce contact est effectif lorsque la force lue par la cellule de chargement commence à augmenter. Dans ce cas, diminuer la hauteur du piston afin de retrouver une valeur de chargement nulle.
 - Serrez fermement la tige de serrage et la tige de chargement.
- v. Vérifier que le drainage n'est pas permis, que la procédure est celle désirée et que l'ensemble du système est correctement fixé.
- vi. Lancez l'essai.

ETAPE 7 : DÉMONTAGE ET NETTOYAGE

- i. A la fin de l'essai, retirer la cellule triaxiale de la presse.
- ii. Vider la cellule de l'eau qu'elle contient.
- iii. Retirer ou déconnecter tous les systèmes de mesure.
- iv. Ouvrir la cellule triaxiale et prendre en note (ou en photo) l'état de l'échantillon.

v. Démonter l'échantillon

- Prendre trois petites éprouvettes au sommet, au milieu et à la base de l'échantillon soit un total de neuf éprouvettes.
 - Noter la masse humide et la masse sèche en vue de déterminer la teneur en eau.
 - Peser la masse humide et sèche restante du matériau en vue de déterminer la teneur en eau.
 - Récupérer la masse résiduelle de matériau pouvant adhérer sur les embouts, membrane ou papiers filtres. Notez la masse sèche récupérée.
 - Utiliser les méthodes 1 et 2 présentées dans ce mémoire pour déterminer les caractéristiques du matériau en phase d'essai.
- vi. Procéder au nettoyage de l'équipement utilisé. Le système de saturation des résidus miniers demande un nettoyage complet et les zones d'étanchéité doivent être graissées avec de la graisse neuve.

ANNEXE 6

**Valeurs du coefficient de Skempton lors de l'application
des paliers de consolidation des différents essais**

Série RMQS

Palier de consolidation	Pression cellulaire		Pression interstitielle		Skempton \bar{B}
	Initiale	Finale	Initiale	Finale	
RMQS 001					
0 – 55	-0,4	55,0	-8,0	47,5	1,002
RMQS 002					
0 – 55	-0,4	54,8	-14,1	40,9	0,995
55 – 100	55,0	99,8	0,2	44,7	0,993
RMQS 003					
0 – 55	2,2	54,0	-7,7	44,5	1,008
55 – 100	55,5	100,1	2,6	48,0	1,018
100 – 200	100,4	200,1	3,9	103,4	0,998
200 – 400	200,3	399,6	2,6	201,6	0,999
RMQS 004					
0 – 55	0,6	55,2	-9,9	44,7	1,000
55 – 100	55,0	99,7	0,4	45,2	1,002
100 – 200	100,1	199,2	2,4	104,8	1,033
200 – 55 (BP35)	199,9	55,1	7,3	-134,7	0,981

Série SQS

Palier de consolidation	Pression cellulaire		Pression interstitielle		Skempton \bar{B}
	Initiale	Finale	Initiale	Finale	
SQS 001					
0 – 55	0,1	55,2	-17,8	37,1	0,996
55 – 100	55,1	100,2	1,6	46,8	1,002
SQS 002					
0 – 55	1,8	55,5	-12,3	40,9	0,996
55 – 100	54,8	100,1	1,3	46,5	0,998
100 – 200	100,1	200,3	1,5	100,9	0,992
SQS 003					
0 – 55	0,4	54,4	-17,3	37,9	1,004
55 – 100	55,0	99,2	0,2	43,0	0,995
100 – 200	100,2	199,5	1,3	98,8	0,993
200 – 400	199,9	399,6	0,0	199,2	0,997
SQS 004					
0 – 55 (BP 35)	3,1	55,7	-15,6	37,3	1,006

Série RMDyn 55

Palier de consolidation	Pression cellulaire		Pression interstitielle		Skempton \bar{B}
	Initiale	Finale	Initiale	Finale	
RMDyn 001 – 55					
0 – 55	-0,6	54,8	-19,1	36,4	1,002
RMDyn 002 – 55					
0 – 55	-0,6	55,0	-18,4	37,3	1,002
RMDyn 003 – 55					
0 – 55	-0,4	54,8	-19,4	35,9	1,002

Série RMDyn 100

Palier de consolidation	Pression cellulaire		Pression interstitielle		Skempton \bar{B}
	Initiale	Finale	Initiale	Finale	
RMDyn 001 – 100					
0 – 55	0,0	55,0	-18,2	36,8	1,000
55 – 100	55,7	100,4	1,5	45,2	1,000
RMDyn 002 – 100					
0 – 55	1,7	54,8	-14,9	38,4	1,004
55 – 100	54,1	100,1	-0,2	46	1,004
RMDyn 003 – 100					
0 – 55	1,3	51,8	-16,9	37,3	1,013
55 – 100	54,4	100,1	-0,4	45,4	1,002
RMDyn 004 – 100					
0 – 55	1,3	54,8	-16,9	37,6	1,013
55 – 100	54,8	100,8	0,4	46,5	1,002

Série RMDyn 200

Palier de consolidation	Pression cellulaire		Pression interstitielle		Skempton \bar{B}
	Initiale	Finale	Initiale	Finale	
RMDyn 001 – 200					
0 – 55	1,7	55,0	-15,6	37,7	1,000
55 – 100	54,4	100,8	-0,2	46,3	1,002
100 – 200	101,0	199,7	0,9	99,7	1,001
RMDyn 002 – 200					
0 – 55	1,3	54,8	-11	42,5	1,000
55 – 100	54,4	100,8	-0,6	45,8	1,000
100 – 200	100,8	199,7	0,7	99,5	0,999
RMDyn 003 – 200					
0 – 55	0,7	54,8	-10,1	44,1	1,002
55 – 100	54,8	99,9	-1,1	44,5	1,007
100 – 200	99,9	199,9	-0,2	100,1	1,003
RMDyn 004 – 200					
0 – 55	-	-	-	-	-
55 – 100	55,2	100,1	0,2	45,1	1,000
100 – 200	100,1	200,1	1,1	101,2	1,001

Série SDyn 100

Palier de consolidation	Pression cellulaire		Pression interstitielle		Skempton \bar{B}
	Initiale	Finale	Initiale	Finale	
SDyn 001 – 100					
0 – 55	1,1	54,6	-10,7	42,1	0,987
55 – 100	53,7	100,6	-2,0	45,2	1,006
SDyn 002 – 100					
0 – 55	5,1	55,0	-17,8	32,2	1,002
55 – 100	54,3	101,0	2,9	49,7	1,002
SDyn 003 – 100					
0 – 55	5,1	55	-17,8	32,4	1,006
55 – 100	53,7	100,4	2,9	49,8	1,004
SDyn 004 – 100					
0 – 55	-0,4	54,8	-18,0	37,2	1,000
55 – 100	55,4	99,7	-1,8	42,3	0,995

Essais Additionnels

Palier de consolidation	Pression cellulaire		Pression interstitielle		Skempton \bar{B}
	Initiale	Finale	Initiale	Finale	
RMDyn 001 – Add					
0 – 55	0,9	55,0	-17,8	36,4	1,002
55 – 100	54,8	100,8	0,4	46,5	1,002
SDyn 001 – Add					
0 – 55	3,3	55,2	-16,0	20,8	0,709
55 – 100 (BP 100)	155,2	200,1	49,8	94,4	1,004

ANNEXE 7

Cheminement de contraintes des essais quasi-statiques
SQS001, SQS002 & SQS003

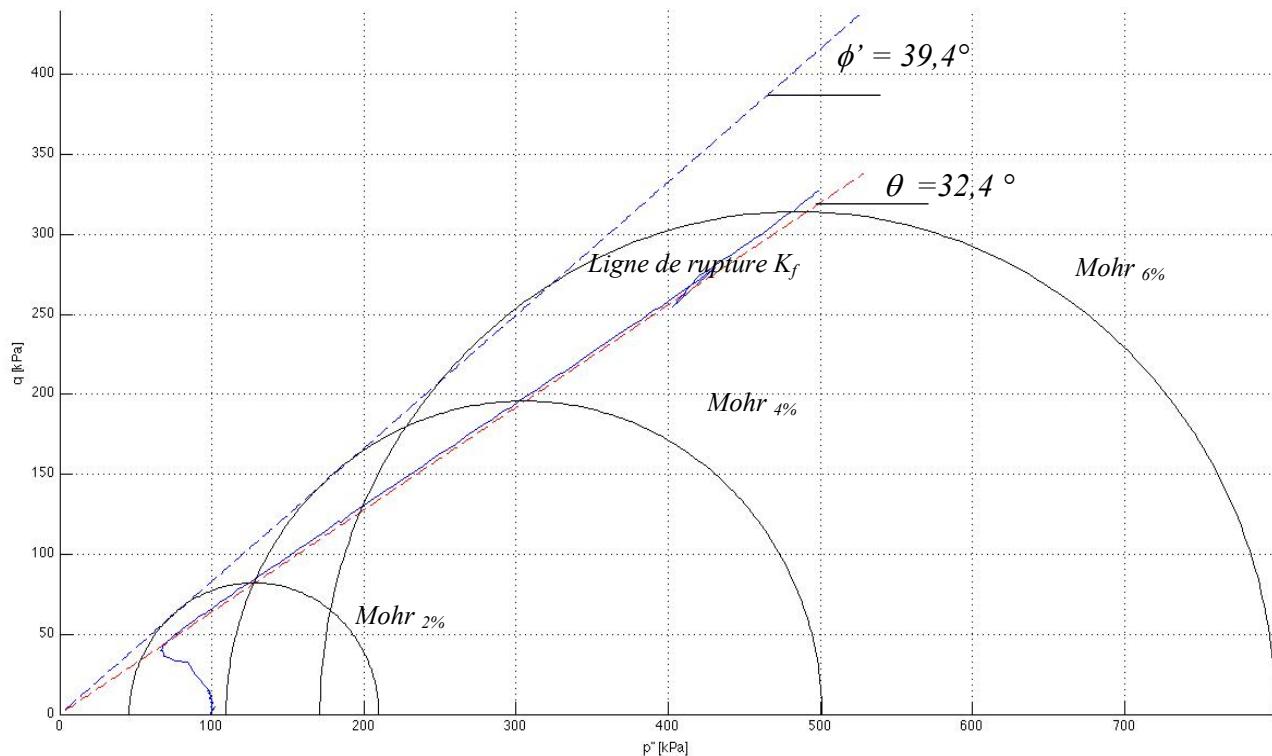


Figure A17.1 : Angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 2%, 4% et 6% de déformation – essai SQS001

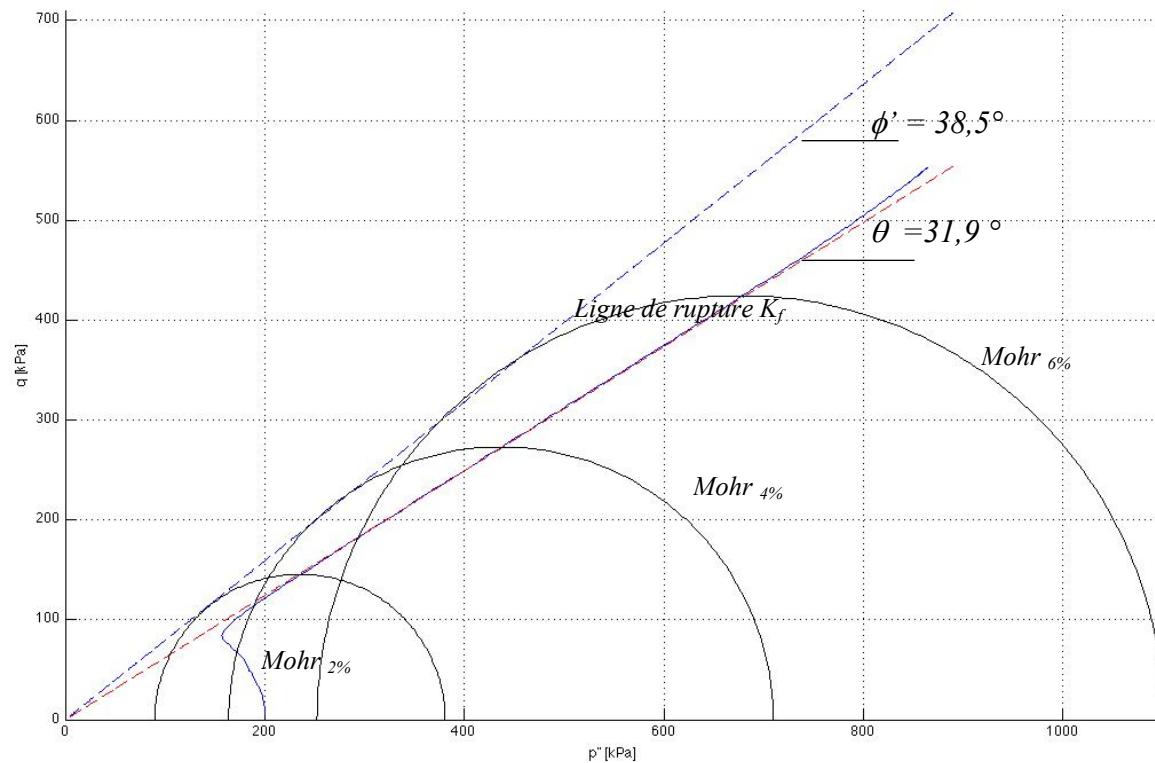


Figure A17.2 : Angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 2%, 4% et 6% de déformation – essai SQS002

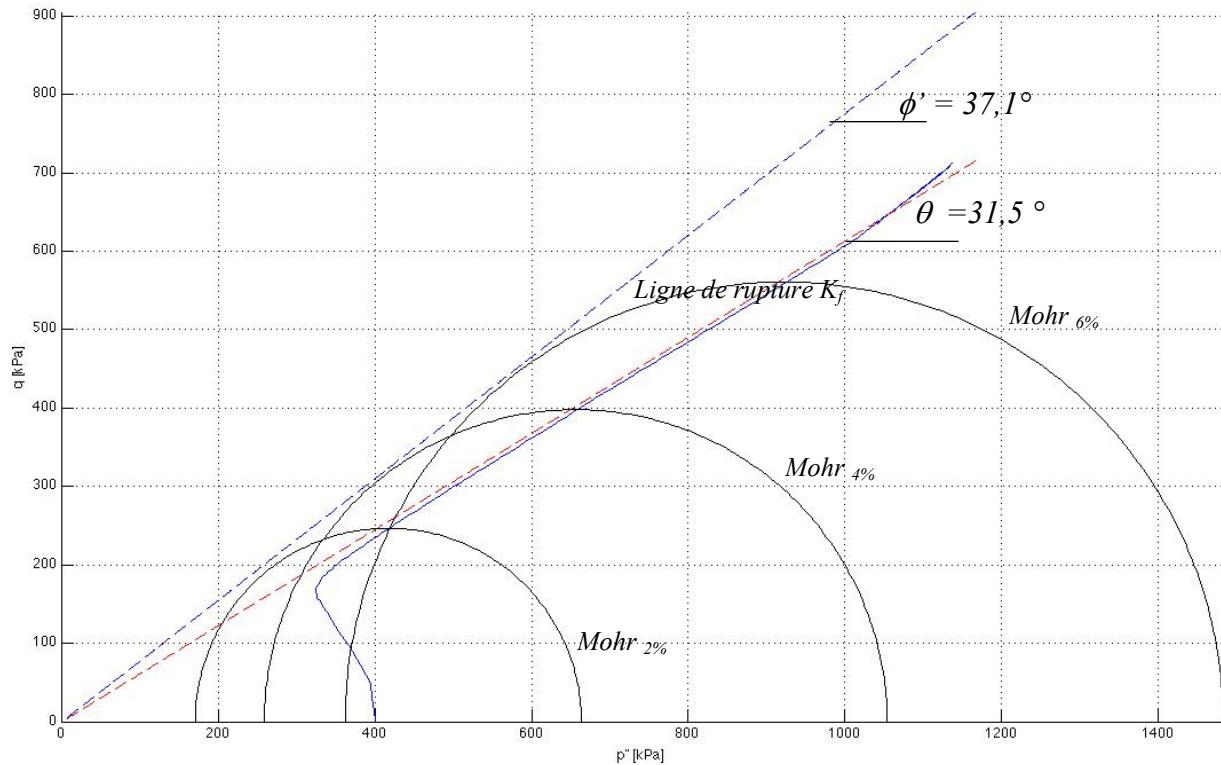


Figure A17.3 : Angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 2%, 4% et 6% de déformation – essai SQS003

ANNEXE 8

Cheminement de contraintes des essais quasi-statiques
RMQS002, RMQS003 & RMQS004

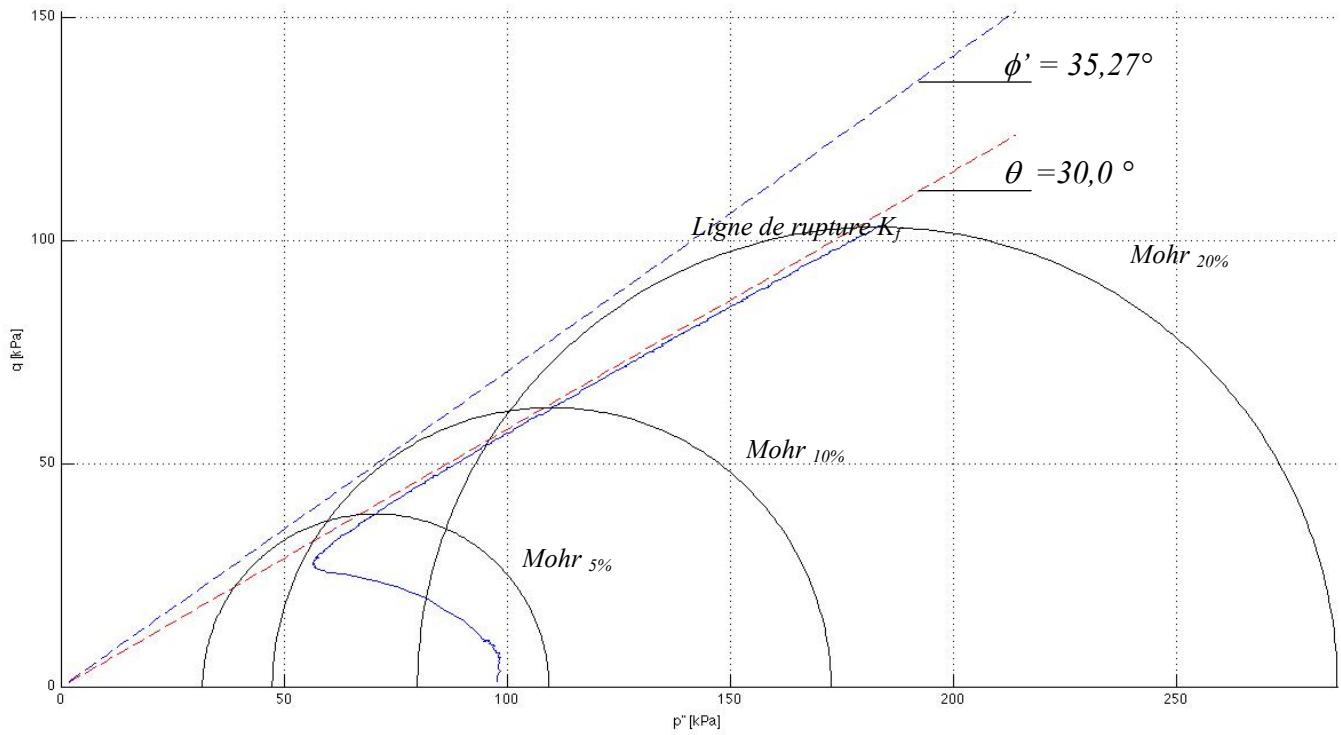


Figure A16.1 : Angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 5%, 10% et 20% de déformation – essai RMQS002

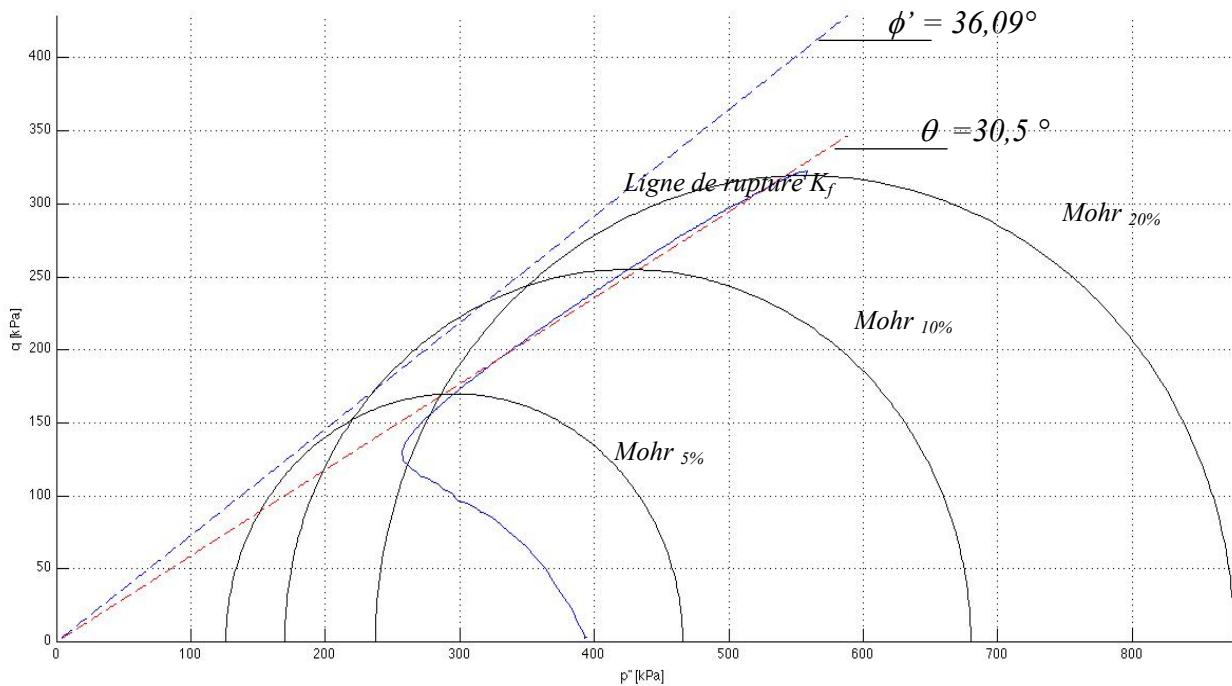


Figure A16.2 : Angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 5%, 10% et 20% de déformation – essai RMQS003

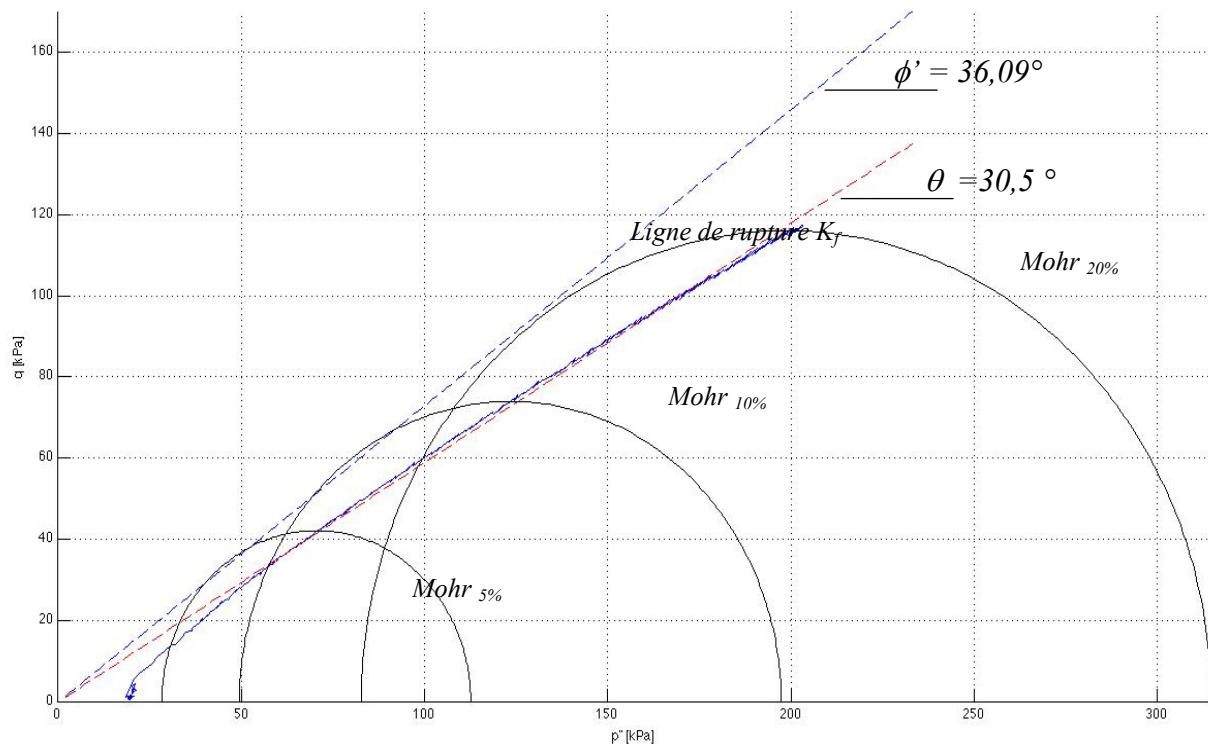


Figure A16.3 : Angle de frottement interne ϕ' , ligne de rupture K_f et cercles de Mohr à 5%, 10% et 20% de déformation – essai RMQS004

ANNEXE 9

**Détails des propriétés géotechniques obtenues par la
méthode 2 ou méthode des neuf éprouvettes (uniquement
pour essais dynamiques)**

RMDyn001 – 55

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,3 g								
Masse humide :		42,8 g	53,9 g	51,2 g	56,2 g	44,3 g	52,8 g	54,5 g	53,8 g	40,0 g
Masse sèche :		36,0 g	45,1 g	42,9 g	46,9 g	37,2 g	43,8 g	45,1 g	44,5 g	34,0 g
Eau :	8,20 g	6,7 g	8,8 g	8,3 g	9,3 g	7,0 g	9,0 g	9,4 g	9,3 g	6,0 g
Sol sec :	33,44 g	27,7 g	36,8 g	34,6 g	38,6 g	28,9 g	35,6 g	36,8 g	36,2 g	25,7 g
	Moyenne									
teneur en eau, w [%] :	24,5%	24,2%	23,8%	24,0%	24,2%	24,5%	25,2%	25,6%	25,6%	23,2%
densité de pulpe [%] :	79,6%	80,5%	80,8%	80,7%	80,5%	80,4%	79,9%	79,6%	79,6%	81,2%
Massé Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,59	1,59	1,60	1,60	1,59	1,59	1,58	1,57	1,57	1,61
Indice des vides, e [-] :	0,66	0,66	0,65	0,65	0,66	0,66	0,69	0,70	0,70	0,63
Porosité, n [-] :	0,40	0,40	0,39	0,39	0,40	0,40	0,41	0,41	0,41	0,39
Massé volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,052	2,056	2,064	2,060	2,057	2,052	2,038	2,032	2,032	2,075
Degré de Saturation, S _r [%] :	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,02
Indice de densité, I _d [-] :	0,94	0,94	0,95	0,95	0,94	0,94	0,91	0,90	0,90	0,97

RMDyn002 – 55

RMDyn003 – 55

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,34 g	8,28 g	8,30 g	8,30 g	8,24 g	8,25 g	8,30 g	8,25 g	8,29 g
Masse humide :		52,35 g	43,82 g	54,39 g	48,37 g	45,31 g	58,74 g	48,94 g	43,24 g	56,32 g
Masse sèche :		43,76 g	36,80 g	45,55 g	40,27 g	37,58 g	48,41 g	40,59 g	36,14 g	46,68 g
Eau :	8,41 g	8,59 g	7,02 g	8,84 g	8,10 g	7,73 g	10,33 g	8,35 g	7,10 g	9,64 g
Sol sec :	33,47 g	35,42 g	28,52 g	37,25 g	31,97 g	29,34 g	40,16 g	32,29 g	27,89 g	38,39 g
-										
teneur en eau, w [%] :	25,2%	24,3%	24,6%	23,7%	25,3%	26,3%	25,7%	25,9%	25,5%	25,1%
densité de pulpe [%] :	79,1%	80,5%	80,2%	80,8%	79,8%	79,1%	79,5%	79,5%	79,7%	79,9%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,633	1,658	1,648	1,673	1,628	1,601	1,618	1,614	1,625	1,634
Indice des vides, e [-] :	0,68	0,66	0,67	0,64	0,69	0,72	0,70	0,70	0,69	0,68
Porosité, n [-] :	0,41	0,40	0,40	0,39	0,41	0,42	0,41	0,41	0,41	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,039	2,055	2,049	2,065	2,036	2,019	2,029	2,027	2,034	2,040
Degré de Saturation, S _r [%] :	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I _d [-] :	0,92	0,94	0,93	0,96	0,91	0,88	0,90	0,90	0,91	0,92

RMDyn001 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,3 g	8,2 g	8,3 g	8,3 g	8,3 g				
Masse humide :		40,5 g	44,2 g	41,7 g	49,2 g	45,6 g	39,6 g	45,9 g	42,5 g	45,8 g
Masse sèche :		34,0 g	37,0 g	34,9 g	40,8 g	37,8 g	33,1 g	38,3 g	35,4 g	38,2 g
Eau :	8,67 g	6,5 g	7,2 g	6,7 g	8,4 g	7,8 g	6,5 g	7,6 g	7,1 g	7,6 g
Sol sec :	34,24 g	25,7 g	28,6 g	26,7 g	32,5 g	29,5 g	24,9 g	30,0 g	27,1 g	29,9 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	25,33%	25,2%	25,2%	25,3%	26,0%	26,4%	25,9%	25,4%	26,2%	25,4%
densité de pulpe [%] :	79,8%	79,9%	79,9%	79,8%	79,4%	79,1%	79,4%	79,7%	79,2%	79,7%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,628	1,63	1,63	1,63	1,61	1,60	1,61	1,63	1,60	1,63
Indice des vides, e [-] :	0,69	0,69	0,68	0,69	0,71	0,72	0,71	0,69	0,71	0,69
Porosité, n [-] :	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,42	0,41	0,41	0,42	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,030	2,038	2,039	2,037	2,024	2,018	2,026	2,034	2,021	2,035
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I_d [-] :	0,90	0,91	0,92	0,91	0,89	0,88	0,89	0,91	0,89	0,91

RMDyn002 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,3 g	8,3 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g	8,2 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g
Masse humide :		56,8 g	70,1 g	53,6 g	65,8 g	57,7 g	50,2 g	62,8 g	59,2 g	65,7 g
Masse sèche :		46,8 g	57,1 g	43,9 g	53,7 g	47,6 g	41,5 g	51,2 g	48,3 g	53,5 g
Eau :	10,93 g	10,0 g	13,1 g	9,7 g	12,1 g	10,1 g	8,7 g	11,6 g	10,9 g	12,2 g
Sol sec :	41,06 g	38,6 g	48,8 g	35,7 g	45,4 g	39,3 g	33,3 g	43,0 g	40,1 g	45,3 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	26,6%	26,0%	26,7%	27,2%	26,7%	25,7%	26,2%	26,9%	27,1%	26,8%
densité de pulpe [%] :	78,6%	79,4%	78,9%	78,6%	78,9%	79,5%	79,2%	78,8%	78,7%	78,8%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,59	1,61	1,59	1,58	1,59	1,62	1,60	1,59	1,58	1,59
Indice des vides, e [-] :	0,73	0,71	0,73	0,74	0,73	0,70	0,71	0,73	0,74	0,73
Porosité, n [-] :	0,42	0,41	0,42	0,43	0,42	0,41	0,42	0,42	0,43	0,42
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,014	2,025	2,013	2,005	2,013	2,029	2,021	2,009	2,006	2,011
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I_d [-] :	0,88	0,89	0,87	0,86	0,87	0,90	0,89	0,87	0,86	0,87

RMDyn003 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
Eprouvette :		A3	A42	A35	A38	A33	A43	A44	A56	A60
Masse vide :		8,3 g								
Masse humide :		44,8 g	42,1 g	43,3 g	51,2 g	41,4 g	52,8 g	52,3 g	50,4 g	54,5 g
Masse sèche :		37,8 g	35,4 g	36,6 g	42,5 g	34,7 g	43,6 g	43,3 g	41,6 g	45,2 g
Eau :	7,99 g	7,1 g	6,7 g	6,7 g	8,7 g	6,6 g	9,2 g	9,0 g	8,8 g	9,3 g
Sol sec :	31,77 g	29,5 g	27,1 g	28,3 g	34,2 g	26,4 g	35,4 g	34,9 g	33,3 g	36,9 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	25,10%	23,9%	24,7%	23,7%	25,6%	25,1%	25,9%	25,7%	26,3%	25,1%
densité de pulpe [%] :	79,2%	80,7%	80,2%	80,9%	79,6%	80,0%	79,4%	79,6%	79,2%	79,9%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,58	1,60	1,59	1,60	1,57	1,58	1,56	1,57	1,56	1,58
Indice des vides, e [-] :	0,68	0,65	0,67	0,64	0,70	0,68	0,70	0,70	0,72	0,68
Porosité, n [-] :	0,41	0,39	0,40	0,39	0,41	0,41	0,41	0,41	0,42	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,040	2,061	2,047	2,066	2,032	2,041	2,027	2,030	2,019	2,040
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,012	1,01								
Indice de densité, I_d [-] :	0,92	0,95	0,93	0,96	0,90	0,92	0,90	0,90	0,88	0,92

RMDyn004 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
Eprouvette :		A3	A42	A35	A38	A33	A43	A44	A56	A60
Masse vide :		8,3 g								
Masse humide :		43,9 g	39,6 g	41,2 g	51,6 g	46,9 g	39,5 g	44,3 g	49,9 g	43,3 g
Masse sèche :		37,0 g	33,5 g	34,8 g	42,7 g	39,1 g	33,1 g	36,7 g	41,3 g	36,1 g
Eau :	7,33 g	7,0 g	6,1 g	6,4 g	8,9 g	7,8 g	6,4 g	7,6 g	8,6 g	7,2 g
Sol sec :	28,84 g	28,6 g	25,2 g	26,5 g	34,4 g	30,8 g	24,8 g	28,4 g	33,0 g	27,8 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	25,4%	24,3%	24,3%	24,1%	25,8%	25,4%	25,8%	26,7%	25,9%	26,0%
densité de pulpe [%] :	78,9%	80,4%	80,4%	80,6%	79,5%	79,8%	79,5%	78,9%	79,4%	79,3%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,63	1,66	1,66	1,66	1,62	1,63	1,62	1,59	1,61	1,61
Indice des vides, e [-] :	0,69	0,66	0,66	0,65	0,70	0,69	0,70	0,73	0,71	0,71
Porosité, n [-] :	0,41	0,40	0,40	0,40	0,41	0,41	0,41	0,42	0,41	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,035	2,054	2,054	2,057	2,029	2,035	2,028	2,013	2,026	2,024
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,01									
Indice de densité, I_d [-] :	0,91	0,94	0,94	0,95	0,90	0,91	0,90	0,87	0,89	0,89

RMDyn001 – 200

		Haut			Milieu			Bas		
	Eprouvette :	A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
	Masse vide :	8,3 g	8,3 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g	8,2 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g
	Masse humide :	54,6 g	41,4 g	51,9 g	49,0 g	55,5 g	52,7 g	55,9 g	51,0 g	48,4 g
	Masse sèche :	45,2 g	34,7 g	42,9 g	40,8 g	46,1 g	43,6 g	46,4 g	42,4 g	40,3 g
Eau :	8,67 g	9,5 g	6,7 g	9,0 g	8,2 g	9,4 g	9,0 g	9,4 g	8,7 g	8,1 g
Sol sec :	34,24 g	36,9 g	26,5 g	34,6 g	32,6 g	37,9 g	35,4 g	38,0 g	34,2 g	32,1 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	25,33%	25,7%	25,3%	26,0%	25,2%	24,7%	25,5%	25,2%	25,3%	25,1%
densité de pulpe [%] :	79,8%	79,5%	79,8%	79,4%	79,9%	80,2%	79,7%	79,9%	79,8%	79,9%
Masse Volumique du sol sec, p_d [g/cm³] :	1,628	1,62	1,63	1,61	1,63	1,64	1,62	1,63	1,63	1,63
Indice des vides, e [-] :	0,69	0,70	0,69	0,71	0,68	0,67	0,69	0,68	0,69	0,68
Porosité, n [-] :	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,40	0,41	0,41	0,41	0,41
Masse volumique saturée, p _{sat} [-] :	2,036	2,029	2,036	2,024	2,039	2,047	2,034	2,039	2,036	2,040
Degré de Saturation, S _r [%] :	1,011	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I _d [-] :	0,91	0,90	0,91	0,89	0,92	0,93	0,91	0,92	0,91	0,92

RMDyn002 – 200

		Haut			Milieu			Bas		
	Eprouvette :	A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
	Masse vide :	8,3 g	8,3 g	8,3 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g
	Masse humide :	50,2 g	53,1 g	55,3 g	53,2 g	57,2 g	50,3 g	60,4 g	51,3 g	51,6 g
	Masse sèche :	41,3 g	43,6 g	45,5 g	44,1 g	47,4 g	42,1 g	49,6 g	42,6 g	42,2 g
Eau :	9,36 g	8,9 g	9,5 g	9,9 g	9,1 g	9,4 g	8,3 g	10,8 g	8,7 g	9,4 g
Sol sec :	36,02 g	33,0 g	35,3 g	37,2 g	35,9 g	39,2 g	33,9 g	41,3 g	34,4 g	34,0 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	25,99%	26,9%	26,8%	26,5%	25,4%	25,0%	24,4%	26,1%	25,3%	27,5%
densité de pulpe [%] :	78,4%	78,8%	78,9%	79,0%	79,8%	80,0%	80,4%	79,3%	79,8%	78,4%
Masse Volumique du sol sec, p_d [g/cm³] :	1,611	1,59	1,59	1,60	1,63	1,64	1,65	1,61	1,63	1,57
Indice des vides, e [-] :	0,71	0,73	0,73	0,72	0,69	0,68	0,66	0,71	0,69	0,75
Porosité, n [-] :	0,41	0,42	0,42	0,42	0,41	0,40	0,40	0,41	0,41	0,43
Masse volumique saturée, p _{sat} [-] :	2,025	2,009	2,012	2,016	2,036	2,042	2,052	2,024	2,037	1,999
Degré de Saturation, S _r [%] :	1,010	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I _d [-] :	0,89	0,87	0,87	0,88	0,91	0,92	0,94	0,89	0,91	0,85

RMDyn003 – 200

		Haut			Milieu			Bas		
Eprouvette :		A3	A42	A35	A38	A33	A43	A44	A56	A60
Masse vide :		8,3 g	8,3 g	8,3 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g	8,3 g	8,2 g	8,3 g
Masse humide :		57,3 g	60,5 g	50,5 g	49,2 g	47,5 g	53,7 g	69,5 g	44,2 g	46,6 g
Masse sèche :		47,2 g	49,7 g	42,0 g	41,0 g	39,8 g	44,5 g	56,6 g	36,6 g	38,7 g
Eau :	9,21 g	10,2 g	10,9 g	8,5 g	8,2 g	7,7 g	9,2 g	12,8 g	7,6 g	7,9 g
Sol sec :	35,75 g	38,9 g	41,4 g	33,7 g	32,7 g	31,6 g	36,3 g	48,3 g	28,4 g	30,4 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	25,72%	26,1%	26,3%	25,3%	25,0%	24,4%	25,3%	26,6%	26,6%	26,0%
densité de pulpe [%] :	79,0%	79,3%	79,2%	79,8%	80,0%	80,4%	79,8%	79,0%	79,0%	79,3%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,618	1,61	1,60	1,63	1,64	1,65	1,63	1,59	1,59	1,61
Indice des vides, e [-] :	0,70	0,71	0,72	0,69	0,68	0,66	0,69	0,72	0,72	0,71
Porosité, n [-] :	0,41	0,42	0,42	0,41	0,40	0,40	0,41	0,42	0,42	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,029	2,023	2,020	2,037	2,042	2,052	2,037	2,015	2,015	2,024
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I_d [-] :	0,90	0,89	0,88	0,91	0,92	0,94	0,91	0,88	0,88	0,89

RMDyn004 – 200

		Haut			Milieu			Bas		
Eprouvette :		A3	A42	A35	A38	A33	A43	A44	A56	A60
Masse vide :		8,3 g	8,4 g	8,3 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g	8,3 g	8,3 g	8,3 g
Masse humide :		48,3 g	47,0 g	54,2 g	45,2 g	42,2 g	48,2 g	52,9 g	53,8 g	45,9 g
Masse sèche :		40,1 g	39,2 g	45,0 g	38,3 g	36,0 g	40,8 g	43,5 g	44,3 g	38,2 g
Eau :	8,02 g	8,2 g	7,8 g	9,2 g	6,8 g	6,2 g	7,5 g	9,4 g	9,4 g	7,7 g
Sol sec :	32,33 g	31,8 g	30,9 g	36,7 g	30,0 g	27,8 g	32,6 g	35,3 g	36,1 g	30,0 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	24,73%	25,8%	25,3%	25,0%	22,7%	22,3%	22,9%	26,7%	26,2%	25,7%
densité de pulpe [%] :	80,2%	79,5%	79,8%	80,0%	81,5%	81,7%	81,4%	78,9%	79,2%	79,5%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,646	1,62	1,63	1,64	1,70	1,71	1,70	1,59	1,61	1,62
Indice des vides, e [-] :	0,67	0,70	0,69	0,68	0,62	0,60	0,62	0,73	0,71	0,70
Porosité, n [-] :	0,40	0,41	0,41	0,40	0,38	0,38	0,38	0,42	0,42	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,047	2,029	2,037	2,043	2,083	2,091	2,080	2,013	2,021	2,029
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,012	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I_d [-] :	0,93	0,90	0,91	0,92	0,98	1,00	0,98	0,87	0,89	0,90

SDyn001 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,3 g	8,2 g	8,1 g	8,3 g	8,3 g				
Masse humide :		42,3 g	52,0 g	53,1 g	48,6 g	50,5 g	49,4 g	49,7 g	51,0 g	52,1 g
Masse sèche :		35,3 g	43,1 g	43,6 g	39,7 g	41,4 g	40,1 g	40,4 g	41,7 g	42,4 g
Eau :	9,02 g	7,0 g	8,9 g	9,6 g	8,9 g	9,1 g	9,3 g	9,4 g	9,3 g	9,8 g
Sol sec :	32,64 g	27,0 g	35,0 g	35,4 g	31,5 g	33,2 g	31,9 g	32,3 g	33,5 g	34,1 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	27,6%	25,9%	25,5%	27,0%	28,1%	27,3%	29,3%	29,0%	27,8%	28,7%
densité de pulpe [%] :	0,78	79,4%	79,7%	78,7%	78,1%	78,6%	77,3%	77,5%	78,2%	77,7%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,56	1,59	1,60	1,57	1,55	1,56	1,52	1,53	1,55	1,53
Indice des vides, e [-] :	0,76	0,71	0,70	0,74	0,77	0,75	0,80	0,79	0,76	0,78
Porosité, n [-] :	0,43	0,41	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,44	0,43	0,44
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	1,99	2,012	2,019	1,995	1,979	1,991	1,960	1,966	1,983	1,970
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice de densité, I_d [-] :	0,80	0,94	0,98	0,85	0,76	0,82	0,65	0,68	0,78	0,71

SDyn002 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,3 g	8,2 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g	8,3 g	8,1 g	8,3 g	8,3 g
Masse humide :		44,0 g	46,3 g	43,7 g	42,5 g	46,9 g	45,2 g	42,6 g	46,4 g	43,7 g
Masse sèche :		36,1 g	37,9 g	35,9 g	34,6 g	37,8 g	36,9 g	34,6 g	37,8 g	35,5 g
Eau :	8,25 g	7,9 g	8,4 g	7,8 g	7,9 g	9,1 g	8,3 g	8,0 g	8,8 g	8,1 g
Sol sec :	28,12 g	27,8 g	29,8 g	27,64 g	26,4 g	29,6 g	28,7 g	26,5 g	29,4 g	27,3 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	29,4%	28,6%	28,1%	28,2%	30,1%	30,8%	28,8%	30,1%	29,8%	29,7%
densité de pulpe [%] :	77,3%	77,8%	78,1%	78,0%	76,9%	76,5%	77,6%	76,9%	77,1%	77,1%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,52	1,53	1,55	1,54	1,50	1,49	1,53	1,50	1,51	1,51
Indice des vides, e [-] :	0,80	0,78	0,77	0,77	0,82	0,84	0,79	0,82	0,81	0,81
Porosité, n [-] :	0,45	0,44	0,43	0,44	0,45	0,46	0,44	0,45	0,45	0,45
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	1,960	1,971	1,978	1,977	1,950	1,940	1,968	1,949	1,954	1,954
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice de densité, I_d [-] :	0,65	0,71	0,75	0,75	0,59	0,53	0,69	0,58	0,62	0,62

SDyn003 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A42	A35	A38	A33	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,3 g	8,2 g	8,3 g	8,2 g	8,2 g	8,3 g	8,1 g	8,3 g	8,3 g
Masse humide :		44,0 g	46,3 g	43,7 g	42,5 g	46,9 g	45,2 g	42,6 g	46,4 g	43,7 g
Masse sèche :		36,1 g	37,9 g	35,9 g	34,6 g	37,8 g	36,9 g	34,6 g	37,7 g	35,5 g
Eau :	8,25 g	7,9 g	8,4 g	7,8 g	7,9 g	9,1 g	8,3 g	8,0 g	8,8 g	8,1 g
Sol sec :	28,12 g	27,8 g	29,8 g	27,6 g	26,4 g	29,6 g	28,7 g	26,5 g	29,4 g	27,3 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	29,35%	28,6%	28,1%	28,2%	30,1%	30,8%	28,8%	30,1%	29,8%	29,7%
densité de pulpe [%] :	77,3%	77,8%	78,1%	78,0%	76,9%	76,5%	77,6%	76,9%	77,1%	77,1%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,52	1,53	1,55	1,54	1,50	1,49	1,53	1,50	1,51	1,51
Indice des vides, e [-] :	0,80	0,78	0,77	0,77	0,82	0,84	0,79	0,82	0,81	0,81
Porosité, n [-] :	0,45	0,44	0,43	0,44	0,45	0,46	0,44	0,45	0,45	0,45
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	1,960	1,971	1,978	1,977	1,950	1,940	1,968	1,949	1,954	1,954
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice de densité, I_d [-] :	0,65	0,71	0,75	0,75	0,59	0,53	0,69	0,58	0,62	0,62

SDyn004 – 100

		Haut			Milieu			Bas		
		A3	A42	A35	A38	A33	A43	A44	A56	A60
Eprouvette :										
Masse vide :		8,3 g	8,2 g	8,1 g	8,3 g	8,3 g				
Masse humide :		50,2 g	43,8 g	56,7 g	52,4 g	58,0 g	43,5 g	46,6 g	46,5 g	47,6 g
Masse sèche :		41,2 g	36,0 g	45,1 g	42,5 g	46,3 g	35,9 g	38,1 g	38,0 g	38,8 g
Eau :	9,28 g	9,0 g	7,9 g	11,6 g	9,8 g	11,8 g	7,6 g	8,5 g	8,5 g	8,8 g
Sol sec :	31,98 g	32,9 g	27,8 g	36,9 g	34,3 g	38,1 g	27,6 g	30,0 g	29,7 g	30,5 g
Moyenne										
teneur en eau, w [%] :	28,9%	27,5%	28,3%	31,5%	28,7%	30,9%	27,6%	28,2%	28,6%	28,9%
densité de pulpe [%] :	77,6%	78,4%	77,9%	76,1%	77,7%	76,4%	78,4%	78,0%	77,7%	77,6%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,53	1,56	1,54	1,47	1,53	1,48	1,56	1,54	1,53	1,53
Indice des vides, e [-] :	0,79	0,75	0,77	0,86	0,78	0,84	0,75	0,77	0,78	0,79
Porosité, n [-] :	0,44	0,43	0,44	0,46	0,44	0,46	0,43	0,44	0,44	0,44
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	1,967	1,988	1,976	1,930	1,970	1,938	1,986	1,977	1,971	1,967
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice de densité, I_d [-] :	0,69	0,81	0,74	0,47	0,71	0,52	0,80	0,75	0,71	0,69

RMDyn001 – Add

	Eprouvette :	Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Masse vide :		8,3 g	8,2 g	8,3 g	8,3 g	8,3 g				
Masse humide :		39,3 g	40,0 g	41,6 g	43,5 g	48,3 g	43,7 g	44,6 g	38,8 g	39,3 g
Masse sèche :		32,9 g	33,6 g	34,9 g	36,2 g	40,1 g	36,4 g	37,0 g	32,8 g	32,8 g
Eau :	6,95 g	6,4 g	6,4 g	6,7 g	7,2 g	8,2 g	7,4 g	7,7 g	6,0 g	6,5 g
Sol sec :	26,90 g	24,6 g	25,4 g	26,6 g	27,9 g	31,8 g	28,1 g	28,7 g	24,5 g	24,5 g
Moyenne		24,0%			24,6 %			24,8 %		
teneur en eau, w [%] :	25,8%	26,2%	25,3%	25,2%	25,9%	25,7%	26,3%	26,8%	24,6%	26,4%
densité de pulpe [%] :	78,9%	79,2%	79,8%	79,9%	79,4%	79,6%	79,2%	78,9%	80,2%	79,1%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,615	1,56	1,58	1,58	1,56	1,57	1,56	1,55	1,59	1,56
Indice des vides, e [-] :	0,70	0,71	0,69	0,68	0,70	0,70	0,72	0,73	0,67	0,72
Porosité, n [-] :	0,41	0,42	0,41	0,41	0,41	0,41	0,42	0,42	0,40	0,42
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	2,028	2,021	2,037	2,039	2,027	2,030	2,020	2,011	2,049	2,018
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Indice de densité, I_d [-] :	0,90	0,89	0,91	0,92	0,90	0,90	0,88	0,87	0,93	0,88

SDyn001 – Add

	Eprouvette :	Haut			Milieu			Bas		
		A3	A33	A35	A38	A42	A43	A44	A56	A60
Masse vide :		8,3 g	8,2 g	8,1 g	8,3 g	8,3 g				
Masse humide :		54,3 g	54,7 g	56,0 g	58,1 g	52,3 g	56,1 g	57,0 g	57,5 g	52,6 g
Masse sèche :		43,7 g	43,7 g	44,6 g	45,9 g	42,4 g	44,5 g	45,7 g	46,3 g	42,4 g
Eau :	11,02 g	10,6 g	11,0 g	11,4 g	12,2 g	9,9 g	11,6 g	11,3 g	11,1 g	10,1 g
Sol sec :	36,15 g	35,4 g	35,6 g	36,4 g	37,7 g	34,2 g	36,3 g	37,6 g	38,1 g	34,2 g
Moyenne		30,0%			31,0%			31,4%		
teneur en eau, w [%] :	30,5%	30,0%	31,0%	31,4%	32,4%	28,8%	31,8%	30,0%	29,2%	29,6%
densité de pulpe [%] :	0,77	76,9%	76,4%	76,1%	75,5%	77,6%	75,8%	76,9%	77,4%	77,2%
Masse Volumique du sol sec, ρ_d [g/cm ³] :	1,492	1,50	1,48	1,47	1,45	1,53	1,46	1,50	1,52	1,51
Indice des vides, e [-] :	0,83	0,82	0,85	0,86	0,88	0,79	0,87	0,82	0,80	0,81
Porosité, n [-] :	0,45	0,45	0,46	0,46	0,47	0,44	0,47	0,45	0,44	0,45
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [-] :	1,944	1,951	1,937	1,931	1,918	1,967	1,925	1,950	1,962	1,957
Degré de Saturation, S_r [%] :	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice de densité, I_d [-] :	0,55	0,60	0,51	0,48	0,39	0,69	0,44	0,59	0,66	0,63

ANNEXE 10

Résultats détaillés pour l'analyse des essais cycliques

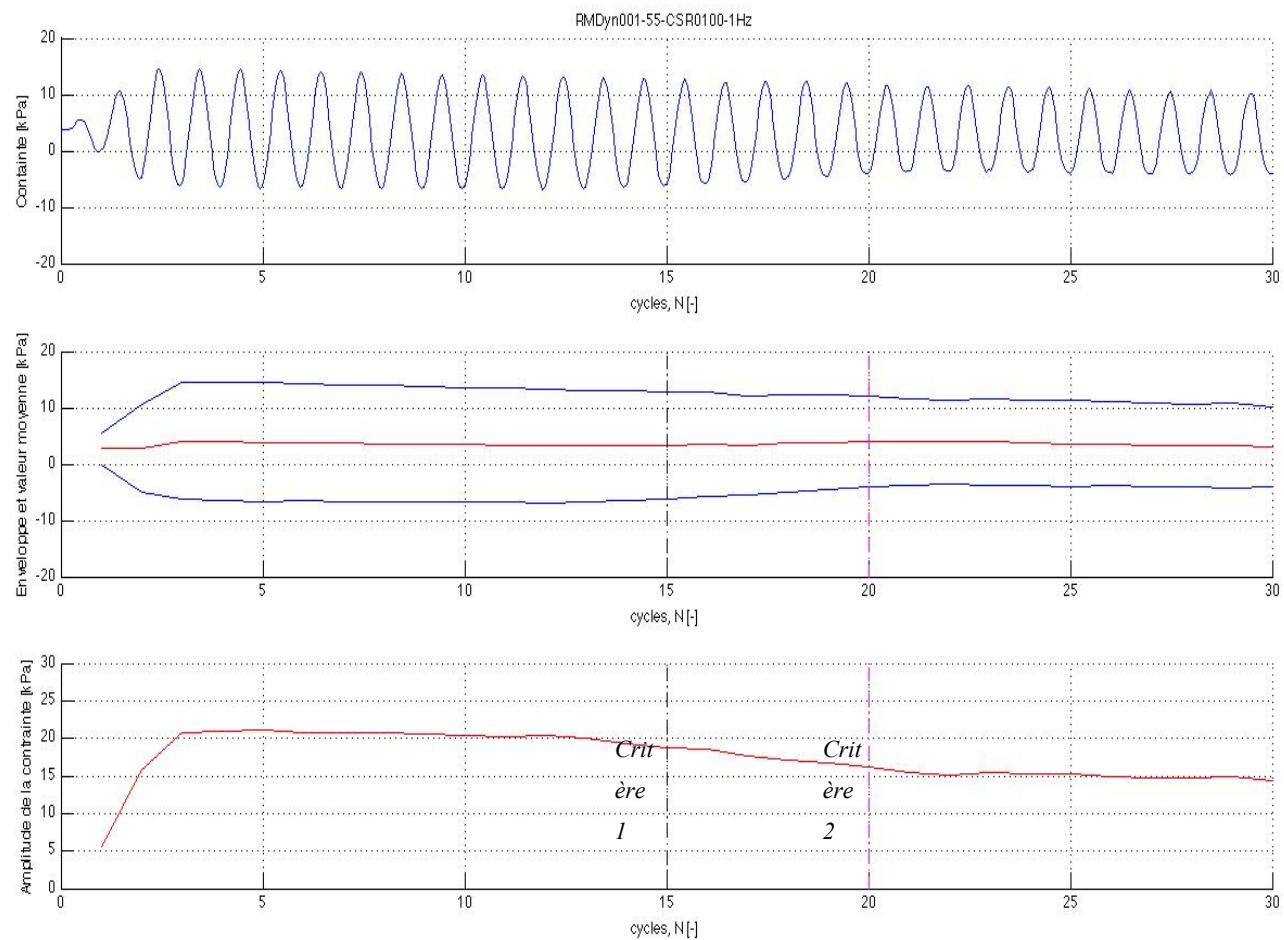
Série	Annexe
RMDyn 55	10.a
RMDyn 100	10.b
RMDyn 200	10.c
SDyn 100	10.d
RMDyn Add	10.e
SDyn Add	10.f

ANNEXE 10 a

Résultats détaillés des essais de la série RMDyn 55

Tableau A10a.1 : Propriétés géotechniques à la mise en moule et au démontage des essais de la série RMDyn 55

Paramètres	Essai RMDyn001	Essai RMDyn002	Essai RMDyn003
Contrainte de confinement, σ_3 [kPa]	55	55	55
Mise en moule			
Teneur en eau, w [%]	34,23	34,64	34,51
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,42	1,41	1,41
Indice des vide, e [-]	0,94	0,96	0,95
Porosité, n [-]	0,48	0,49	0,49
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,90	1,90	1,90
Indice de densité, I_D [-]	0,66	0,64	0,65
Degré de saturation, S_r [-]	1,00	1,00	1,00
Démontage			
Méthode 1			
Teneur en eau, w [%]	25,21	25,69	26,81
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,62	1,63	1,61
Indice des vide, e [-]	0,70	0,69	0,71
Porosité, n [-]	0,41	0,41	0,42
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,03	2,04	2,02
Indice de densité, I_D [-]	0,90	0,91	0,89
Degré de saturation, S_r [-]	1,00	1,02	1,03
Méthode 2			
Teneur en eau, w [%]	24,46	24,74	25,16
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,65	1,64	1,63
Indice des vide, e [-]	0,66	0,67	0,68
Porosité, n [-]	0,40	0,40	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,05	2,05	2,04
Indice de densité, I_D [-]	0,94	0,93	0,92
Degré de saturation, S_r [-]	1,01	1,01	1,01

Essai RMDyn001 – 55**Figures pour analyse détaillée des signaux****Figure A10a.1 :** Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn001 – 55

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

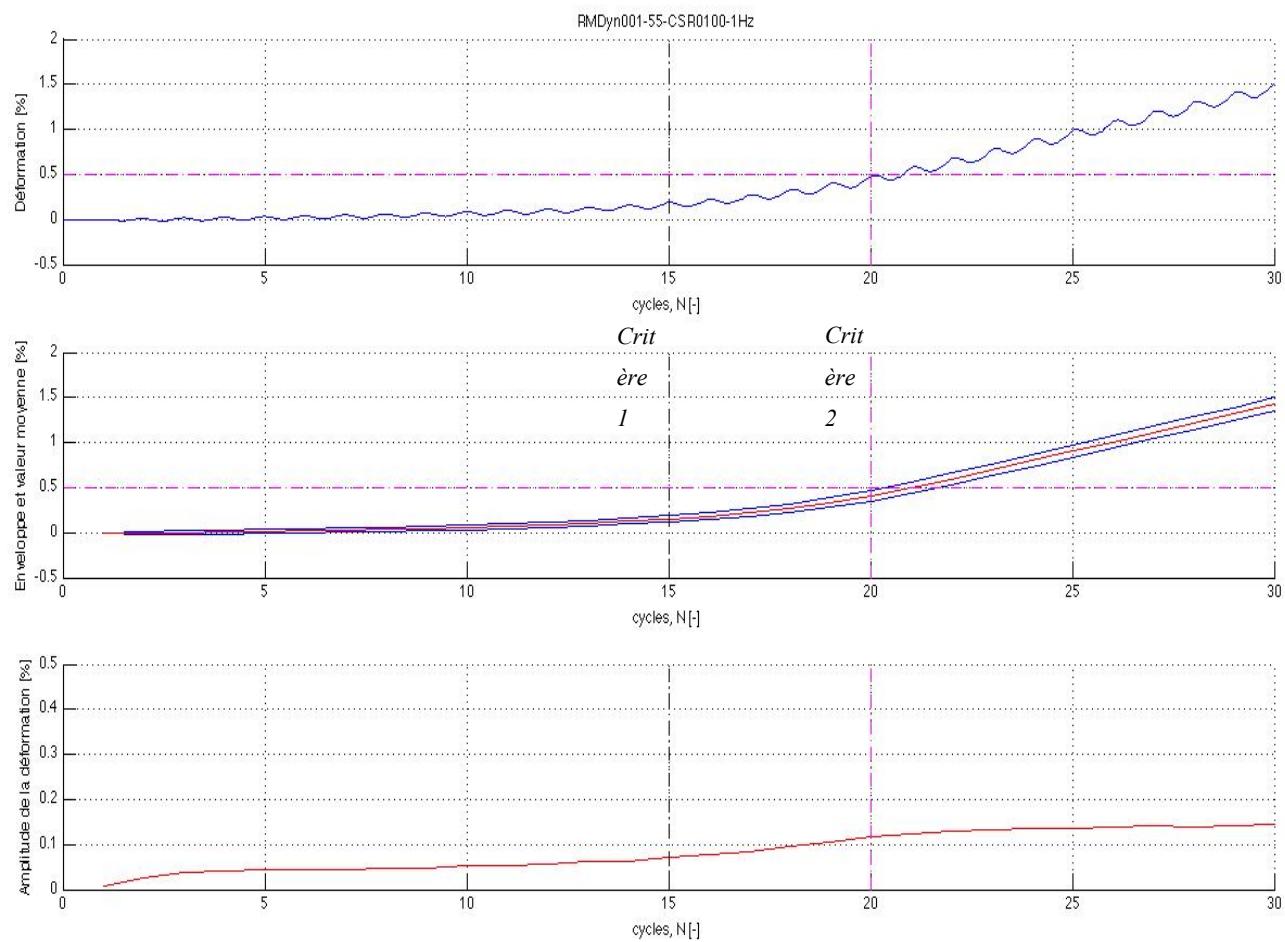


Figure A10a.2 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn001 – 55

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

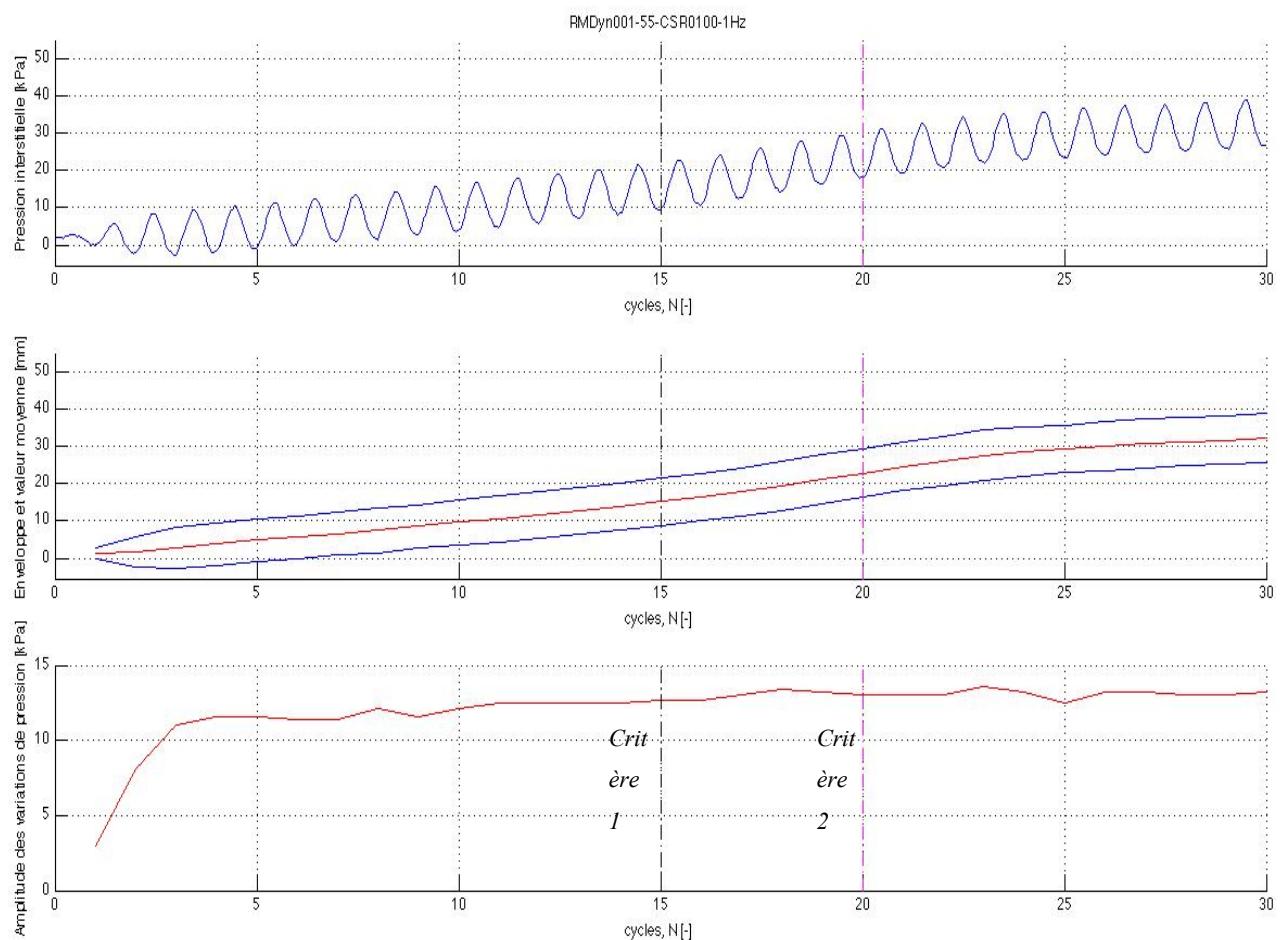
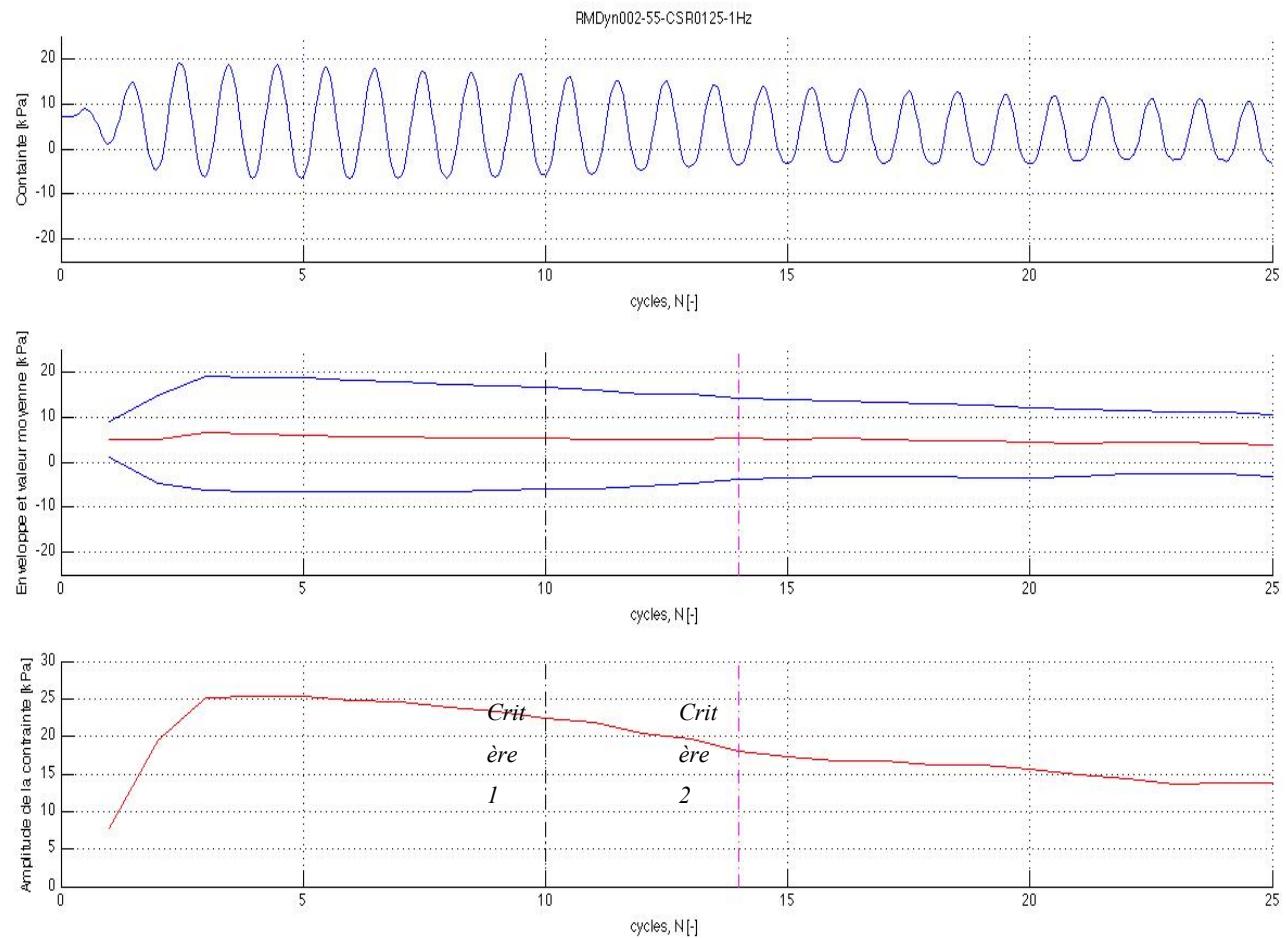


Figure A10a.3 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai RMDyn001 – 55

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

Essai RMDyn002 – 55**Figures pour analyse détaillée des signaux****Figure A10a.4 :** Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn002 – 55

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

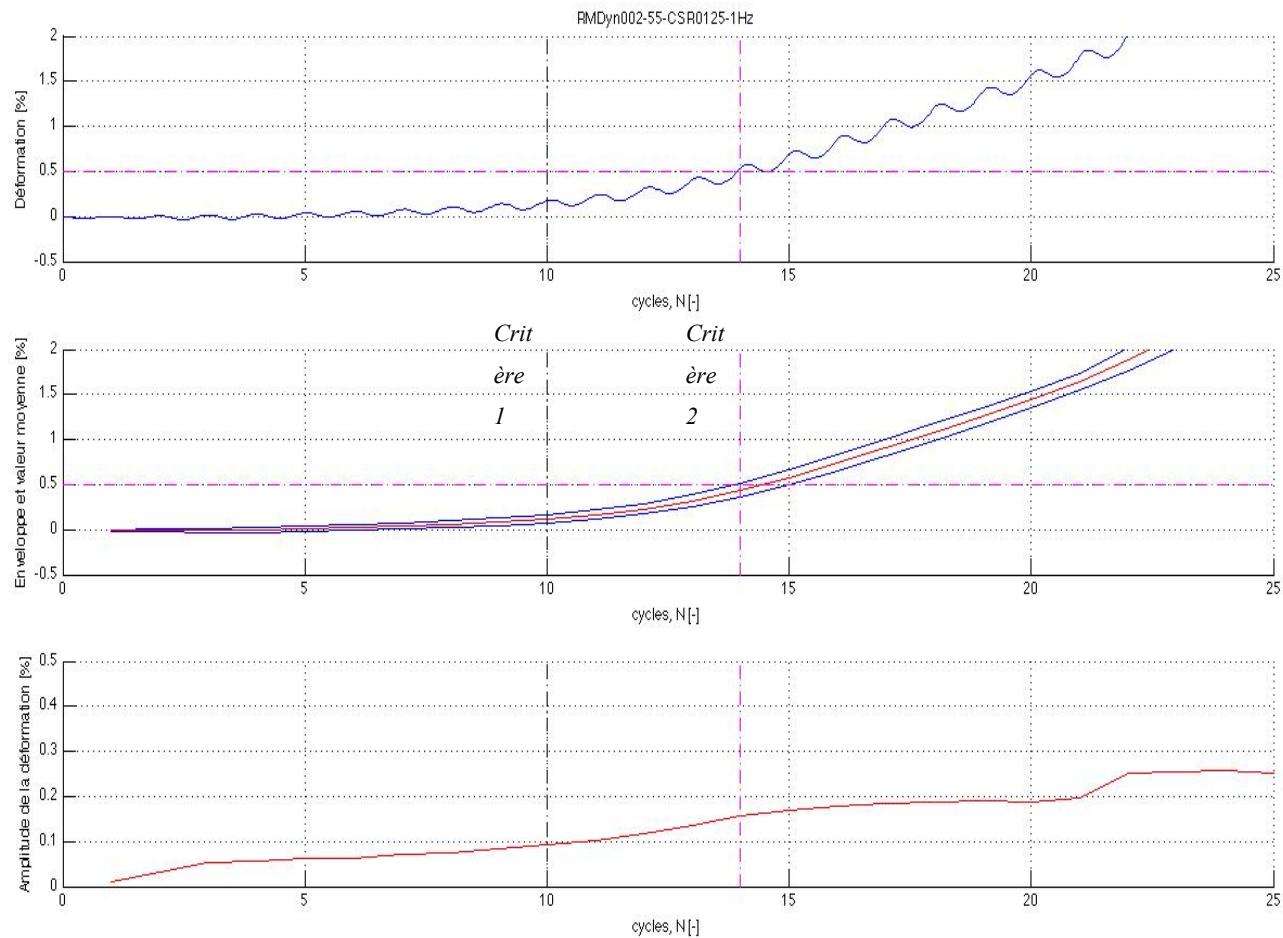


Figure A10a.5 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn002 – 55

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

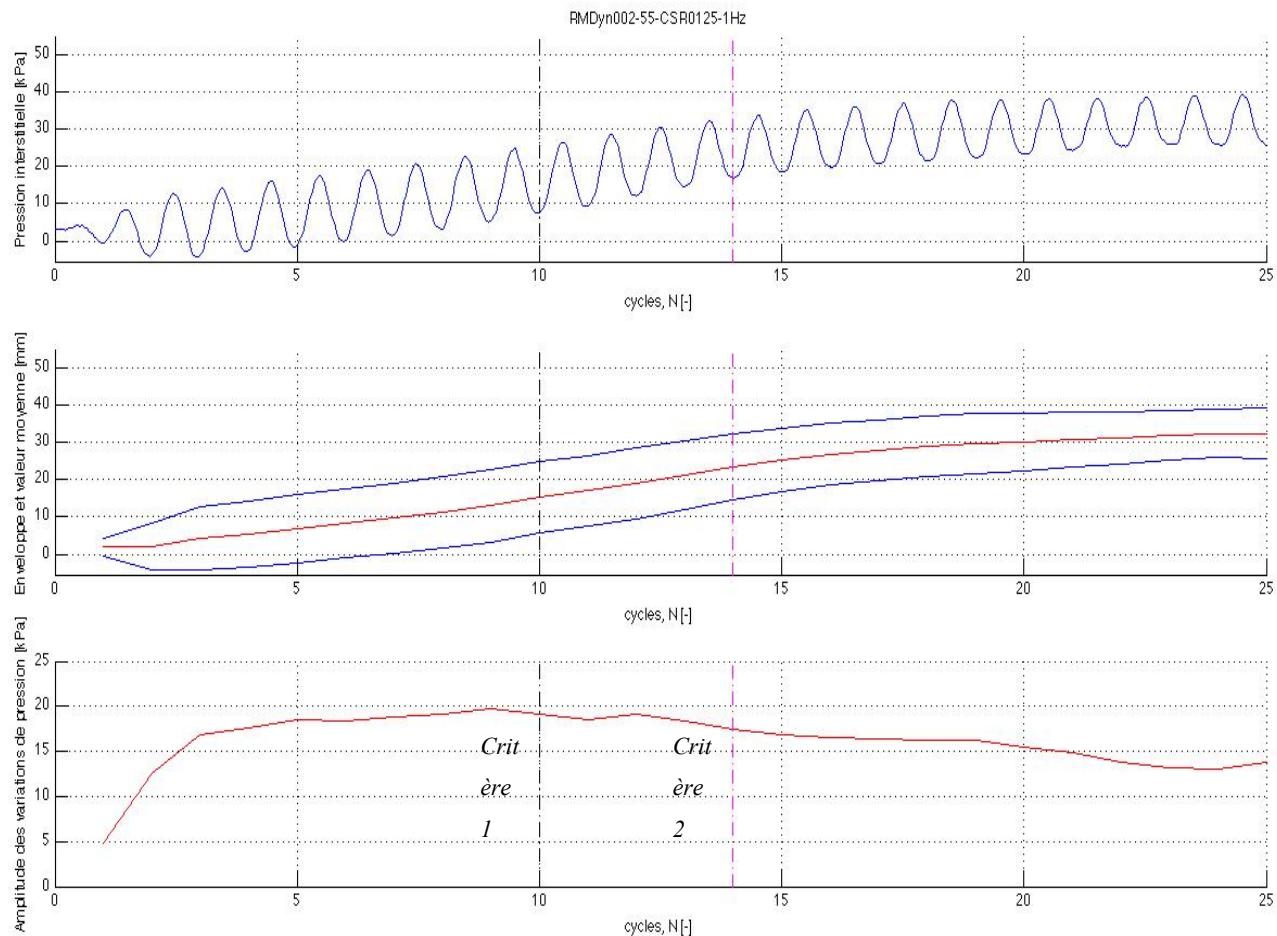


Figure A10a.6 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai RMDyn001 – 55
Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

Essai RMDyn003 – 55

Figures pour analyse détaillée des signaux

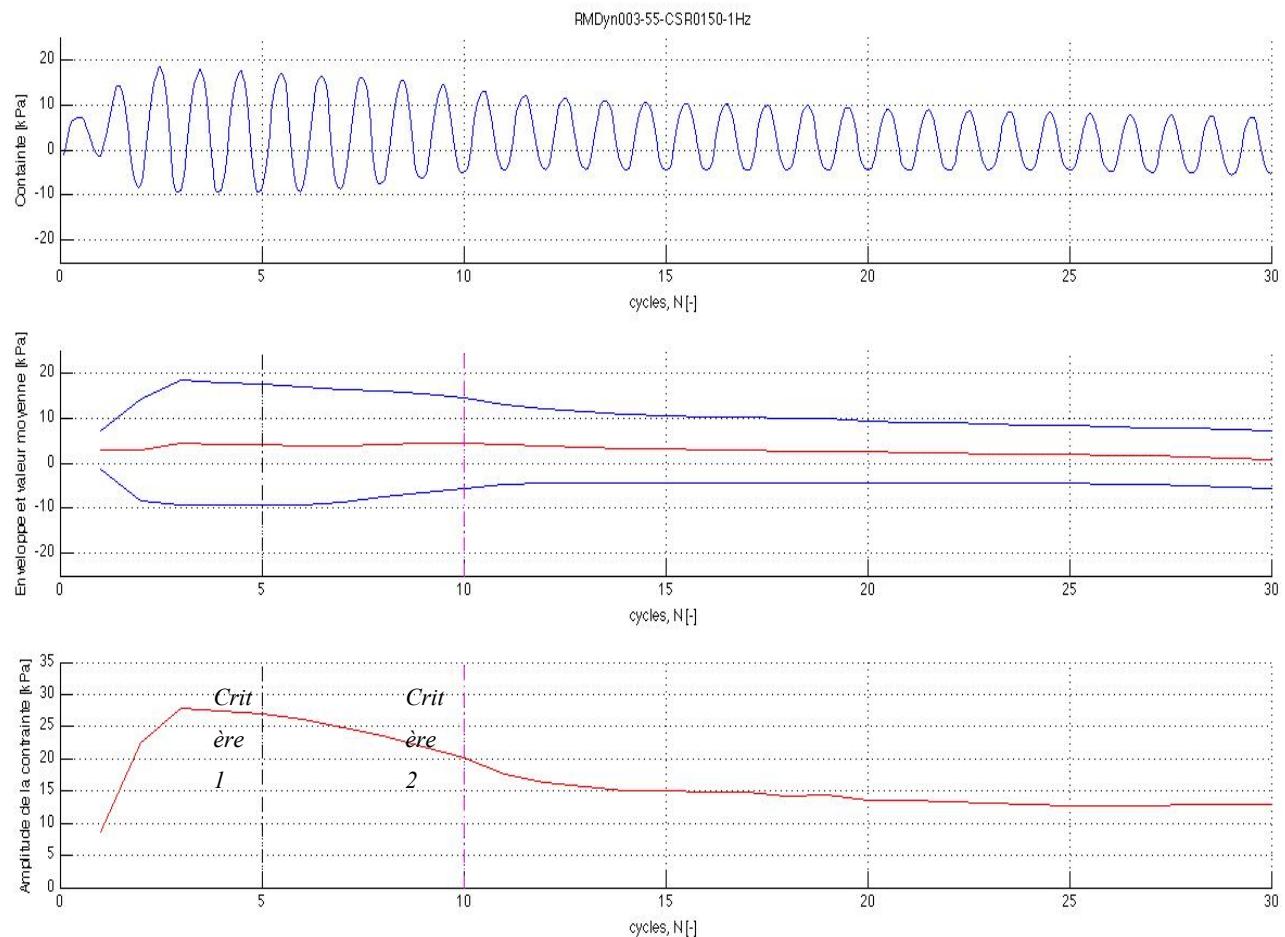


Figure A10a.7 : Contrainte appliquée appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn003 – 55

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

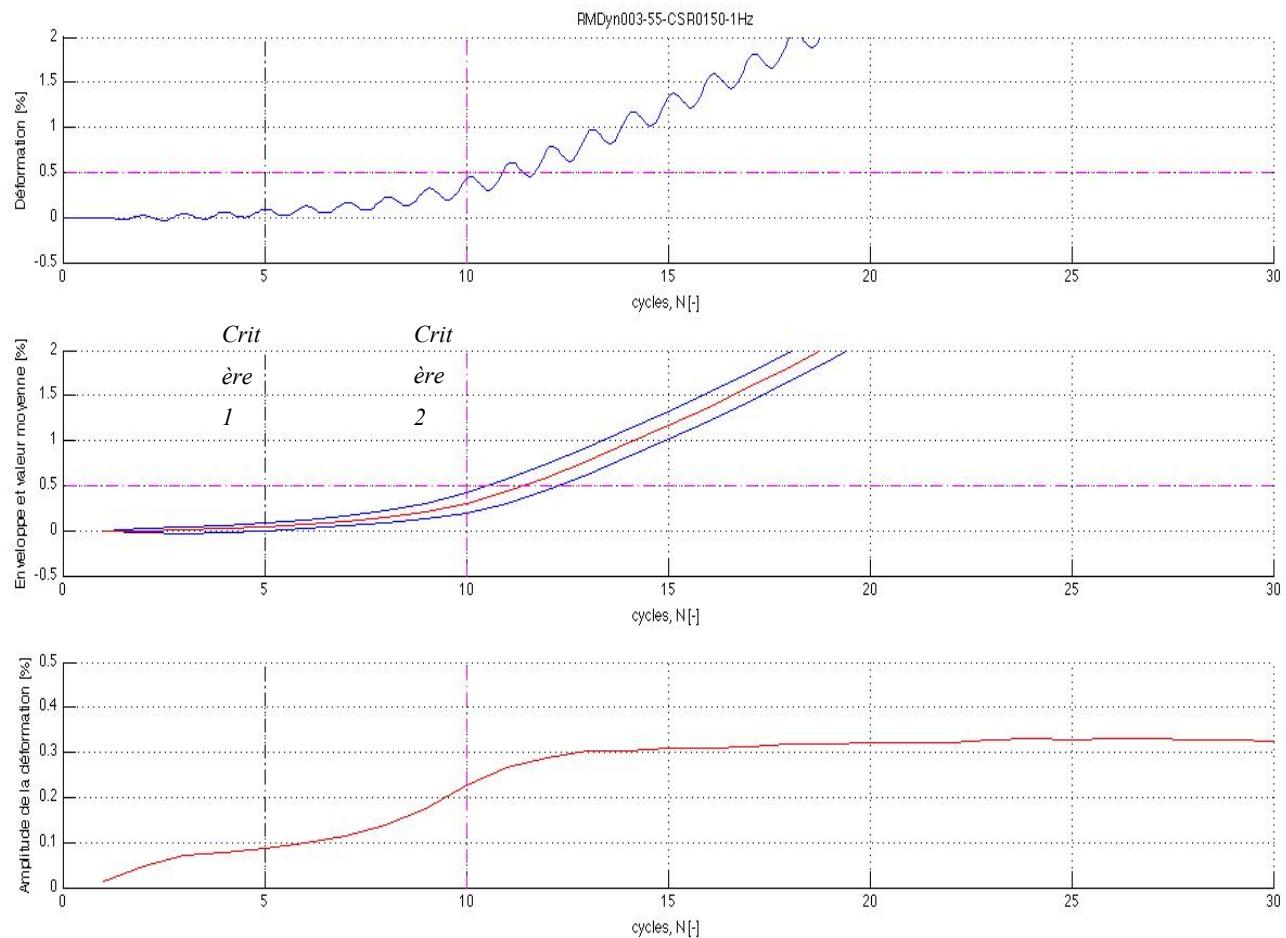


Figure A10a.8 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn003 – 55

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

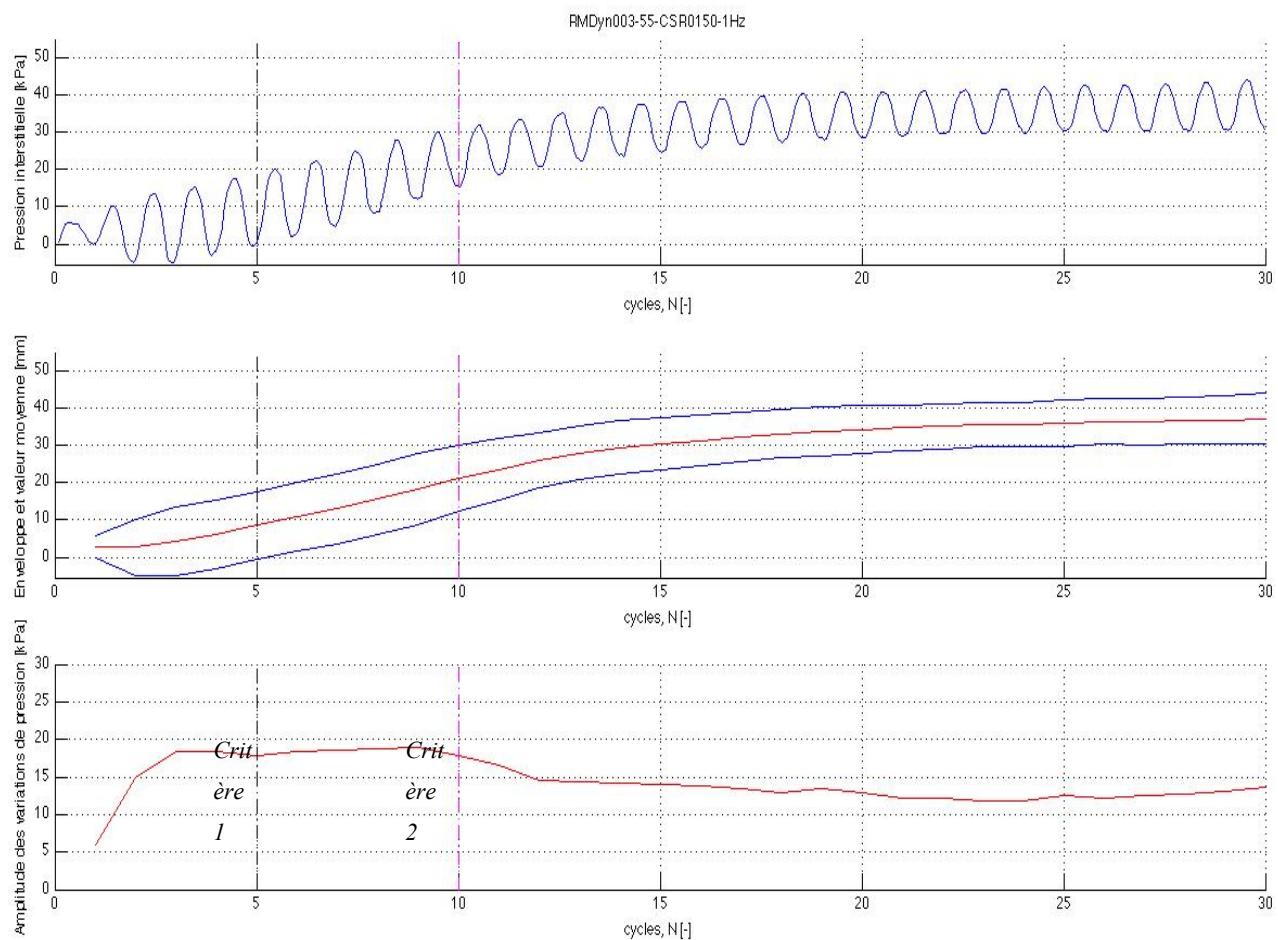


Figure A10a.9 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai RMDyn003 – 55

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

ANNEXE 10 b

Résultats détaillés des essais de la série RMDyn 100

Tableau A9.1 : Propriétés géotechniques à la mise en moule et au démontage des essais de la série RMDyn 100

Paramètres	Essai RMDyn001	Essai RMDyn002	Essai RMDyn003	Essai RMDyn004
Contrainte de confinement, σ_3 [kPa]	100	100	100	100
Mise en moule				
Teneur en eau, w [%]	34,25	34,3	34,04	34,20
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,42	1,42	1,42	1,41
Indice des vide, e [-]	0,94	0,94	0,94	0,94
Porosité, n [-]	0,49	0,48	0,48	0,49
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,90	1,90	1,90	1,90
Indice de densité, I_D [-]	0,66	0,66	0,66	0,66
Degré de saturation, S_r [-]	1,00	1,01	1,00	1,00
Démontage				
Méthode 1				
Teneur en eau, w [%]	26,41	26,09	25,89	25,82
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,61	1,61	1,62	1,62
Indice des vide, e [-]	0,71	0,70	0,70	0,70
Porosité, n [-]	0,42	0,41	0,41	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,02	2,03	2,03	2,03
Indice de densité, I_D [-]	0,89	0,90	0,90	0,90
Degré de saturation, S_r [-]	1,02	1,02	1,02	1,01
Méthode 2				
Teneur en eau, w [%]	25,7	26,6	25,10	24,5
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,62	1,59	1,63	1,63
Indice des vide, e [-]	0,70	0,73	0,68	0,69
Porosité, n [-]	0,41	0,42	0,41	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,03	2,02	2,04	2,03
Indice de densité, I_D [-]	0,90	0,88	0,92	0,91
Degré de saturation, S_r [-]	1,01	1,01	1,01	1,01

Essai RMDyn001 – 100

Figures pour analyse détaillée des signaux

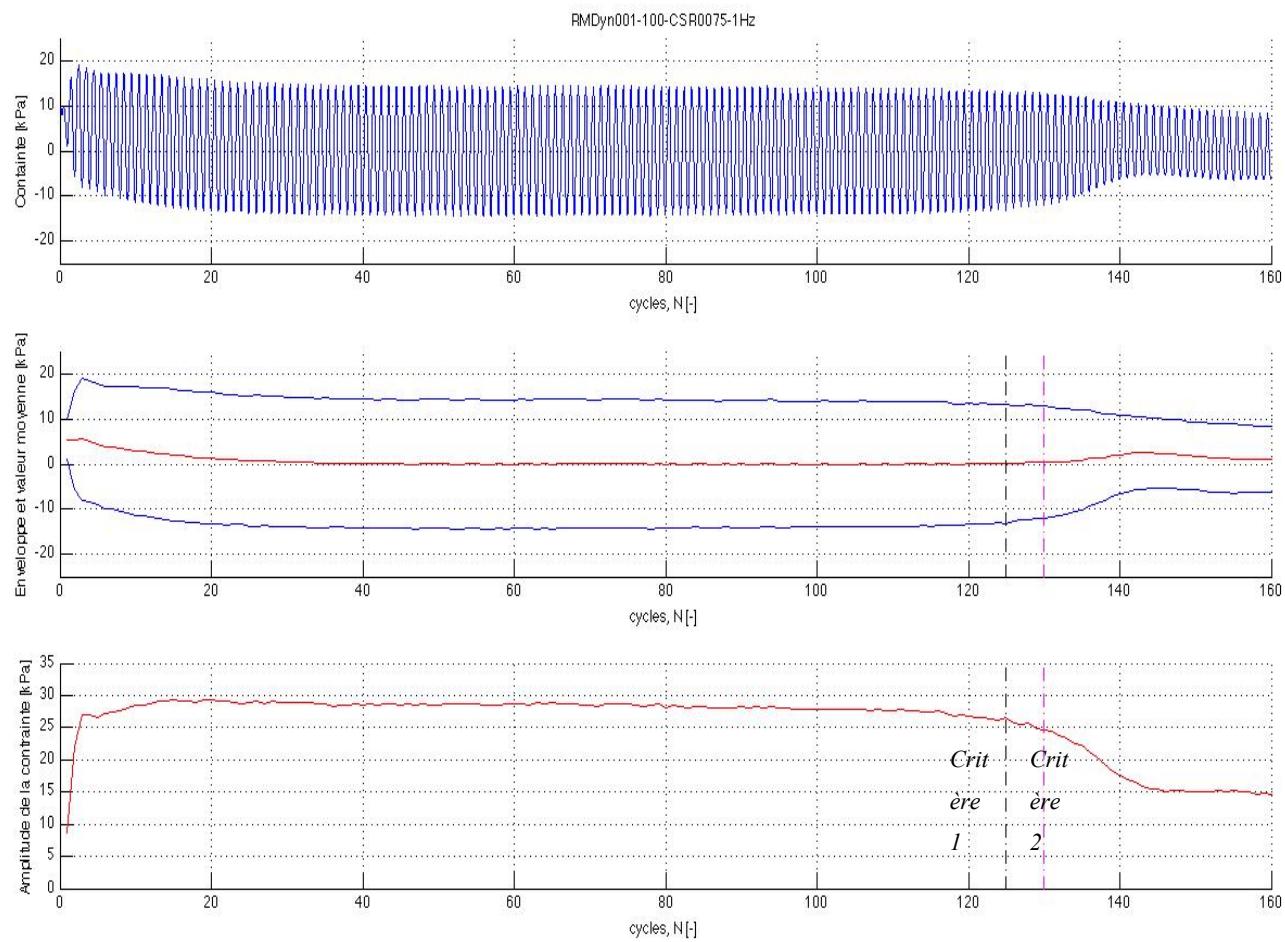


Figure A10b.1 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn001 –100
Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

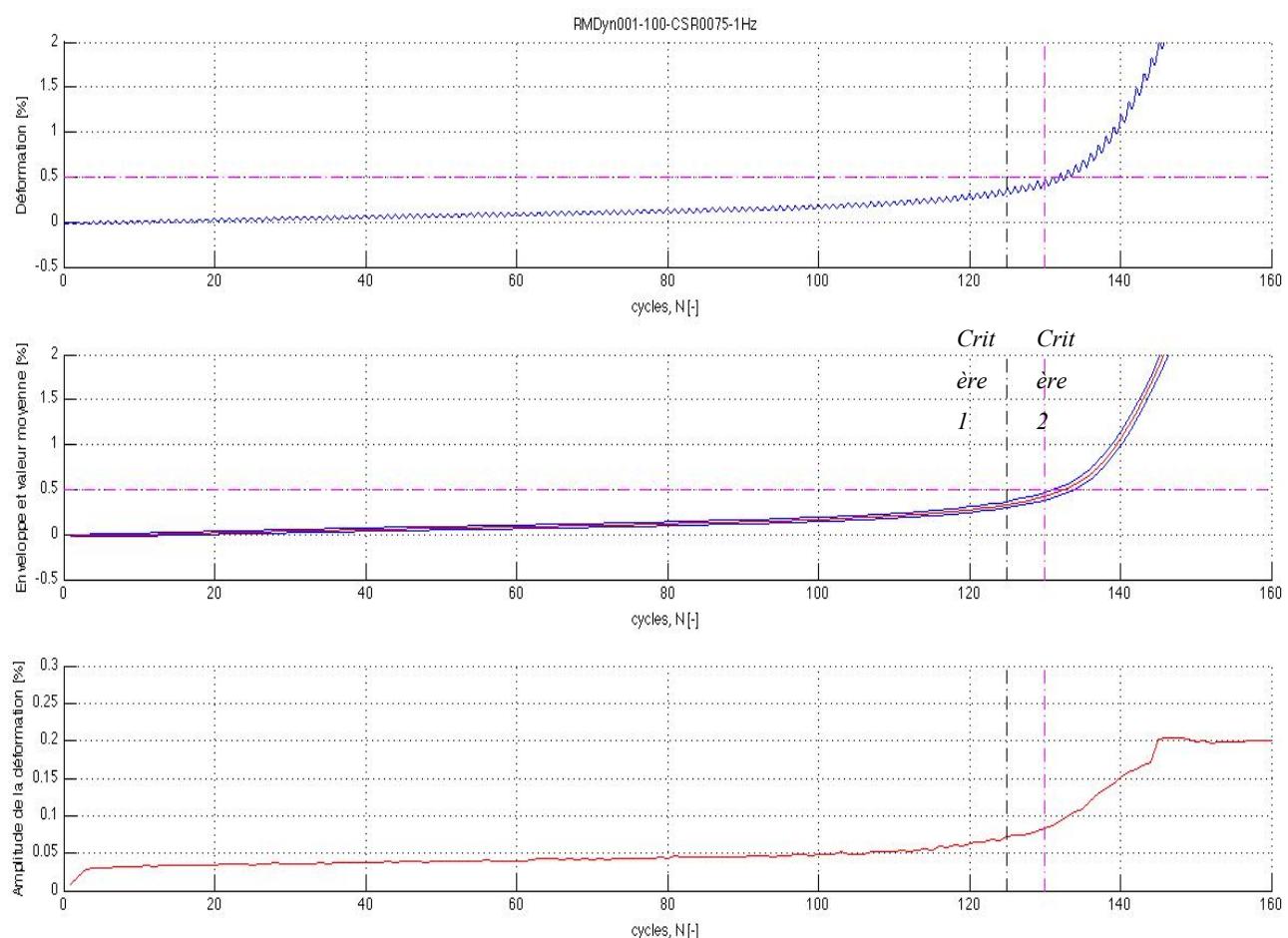


Figure A10b.2 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn001 – 100

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tissés noirs ; critère 2 : traits tissés magentas

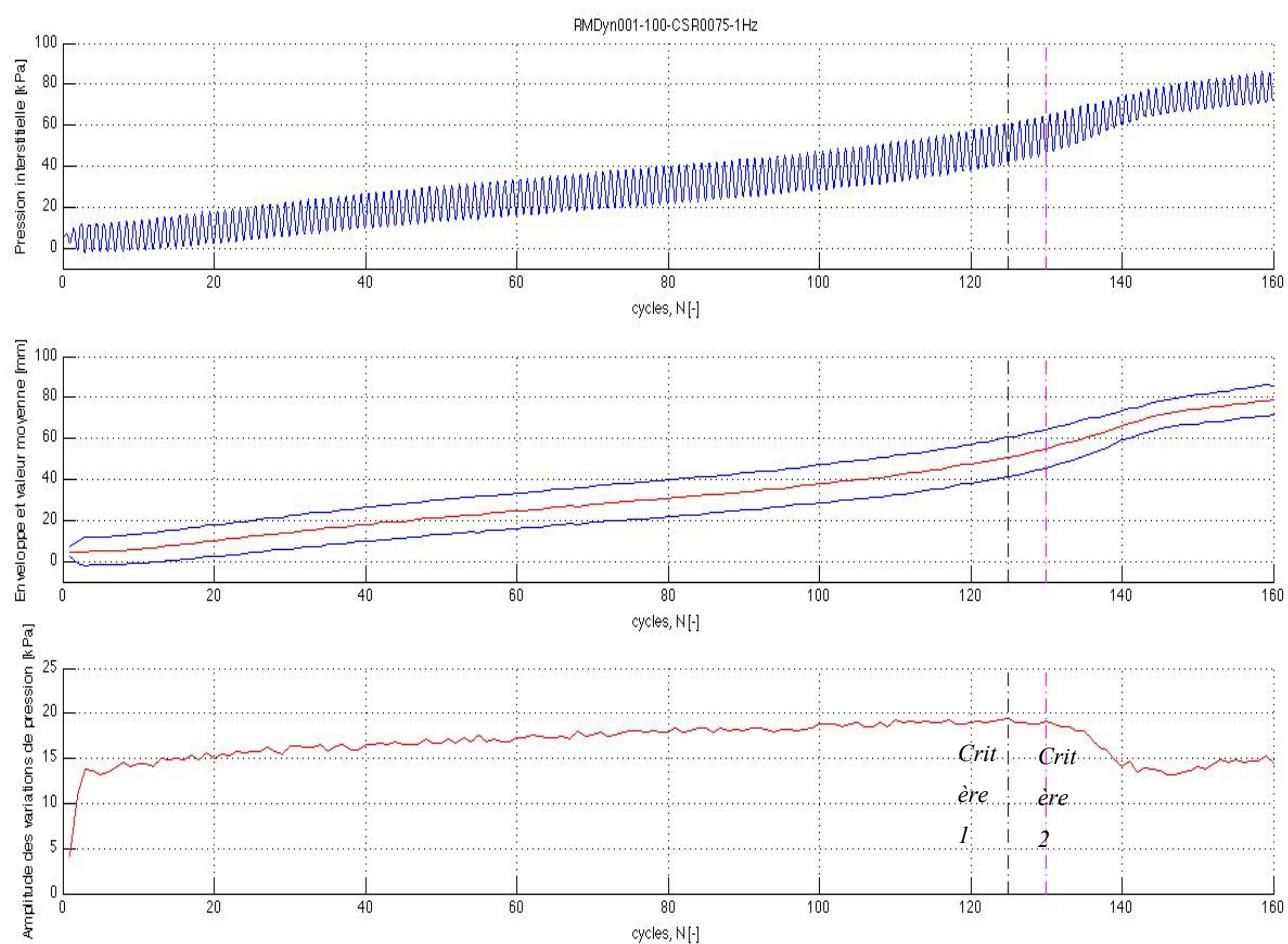


Figure A10b. 3 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai

RMDyn001 – 100

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

Essai RMDyn002 – 100

Figures pour analyse détaillée des signaux

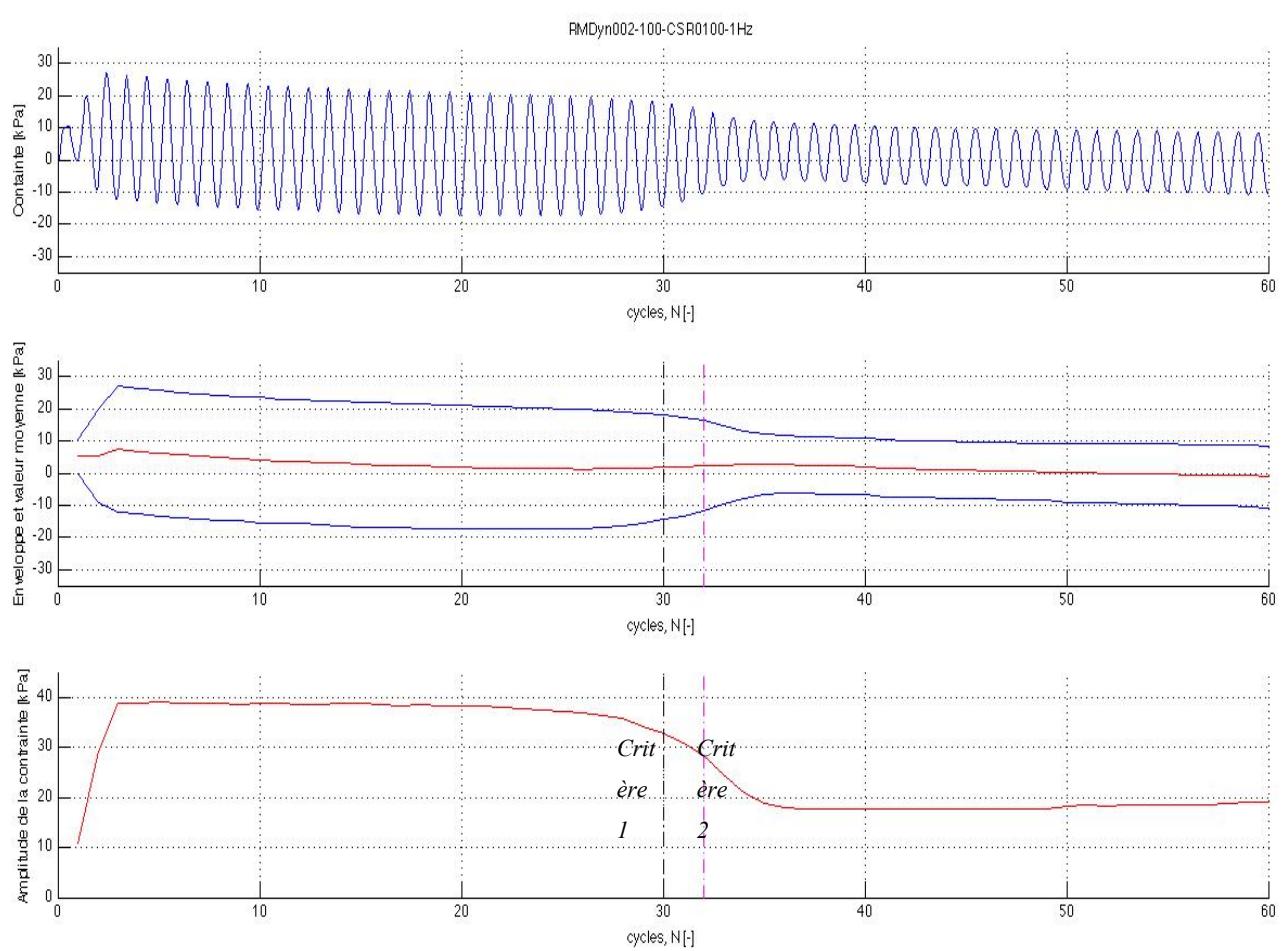


Figure A10b.4 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn002 –100
Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

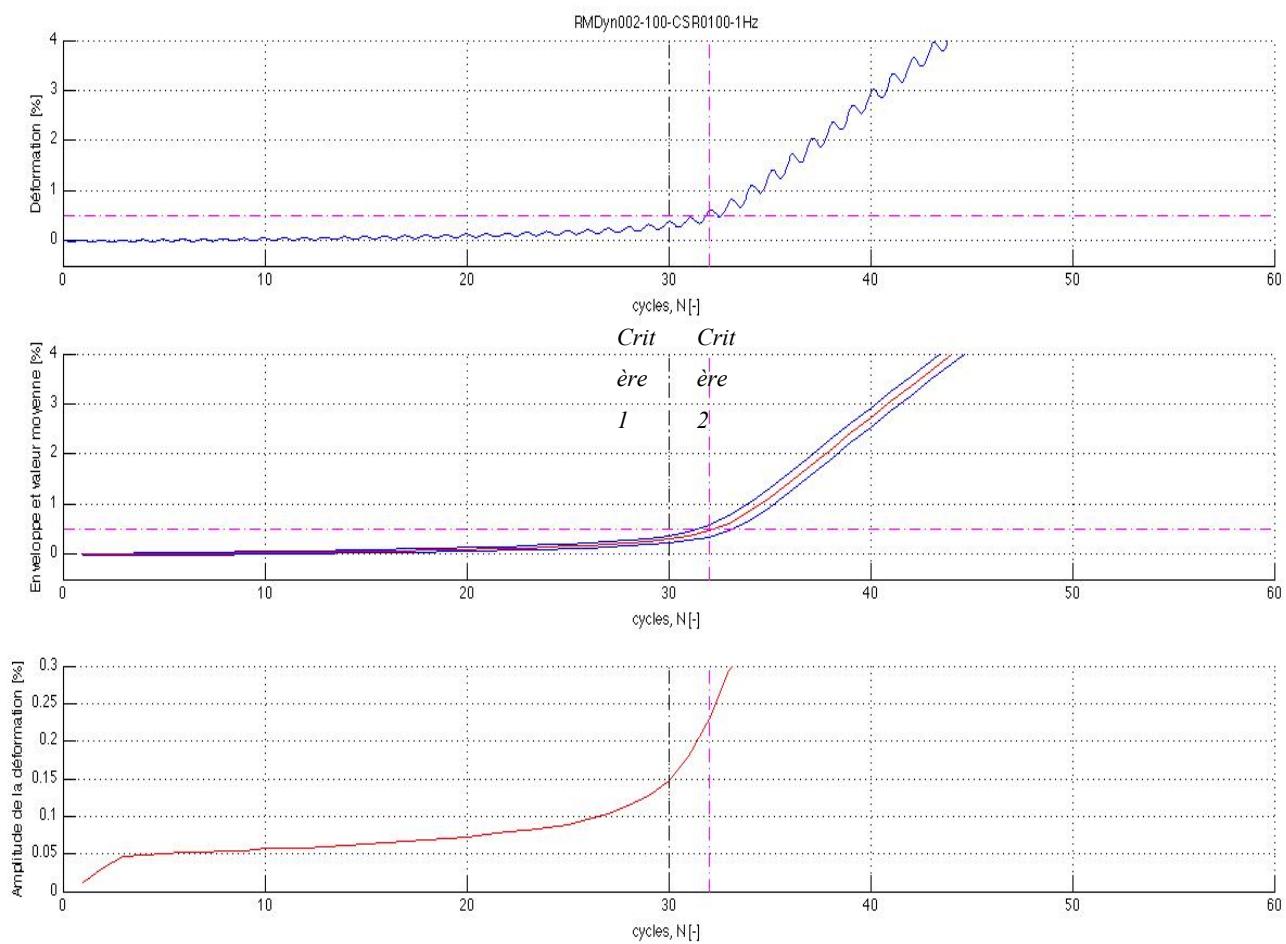


Figure A10b.5 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn002 – 100

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

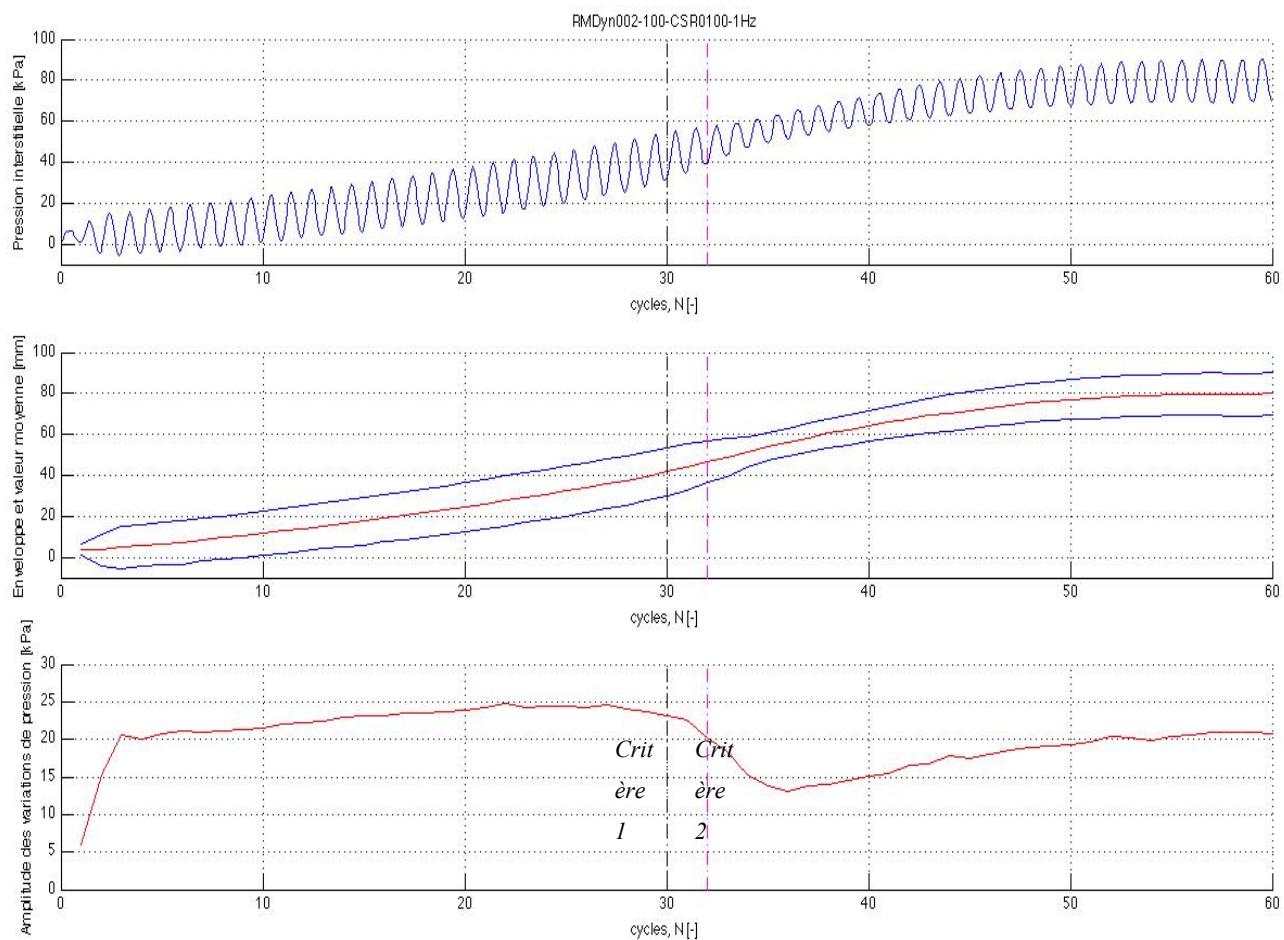
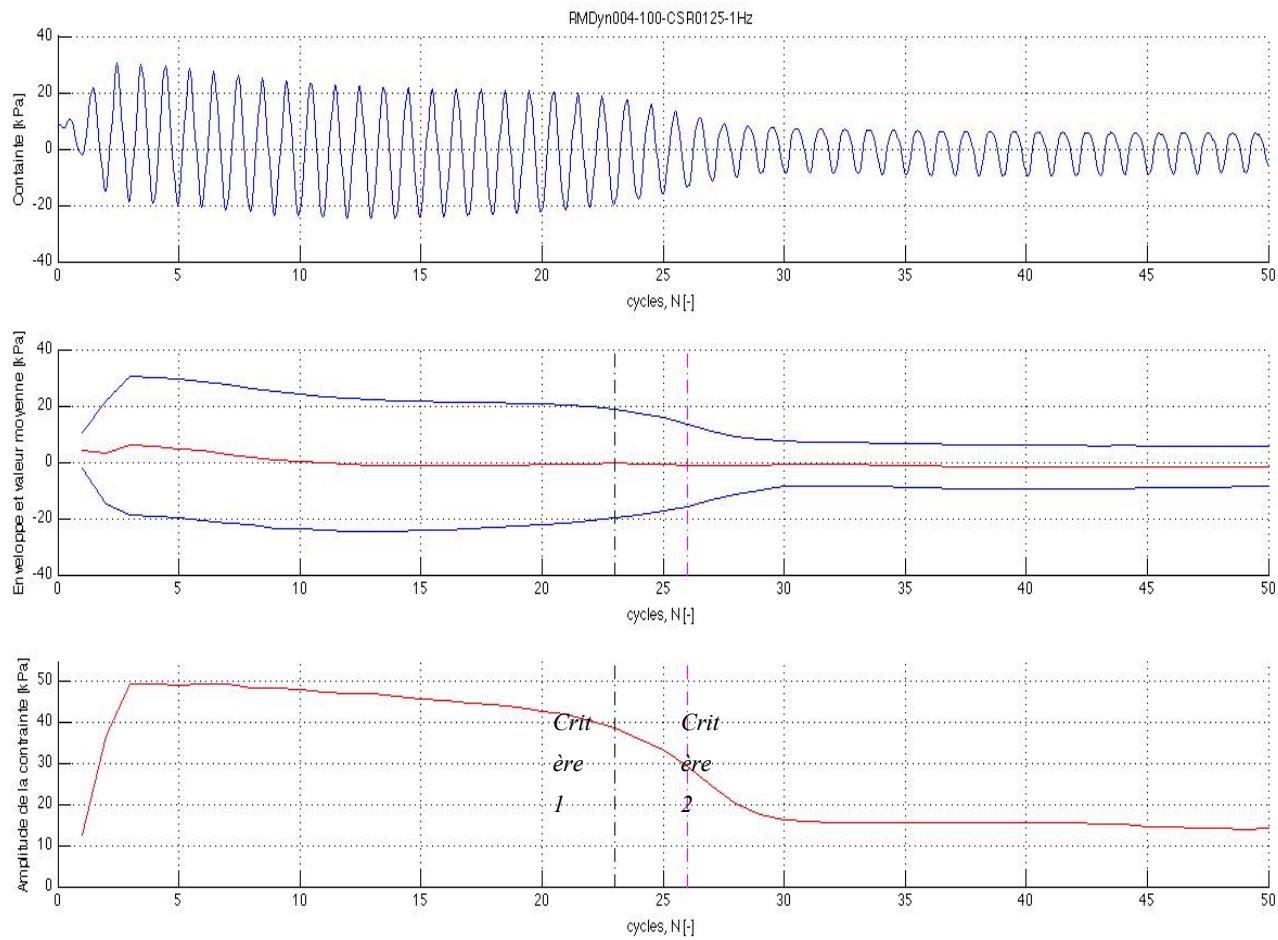


Figure A10b.6 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai

RMDyn002 – 100

Signal du déplacement (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

Essai RMDyn003 – 100**Figures pour analyse détaillée des signaux****Figure A10b.7 :** Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn003 – 100

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

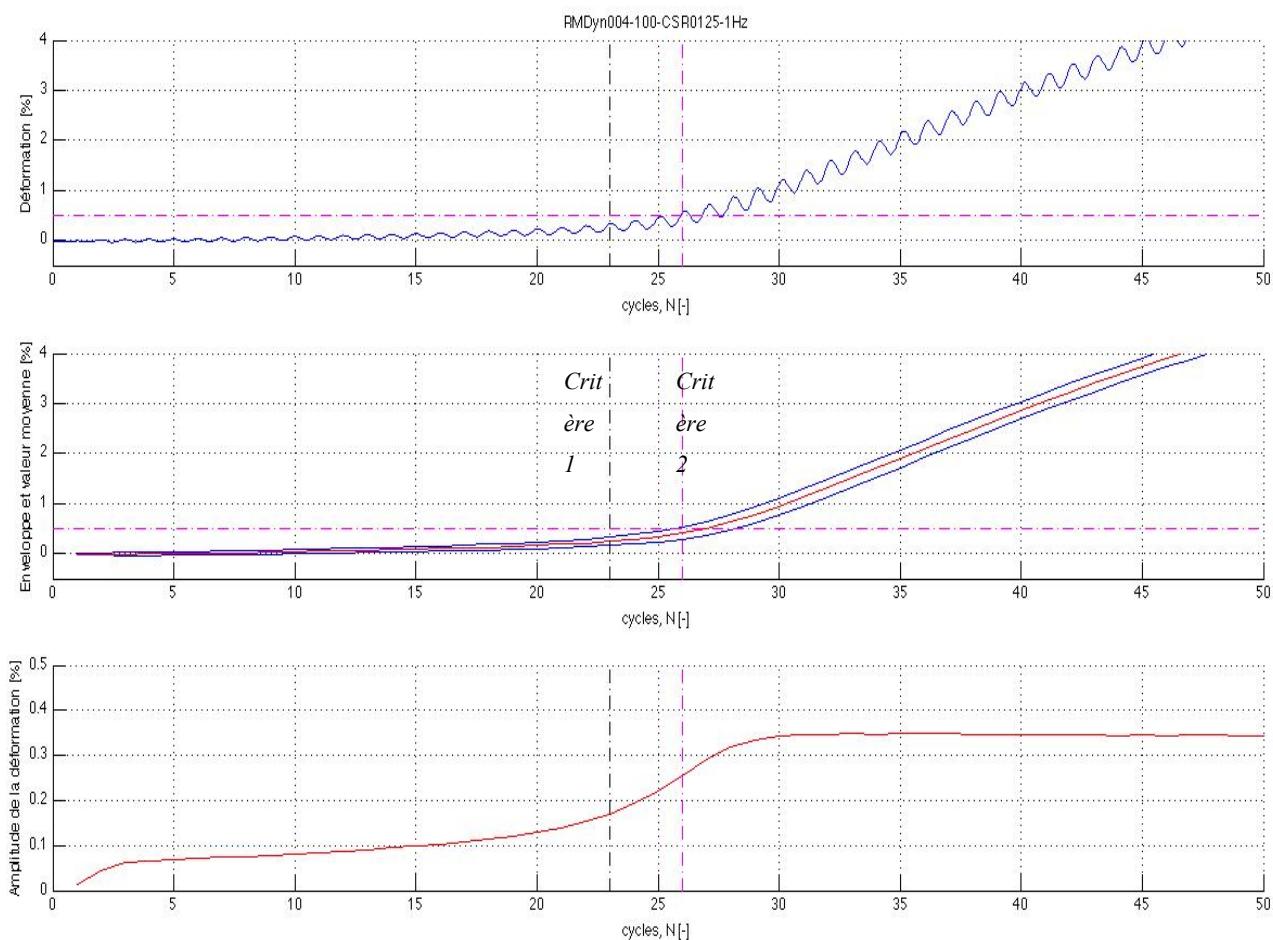


Figure A10b.8 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn003 – 100
Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

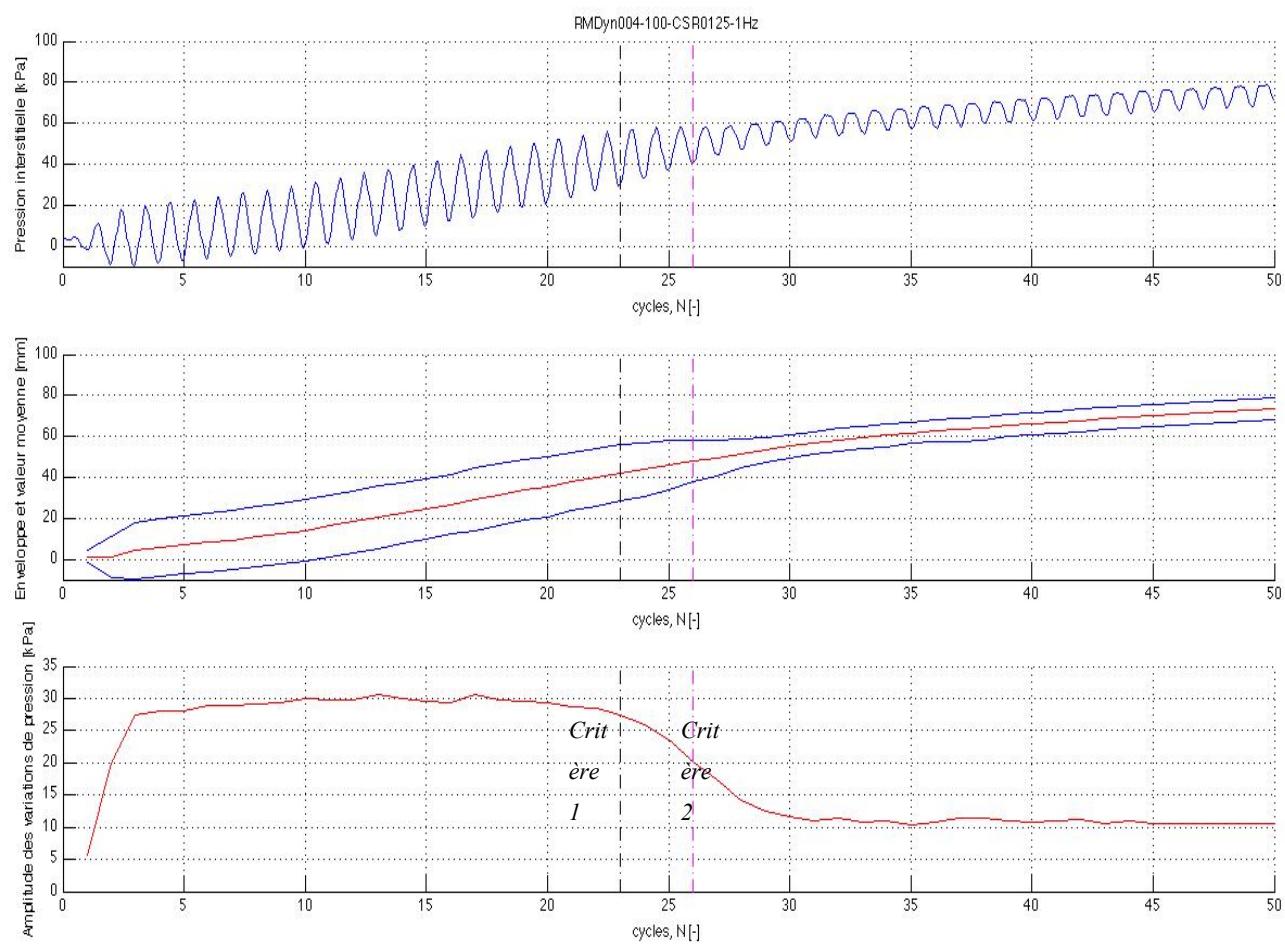


Figure A10b.9 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai

RMDyn003 – 100

Signal du déplacement (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

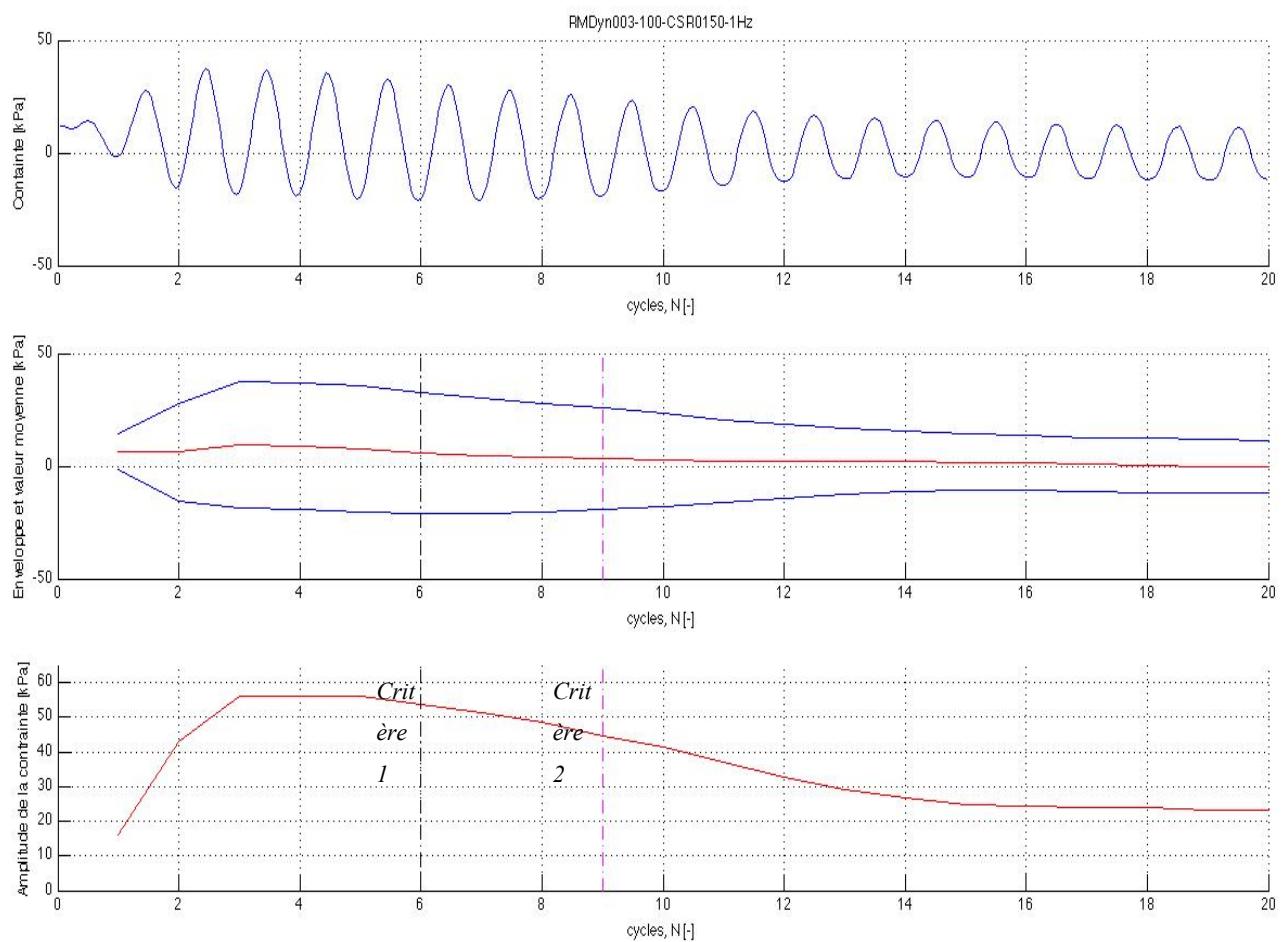
Essai RMDyn004 – 100**Figures pour analyse détaillée des signaux**

Figure A10b.10 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn004 –100
Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

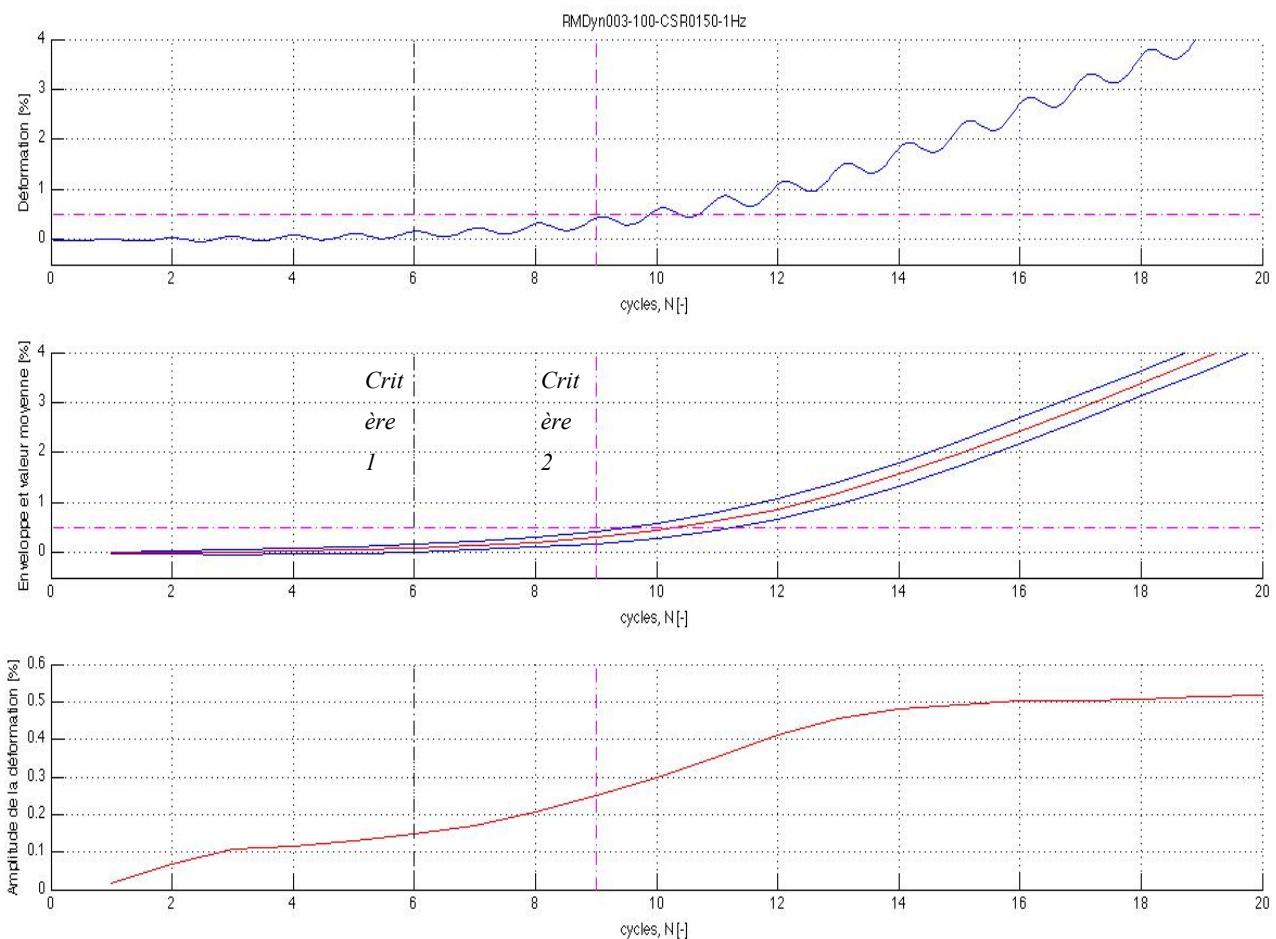


Figure A10b.11 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn004 – 100

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

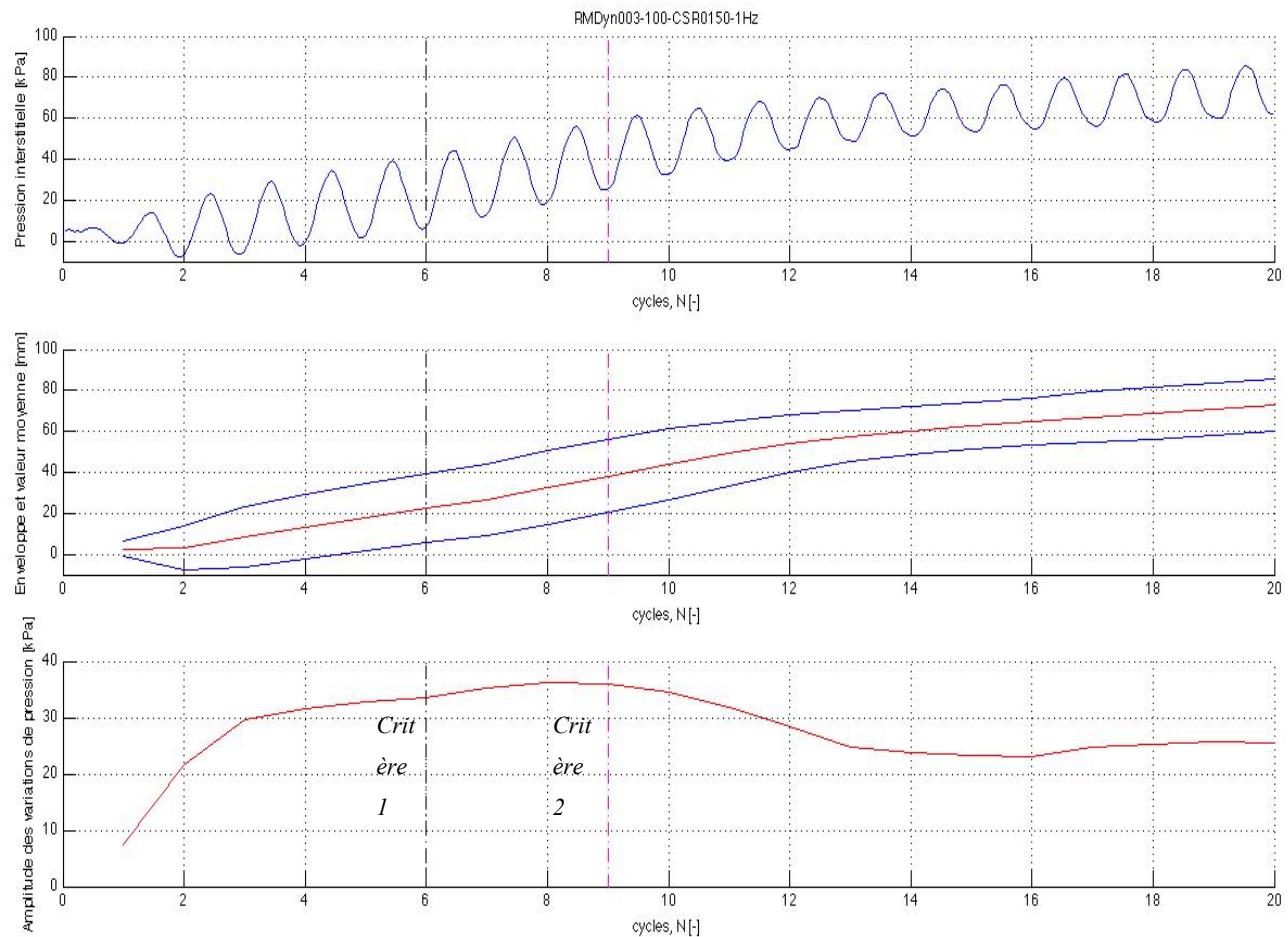


Figure A10b.12 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai

RMDyn004 – 100

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

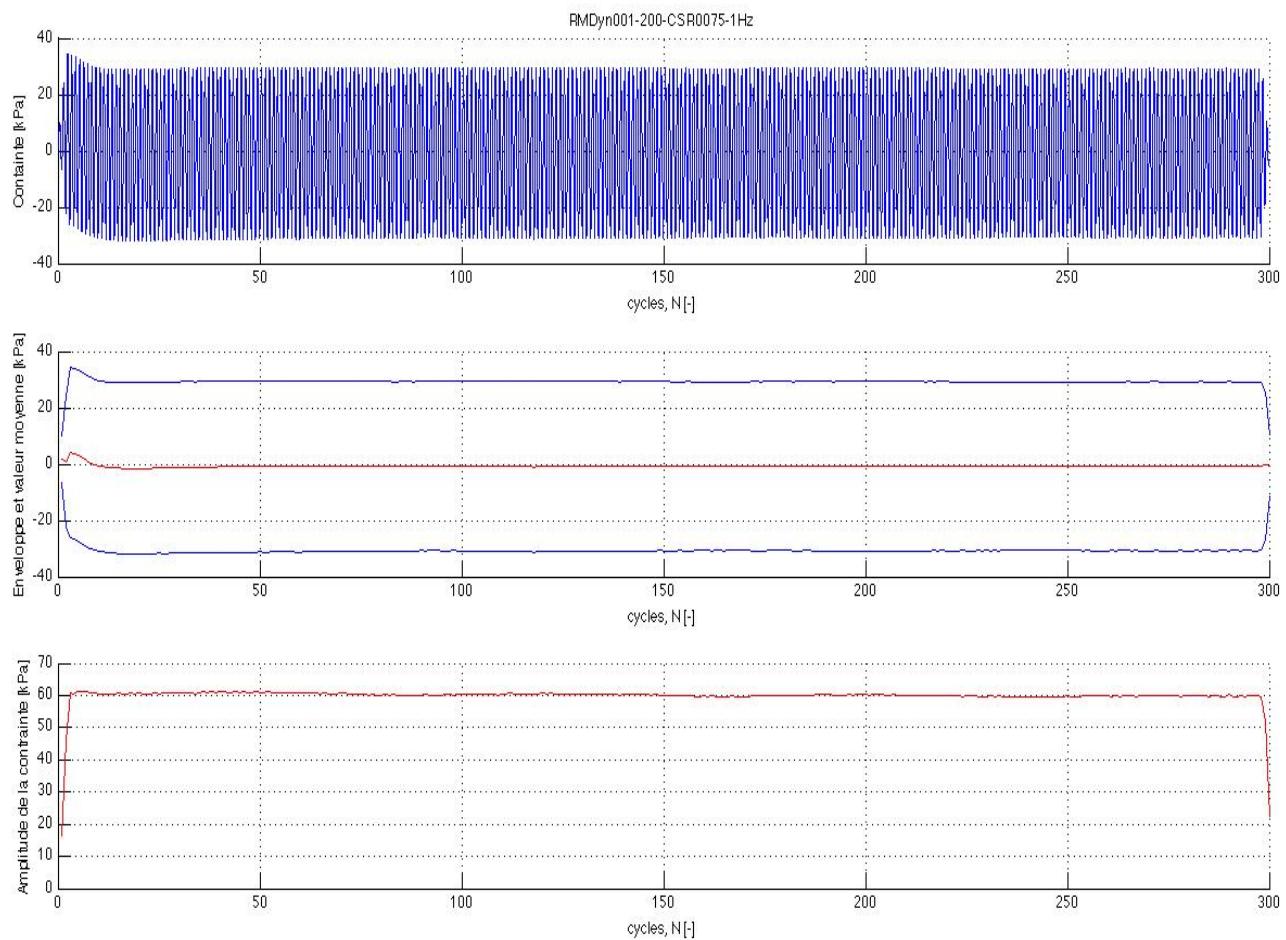
Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

ANNEXE 10 c

Résultats détaillés des essais de la série RMDyn 200

Tableau A10.1 : Propriétés géotechniques à la mise en moule et au démontage des essais de la série RMDyn 200

Paramètres	Essai RMDyn001	Essai RMDyn002	Essai RMDyn003	Essai RMDyn004
Contrainte de confinement, σ_3 [kPa]	200	200	200	200
Mise en moule				
Teneur en eau, w [%]	34,55	33,93	34,10	34,13
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,42	1,43	1,42	1,42
Indice des vide, e [-]	0,94	0,93	0,94	0,94
Porosité, n [-]	0,49	0,48	0,48	0,48
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,90	1,91	1,90	1,90
Indice de densité, I_D [-]	0,66	0,67	0,67	0,66
Degré de saturation, S_r [-]	1,01	1,01	1,00	1,00
Démontage				
Méthode 1				
Teneur en eau, w [%]	25,88	25,59	25,44	24,27
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,62	1,63	1,64	1,62
Indice des vide, e [-]	0,70	0,69	0,68	0,67
Porosité, n [-]	0,41	0,41	0,40	0,40
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,03	2,04	2,04	2,04
Indice de densité, I_D [-]	0,90	0,91	0,92	0,93
Degré de saturation, S_r [-]	1,02	1,02	1,03	0,99
Méthode 2				
Teneur en eau, w [%]	25,33	25,99	25,72	24,73
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,63	1,61	1,62	1,64
Indice des vide, e [-]	0,69	0,71	0,70	0,67
Porosité, n [-]	0,41	0,41	0,41	0,40
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,04	2,03	2,03	2,05
Indice de densité, I_D [-]	0,91	0,89	0,90	0,93
Degré de saturation, S_r [-]	1,01	1,01	1,01	1,01

Essai RMDyn001 – 200**Figures pour analyse détaillée des signaux****Figure A10c.1 :** Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn001 –200

Signal de la contrainte appliquée (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

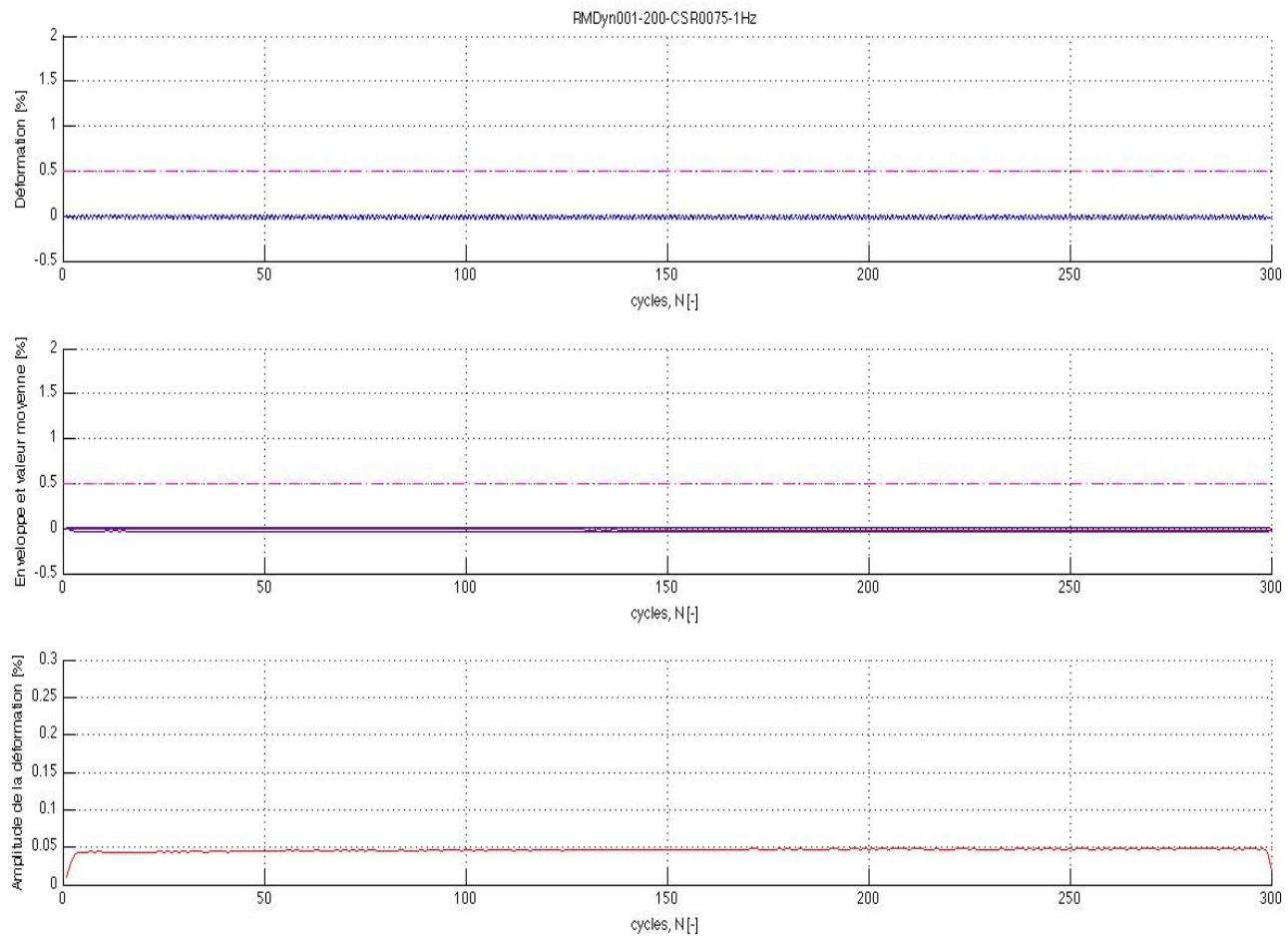


Figure A10c.2 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn001 – 200
Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

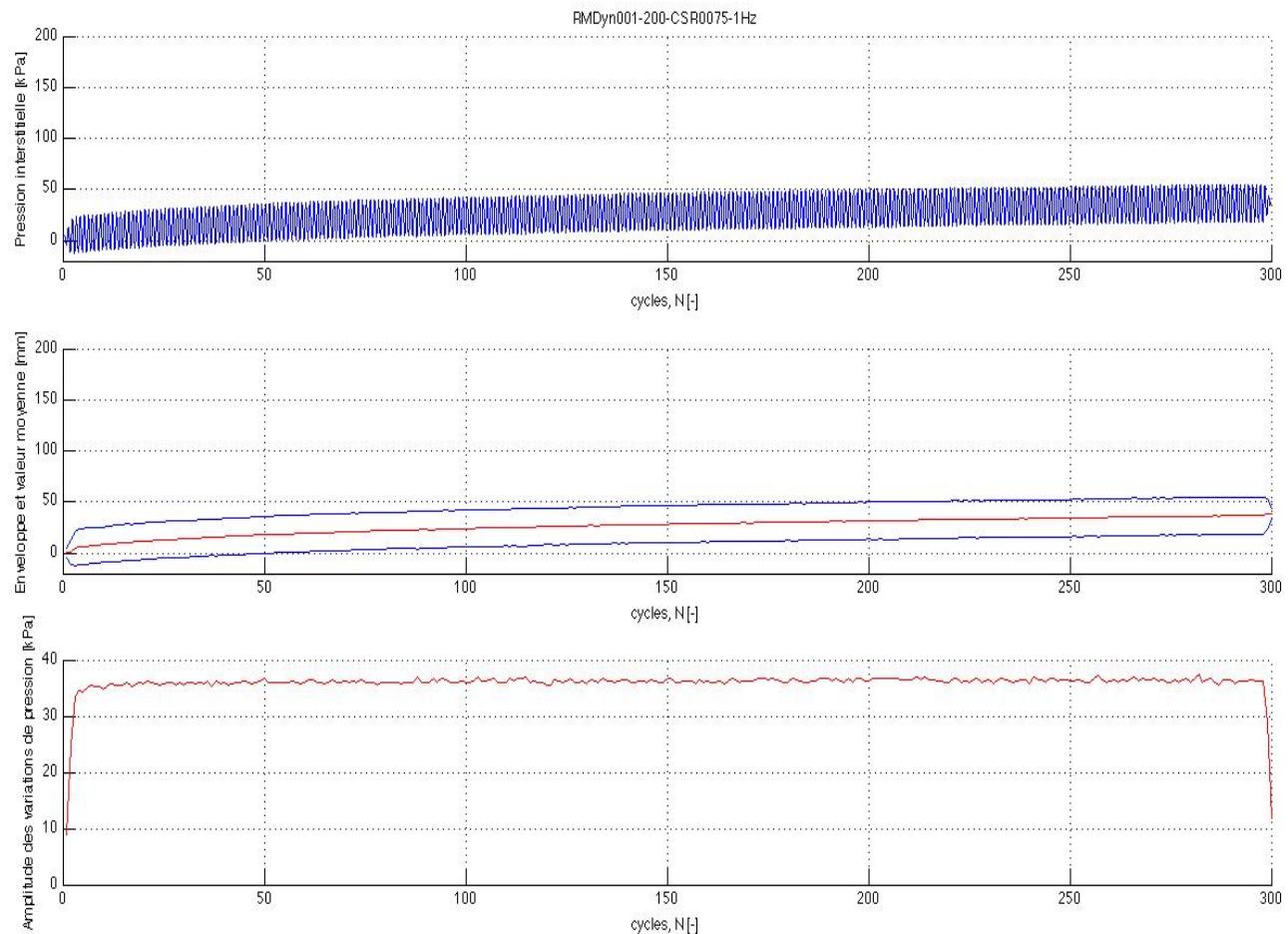


Figure A10c.3 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai

RMDyn001 – 200

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

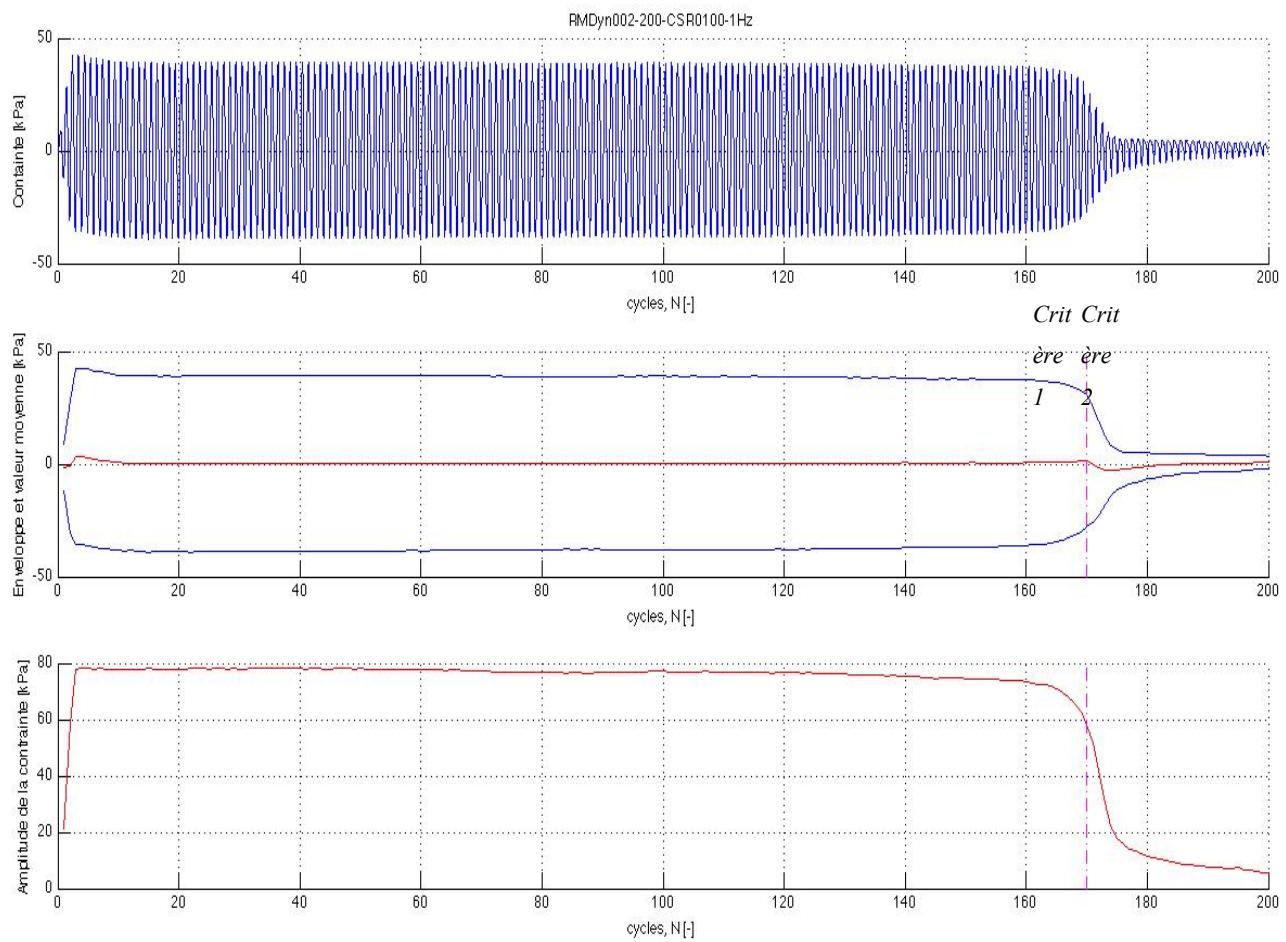
*Essai RMDyn002 – 200**Figures pour analyse détaillée des signaux*

Figure A10c.4 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn002 –200
Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

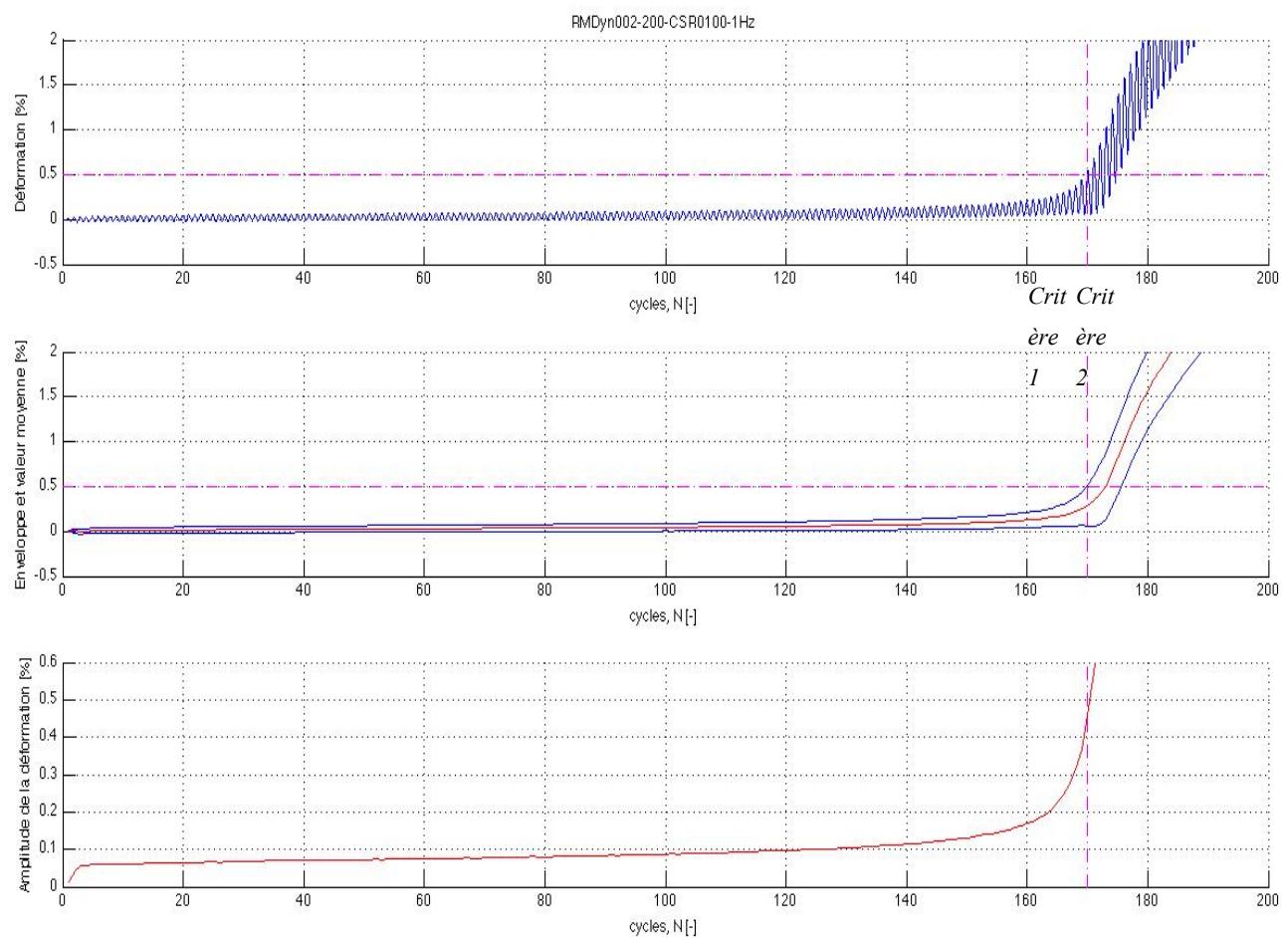


Figure A10.c5 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn002 – 200

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

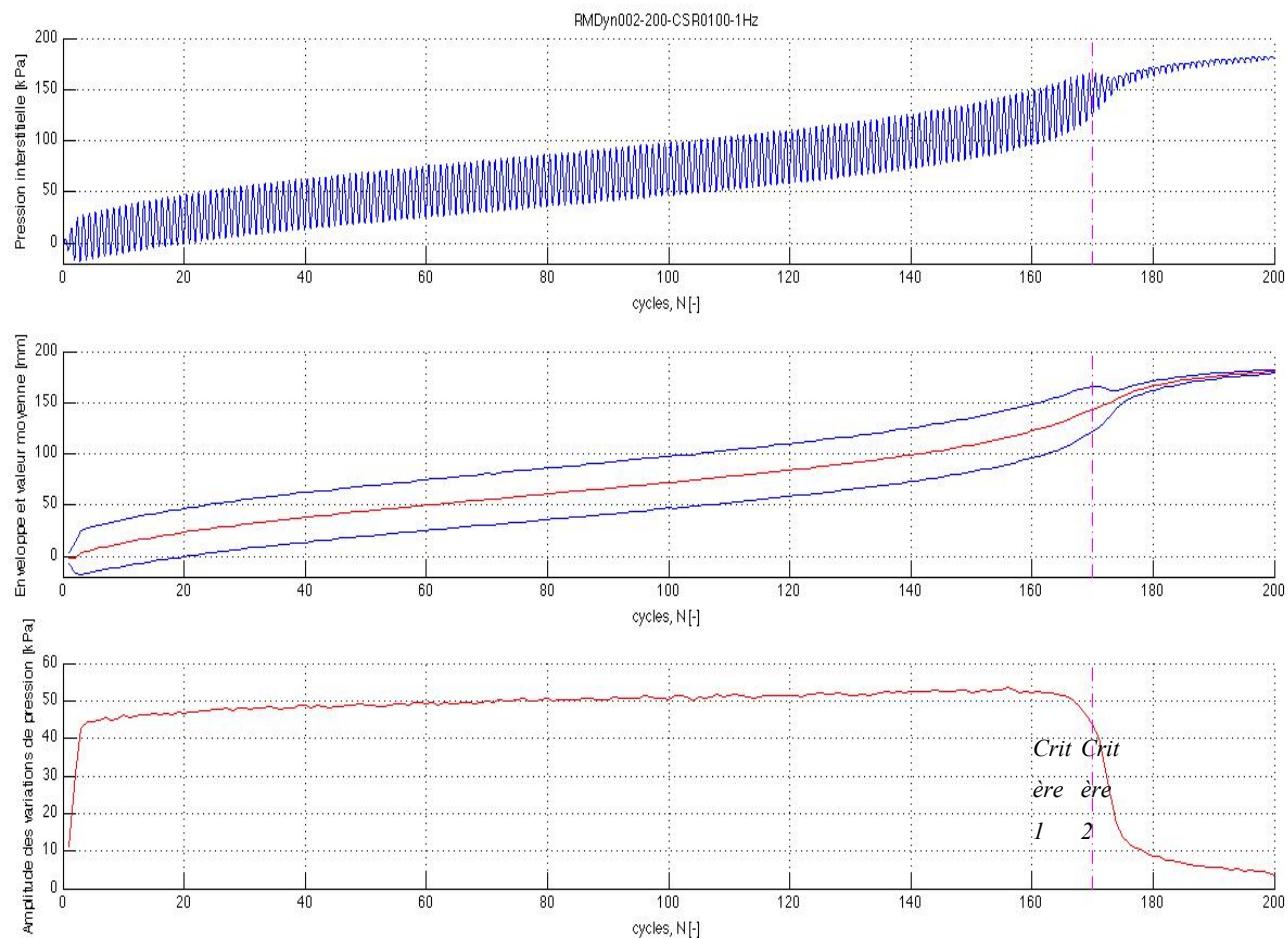


Figure A10c.6 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai

RMDyn002 – 200

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

Essai RMDyn003 – 200

Figures pour analyse détaillée des signaux

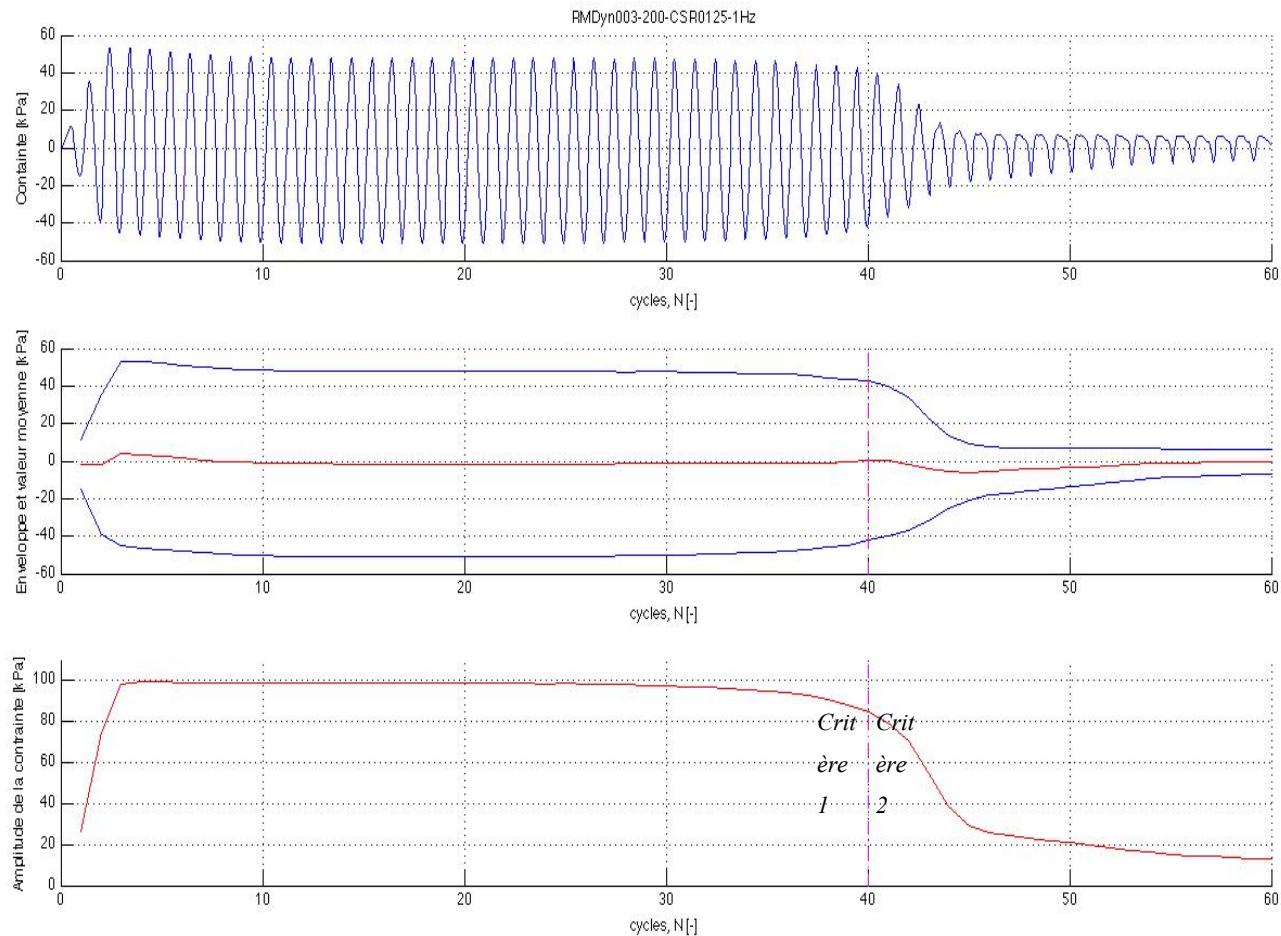


Figure A10c.7 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn003 –200

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

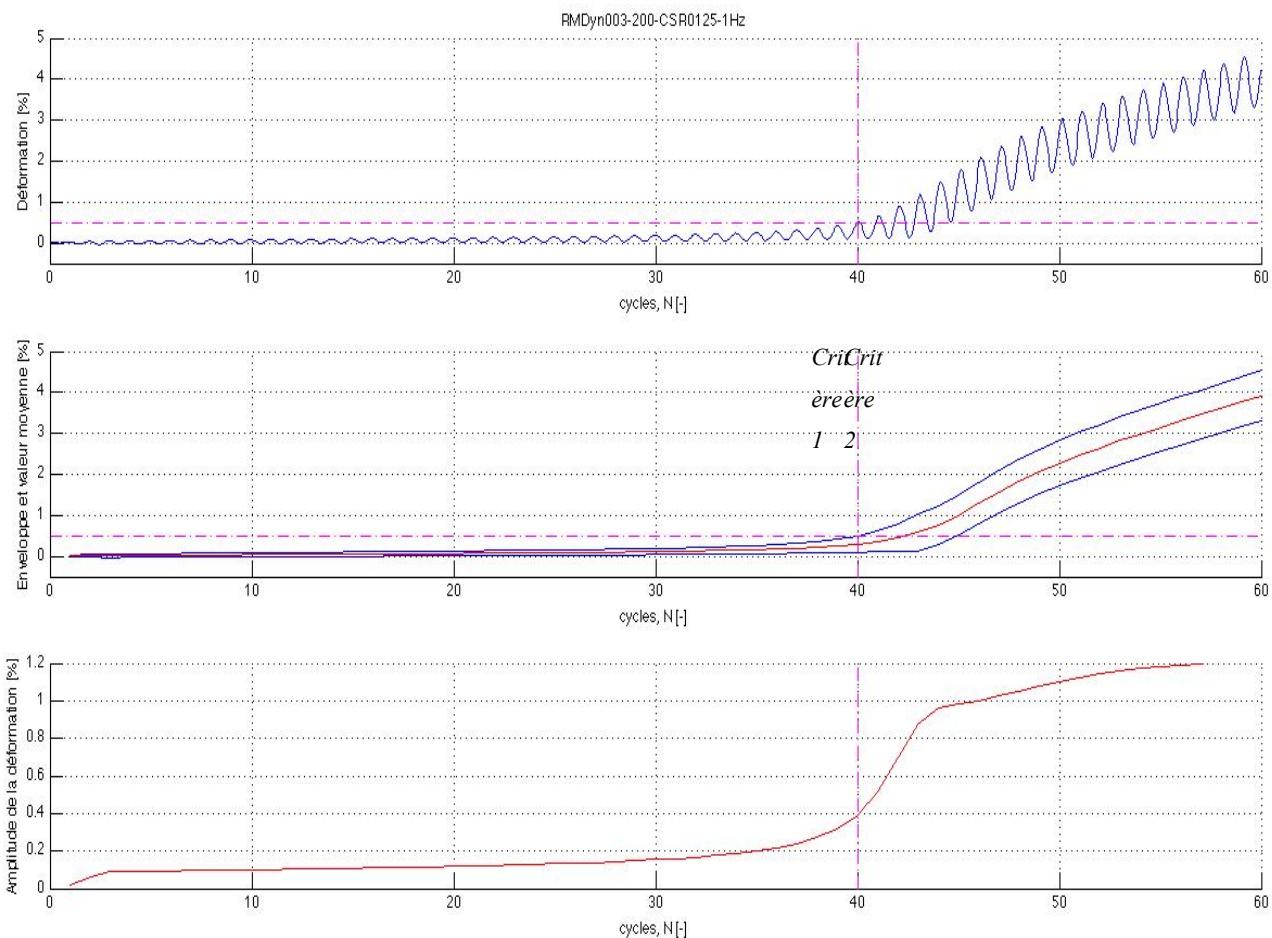


Figure A10c.8 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn003 – 200
Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

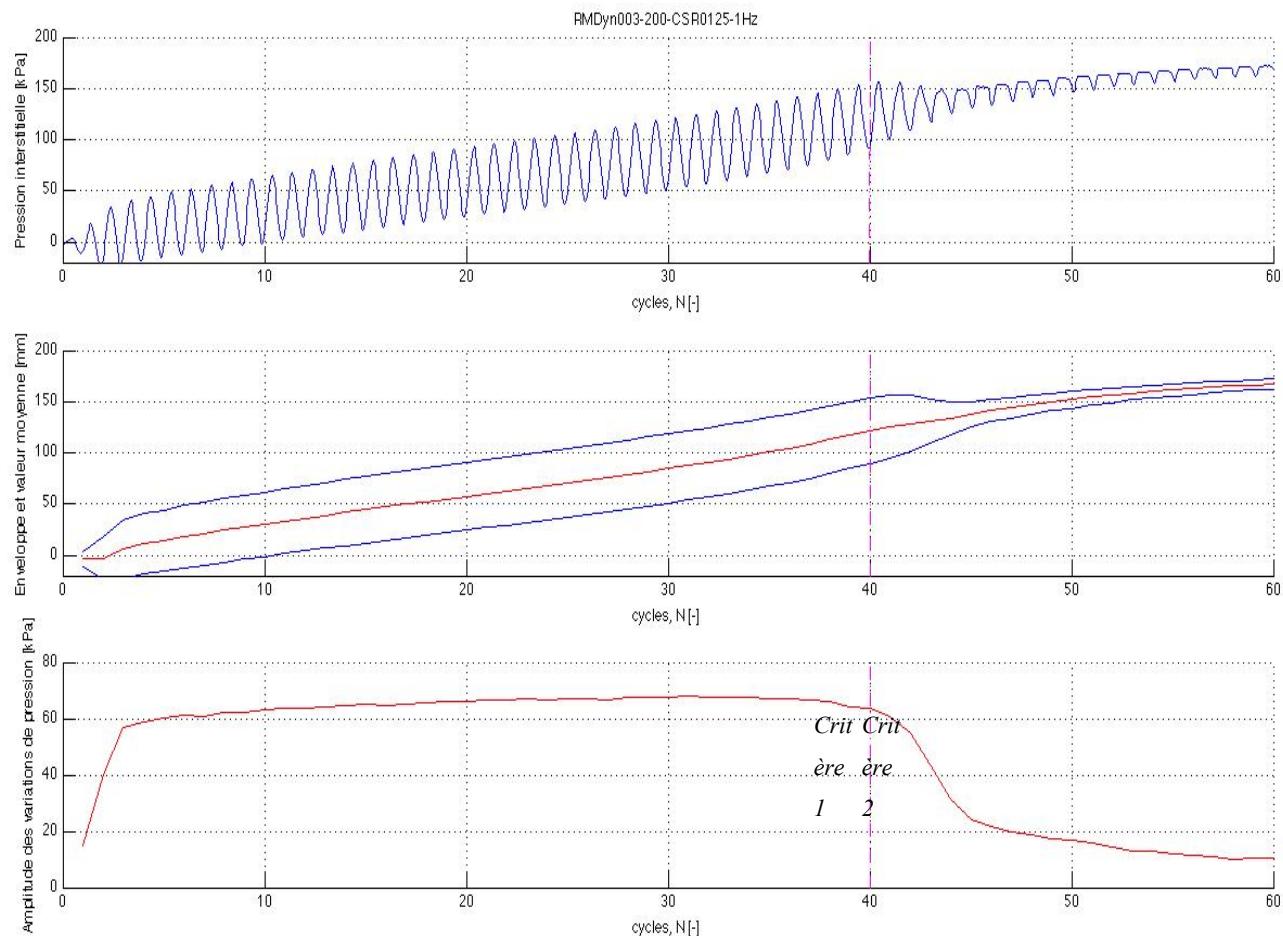


Figure A10c.9 : Variation des pressions interstitielles lors de l'essai RMDyn003 – 200
Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

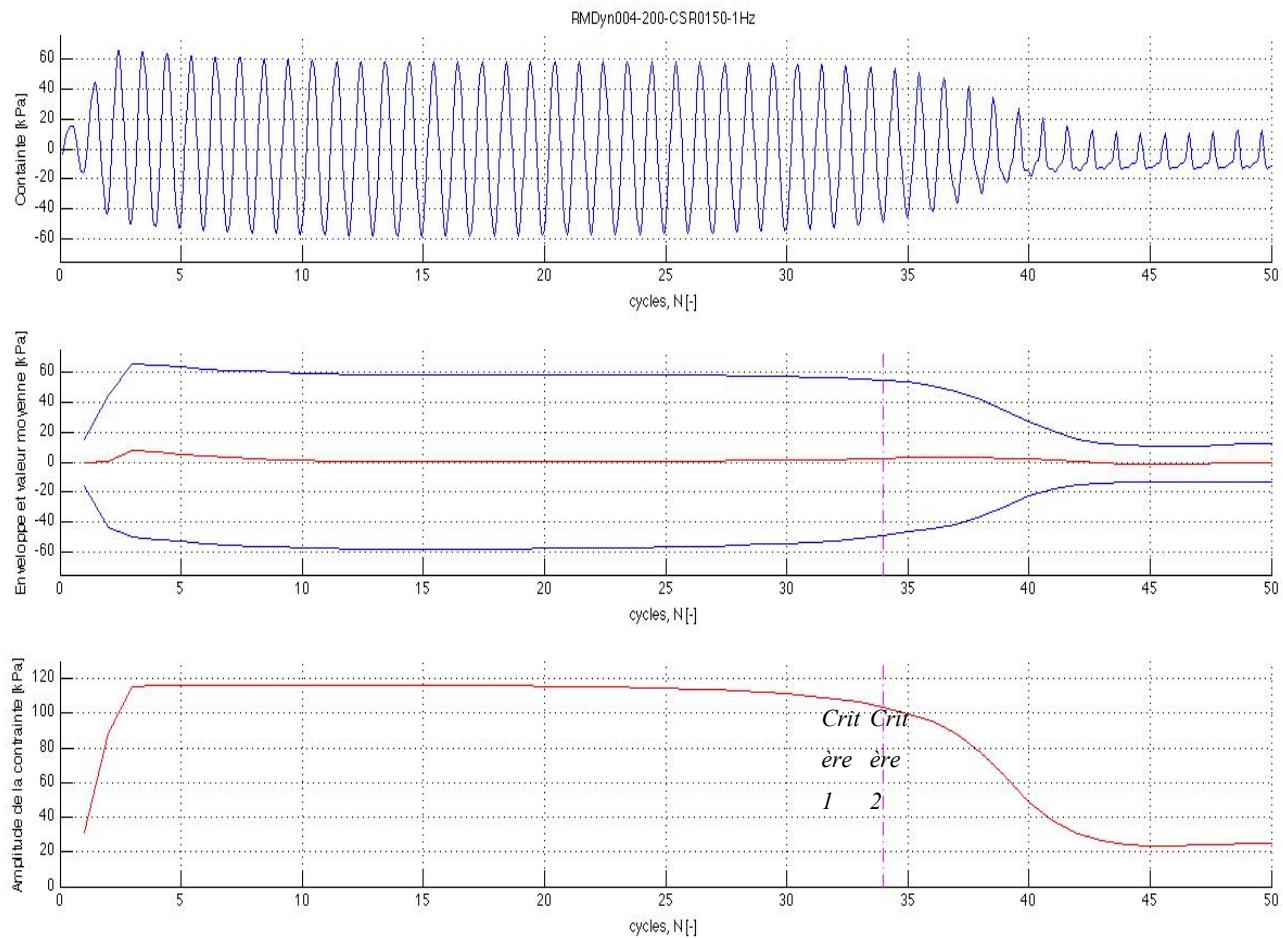
Essai RMDyn004 – 200**Figures pour analyse détaillée des signaux**

Figure A10c.10 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn004 – 200
 Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

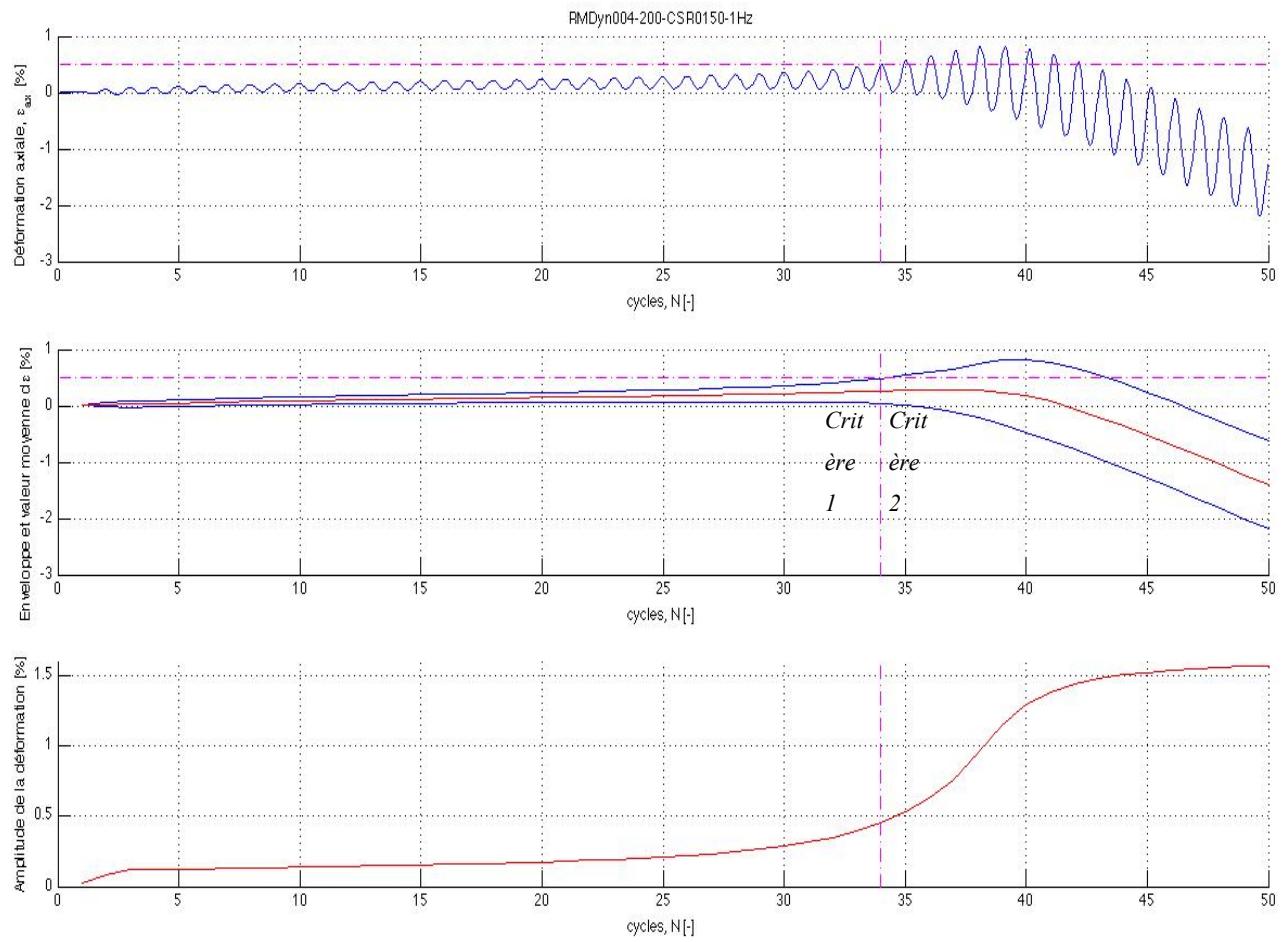


Figure A10c.11 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn004 – 200

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

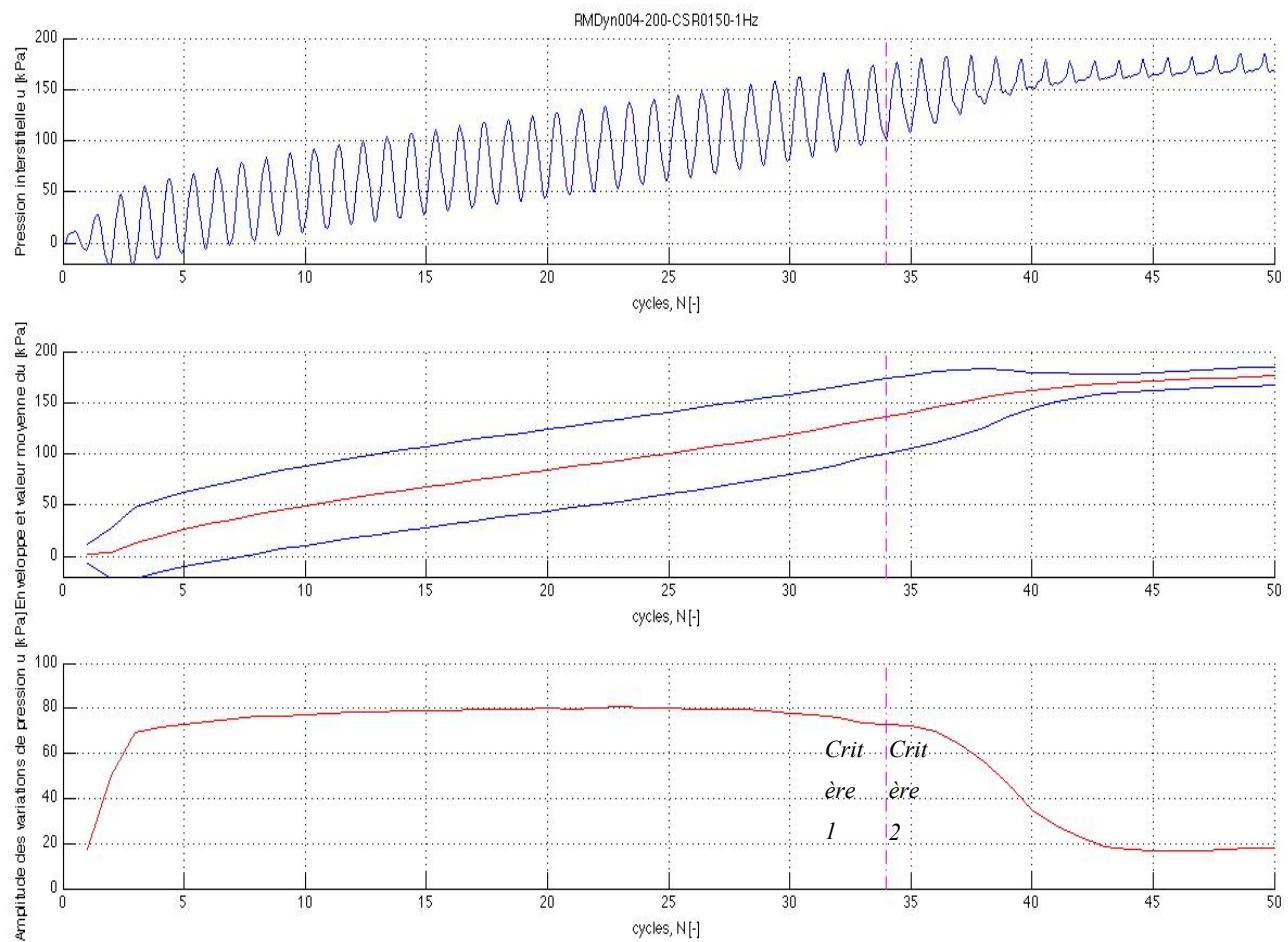


Figure A10c.12 : Variation des pressions interstitielles lors de l'essai RMDyn004 – 200
 Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

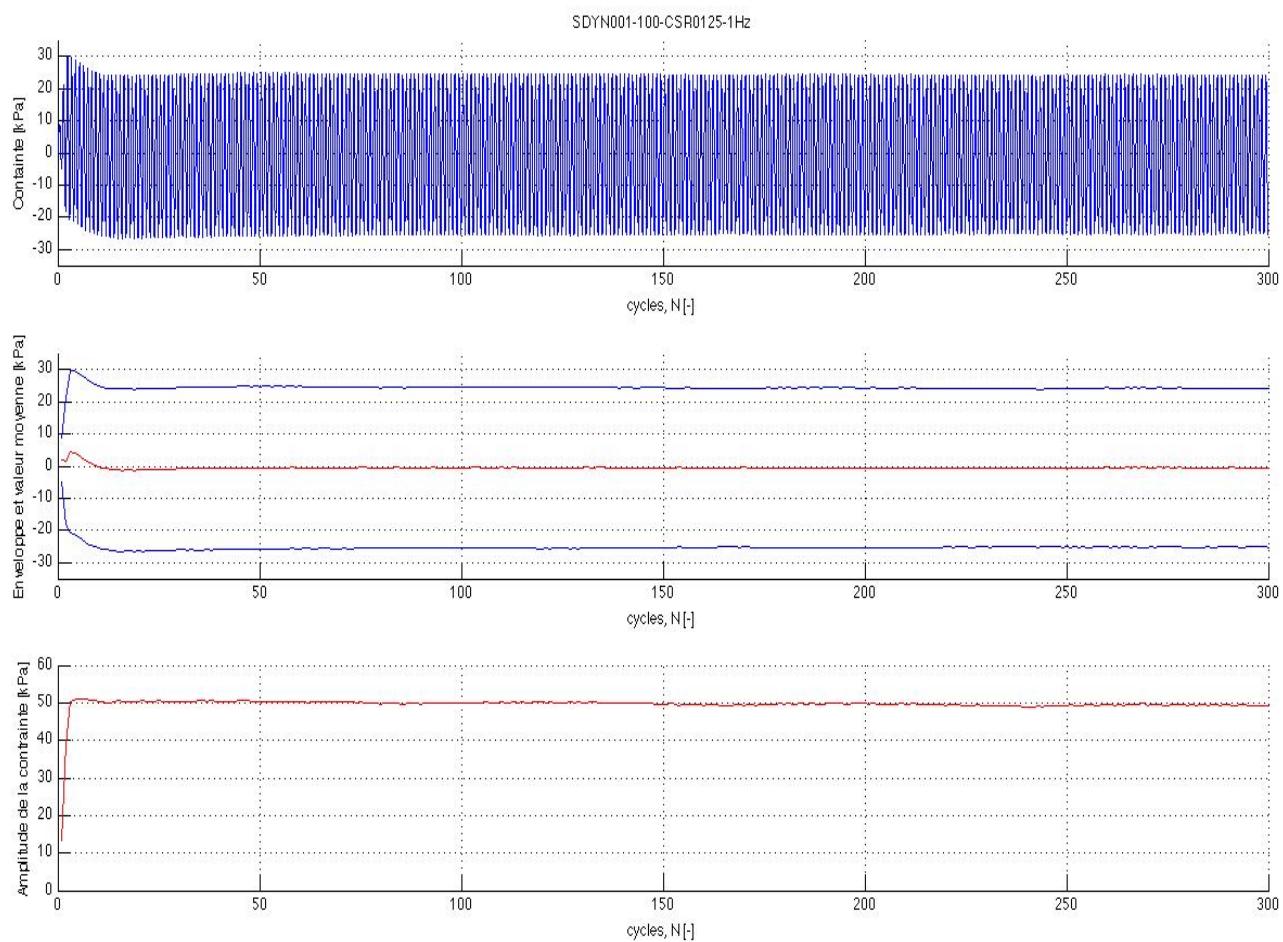
Critère 1 et critère 2 : traits tillés magentas

ANNEXE 10 d

Résultats détaillés des essais de la série SDyn 100

Tableau A11.1 : Propriétés géotechniques à la mise en moule et au démontage des essais de la série RMDyn 200

Paramètres	Essai SDyn001	Essai SDyn002	Essai SDyn003	Essai SDyn004
Contrainte de confinement, σ_3 [kPa]	100	100	100	100
Mise en moule				
Teneur en eau, w [%]	31,30	29,45	29,45	29,80
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,47	1,52	1,52	1,51
Indice des vide, e [-]	0,86	0,80	0,80	0,81
Porosité, n [-]	0,46	0,45	0,45	0,45
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,93	1,96	1,96	1,95
Indice de densité, I_D [-]	0,48	0,65	0,65	0,61
Degré de saturation, S_r [-]	1,00	1,00	1,00	1,00
Démontage				
Méthode 1				
Teneur en eau, w [%]	27,07	29,08	27,94	27,89
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,58	1,51	1,55	1,55
Indice des vide, e [-]	0,73	0,81	0,77	0,77
Porosité, n [-]	0,42	0,45	0,43	0,43
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	2,00	1,96	1,98	1,98
Indice de densité, I_D [-]	0,87	0,64	0,77	0,77
Degré de saturation, S_r [-]	1,01	0,99	1,00	1,00
Méthode 2				
Teneur en eau, w [%]	27,60	29,35	28,90	28,90
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,56	1,52	1,53	1,53
Indice des vide, e [-]	0,76	0,80	0,79	0,79
Porosité, n [-]	0,43	0,45	0,44	0,44
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,99	1,96	1,97	1,97
Indice de densité, I_D [-]	0,80	0,65	0,69	0,69
Degré de saturation, S_r [-]	1,00	1,00	1,00	1,00

Essai SDyn001 – 100**Figures pour analyse détaillée des signaux****Figure A10d.1 :** Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai SDyn001 – 100

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

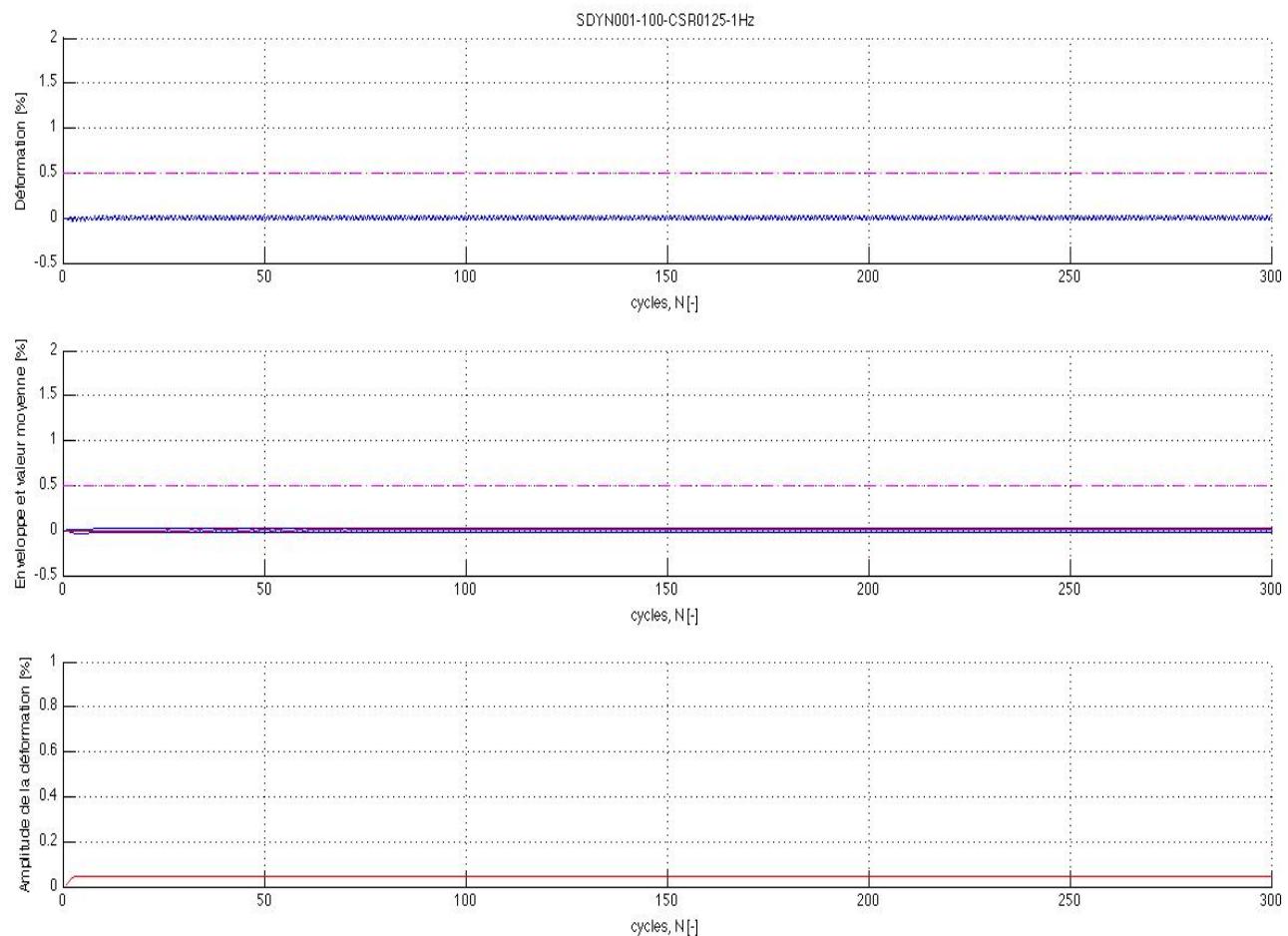


Figure A10d.2 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai SDyn001 – 100

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

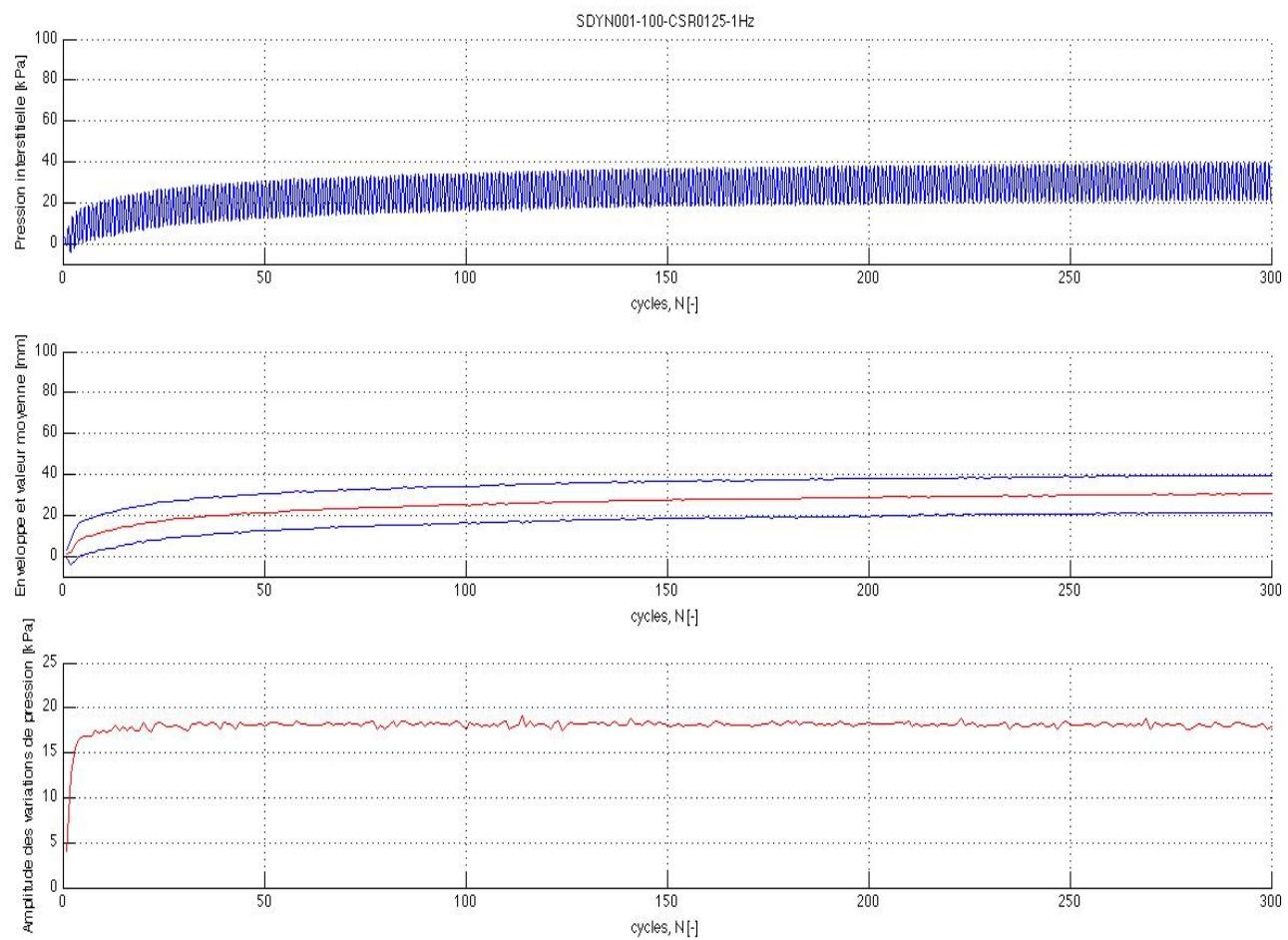
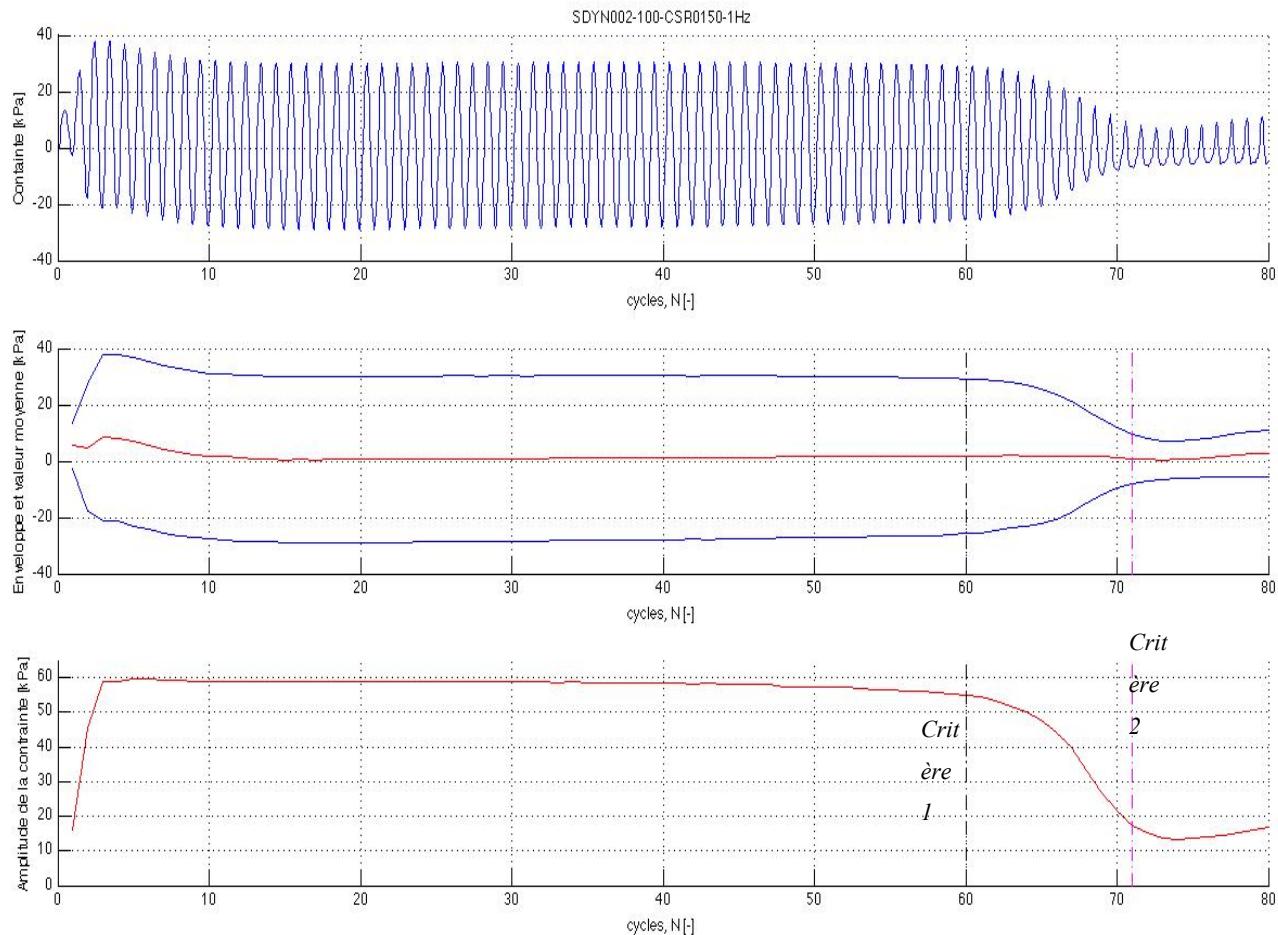


Figure A10d.3 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai SDyn001 – 100
Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Essai SDyn002 – 100**Figures pour analyse détaillée des signaux****Figure A10d.4 :** Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai SDyn002 – 100

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

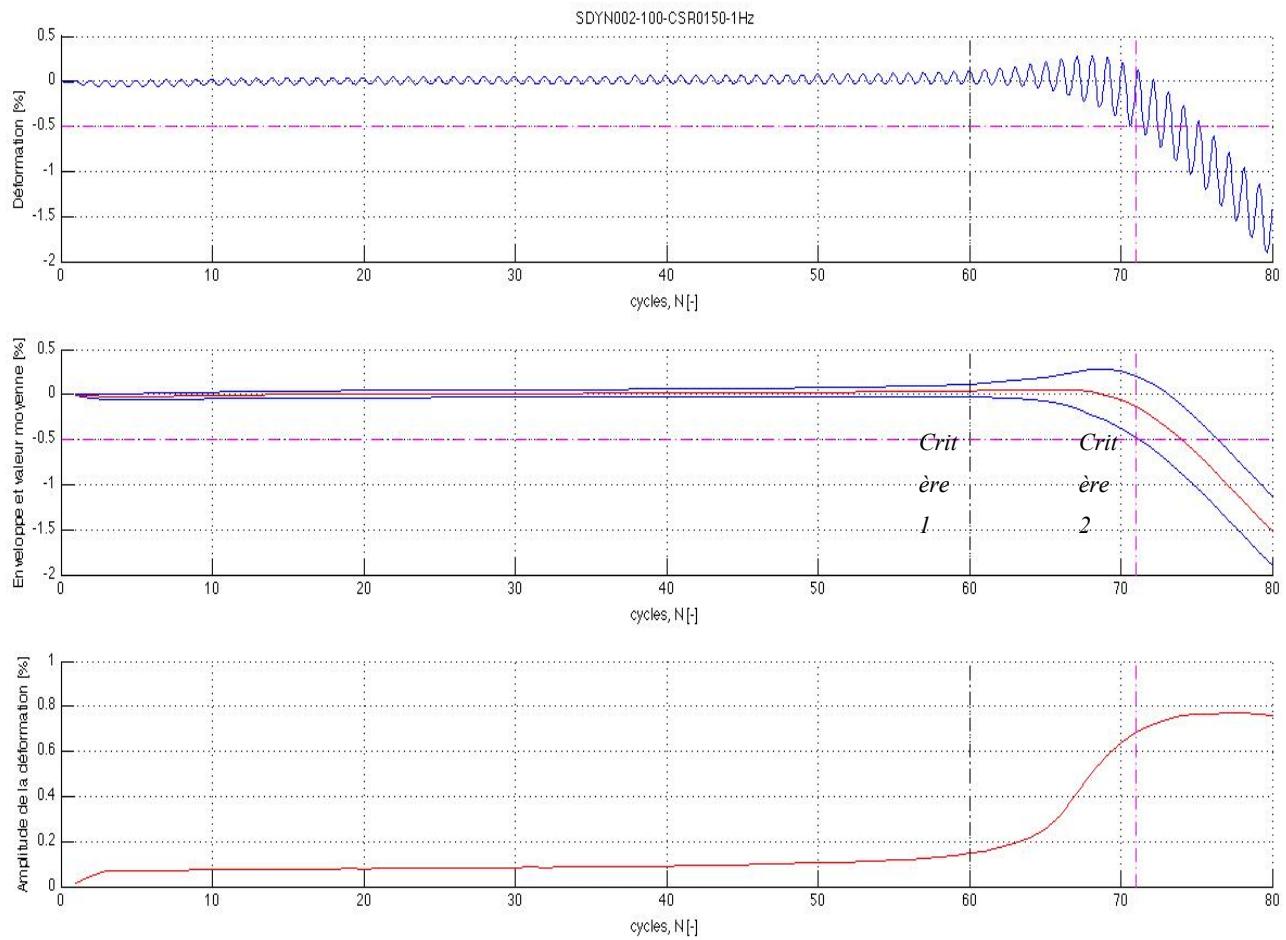


Figure A10d.5 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai SDyn002 – 100
Signal des déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

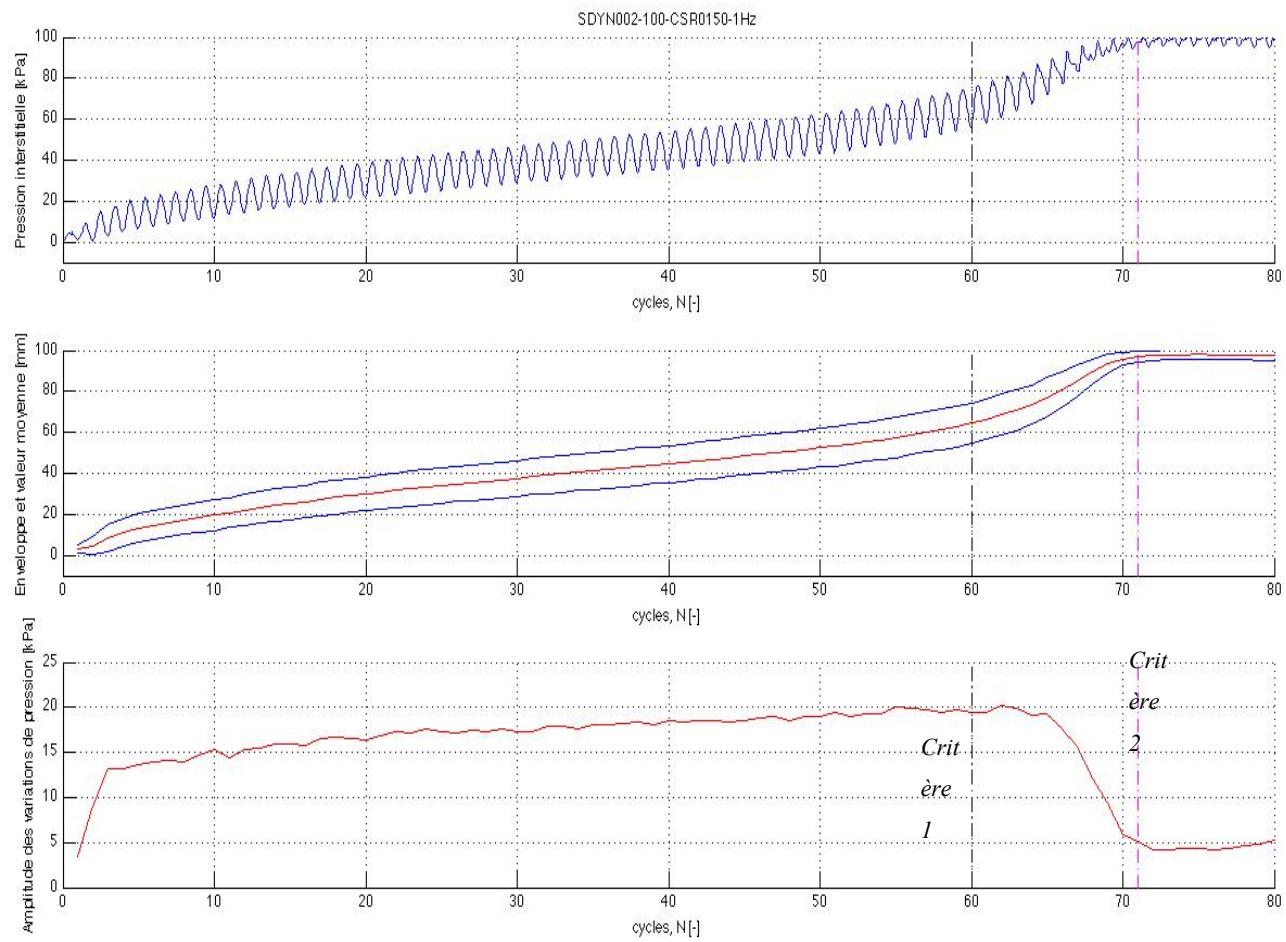


Figure A10d.6 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai SDyn002 – 100

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

Essai SDyn003 – 100

Figures pour analyse détaillée des signaux

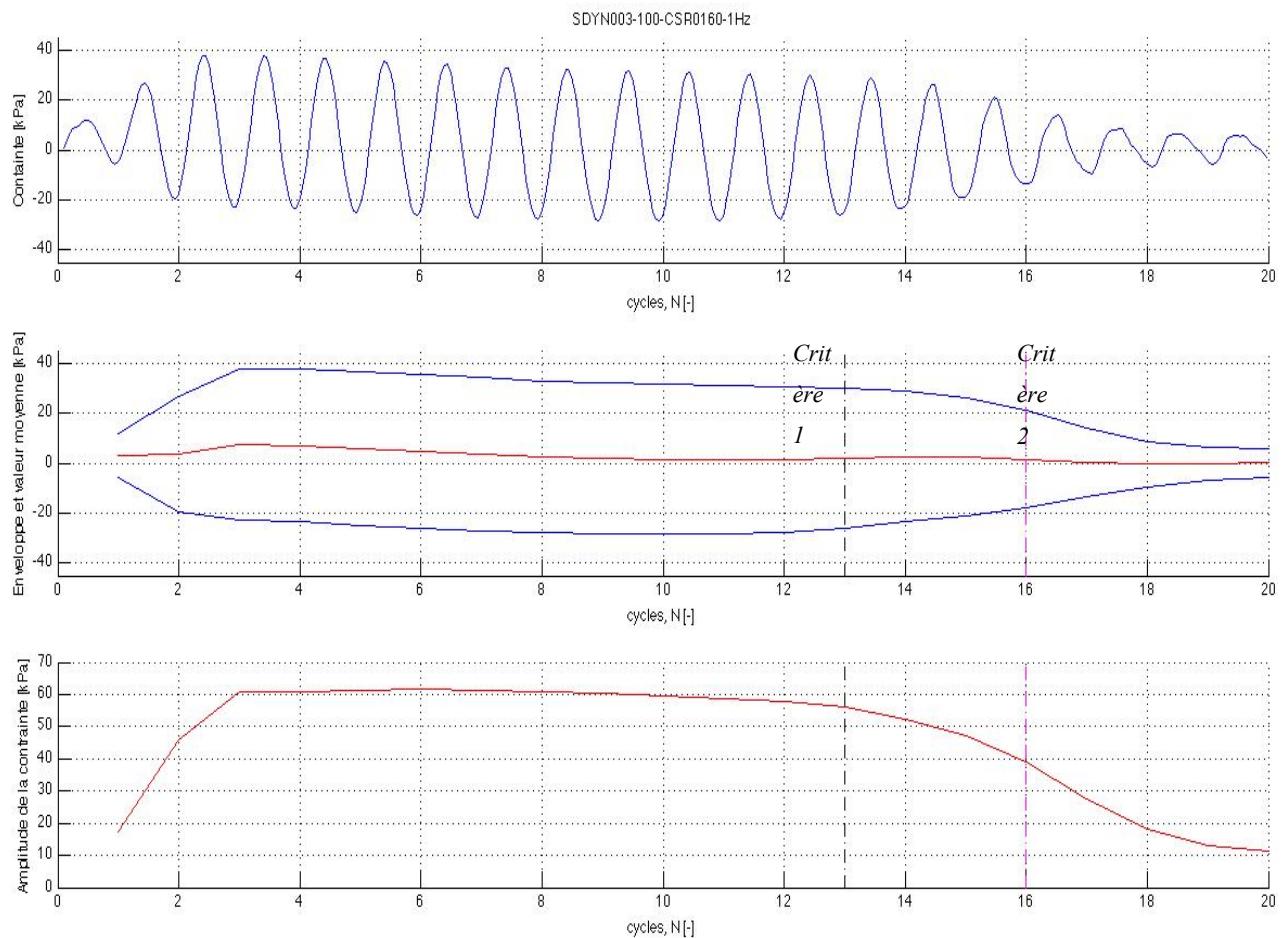


Figure A10d.7 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai SDyn003 –100

Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

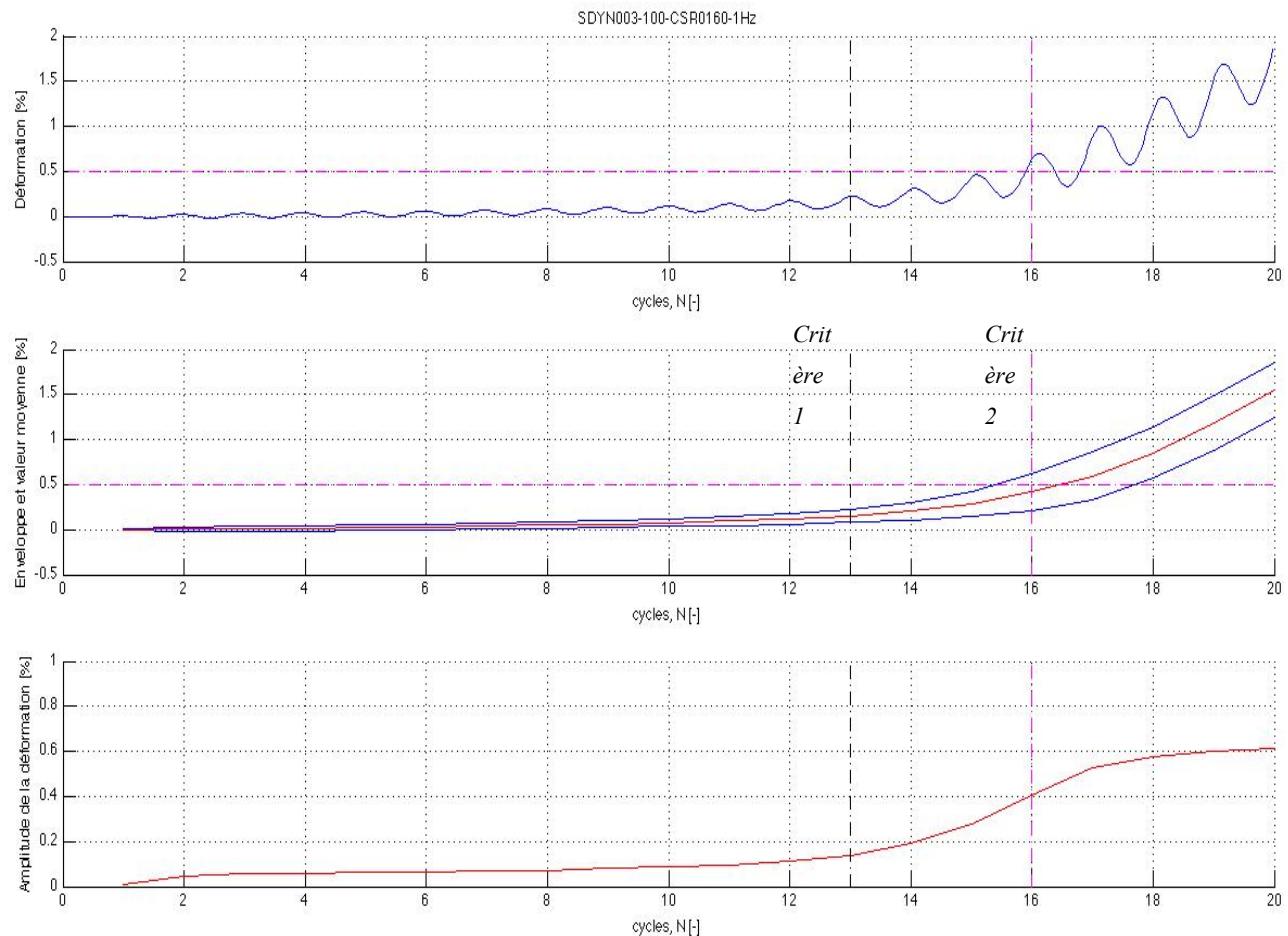


Figure A10d.8 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai SDyn003 – 100

Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

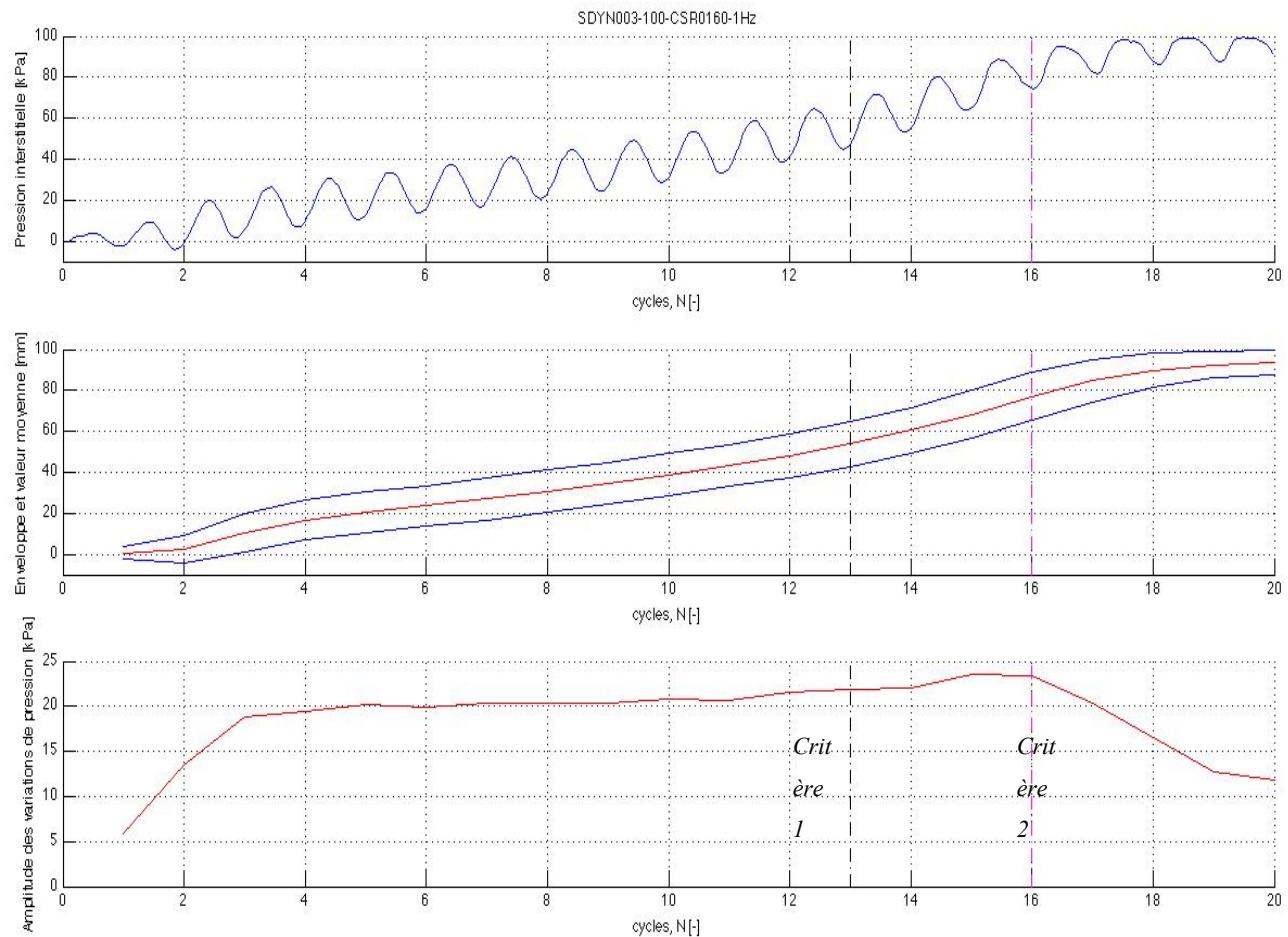


Figure A10d.9 : Variation des pressions interstitielles lors de l'essai SDyn003 – 100
Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

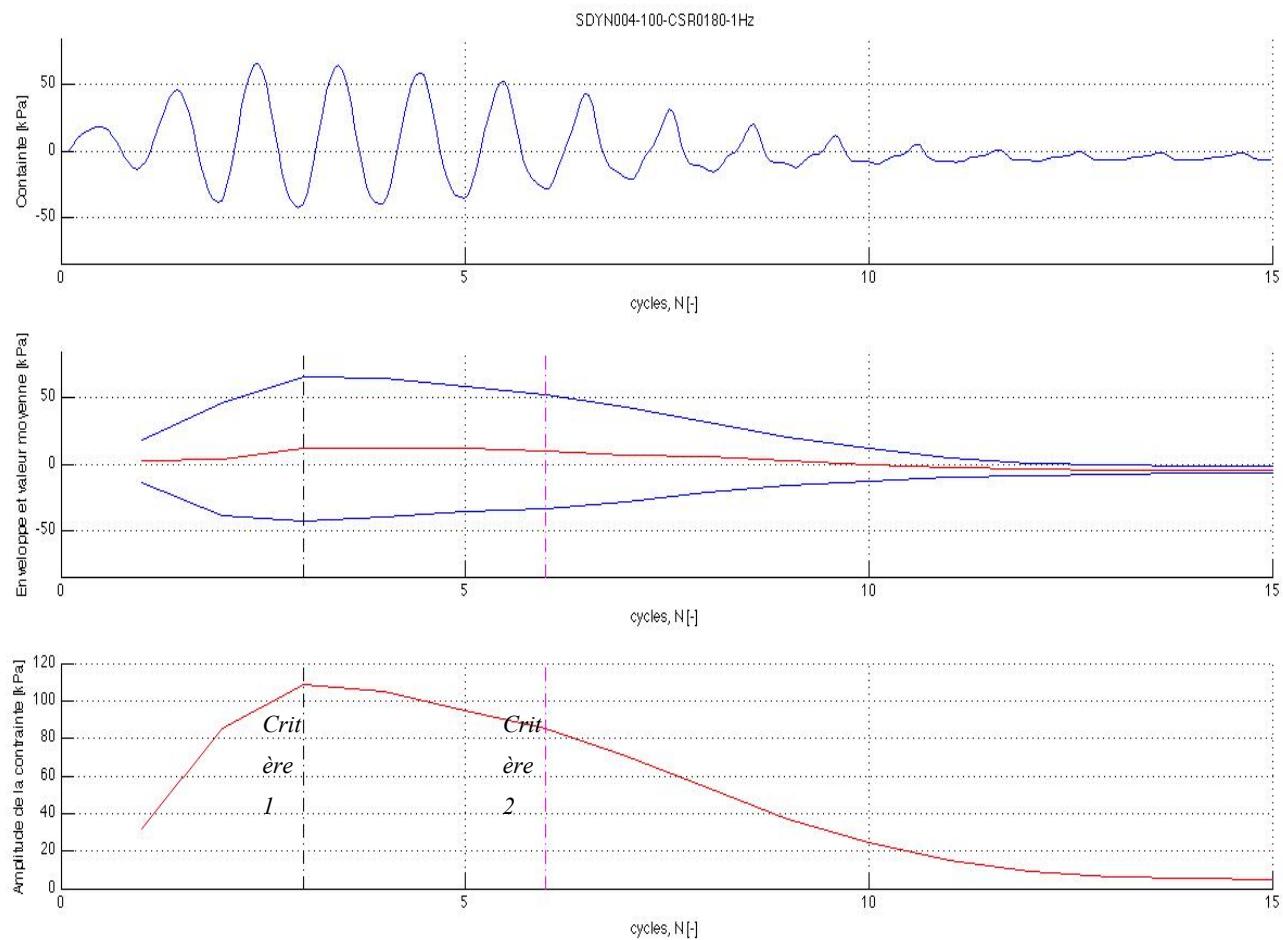
Essai SDyn004 – 100**Figures pour analyse détaillée des signaux**

Figure A11.14 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai SDyn004 – 100
Signal de la contrainte appliquée (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

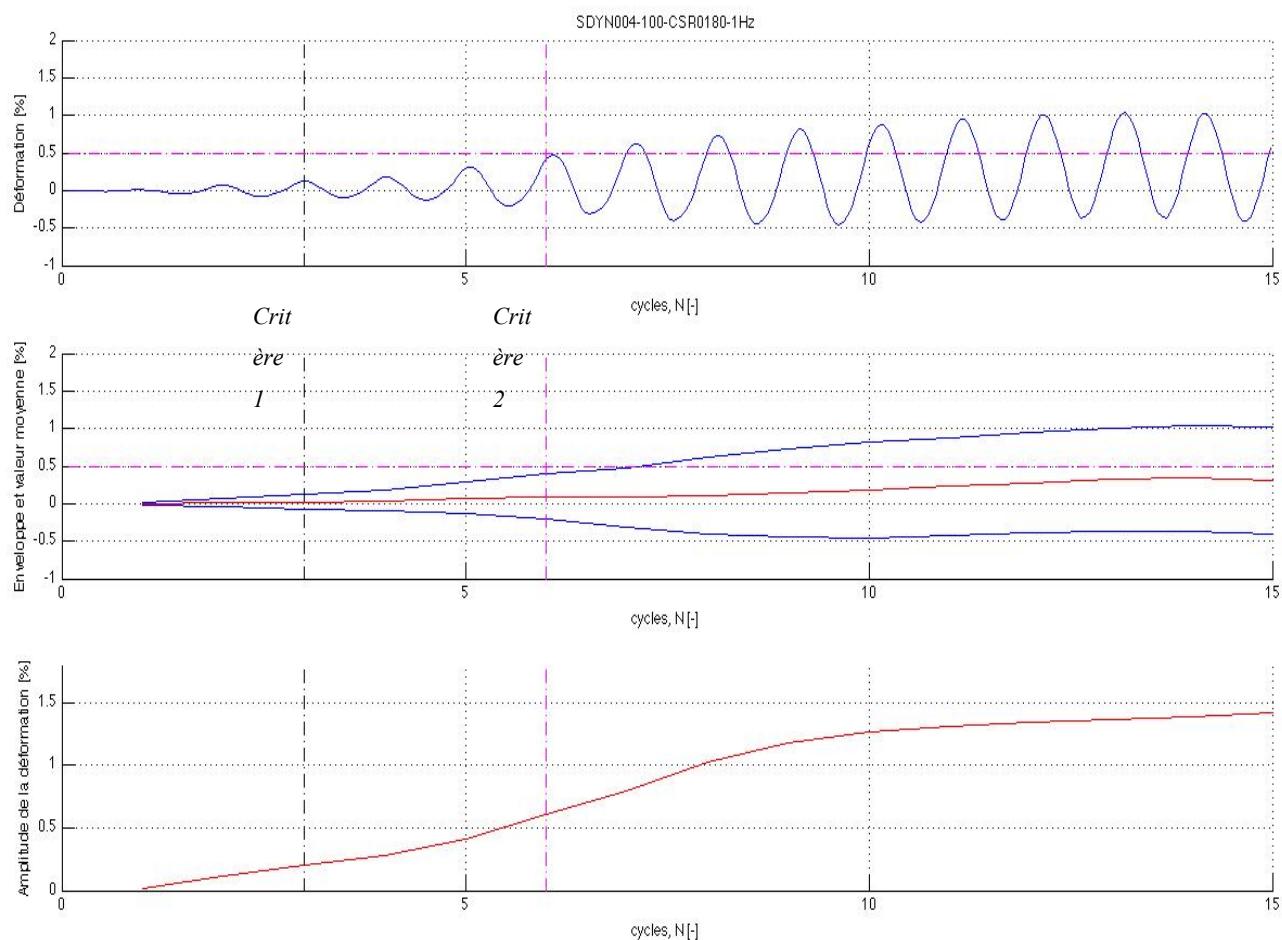


Figure A11.15 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai SDyn004 – 100

Signal du la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

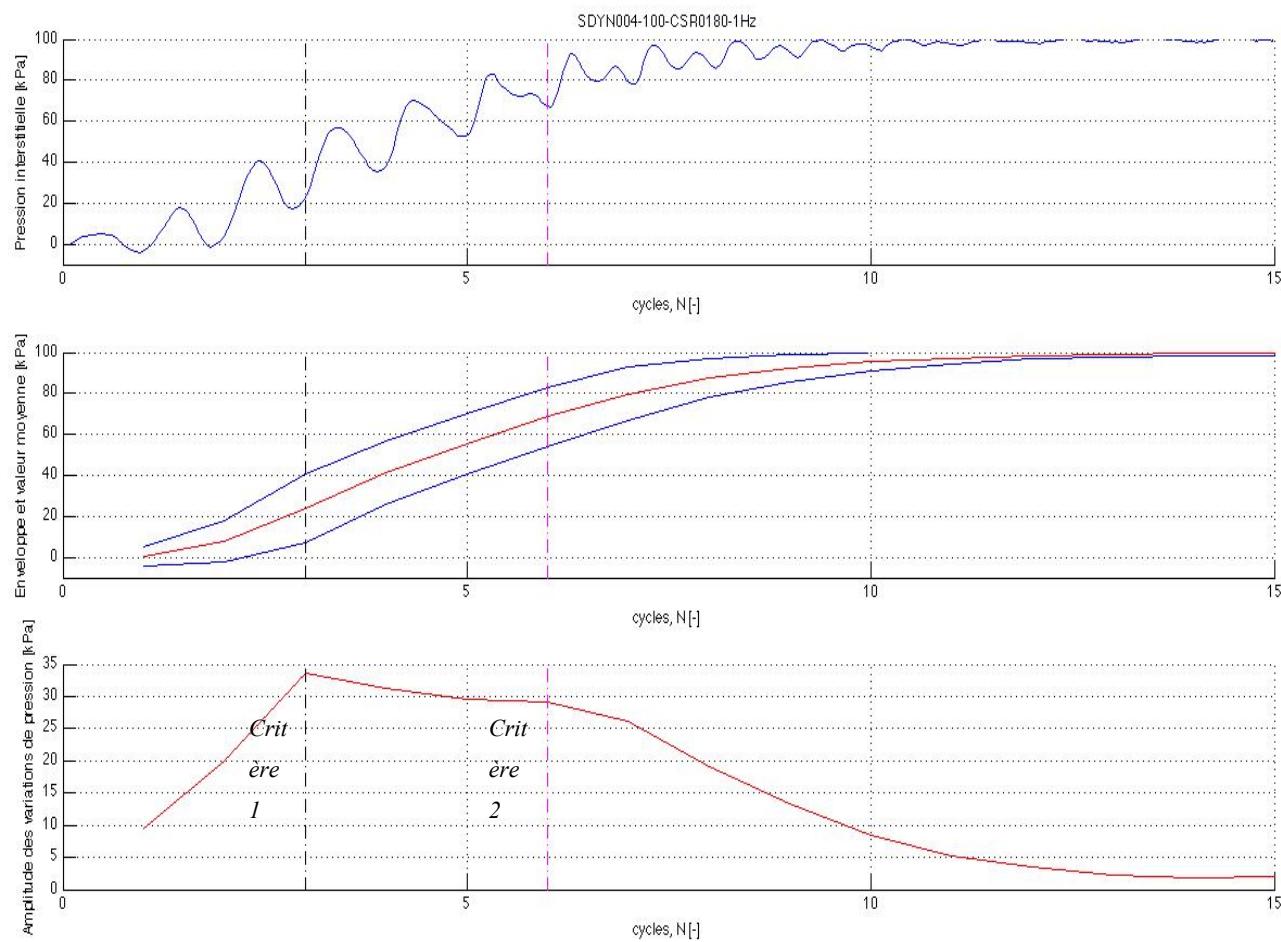


Figure A11.16 : Variation des pressions interstitielles lors de l'essai SDyn004 – 100
Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

ANNEXE 10 e

Résultats détaillés de l'essai RMDyn 001 - Add

Tableau A12.1 : Propriétés géotechniques à la mise en moule et au démontage de l'essai RMDyn001 – Add

Paramètres	Mise en moule	Démontage <i>méthode 1</i>	Démontage <i>méthode 2</i>
Teneur en eau, w [%]	33,67	25,87	25,81
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,425	1,640	1,615
Indice des vide, e [-]	0,93	0,68	0,70
Porosité, n [-]	0,48	0,41	0,41
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,907	2,032	2,028
Indice de densité, I_D [-]	0,67	0,91	0,90
Degré de saturation, S_r [-]	1,00	1,02	1,01

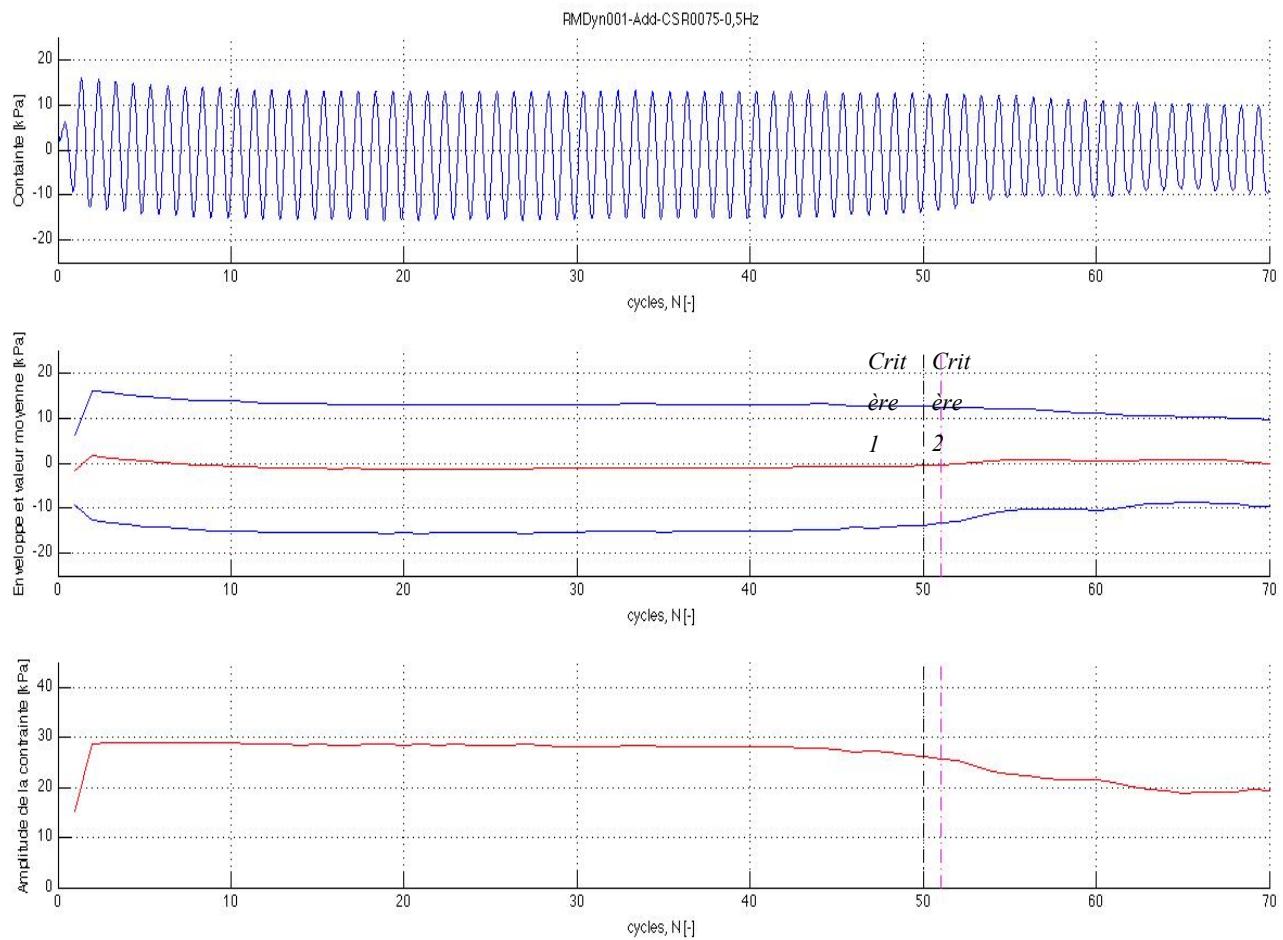
Essai RMDyn001 – Add**Figures pour analyse détaillée des signaux**

Figure A10e.1 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai RMDyn001 – Add
Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

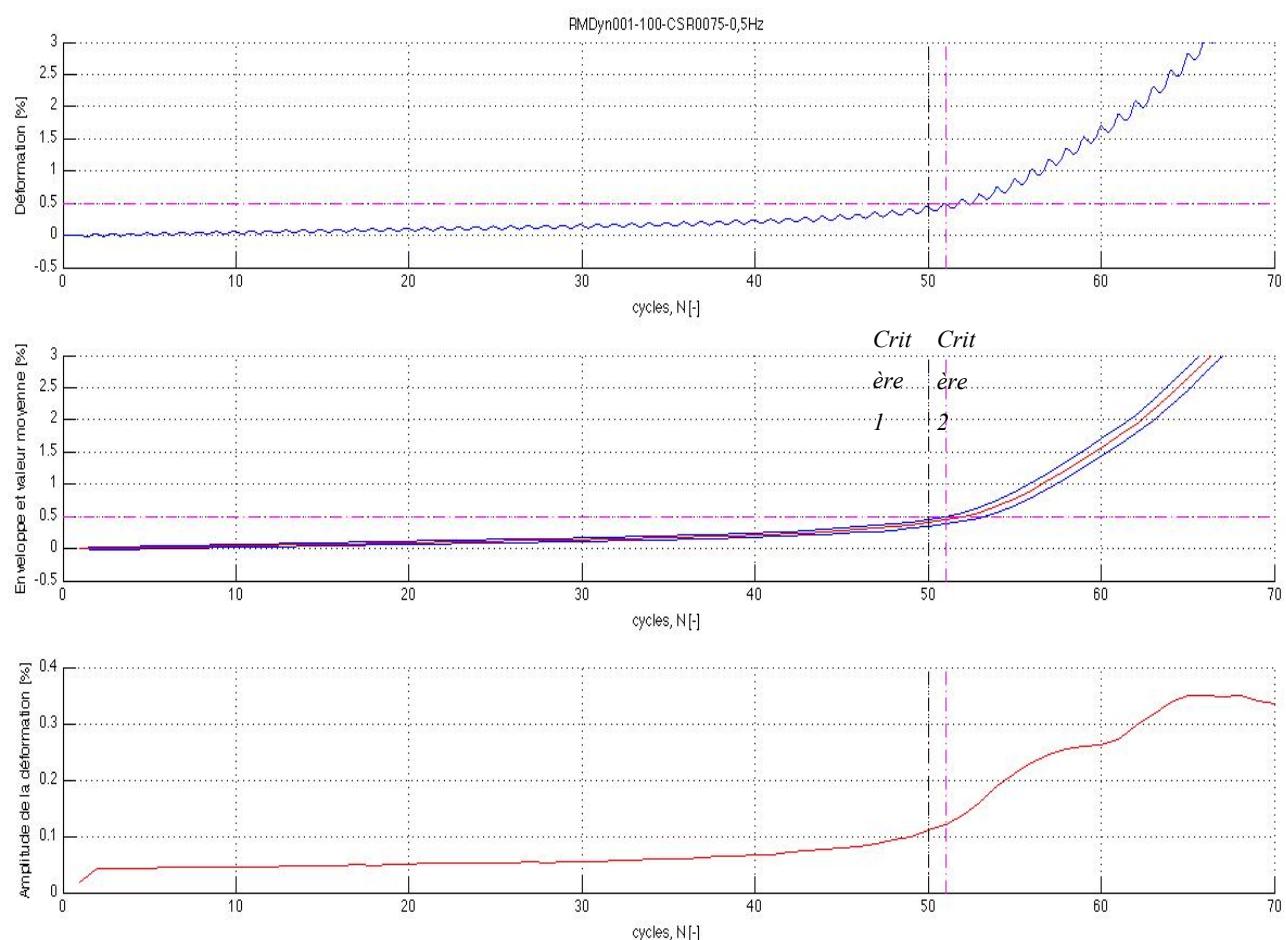


Figure A10e.2 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai RMDyn001 – Add
Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

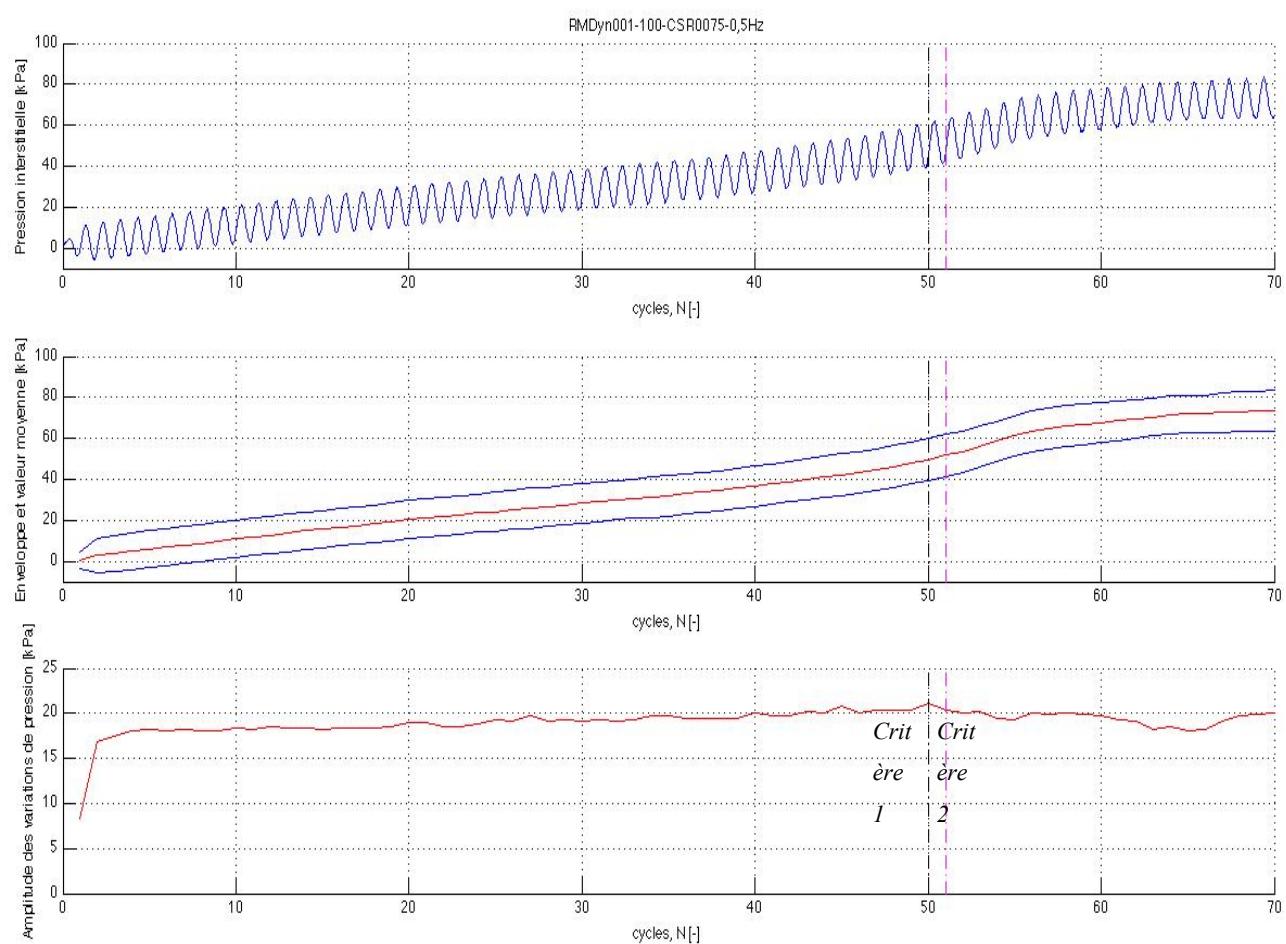


Figure A10e.3 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai RMDyn001 – Add

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

ANNEXE 10 f

Figures détaillées de l'essai SDyn 001 - Add

Tableau A13.1 : Propriétés géotechniques à la mise en moule et au démontage de l'essai SDyn001 – Add

Paramètres	Mise en moule	Démontage <i>méthode 1</i>	Démontage <i>méthode 2</i>
Teneur en eau, w [%]	32,42	29,50	30,47
Masse volumique sèche, ρ_d [g/cm ³]	1,452	1,523	1,492
Indice des vide, e [-]	0,88	0,81	0,83
Porosité, n [-]	0,47	0,45	0,45
Masse volumique saturée, ρ_{sat} [g/cm ³]	1,920	1,969	1,944
Indice de densité, I_D [-]	0,41	0,64	0,55
Degré de saturation, S_r [-]	1,01	1,00	1,00

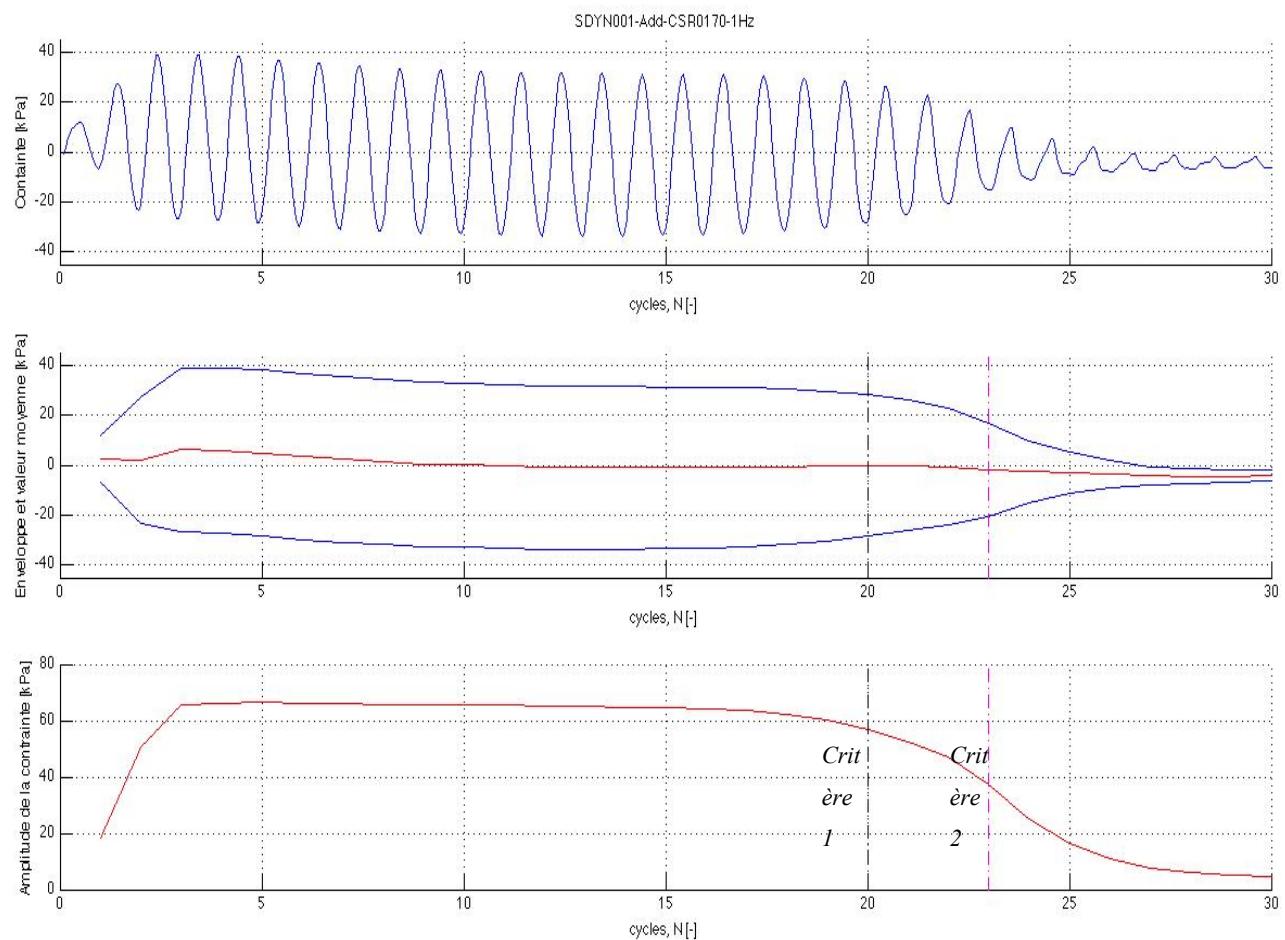
Essai SDyn001 – Add**Figures pour analyse détaillée des signaux**

Figure A10f.1 : Contrainte appliquée sur l'échantillon durant l'essai SDyn001 – Add
Signal de la contrainte (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

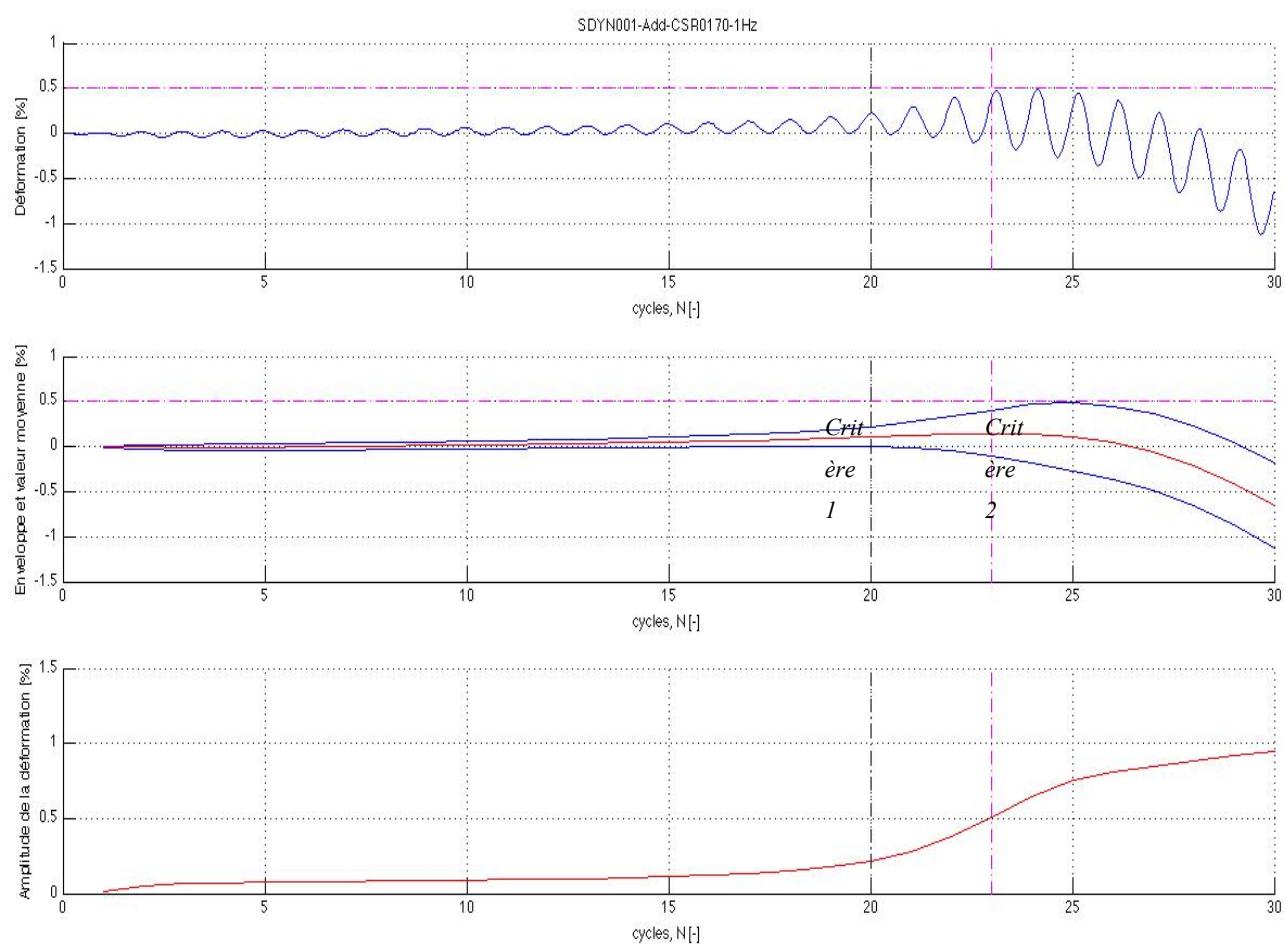


Figure A10f.2 : Déformation engendrée par l'application du chargement lors de l'essai SDyn001 – Add
Signal de la déformation (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

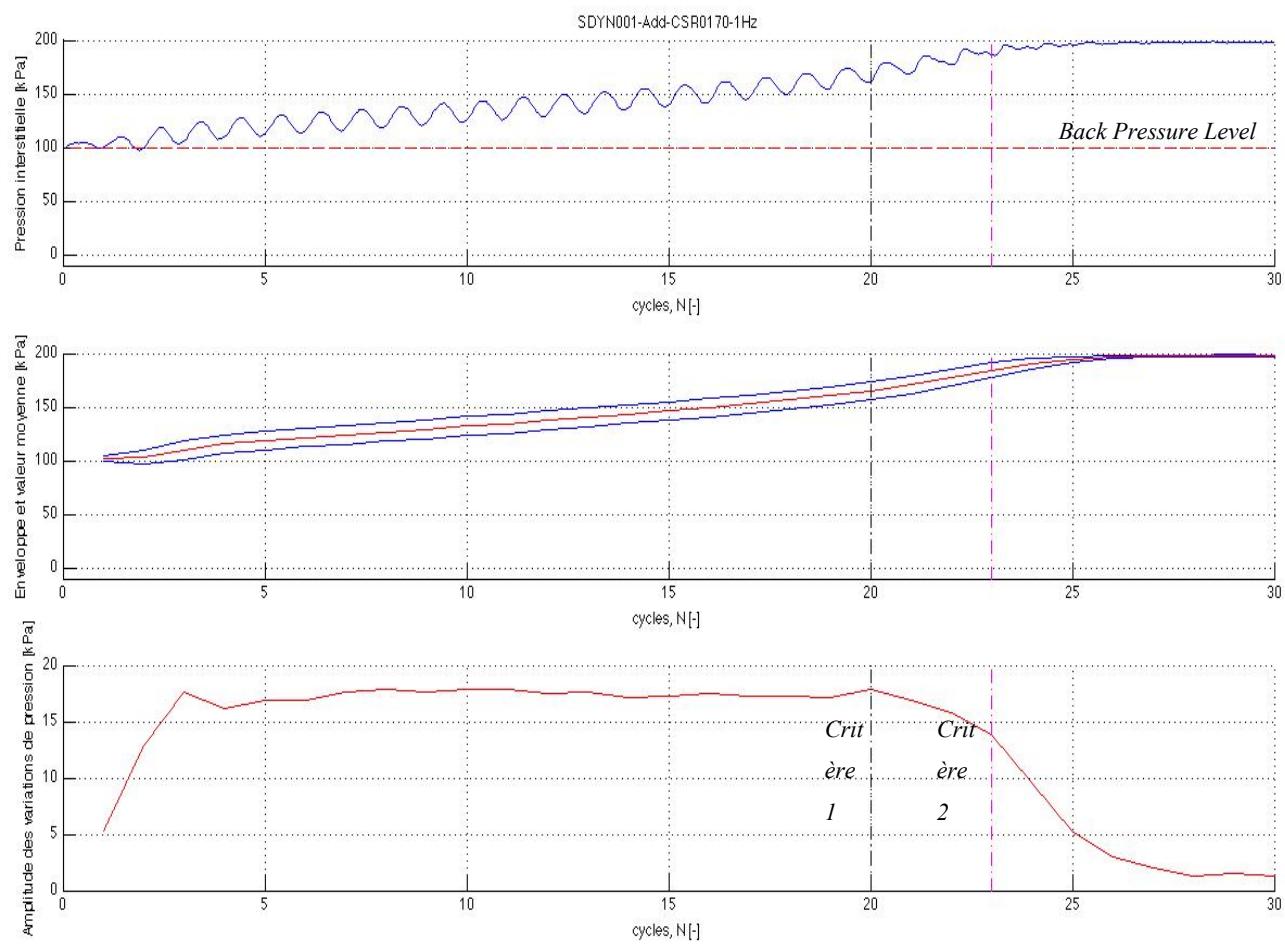


Figure A10f.3 : Variation des pressions interstitielles par application du chargement lors de l'essai SDyn001 – Add

Signal des pressions interstitielles (haut), enveloppe et valeurs moyennes (milieu) et amplitude (bas)

Critère 1 : traits tillés noirs ; critère 2 : traits tillés magentas

ANNEXE 11

Cheminement de contraintes totales et effectives des essais cycliques sur sable Demers

Séries SDyn – 100 et SDyn - Add

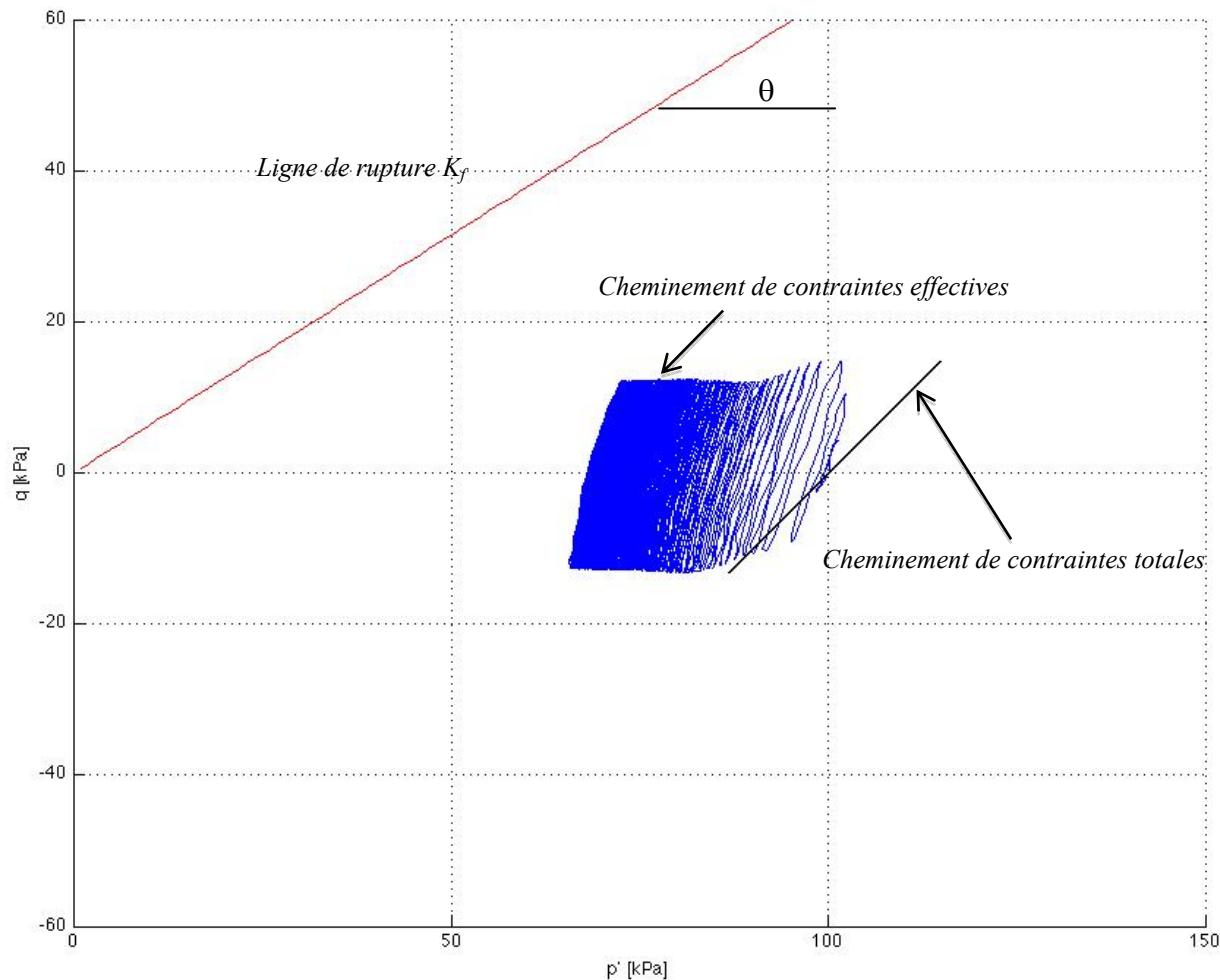


Figure A11.1 : Cheminements des contraintes totales et effectives lors de l'essai SDyn001 – 100

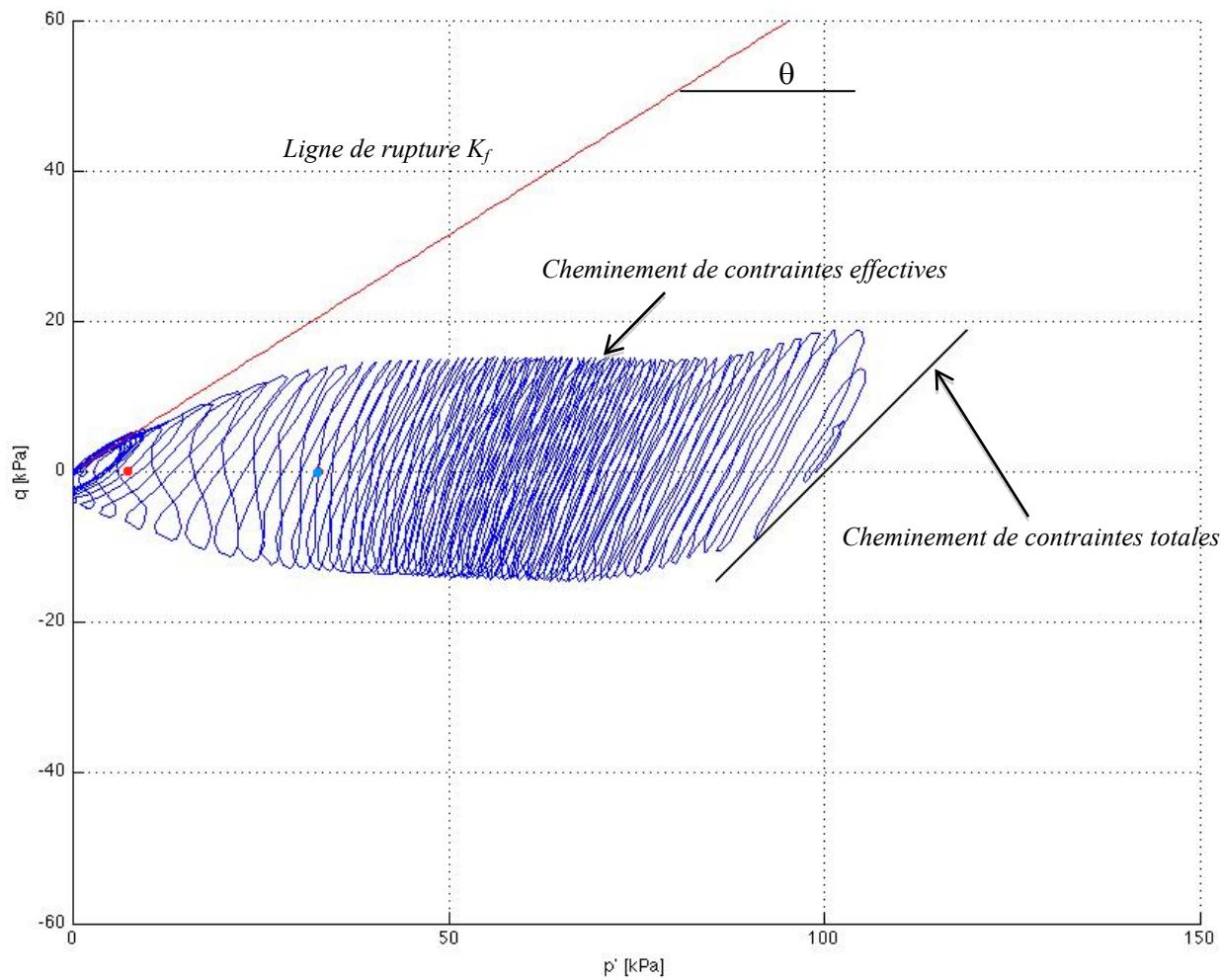


Figure A11.2 : Cheminement de contrainte total et effectif lors de l'essai SDyn002 – 100

Critère 1 : point bleu ; critère 2 : point rouge

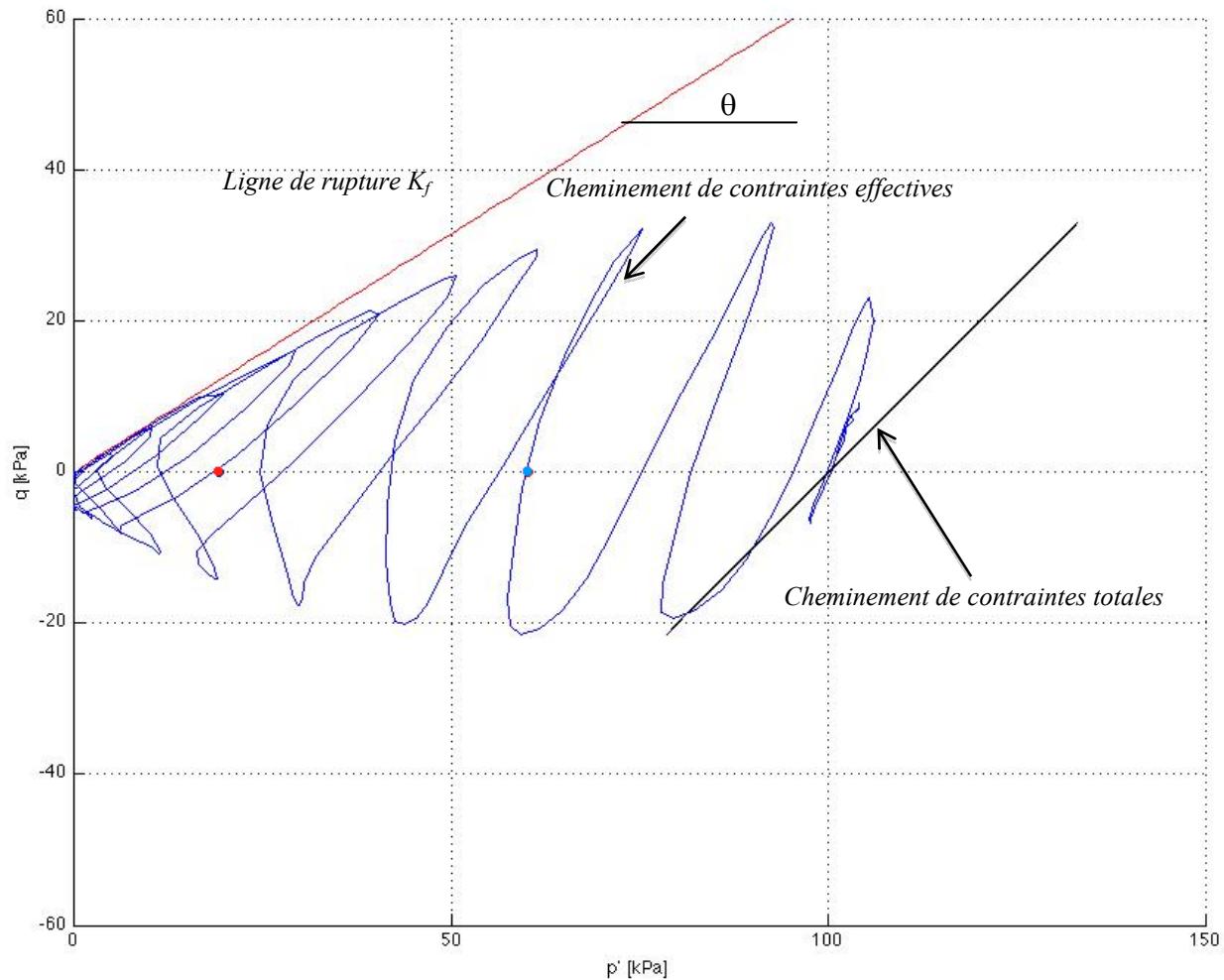


Figure A11.3 : Cheminement de contrainte total et effectif lors de l'essai SDyn004 – 100

Critère 1 : point bleu ; critère 2 : point rouge

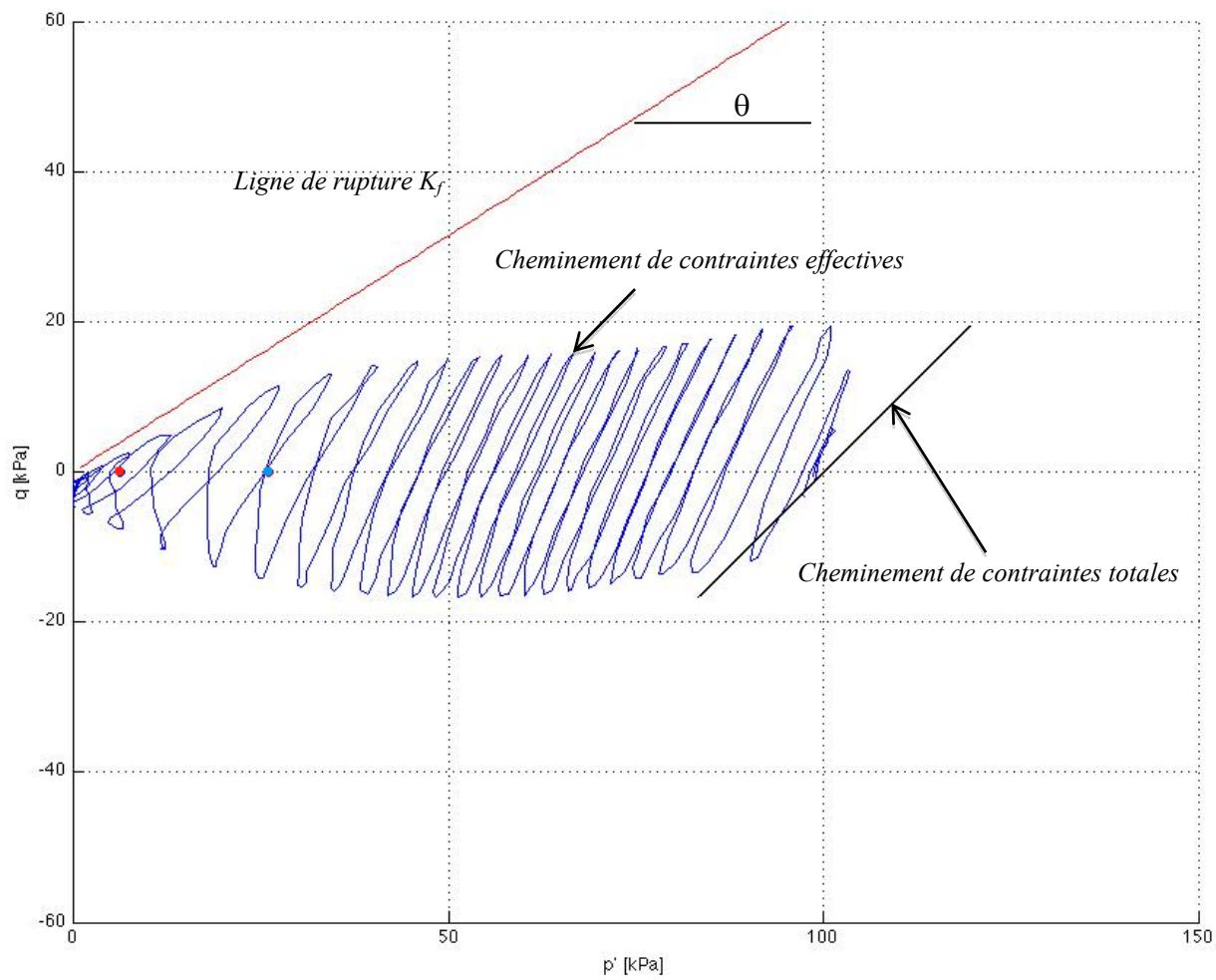


Figure A19.4 : Cheminement de contrainte total et effectif lors de l'essai SDyn001 – Add

Critère 1 : point bleu ; critère 2 : point rouge