

Titre: Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique.
Title:

Auteur: Nicolas Pépin
Author:

Date: 2010

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Pépin, N. (2010). Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/257/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/257/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Michel Aubertin
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DE RÉSIDUS MINIERS AVEC INCLUSIONS
DRAINANTES PAR DES ESSAIS SUR TABLE SISMIQUE

NICOLAS PÉPIN

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 MINÉRAL)

MARS 2010

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DE RÉSIDUS MINIERES AVEC INCLUSIONS
DRAINANTES PAR DES ESSAIS SUR TABLE SISMIQUE

présenté par : PÉPIN Nicolas

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

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

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A., président

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

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph.D., membre

DÉDICACE

À mes parents

REMERCIEMENTS

J'aimerais tout d'abord remercier mon directeur de recherche, le professeur Michel Aubertin, pour sa disponibilité, sa patience et pour son soutien constant. J'aimerais ensuite remercier les partenaires de la chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en environnement et gestion des rejets miniers, pour leur appui financier. J'aimerais aussi remercier Martin Leclerc, Robert Tremblay et Étienne Bélanger, ainsi que tous les étudiants et techniciens qui ont participé à la réalisation du projet. Merci à Karine d'avoir écouté toutes mes présentations à plusieurs reprises et avec intérêt, et de m'avoir toujours soutenu. Finalement, merci à tous les étudiants et amis de la chaire de recherche qui ont rendu la maîtrise si agréable à faire.

RÉSUMÉ

Lors de l'exploitation minière, le minerai est broyé afin d'en extraire les minéraux ayant une valeur commerciale. Lorsque les éléments ciblés ont été retirés de la roche, les rejets produits sont typiquement déposés dans des parcs à résidus miniers sous forme d'une pulpe (mélange de roche concassée et d'eau) ayant une teneur en eau élevée. Les parcs à résidus miniers sont généralement ceinturés, en tout ou en partie, par des digues. Dans le passé, il est arrivé que des digues cèdent en raison de contraintes trop élevées causées par des sollicitations mécaniques sévères pouvant mener à la liquéfaction des résidus miniers. Et même si les techniques de construction se sont graduellement améliorées, la fréquence de rupture des digues de parcs à résidus miniers reste encore largement supérieure à celle des digues de rétention d'eau.

Lors d'un séisme ou d'un événement pouvant causer des sollicitations dynamiques (p. ex. dynamitage ou passage d'un camion), il est possible que certains matériaux subissent des effets pouvant mener à leur liquéfaction. Les résidus provenant de mines en roches dures (comme on en retrouve plusieurs en Abitibi) possèdent les caractéristiques qui les rendent particulièrement susceptibles à la liquéfaction, soit : une cohésion quasi-nulle, une granulométrie silteuse, un faible indice de densité et un degré de saturation élevé. Ce type de matériau tend à se contracter lorsqu'il est soumis à des sollicitations mécaniques. Si le matériau est saturé, la contraction peut engendrer une augmentation des pressions interstitielles qui réduit les contraintes effectives, et qui peut provoquer la liquéfaction du matériau. Dans ce cas, les contraintes appliquées sur le parement amont des digues peuvent être suffisamment élevées pour engendrer une rupture.

Plusieurs études ont permis de mieux comprendre le phénomène de la liquéfaction ainsi que les méthodes pour caractériser les matériaux qui y sont susceptibles. D'autres recherches ont permis d'établir des méthodes pour prévenir la liquéfaction ou en limiter les effets. Ces travaux ont surtout portés sur les sols sableux et silteux; très peu ont été faits sur des résidus miniers et aucun ne comprend des essais sur table sismique (à la connaissance de l'auteur). Le projet de recherche présenté dans ce mémoire a pour but d'aider à mieux comprendre les facteurs qui mènent à la liquéfaction des résidus miniers afin d'en réduire le potentiel. Pour y arriver, des essais utilisant

une table sismique ont été menés en laboratoire. Neuf essais ont été réalisés dans une caisse d'aluminium ayant une surface d'un mètre carré et une hauteur de 75 cm. Un essai a été fait sur un sable et huit autres ont été faits sur des résidus miniers. De ces huit essais, trois ont été faits sur des résidus seulement, trois ont été faits sur des résidus avec une inclusion cylindrique (drainante et/ou rigide) et deux ont été faits avec une inclusion drainante continue traversant l'échantillon. Chaque essai a été instrumenté pour suivre l'évolution des surpressions interstitielles, des déplacements et de la capacité portante à diverses profondeurs dans les résidus miniers. Un protocole expérimental a été établi afin de suivre une démarche systématique et répétable d'un essai à l'autre. Pour les huit essais faits sur les résidus miniers, les sollicitations cycliques avaient une fréquence d'un Hertz et une accélération horizontale maximale de 0,12 g, avec une durée variant d'un essai à l'autre en fonction du développement des surpressions. L'essai sur le sable a été fait en trois phases, à une fréquence d'un Hertz; pour cet essai, la dernière phase, qui était la plus critique, s'est fait avec une accélération maximale de 0,35 g sur une durée de 2,5 minutes.

Les essais ont montré que la réponse des matériaux dépendait de la présence d'une inclusion, de l'état initial du matériau et de la durée de l'essai. L'ajout d'une inclusion drainante dans les résidus a permis de ralentir le développement des surpressions durant les sollicitations cycliques et elle a aidé à dissiper ces surpressions après l'arrêt des sollicitations. L'ajout d'inclusion rigide n'a pas eu autant d'effet que les inclusions drainantes, mais on a quand même observé un retard dans le développement des surpressions, surtout en profondeur. Durant ces essais, on a aussi remarqué que l'indice de densité I_D initial des résidus miniers (qui est relié à leur indice des vides e) affectait la réponse de ceux-ci aux sollicitations cycliques. Plus l'indice de densité I_D est élevé, meilleure est la résistance à la liquéfaction puisque le développement des surpressions est alors retardé. La durée des essais a aussi influencé la réponse des résidus; un chargement prolongé laisse plus de temps aux surpressions pour se développer.

Les résultats de cette recherche rencontrent les objectifs fixés initialement. Elle a permis notamment de mieux comprendre le comportement cyclique des résidus et leur tendance à la

liquéfaction. Pour cela, on a développé un protocole expérimental qui pourra servir pour de futurs travaux.

ABSTRACT

The ore of an operating mine is extracted and concentrated to obtain minerals of commercial value. The residual material (tailings) resulting from this milling operation is usually mixed with water to create a slurry that is pumped to an impoundment. Such tailings storage facilities are typically surrounded, in part or totally, by dikes. Over the years, dike failures have occurred in tailings storage facilities because of the large stresses caused by severe mechanical loading which can liquefy tailings. Even though the construction techniques for dikes in tailings impoundments has gradually improved over the last few decades, their rate of failure is still much greater than for water retention dams.

During an earthquake or other events that can cause significant cyclic stresses (i.e. vibration caused by blasting or by heavy machinery), some materials react in a way that can lead to their liquefaction. Tailings from hard rock mines (like those found in Abitibi, Quebec) are particularly sensitive to liquefaction because of their physical characteristics, which include: no or low cohesion, silt-like grain size, low density index I_D , and a high degree of saturation S_r ($\approx 100\%$). When subjected to cyclic loadings this type of material tends to contract. This contraction can lead to an increase in the porewater pressures that reduces the effective stresses and can ultimately cause liquefaction. In this case, the stresses applied to the upstream face of the retaining dike can be large enough to cause failure.

Many studies were undertaken to better understand the physics of liquefaction and to characterize liquefiable materials. Researchers have also developed methods to prevent liquefaction or to limit its effects. These studies were mostly conducted on naturally occurring soils, such as sands and silts; there has been relatively little work on tailings, and none included shaking table testing (to the knowledge of the Author). The project presented in this Masters' thesis aims to improve our knowledge of the factors that lead to liquefaction of tailings in order to reduce the risks. To do so, tests were completed in the laboratory using a shaking table. Nine tests were conducted using an aluminum box with a plan surface of one square meter, with a height of 75 cm. One test was done on sand, and eight others on tailings. Of the latter, three were completed on tailings only, three were done with a cylindrical inclusion (rigid and/or draining) in the tailings and two were

conducted with a continuous draining inclusion across the tailings. Each model was instrumented to follow the evolution of porewater pressures, displacements, and apparent bearing capacity of the tailings at different depths. An experimental protocol was established with a systematic and repeatable approach. The eight tests on tailings were conducted with a sinusoidal loading at a frequency of one Hz and a peak acceleration of 0.12 g. The duration varied from one test to the other, depending on porewater pressure development. The test completed on sand was conducted in three phases, with a frequency of one Hz. For this test, the last phase, which was the most critical, used a peak acceleration of 0.35 g for a duration of 2.5 minutes.

The results showed that the behaviour of the tested materials was influenced by the presence of an inclusion, by the initial state of the material and by the loading duration. The addition of a drainage inclusion in the tailings decreased the rate of overpressure development during the cyclic loading, and helped dissipate these overpressures after the end of shaking. The addition of a rigid inclusion was less effective, but a delay was observed in the development of the porewater pressures, especially at greater depths. During these tests, it was noticed that as the initial density index I_D (which is related to the void ratio e) increased, the development of the porewater pressures was delayed so the resistance of the tailings to liquefaction also increased. The duration of the loadings also influenced the behaviour of tailings because a more prolonged loading gave more time for the porewater pressures to develop.

This research met its initial objectives. It leads to a better understanding of the cyclic behavior of tailings and of their tendency to liquefy. It also showed the benefits of the use of inclusions for the control of liquefaction. For that purpose, an experimental protocol that could be used for future projects has been developed.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIX
LISTE DES FIGURES	XXI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXXII
LISTE DES ANNEXES	XXXVII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Parcs à résidus miniers	1
1.2 Stabilité des résidus lors de sollicitations cycliques.....	2
1.3 Projet de recherche et contenu du mémoire	4
CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE ET REVUE DE LA LITTÉRATURE	6
2.1 Phénomène de liquéfaction	6
2.1.1 Liquéfaction	7
2.1.1.1 Sols pulvérulents lâches	9
2.1.1.2 Sols pulvérulents denses.....	11
2.1.1.3 Initiation de la liquéfaction	13
2.1.1.3.1 Chargement statique	13
2.1.1.3.2 Chargement cyclique	16
2.1.2 Mobilité aux charges cycliques	18
2.1.3 Caractéristiques influençant la résistance à la liquéfaction.....	19

2.1.3.1	Nature du sol	20
2.1.3.2	État du sol et des contraintes	22
2.1.3.3	Nature de la sollicitation sismique	24
2.1.3.4	Conditions de l'environnement local	24
2.1.4	Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction	25
2.1.4.1	Approche par contraintes cycliques	26
2.1.4.2	Évaluation basée sur des essais in situ	29
2.1.4.2.1	Essai de pénétration standard (SPT)	29
2.1.4.2.2	Essai de pénétration au cône (CPT)	30
2.1.4.2.3	Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s)	31
2.1.4.2.4	Essai de pénétration de Becker (BPT)	33
2.1.4.3	Approche basée sur des essais en laboratoire	33
2.1.4.3.1	Essais cycliques en cellule triaxiale	34
2.1.4.3.2	Essais cycliques de cisaillement simple	34
2.1.4.3.3	Essai cyclique à la centrifugeuse	35
2.1.4.3.4	Essai sur table sismique	36
2.1.4.4	Autres types d'approches	39
2.2	Résidus de mines en roches dures	40
2.2.1	Paramètres physiques	40
2.2.2	Méthode de déposition	43
2.2.3	Liquéfaction des résidus miniers	45
2.2.3.1	Ishihara et al. (1980)	46
2.2.3.2	Riemer et al. (2008)	48
2.3	Méthodes de prévention et de contrôle de la liquéfaction	49

2.3.1	Modification des propriétés.....	49
2.3.2	Insertion d'inclusions	50
2.3.2.1	Mise en place des inclusions	51
2.3.2.2	Effets sur la résistance mécanique	51
2.3.2.3	Effets sur le drainage.....	53
2.3.2.4	Accélération de la consolidation	54
2.3.2.5	Application aux parcs à résidus miniers.....	55
CHAPITRE 3	MODÉLISATION PHYSIQUE SUR TABLE SISMIQUE	56
3.1	Configuration	56
3.1.1	Caractéristiques de la caisse à parois rigides	56
3.1.2	Programme expérimental	59
3.1.3	Instrumentation du montage.....	60
3.1.3.1	Transducteurs de pression	60
3.1.3.2	Transducteurs de déplacement (LVDT)	62
3.1.3.3	Plaques métalliques	64
3.1.3.4	Bandes de gravier coloré	65
3.1.3.5	Système d'acquisition de données.....	65
3.1.4	Table sismique.....	67
3.2	Propriétés des matériaux utilisés	67
3.2.1	Granulométrie.....	68
3.2.2	Classification USCS.....	70
3.2.3	Densité relative des grains.....	70
3.2.4	Masse volumique sèche maximale (essai Proctor modifié)	71
3.2.5	Indice de densité.....	71

3.2.6	Conductivité hydraulique saturée.....	72
3.3	Étapes de réalisation des différents essais.....	73
3.3.1	Essai sur le sable (essai 3).....	74
3.3.1.1	Préparation	75
3.3.1.2	Montage.....	75
3.3.1.3	Mise en place des instruments.....	77
3.3.1.4	Démontage	80
3.3.2	Résidus miniers – essai de référence (essai 4)	80
3.3.2.1	Préparation	81
3.3.2.2	Montage.....	81
3.3.2.3	Mise en place des instruments.....	82
3.3.2.4	Démontage	84
3.3.3	Résidus miniers consolidés (essai 5).....	84
3.3.3.1	Préparation	85
3.3.3.2	Montage.....	85
3.3.3.3	Mise en place des instruments.....	85
3.3.3.4	Démontage	86
3.3.4	Résidus miniers avec tube crépiné rempli de sable (essai 6)	87
3.3.4.1	Préparation	87
3.3.4.2	Montage.....	88
3.3.4.3	Mise en place des instruments.....	89
3.3.4.4	Démontage	90
3.3.5	Résidus miniers avec tube crépiné rempli de résidus (essai 7)	90
3.3.5.1	Préparation	91

3.3.5.2	Montage.....	91
3.3.5.3	Mise en place des instruments.....	92
3.3.5.4	Démontage	92
3.3.6	Résidus miniers avec colonne de sable (essai 8).....	93
3.3.6.1	Préparation	93
3.3.6.2	Montage.....	94
3.3.6.3	Mise en place des instruments.....	96
3.3.6.4	Démontage	96
3.3.7	Résidus miniers avec un mur de sable (essai 9).....	97
3.3.7.1	Préparation	97
3.3.7.2	Montage.....	98
3.3.7.3	Mise en place des instruments.....	100
3.3.7.4	Démontage	101
3.3.8	Résidus miniers - essai de référence (essai 10).....	101
3.3.9	Résidus miniers avec un mur et un tapis en sable (essai 11).....	102
3.3.9.1	Démontage	104
3.4	Sollicitations cycliques.....	105
3.4.1	Essai sur le sable (essai 3).....	106
3.4.2	Essais sur les résidus miniers	108
CHAPITRE 4	PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	111
4.1	Résidus miniers consolidés – Essai de référence (essai 5).....	111
4.1.1	Caractéristiques des résidus	111
4.1.2	Pressions interstitielles mesurées durant l’essai.....	114
4.1.3	Surpressions interstitielles.....	116

4.1.4	Contraintes effectives	118
4.1.5	Rapports des pressions interstitielles (r_u)	119
4.1.6	Mouvements verticaux	121
4.1.7	Comportement des plaques métalliques	126
4.2	Résidus miniers (essais 4 et 10)	128
4.2.1	Caractéristiques des résidus	129
4.2.2	Surpressions interstitielles	131
4.2.3	Contraintes effectives	133
4.2.4	Rapports des pressions interstitielles (r_u)	135
4.2.5	Mouvements verticaux	136
4.2.6	Comportement des plaques métalliques	140
4.3	Résidus miniers avec inclusion cylindrique (essais 6, 7 et 8)	142
4.3.1	Caractéristiques des résidus	142
4.3.2	Surpressions interstitielles	145
4.3.3	Contraintes effectives	149
4.3.4	Rapports des pressions interstitielles (r_u)	151
4.3.5	Mouvements verticaux	155
4.3.6	Comportement des plaques métalliques	158
4.4	Résidus miniers avec inclusions continues (essais 9 et 11)	160
4.4.1	Caractéristiques des résidus	160
4.4.2	Surpressions interstitielles	162
4.4.3	Contraintes effectives	164
4.4.4	Rapports des pressions interstitielles (r_u)	165
4.4.5	Mouvements verticaux	167

4.4.6	Comportement des plaques métalliques	169
4.5	Sable (essai 3).....	170
4.5.1	Caractéristiques du sable	171
4.5.2	Surpressions interstitielles.....	171
4.5.3	Contraintes effectives	173
4.5.4	Rapports des pressions interstitielles (r_u)	174
4.5.5	Mouvements verticaux	174
4.5.6	Comportement des plaques métalliques	176
CHAPITRE 5	ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS.....	178
5.1	Résidus miniers consolidés – Essai de référence (essai 5).....	178
5.1.1	Caractéristiques des résidus	178
5.1.2	Pressions et surpressions interstitielles	180
5.1.2.1	Lissage des résultats	180
5.1.2.2	Choix de la valeur de référence pour le calcul des surpressions	182
5.1.2.3	Contraction et dilatation des résidus miniers	185
5.1.2.4	Progression des pics de surpression du sommet vers la base	186
5.1.3	Contraintes effectives	187
5.1.4	Rapport des pressions interstitielles	188
5.1.5	Déplacement vertical des résidus miniers	190
5.1.5.1	Transducteurs de déplacement	190
5.1.5.2	Observations sur les bandes de gravier	194
5.1.6	Comportement des plaques métalliques	194
5.2	Résidus miniers (essais 4 et 10)	195
5.2.1	Caractéristiques des résidus	195

5.2.2	Surpressions interstitielles	196
5.2.3	Contraintes effectives	199
5.2.4	Rapport des pressions interstitielles	200
5.2.5	Déplacement vertical des résidus miniers	201
5.2.6	Comportement des plaques métalliques	203
5.3	Résidus miniers avec inclusion cylindrique (essais 6, 7 et 8)	204
5.3.1	Caractéristiques des résidus	204
5.3.2	Surpressions interstitielles	206
5.3.3	Contraintes effectives	209
5.3.4	Rapport des pressions interstitielles	209
5.3.5	Déplacement vertical des résidus miniers	211
5.3.6	Comportement des plaques métalliques	213
5.4	Résidus miniers avec inclusions continues (essais 9 et 11)	214
5.4.1	Caractéristiques des résidus	214
5.4.2	Surpressions interstitielles	215
5.4.3	Contraintes effectives	217
5.4.4	Rapport des pressions interstitielles	218
5.4.5	Déplacement vertical des résidus miniers	219
5.4.6	Comportement des plaques métalliques	221
5.5	Essais sur le sable (essai 3)	222
5.5.1	Caractéristiques du sable	222
5.5.2	Surpressions interstitielles	222
5.5.3	Contraintes effectives	224
5.5.4	Rapport des pressions interstitielles	224

5.5.5	Déplacement vertical du sable.....	225
5.5.6	Comportement des plaques métalliques	225
5.6	Discussion complémentaire sur les résultats d'essais	226
5.6.1	Variation des pressions interstitielles	226
5.6.2	Facteurs qui influencent le mouvement des résidus.....	230
5.6.2.1	Type d'inclusion.....	231
5.6.2.2	État initial	235
5.6.2.3	Durée des sollicitations	237
CHAPITRE 6	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	239
BIBLIOGRAPHIE	244
ANNEXES	258

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Valeurs de MSF proposées par différents chercheurs (tiré de Youd et al., 2001).....	28
Tableau 2.2. Résumé des propriétés physiques des rejets de concentrateurs (adapté de Bussière, 2007).....	41
Tableau 3.1. Exemple de travaux comprenant des essais sur table sismique.....	58
Tableau 3.2. Résumé des caractéristiques des matériaux utilisés.	68
Tableau 3.3. Principales caractéristiques des essais faits sur table sismique à fréquence de 1 Hz.	74
Tableau 3.4. Caractéristiques du signal sismique pour les essais sur le sable.	107
Tableau 3.5. Caractéristiques du signal sismique pour les essais faits sur les résidus miniers....	109
Tableau 3.6. Durée des essais durant les sollicitations cycliques et au totale.....	110
Tableau 4.1. Principales caractéristiques des résidus miniers avant et après l'essai 5.	112
Tableau 4.2. Position des filtres métalliques (profondeur par rapport à la surface des résidus) et charges de pression enregistrées par les transducteurs lors de l'essai 5.	114
Tableau 4.3. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (à la fin de l'essai 5).....	128
Tableau 4.4. Principales caractéristiques des résidus miniers au montage des essais 4 et 10.....	129
Tableau 4.5. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage pour les essais 4 et 10.	130
Tableau 4.6. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (à la fin des essais 4 et 10).	142
Tableau 4.7. Principales caractéristiques des résidus miniers au montage des essais 6, 7 et 8....	143
Tableau 4.8. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage des essais 6, 7 et 8.....	144
Tableau 4.9. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage des essais 6, 7 et 8.....	144

Tableau 4.10. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (à la fin des essais 6, 7 et 8).	160
Tableau 4.11. Principales caractéristiques des résidus miniers au montage des essais 9 et 11....	161
Tableau 4.12. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage des essais 9 et 11.	161
Tableau 4.13. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (essai 9).	170
Tableau 4.14. Principales caractéristiques du sable au montage (avant saturation) et au démontage pour l'essai 3.	171
Tableau 4.15. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (essai 3).	177
Tableau 5.1. Principales caractéristiques des résidus miniers suite à la correction des mesures pour tenir compte de l'effet de l'évaporation (essai 5).	179
Tableau 5.2. Principales caractéristiques des résidus miniers suite à la correction pour tenir compte de l'effet de l'évaporation (essai 4).	195
Tableau 5.3. Déplacement moyen subi par les bandes de gravier pour les essais 4 et 10.....	203
Tableau 5.4. Principales caractéristiques des résidus miniers suite à la correction des mesures pour tenir compte de l'effet de l'évaporation (essai 6).	205
Tableau 5.5. Déplacement moyen subi par les bandes de gravier pour les essais 6, 7 et 8.....	213
Tableau 5.6. Déplacement moyen subi par les bandes de gravier pour les essais 9 et 11.....	221
Tableau 5.7. Caractéristiques qui ont influencé le déplacement vertical total mesuré en surface lors du démontage des essais.....	230
Tableau 5.8. Déplacement vertical moyen des bandes de gravier à diverses profondeurs.	237

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1. Comportement d'un sol dans un état lâche et dense lorsque soumis à un chargement en cellule triaxiale conventionnelle (tirée de Bowles, 1984).	8
Figure 2.2. Schématisation du comportement de différents types de sols lorsque soumis à des chargements statique ou dynamique dans des conditions saturées (adaptée de Kramer, 1996).	9
Figure 2.3. Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du nombre de cycles durant un essai sur un sable lâche (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).	11
Figure 2.4. Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du nombre de cycles sur un sable dense (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).	12
Figure 2.5. Résultats typiques d'un essai triaxial à déformation contrôlée sur un sable lâche saturé, en condition non drainée : a) contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale; b) cheminement des contraintes effectives dans le plan q-p'; c) surpression interstitielle ($\Delta u = U_{\text{excess}}$) en fonction de la déformation axiale; d) indice des vides en fonction de la contrainte effective de confinement (tirée de Kramer, 1996).	14
Figure 2.6. Cheminements des contraintes pour cinq échantillons isotropiquement consolidés soumis à des pressions de confinements différentes, mais ayant le même indice de densité initial en conditions non drainées (à volume constant) et sous chargement quasi statique (adaptée de Kramer, 1996).	15
Figure 2.7. Lignes correspondant à la surface (critère) d'initiation de liquéfaction FLS (« flow liquefaction line ») et à l'état critique CSL (« Critical State Line ») (adaptée de Kramer, 1996).	16
Figure 2.8. Initiation de la liquéfaction lors de chargement statique et cyclique : a) courbes contrainte-déformation; b) cheminement des contraintes (tirée de Kramer, 1996).	17

Figure 2.9. Trois différents cas possibles de chargement aux conditions de mobilité aux charges cycliques : a) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ et $\tau_{cyc} + \tau_{static} < FLS$; b) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ et $\tau_{cyc} + \tau_{static} > FLS$ ou $< FLS$; c) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ ou < 0 et $\tau_{cyc} + \tau_{static} < FLS$ (tirée de Kramer, 1996).	19
Figure 2.10. Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (adaptée de Hunt, 1986).....	21
Figure 2.11. Influence de la contrainte horizontale effective sur le nombre de cycles nécessaire afin d’atteindre la rupture d’un sol (tirée de Holtz et Kovacs, 1991).....	23
Figure 2.12. Déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (I_D initial = 38 %) de la rivière Sacramento (selon Lee, 1965; tirée de Holtz et Kovacs, 1991).....	24
Figure 2.13. Facteur de réduction des contraintes (r_d) en fonction de la profondeur (tirée de Seed et Idriss, 1971).....	27
Figure 2.14. Développement des pressions interstitielles en fonction du nombre de cycles (échelle log) lors d’un essai sur table sismique pour un sable ayant un $I_D = 82$ % (tirée de de Alba et al., 1975).	38
Figure 2.15. Granulométries de neuf échantillons provenant de mines en roches dures du Canada, avant la déposition dans les parcs à résidus miniers (tirée de Bussière, 2007).	42
Figure 2.16. Méthodes de dépositions des résidus miniers : a) décharge par lances à robinet et décharge ponctuelle; b) décharge par hydrocyclone (tirée d’Aubertin et al., 2002a).	44
Figure 2.17. Contraintes de cisaillement cyclique (normalisée pour σ'_{vo}) engendrant une déformation de 5 % en 20 cycles en fonction de l’indice des vides pour : a) résidus sableux; b) résidus fins à faible indice de plasticité ($I_p < 10$ %); c) résidus fins à indice de plasticité plus élevé ($I_p \geq 15$ %) (tirée de Ishihara et al. 1980).....	47
Figure 2.18. Inclusions de roches stériles dans les parcs à résidus miniers (adaptée d’Aubertin et al. 2002a, et de James et al. 2003).....	55
Figure 3.1. Caisse en aluminium : a) photo de la caisse; b) schéma en vue isométrique de la caisse (adaptée de Jolette, 2002).....	57

Figure 3.2. Schéma du modèle instrumenté; les détails du montage sont présentés dans le texte.	60
Figure 3.3. Photo prise après la mise en place d'une couche de résidus miniers et des instruments (essai 7).	62
Figure 3.4. Montage final avec installation des LVDT avant l'application des charges cycliques (essai 7).	63
Figure 3.5. Montage final avec plaques métalliques et les tiges dépassant de la caisse et le panneau de plastique gradué, avant l'application des charges cycliques (essai 7).....	64
Figure 3.6. Mise en place des minces bandes de gravier lors du montage de l'essai 7.....	65
Figure 3.7. Système d'acquisition de données avec les blocs d'alimentation électrique (1), les barrettes de branchement pour les instruments (2) ainsi que l'ordinateur permettant l'enregistrement des données (3).....	66
Figure 3.8. Courbes granulométriques des matériaux utilisés ainsi que les limites des granulométries pour des sols considérés comme étant susceptibles à la liquéfaction.	69
Figure 3.9. Séquence de la mise en place du sable pour l'essai 3 : a) positionnement d'un géotextile à la base de la caisse; b) tamisage du sable; c) légère compaction du sable humide; d) scarification entre les couches (procédure adaptée de Jolette, 2002).	76
Figure 3.10. Saturation des capteurs lors d'un essai : a) filtre métallique dans un récipient d'eau désaérée; b) pompe à vide.	78
Figure 3.11. Tube de plastique entourant la pointe du LVDT pour l'essai 3.....	78
Figure 3.12. Position des plaques métalliques lors de l'essai 3.	79
Figure 3.13. Positionnement des bandes de gravier pour l'essai 4.	83
Figure 3.14. Stabilisation du tube crépiné à la base de l'échantillon (essai 6).....	87
Figure 3.15. Injection d'eau pour saturer les filtres et les tubulures de plastique reliés au centre du tube crépiné (essai 6).....	88
Figure 3.16. Tube crépiné fixé au sommet du montage par une cornière métallique (essai 6).....	89
Figure 3.17. Tube crépiné rempli de sable grossier (essai 6).....	90

Figure 3.18. Mise en place des instruments sur une couche de résidus (essai 7).....	92
Figure 3.19. Mise en place d'un cylindre de métal au centre de la caisse afin de déposer le sable grossier lors du montage (essai 8).	93
Figure 3.20. Colonne de sable centrée dans le montage après avoir retiré le cylindre métallique entre la mise en place de deux couches (essai 8).	94
Figure 3.21. Fente découpée dans le cylindre métallique afin de ne pas déranger la position des filtres métalliques et des tubulures dans le sable grossier (essai 8).	95
Figure 3.22. Stabilisation du cylindre par une cornière au sommet de la caisse (essai 8).	95
Figure 3.23. Supports en « L » collés aux parois (essai 9).....	97
Figure 3.24. a) Positionnement des plaques d'aluminium sur les supports en « L » (essai 9); b) Fente découpée dans la plaque d'aluminium amovible afin de placer les filtres métalliques dans le mur de sable grossier (essai 9).	98
Figure 3.25. Déposition des résidus miniers et du mur de sable (essai 9).	99
Figure 3.26. Mise en place des instruments lors du montage d'une couche de résidus miniers (essai 9).	100
Figure 3.27. Mise en place du tapis de sable grossier au fond du modèle pour l'essai 11.....	103
Figure 3.28. Mise en place des instruments sur le tapis de sable grossier (essai 11).....	104
Figure 3.29. Accélération enregistrée durant le chargement cyclique sur la table sismique pour les quinze premières secondes de l'essai 5.	105
Figure 3.30. Le mouvement du sable semble être en phase (ou en résonnance) avec le mouvement sinusoïdal de la table : a) sommet de l'onde à la gauche de la caisse; b) sommet de l'onde à la droite de la caisse.	107
Figure 3.31. Formation de bouillons de sable au sommet de l'échantillon (essai 3).	108
Figure 4.1. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs mesurées à partir de la surface des résidus (essai 5).	115

Figure 4.2. Variation des pressions en fonction du temps, à différentes profondeurs mesurées à partir de la surface des résidus (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.	116
Figure 4.3. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	117
Figure 4.4. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à diverses profondeurs (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	119
Figure 4.5. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	121
Figure 4.6. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 5 : a) de 0 à 128 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes; c) de 0 à 100 secondes.	122
Figure 4.7. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	123
Figure 4.8. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées près de la paroi d'acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux (essai 5).	124
Figure 4.9. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 875 mm des raccords rapides, perpendiculairement à l'axe des déplacements horizontaux (essai 5).	125
Figure 4.10. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 620 mm de la paroi en acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux (essai 5).	125
Figure 4.11. Photos montrant l'élévation du sommet des tiges fixées aux plaques métalliques : a) avant l'application des contraintes cycliques; b) après l'application des contraintes cycliques (essai 5).	126
Figure 4.12. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs (essai 5).	127
Figure 4.13. Analyse granulométrique des résidus avant et après l'essai cyclique sur des échantillons prélevés à trois profondeurs différentes dans la caisse (essai 4).	131

Figure 4.14. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.	132
Figure 4.15. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10) : a) de 0 à 75 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.	132
Figure 4.16. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.	134
Figure 4.17. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10) : a) de 0 à 75 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.	134
Figure 4.18. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.	135
Figure 4.19. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10) : a) de 0 à 75 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.	136
Figure 4.20. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 4 : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.	137
Figure 4.21. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 10 : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.	138
Figure 4.22. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées près de la paroi d'acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 4; b) essai 10.	139
Figure 4.23. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 850 mm des raccords rapides, perpendiculairement à l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 4; b) essai 10.	139
Figure 4.24. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 600 mm de la paroi en acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 4; b) essai 10.	140
Figure 4.25. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs : a) essai 4; b) essai 10.	141

Figure 4.26. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	146
Figure 4.27. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7) : a) de 0 à 80 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	147
Figure 4.28. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	147
Figure 4.29. Variation des surpressions (Δu) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	148
Figure 4.30. Variation des surpressions (Δu) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	149
Figure 4.31. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	150
Figure 4.32. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7) : a) de 0 à 80 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	150
Figure 4.33. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	151
Figure 4.34. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	152
Figure 4.35. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7) : a) de 0 à 80 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	153
Figure 4.36. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	153
Figure 4.37. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	154

Figure 4.38. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	155
Figure 4.39. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 6 : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	156
Figure 4.40. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 7 : a) de 0 à 30 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	157
Figure 4.41. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 8 : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	157
Figure 4.42. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs : a) essai 6; b) essai 7; c) essai 8.	159
Figure 4.43. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	163
Figure 4.44. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	163
Figure 4.45. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	164
Figure 4.46. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	165
Figure 4.47. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	166
Figure 4.48. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	166

Figure 4.49. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 9 : a) de 0 à 40 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	168
Figure 4.50. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 11. a) de 0 à 40 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	168
Figure 4.51. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs (essai 9).	169
Figure 4.52. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3) : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 300 secondes.	172
Figure 4.53. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3) : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 600 secondes.	173
Figure 4.54. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3) : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 600 secondes.	174
Figure 4.55. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 3 : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 300 secondes.	175
Figure 4.56. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées près de la paroi d'acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux (essai 3).	176
Figure 4.57. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs (essai 3).	176
Figure 5.1. Déplacements et accélérations horizontales de la table sismique et charges de pression interstitielle mesurées à 6,5 cm de profondeur, entre la 90e et la 100e seconde lors de l'essai 5.	181
Figure 5.2. Résultats complets et simplifiés pour les charges de pression enregistrées à 20,1 et 30,8 cm de profondeur, entre 0 et 2 000 secondes (essai 5); voir détails dans le texte.	182
Figure 5.3. Variation des surpressions Δu (calculées à partir des pressions interstitielles initiales) en fonction du temps, à diverses profondeurs (essai 5) : (a) de 0 à 60 000 secondes; (b) de 0 à 2 000 secondes.	183

Figure 5.4. Variation des pressions avant l'application du chargement dynamique à diverses profondeurs mesurées à partir de la surface des résidus (essai 5); les (faibles) pentes négatives indiquent qu'il y a une certaine dissipation des pressions d'eau à cette étape.....	184
Figure 5.5. Vue de haut des plaques d'acrylique au sommet des tiges métalliques durant l'essai 5 : a) position suite au déplacement vers la gauche des plaques; b) position suite au déplacement vers la droite des plaques.	190
Figure 5.6. Schématisation de l'oscillation des tiges métalliques liées aux LVDT.	191
Figure 5.7. Déplacements (dm), accélérations horizontales (g) de la table sismique, et mouvement du LVDT 4 (mm) entre la 355e et la 360e seconde de l'essai 5.	192
Figure 5.8. Déplacements des plaques de plastique et variation des valeurs du rapport de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs (essai 5).	193
Figure 5.9. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 4 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	198
Figure 5.10. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 5 et 10 : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	198
Figure 5.11. Déplacements moyens des plaques de plastique et variation des rapports de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs : a) essai 4; b) essai 10.	202
Figure 5.12. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 6 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	207
Figure 5.13. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 7 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	208
Figure 5.14. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 8 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.	208
Figure 5.15. Déplacements moyens des plaques de plastique et variation des rapports de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs : a) essai 6; b) essai 7; c) essai 8.	212
Figure 5.16. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 9 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.	216

- Figure 5.17. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 11 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.217
- Figure 5.18. Déplacements moyens des plaques de plastique et variation des rapports de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs : a) essai 9; b) essai 11.220
- Figure 5.19. Développement des surpressions dans les résidus miniers durant les sollicitations cycliques pour les différents essais, à des profondeurs comparables : a) profondeur variant entre 5,4 et 8,6 cm; b) profondeur variant entre 14,4 et 18,5 cm; c) profondeur variant entre 30,8 et 34,2 cm; d) profondeur variant entre 36,0 et 43,6 cm.228
- Figure 5.20. Évolution des surpressions dans les résidus miniers après l'arrêt des sollicitations cycliques pour les différents essais, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 5,4 et 8,6 cm; b) profondeur variant entre 36,0 et 43,6 cm.229
- Figure 5.21. Déplacements enregistrés pour les différents essais durant les sollicitations cycliques, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 11,5 et 16,9 cm; b) profondeur variant entre 21,0 et 27,3 cm; c) profondeur variant entre 31,4 et 37,3 cm; d) profondeur variant entre 40,4 et 45,5 cm.233
- Figure 5.22. Déplacements des plaques métalliques lors des différents essais durant les sollicitations cycliques, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 0 et 1,5 cm; b) profondeur variant entre 11,6 et 17,9 cm.235

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Δh	Différence de charge
ΔL	Différence de longueur
Δu	Variation de pression interstitielle (surpression interstitielle)
ΔV	Variation de volume
Δz	Variation de l'épaisseur
ε	Déformation
ε_v	Déformation volumétrique verticale
ϕ	Angle de friction interne
ϕ'	Angle effectif de friction interne
γ	Poids volumique
γ'	Poids volumique déjaugé
γ_d	Poids volumique du sol sec
$\gamma_{\text{résidus}}$	Poids volumique des résidus miniers
γ_{sable}	Poids volumique du sable
γ_{sat}	Poids volumique saturé
γ_w	Poids volumique de l'eau
ρ_d	Masse volumique sèche
$\rho_{d\text{max}}$	Masse volumique sèche maximale
ρ_{sat}	Masse volumique saturée
ρ_t	Masse volumique totale
σ	Contrainte totale

σ'	Contrainte effective
σ'_3	Contrainte effective mineure
σ'_{3c}	Contrainte effective mineure de confinement
σ'_h	Contrainte effective horizontale
σ'_o	Contrainte effective initiale
σ'_v	Contrainte effective verticale
σ'_{vmax}	Contrainte effective verticale maximale
σ'_{vo}	Contrainte effective verticale initiale
σ_1	Contrainte principale majeure
σ_3	Contrainte principale mineure
σ_c	Contrainte de confinement
σ_d	Contrainte déviatorique
σ_v	Contrainte verticale totale
σ_{vo}	Contrainte verticale totale initiale
τ	Contrainte de cisaillement
τ_{cyc}	Contrainte cyclique
τ_{static}	Contrainte statique
ψ'	Pente de la ligne d'état critique
ψ_a	Pression d'entrée d'air
ψ_L	Pente de la ligne de « Flow liquefaction »
ψ_r	Succion résiduelle
a_{max}	Accélération horizontale maximale à la surface du sol (Peak Ground Acceleration)

BPT	Essai de pénétration Becker
c	Cohésion
c'	Cohésion effective
C_c	Indice de compression
C_{cr}	Indice de recompression
CPT	Essai de pénétration au cône
CRR	Rapport de résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio)
$CRR_{7,5}$	Rapport de résistance cyclique pour un séisme de magnitude 7,5
CSL	Ligne d'état critique (Critical State Line)
CSR	Contrainte de cisaillement cyclique (Cyclic Stress Ratio)
CTC	Cellule triaxiale conventionnelle
C_U	Coefficient d'uniformité
C_v	Coefficient de consolidation
D_{10}	Diamètre des grains équivalent au passage de 10 % de la masse totale
D_{50}	Diamètre des grains équivalent au passage de 50 % de la masse totale
D_{60}	Diamètre des grains équivalent au passage de 60 % de la masse totale
D_r	Densité relative des grains
dt	Variation du temps
dv	Variation de la vitesse
dx	Variation de la position
e	Indice des vides
e_{max}	Indice des vides maximal
e_{min}	Indice des vides minimal
FLS	Ligne d'initiation de la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface)

FS	Facteur de sécurité
g	Constante gravitationnelle
h_o	Hauteur initiale
i	Gradient hydraulique
I_D	Indice de densité
I_L	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité
K_o	Coefficient des terres au repos
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée
L_L ou w_L	Limite de liquidité
MSF	Facteur de correction pour la magnitude du séisme (Magnitude Scaling Factor)
n	Porosité
N_{1-60}	Valeur équivalente de l'indice de l'essai SPT corrigée pour une efficacité de 60 % de l'énergie totale
N_{1-60cs}	Valeur équivalente de l'indice de l'essai SPT corrigée pour un sable propre et pour une efficacité de 60 % de l'énergie totale
N_{BC}	Résistance d'un sol à l'enfoncement d'un pieu pour le BPT
OCR	Rapport de surconsolidation
p'	Moyenne entre la contrainte effective mineure et majeure
q	Contrainte déviatorique divisée par deux
q_c	Résistance en pointe pour le CPT
$(q_{c1N})_{cs}$	Résistance en pointe normalisée pour le CPT et corrigée pour un sable propre
q_s	Frottement latéral pour le CPT

r_d	Coefficient de réduction des contraintes
r_u	Rapport de pression interstitielle
SPT	Essai de pénétration standard
S_r	Degré de saturation
SSL	Ligne d'état stationnaire (Steady State Line)
S_{su}	Résistance du sol en état stationnaire
t	Temps
u	Pression interstitielle
u_{finale}	Pression interstitielle enregistrée à la fin de l'essai
u_t	Pression interstitielle enregistrée au temps t
V	Volume
V_o	Volume initial
V_s	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
V_{s1}	Vitesse de cisaillement corrigée à une pression de 100 kPa
V_{s1}^*	Valeur limite de V_{s1} pour atteindre la liquéfaction
w	Teneur en eau
w_L ou L_L	Limite de liquidité
w_p	Limite de plasticité
w_N	Teneur en eau naturelle
w_{opt}	Teneur en eau optimale pour le test Proctor
z	Profondeur

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	Calibrage, positionnement des instruments au montage et essais de caractérisation258
ANNEXE B	Caractéristiques physiques des couches lors des différents essais290
ANNEXE C	Résultats non-traités des transducteurs de déplacement et de pression311
ANNEXE D	Résultats détaillés des mesures322

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Parcs à résidus miniers

L'exploitation minière est une industrie produisant plusieurs types de rejets potentiellement nocifs pour l'environnement. Les principaux rejets solides produits par les mines sont les rejets de concentrateur qui sont souvent entreposés dans des parcs à résidus miniers et les roches stériles, souvent déposées en surface dans des haldes à stériles. Ces rejets solides sont des matériaux n'ayant pas de valeur économique, soit parce que les éléments d'intérêts en ont été retirés (rejets de concentrateur) soit parce que leur teneur en minerai est trop faible (roches stériles). Ce projet se concentre sur le comportement des rejets de concentrateurs typiquement entreposés dans les parcs à résidus miniers.

Les parcs à résidus miniers sont des bassins dont la surface peut atteindre quelques kilomètres carrés. Ils sont souvent ceinturés de digues afin de confiner les résidus et pour délimiter le territoire occupé par le parc. Ces digues sont parmi les structures les plus imposantes construites par les humains. La quantité de résidus miniers et d'eau dans un parc, reposant sur le parement interne des digues, peut atteindre plusieurs centaines de millions de tonnes. Les conséquences d'une rupture de digue sur les infrastructures et les populations locales peuvent être catastrophiques et les dommages économiques et environnementaux engendrés sont souvent considérables. Aussi, il faut tenir compte des effets négatifs que de tels événements peuvent avoir sur l'image de l'entreprise et de l'industrie minière en général. À une certaine époque, ces répercussions étaient moins considérées par l'exploitant minier et la rupture imprévue d'une digue était un risque jugé normal et même acceptable (e.g. Aubertin et al. 2002b). La situation a heureusement changé au cours des 25 dernières années, et une importance beaucoup plus grande est attribuée à la stabilité des digues ceinturant les parcs à résidus miniers. Malgré cela, on a observé au fil des années que la fréquence de rupture des digues de parcs à résidus miniers est encore dix fois supérieure à celle des digues de rétention d'eau (Davies, 2002). Dans cette optique, un des plus grands défis auquel les géotechniciens doivent faire face est la création de structures stables durant les opérations et après la fermeture de la mine (e.g. Vick 1990; Aubertin et al. 2002a, b).

En 2000, il a été estimé qu'il y avait plus de 3 500 digues de parcs à résidus miniers dans le monde (Davies 2002). ICOLD (2001) ont classé 219 événements (des années 1917 à 2000) qualifiés de bris de digue. Les trois causes majeures de ces bris sont les instabilités de pente, les tremblements de terre et les débordements en crête. Le présent projet est relié à l'impact des tremblements de terre pouvant mener à la liquéfaction des résidus miniers.

1.2 Stabilité des résidus lors de sollicitations cycliques

Les tremblements de terre, bien que généralement de faible magnitude au Québec, peuvent entraîner de graves problèmes de stabilité pour les digues de parcs à résidus miniers. Ils affectent les résidus et les digues de deux façons dominantes : par l'application de chargements horizontaux et par la génération de surpressions interstitielles pouvant mener à la liquéfaction (Kramer, 1996).

Les matériaux les plus susceptibles de se liquéfier durant un séisme ne possèdent pas de cohésion et se retrouve usuellement dans un état lâche et saturé. Les résidus miniers (aussi appelés rejets de concentrateur) produits par les mines en roches dures, comme on retrouve dans la région de l'Abitibi, font partie de cette catégorie de matériaux. Ils sont généralement formés de particules silteuses non-plastiques, et les méthodes de déposition en font des matériaux habituellement très lâches et saturés (e.g. Vick, 1990; Aubertin et Chapuis, 1991; Bussière, 2007). Pour transporter les résidus miniers vers les parcs, on y ajoute de l'eau pour former une pulpe possédant une teneur en eau très élevée (densité de pulpe $P \approx 25$ à 40% , en poids). Ainsi, ils peuvent être transportés par des tuyaux faisant le lien entre la mine et le parc à résidus miniers; les différentes méthodes de décharge des résidus dans les parcs seront vues en détail à la section 2.2.2. Lorsqu'ils sont déposés à l'intérieur du parc, les résidus miniers se trouvent dans un état très lâche et leur teneur en eau est très élevée. Avec le temps, ils vont se consolider entraînant une diminution de la teneur en eau et de l'indice des vides, ce qui les rend plus résistants et moins susceptibles à la liquéfaction. Toutefois, ils sont souvent maintenus saturés, notamment afin de

limiter leur oxydation pour prévenir la génération d'une eau de drainage acide dommageable pour l'environnement.

Lorsque les résidus miniers sont soumis à des sollicitations externes, ils tendent à se contracter. Si le matériau est saturé, le tassement peut engendrer une augmentation des pressions interstitielles qui peut provoquer la liquéfaction du matériau. Pour que la contraction des particules entraîne l'augmentation des pressions interstitielles, il faut que le chargement cyclique soit appliqué suffisamment rapidement pour que les surpressions n'aient pas le temps de se dissiper (à cause d'un drainage trop lent). La liquéfaction est due à la perte de résistance du matériau causée par le développement des surpressions interstitielles qui diminuent les contraintes effectives. L'augmentation des pressions interstitielles dans les résidus miniers peut mener à leur liquéfaction si les surpressions atteignent un niveau suffisamment élevé. Dans ce cas, les grains semblent être supportés par l'eau sous pression, créant ainsi un mélange eau-résidus possédant une densité proche de celle du matériau saturé (mais qui se comporte comme un fluide). Ce mélange entraîne de nouvelles contraintes en profondeur et sur les digues, qui sont régies par le poids unitaire du mélange d'eau et de résidus miniers (à contrainte effective nulle). Ces contraintes plus élevées peuvent alors entraîner la rupture (totale ou partielle) des ouvrages. Dans certains cas, les digues elles-mêmes sont constituées de résidus miniers ce qui augmente les risques dus à la liquéfaction.

Plusieurs auteurs ont mené des recherches afin de mieux comprendre le phénomène de la liquéfaction. Certains auteurs ont aussi concentré leurs recherches sur la réduction du potentiel de liquéfaction de divers matériaux. Ainsi, plusieurs méthodes visant à réduire le potentiel de liquéfaction des sols ont été développées. Les deux principales avenues pour réduire le potentiel de liquéfaction sont de contrôler les surpressions interstitielles et de limiter les déplacements du matériau. Pour y arriver, ces méthodes peuvent viser un changement de l'état du sol en place (i.e. baisse du degré de saturation et/ou de l'indice des vides) ou modifier son comportement mécanique par l'ajout d'inclusions diverses. Ce dernier aspect est étudié ici.

1.3 Projet de recherche et contenu du mémoire

Les principes associés à la liquéfaction des sols naturels sont étudiés depuis plusieurs années, et surtout depuis 1964, à la suite des tremblements de terre d'Anchorage (États-Unis) et de Niigata (Japon). Par contre, assez peu de travaux ont été menés sur le comportement dynamique des résidus miniers. Ainsi, les méthodes de calculs destinées à estimer le risque à la liquéfaction ont été développées pour des matériaux naturels (sable et silt) ayant des particules arrondies ou subarrondies et des indices des vides généralement compris entre 0,7 et 0,4. Pour leur part, les résidus miniers sont composés de particules angulaires et ils ont des indices des vides généralement compris entre 0,6 et 1,7 (Aubertin et al. 2002a). Il est donc utile d'étudier spécifiquement le comportement des résidus miniers face aux sollicitations dynamiques.

Ce projet porte sur l'étude du comportement de résidus miniers lorsqu'ils sont soumis à un chargement cyclique. Pour cela, on utilise des modèles physiques créés en laboratoire afin d'observer la réponse des résidus suite à des essais sur table sismique. Les essais ont également servis à évaluer l'effet d'inclusions rigides et/ou drainantes dans les résidus. Ces inclusions ont pour but d'augmenter la résistance mécanique des résidus et/ou d'offrir un chemin de drainage supplémentaire dans le but de réduire les surpressions durant (et après) le chargement cyclique. Les différents essais ont été réalisés en laboratoire sur des modèles réduits, ayant près d'un mètre cube de volume, construits dans une caisse rigide en aluminium et en plexiglas fixée sur la table sismique. Divers scénarios ont été analysés afin de cibler les facteurs qui influencent le potentiel de liquéfaction des rejets de concentrateurs, ainsi que les meilleures alternatives pour réduire ce potentiel. Pour chaque cas, l'évolution des pressions interstitielles dans les résidus, les déplacements induits et la résistance apparente (en terme de capacité portante) ont été analysés en fonction du temps et à diverses profondeurs.

Le mémoire est structuré en quatre chapitres principaux, précédés d'une introduction et suivis des conclusions et recommandations. Le chapitre 2 présente une description de la problématique et une revue de la littérature. Ce chapitre expose les phénomènes physiques menant à la liquéfaction, le comportement des résidus miniers face aux sollicitations cycliques, les principales

caractéristiques des résidus miniers provenant de mines en roches dures ainsi que certaines méthodes de prévention de la liquéfaction. Le chapitre 3 présente les caractéristiques des différents matériaux étudiés ainsi que les divers instruments utilisés; on y décrit aussi le protocole élaboré pour la réalisation des différents essais. Le chapitre 4 présente les résultats obtenus lors des essais réalisés sur la table sismique. Finalement, le chapitre 5 décortique les résultats présentés au chapitre 4 et tente de les interpréter. La conclusion résume l'ensemble des observations.

CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE ET REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Phénomène de liquéfaction

La liquéfaction est un des sujets les plus importants, intéressants, complexes et controversés de la géotechnique (Kramer, 1996). Casagrande (1936) aurait été le premier à étudier la liquéfaction en se servant des paramètres de la mécanique des sols. Mais le véritable intérêt face à la liquéfaction s'est produit à partir de 1964, à la suite des tremblements de terre d'Anchorage (États-Unis) et de Niigata (Japon). Ces deux événements ont causé d'importants dommages aux structures, dont beaucoup liés à la liquéfaction. Plusieurs projets de recherches ont alors débuté afin de mieux comprendre et prévenir ce phénomène.

Plusieurs définitions existent pour expliquer le phénomène de liquéfaction. La plupart des auteurs s'entendent pour dire qu'elle est associée aux sols saturés et relativement lâches sollicités dans un contexte non drainé (ou n'ayant pas le temps de se drainer). Lorsque le sol est soumis à une augmentation des contraintes, sous un chargement statique ou dynamique, il peut y avoir augmentation des pressions interstitielles et par conséquent, diminution des contraintes effectives. Lorsque les contraintes effectives sont trop faibles pour maintenir la résistance du sol face aux sollicitations appliquées, le sol peut se liquéfier.

Selon leur état de compacité (ou indice de densité I_D) et de la structure des particules, les sols ont tendance à se contracter (état lâche) ou à se dilater (état dense) lorsqu'ils sont soumis à des contraintes déviatoriques externes. Les facteurs influençant la liquéfaction seront traités plus en profondeur aux sections 2.1.1.1 et 2.1.1.2. Les différents cheminements de contraintes dépendent de l'état du sol, mais aussi du type de sollicitation. Dans les ouvrages de Holtz et Kovacs (1991) et de Kramer (1996), les comportements sont séparés selon deux types de réponse, soit la liquéfaction et la mobilité aux charges cycliques. Dans la pratique, les deux phénomènes sont souvent reliés et regroupés sous le thème de la liquéfaction, bien qu'une différence soit présente quant à la nature de ces phénomènes, qui seront définis plus loin dans ce chapitre. La liquéfaction, proprement dite, peut être causée par plusieurs processus tels l'augmentation des

charges statiques sur le sol ou les vibrations causées par le passage d'un train ou un sautage. Par contre, la mobilité aux charges cycliques est un phénomène relié exclusivement aux tremblements de terre. Plus de détails sur ces phénomènes sont présentés dans ce qui suit.

2.1.1 Liquéfaction

La liquéfaction peut se produire lorsque les contraintes de cisaillement (statiques ou cycliques) appliquées à un sol pulvérulent sont supérieures à la résistance du sol. L'ajout d'une charge au sommet d'une butte ou tout simplement l'érosion lente d'une pente en bordure d'une rivière sont deux exemples qui illustrent une augmentation de la charge quasi statique pouvant mener à la liquéfaction du sol. D'autre part, l'application de charges cycliques (par exemple, lors d'un dynamitage ou au passage de camions lourds) peut engendrer des contraintes de cisaillements supérieures à la résistance du sol. Ces vibrations peuvent aussi causer la liquéfaction.

Les sols lâches et denses ne se comportent pas de la même façon lorsqu'ils sont soumis à un chargement déviatorique externe. Prenons une illustration tirée de Bowles (1984), où l'on peut observer le comportement d'un sol dense et celui d'un sol lâche lors d'un essai de compression triaxiale conventionnelle. La figure 2.1 montre qu'en augmentant la contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$), le sol lâche se déforme (ε) plus rapidement que le sol dense. En d'autres mots, le sol dense nécessite un chargement plus élevé pour obtenir la même déformation qu'un sol lâche. Cette figure montre aussi que le sol dense va prendre de l'expansion (ε_v positif, ε_v représente la variation de volume sur le volume initial) lorsque l'on augmente le chargement. Au contraire, le sol lâche va d'abord se contracter (ε_v négatif) et ensuite se dilater (ε_v positif). Dans ces cas, on observe que la résistance ultime et l'indice des vides convergent vers une valeur unique lorsque l'on atteint une condition appelée état critique. L'indice des vides devient alors indépendant de la déformation axiale et des conditions préalables.

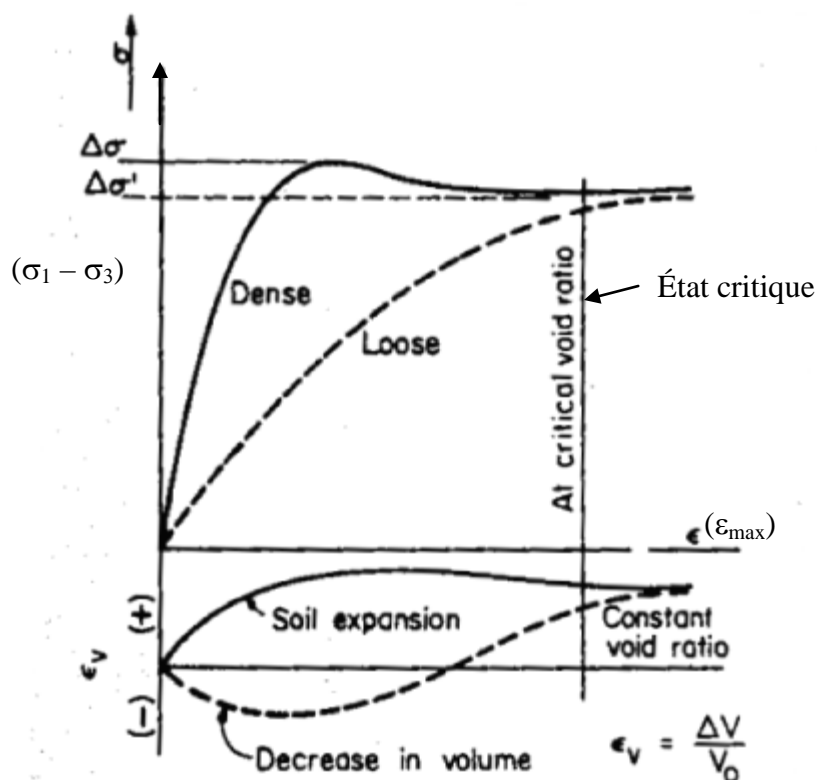


Figure 2.1. Comportement d'un sol dans un état lâche et dense lorsque soumis à un chargement en cellule triaxiale conventionnelle (tirée de Bowles, 1984).

La figure 2.2 montre le comportement, selon le cheminement des contraintes effectives (σ') en fonction de l'indice des vides (e), pour les sols pulvérulents contractants (lâches) et dilatants (denses) dans des conditions saturées, drainées et non drainées. Les sections suivantes décrivent ces différents types de comportement.

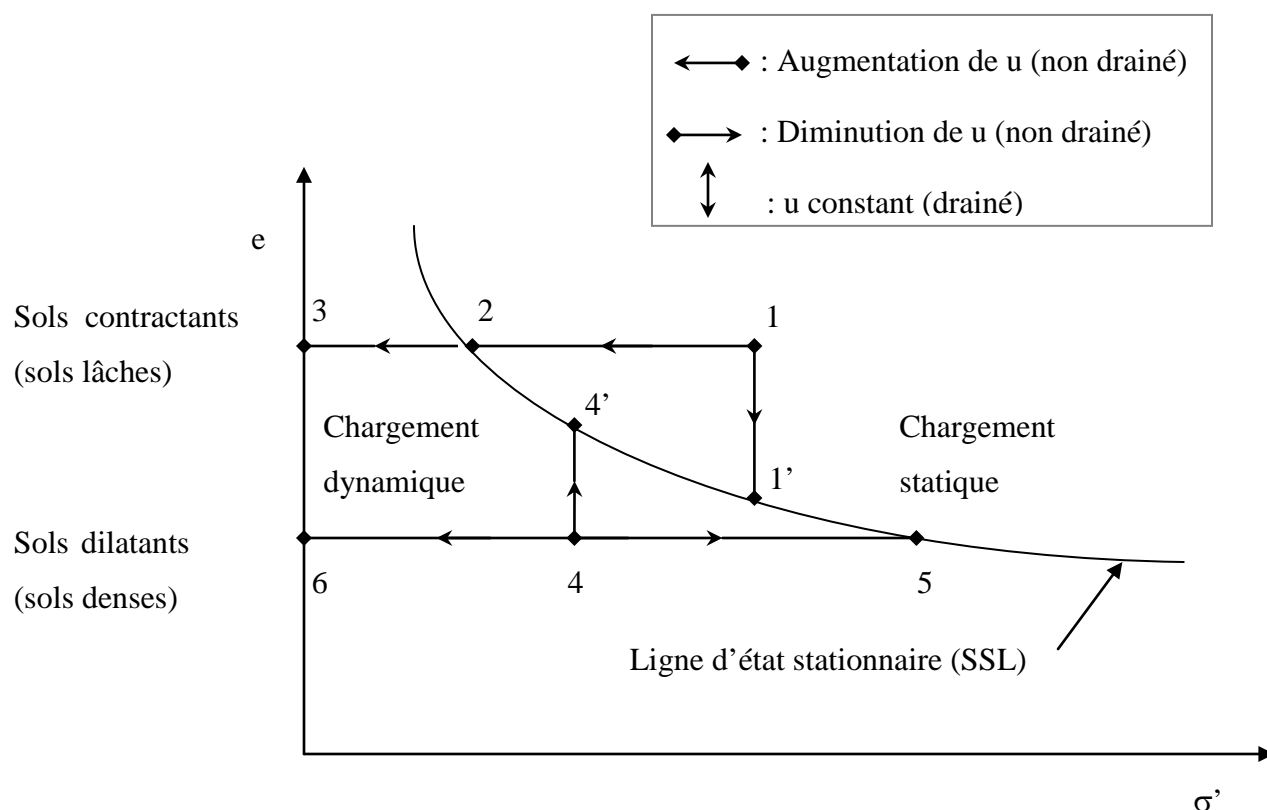


Figure 2.2. Schématisation du comportement de différents types de sols lorsqu'ils sont soumis à des chargements statique ou dynamique dans des conditions saturées (adaptée de Kramer, 1996).

2.1.1.1 Sols pulvérulents lâches

Dans les sols pulvérulents lâches, l'indice des vides est élevé. Les grains qui subissent les sollicitations externes tendent alors à se structurer vers un état plus dense, engendrant une contraction du milieu poreux. Si le sol est saturé et que la conductivité hydraulique (k_{sat}) est relativement faible ou que les conditions sont non drainées, cette contraction peut générer une augmentation des pressions interstitielles (u). Cette dernière fera diminuer les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), passant par exemple, du point 1 au point 2 à la figure 2.2 (pour une charge statique à volume constant) et pouvant aller jusqu'au point 3 (lors de l'application d'un chargement cyclique). Lorsque l'état du sol atteint la ligne d'état stationnaire (ou état critique), l'indice des vides atteint son état critique pour les contraintes effectives en place (Critical Void Ratio sur la figure 2.1). Dans ces conditions, le sol peut se déformer sous des contraintes de cisaillement, des contraintes effectives et un volume constants.

Lorsqu'il y a possibilité de drainage, les sols lâches ont tendance à se contracter. À la figure 2.2, ce comportement correspond au déplacement du point 1 au point 1'. En diminuant l'indice des vides, le sol peut atteindre un nouvel état critique pour des contraintes effectives constantes (point 1').

Plusieurs tests en laboratoire ont été menés afin de mieux comprendre la réponse du sol face aux chargements cycliques. On peut noter les travaux précurseurs du Professeur H.B. Seed et de ses étudiants, qui ont effectué des essais triaxiaux cycliques non drainés, consolidés sous contraintes isotropes et anisotropes (e.g. Seed et Lee, 1966; Seed et Idriss, 1982). La figure 2.3 montre le comportement d'un sable lâche (indice de densité $I_D = 38\%$) lors de l'application de charges triaxiales cycliques dans des conditions non drainées. Le graphique du haut montre que la déformation axiale n'apparaît qu'à partir du 9^e cycle, malgré l'augmentation graduelle des pressions interstitielles lors des cycles précédents (graphique du bas). Les déformations débutent (au 9^e cycle) lorsque les surpressions interstitielles (Δu) ont augmenté jusqu'à atteindre environ 100 % de la contrainte de confinement effective initiale (σ'_{3c}). Après 9-10 cycles, le rapport de pression interstitielle ($r_u = \Delta u / \sigma'_{3c}$) est donc près de 1 (Kramer, 1996). Cet état est représenté par le point 3 à la figure 2.2. Selon certains auteurs, c'est à ce moment que la liquéfaction débute (Seed et Lee, 1966). Par contre, des expériences ont montré que le sol peut devenir instable à des valeurs de r_u bien inférieures à l'unité. Ce phénomène d'initiation de la liquéfaction sera traité plus en profondeur dans la section 2.1.1.3.

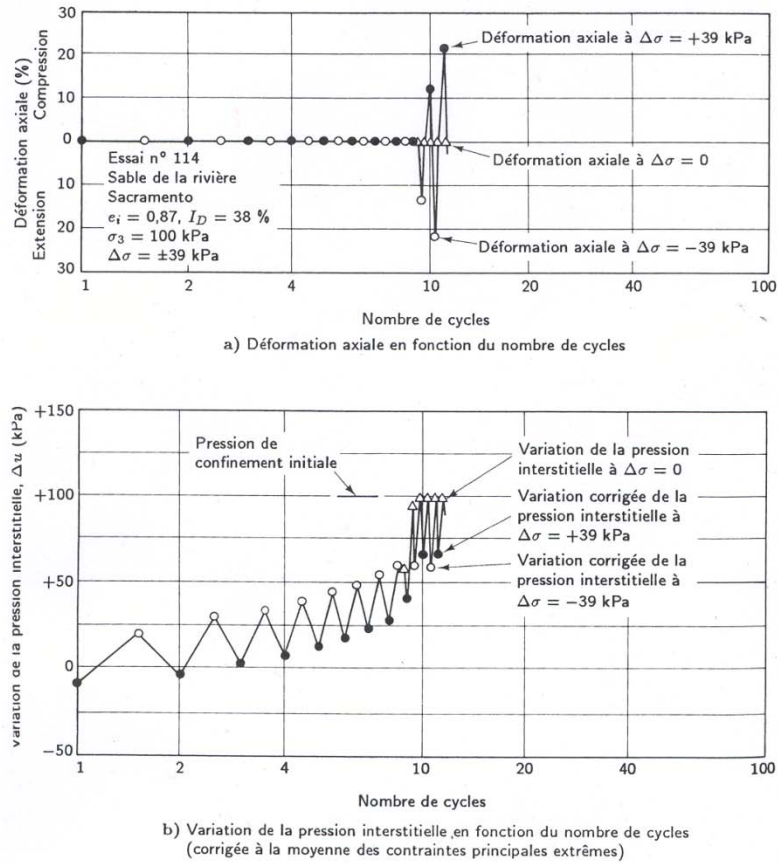


Figure 2.3. Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du nombre de cycles durant un essai sur un sable lâche (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).

2.1.1.2 Sols pulvérulents denses

La figure 2.2, montre que la ligne d'état stationnaire peut aussi être atteinte par les sols denses. Dans des conditions drainées, le sol va se dilater (par exemple, du point 4 vers le point 4') et les contraintes effectives peuvent rester constantes jusqu'à atteindre la ligne d'état stationnaire (au point 4'). Lorsque l'environnement est non drainé, le sol ne peut pas se dilater (volume constant). Il subit plutôt une diminution des pressions d'eau et par conséquent, une augmentation des contraintes effectives (passant du point 4 vers le point 5, à la figure 2.2). L'application de charges cycliques sur les sols relativement denses peut produire dans certains cas un comportement inverse, proche de celui des sols lâches, c'est-à-dire qu'ils tendent à se contracter (mais à $\Delta V =$

0). Dans ce cas, les contraintes effectives sont réduites (passant du point 4 au point 6, à la figure 2.2). La figure 2.4 montre les résultats d'un essai triaxial à chargement cyclique sur un sol relativement dense ($I_D = 78\%$) dans des conditions non-drainées. Lors des dix premiers cycles, les pressions interstitielles se développent, sans toutefois engendrer de déformation axiale notable dans l'échantillon. Le même comportement a été observé pour les sols lâches (figure 2.3). La différence majeure entre les deux types de sols est observable lorsque les surpressions (Δu) sont maximales et que les contraintes effectives (σ') sont momentanément nulles. Dans le cas du sol lâche, l'échantillon montre des déformations axiales importantes en peu de temps (douzième cycle). La figure 2.4 montre que le sol dense résiste mieux aux contraintes durant quelques cycles (cycles 12 à 20), malgré des contraintes effectives proches de zéro.

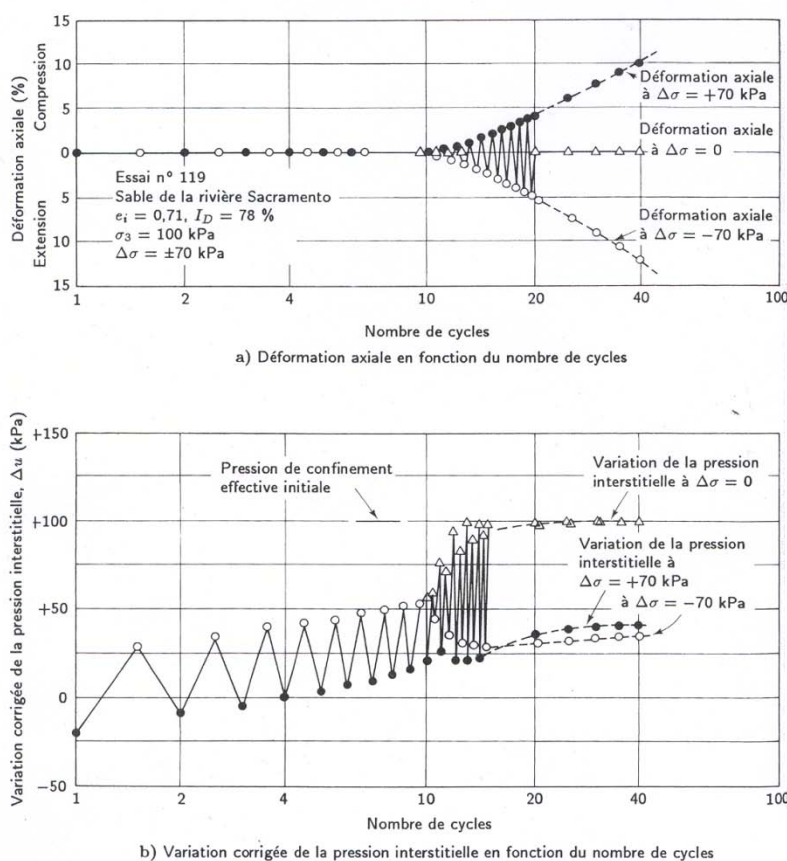


Figure 2.4. Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du nombre de cycles sur un sable dense (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).

Les mécanismes engendrant une augmentation des pressions interstitielles dans les sols denses (dilatants) ne sont pas encore bien compris. Mitchell et Soga (2005) ont émis l'hypothèse que l'augmentation des pressions interstitielles est due à une déstructuration du sol causée par les contraintes cycliques appliquées. Une fois déstructuré, le sol dense réagirait comme un sol contractant et les pressions interstitielles pourraient se développer.

2.1.1.3 Initiation de la liquéfaction

Afin d'initier la liquéfaction, une contrainte critique doit être appliquée sur le sol. Cette contrainte critique ne sera pas atteinte de la même façon selon que le chargement soit statique ou dynamique.

2.1.1.3.1 Chargement statique

Afin d'expliquer le phénomène de la liquéfaction par chargement statique, Kramer (1996) propose la figure 2.5, qui représente le comportement d'un sol lors d'un essai à chargement triaxial déviatorique sur un sable lâche saturé, dans des conditions non drainées. La figure 2.5b illustre graphiquement le chargement, à l'aide des variables q et p' . Dans cet exemple, la variable q représente la contrainte déviatorique (σ_d), c'est-à-dire la différence entre la contrainte principale majeure (σ_1) et la contrainte principale mineure (σ_3) divisée par deux ($q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$). La variable p' représente la moyenne des deux contraintes principales effectives ($p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$). Lors du chargement axial, les pressions interstitielles augmentent en raison du comportement contractant des sols lâches (figure 2.5c). La contrainte déviatorique augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale (point B de la figure 2.5). À ce moment, les surpressions interstitielles (Δu ou U_{excess} à la figure 2.5c) sont relativement faibles, tout comme la déformation axiale (ϵ_a). Par contre, le sol devient alors instable et la déformation axiale peut augmenter rapidement suite à un certain ramollissement (ou écrouissage négatif). La résistance diminue en passant du point B au point C. Une fois le point C atteint, le sol est dans un état de déformation stationnaire (il a rejoint la courbe SSL comme la figure 2.5d l'indique). Les surpressions interstitielles ont atteint leur maximum et conserveront cette valeur pour le reste de l'essai (figure 2.5c). Dans ce cas, on

pourrait considérer que l'initiation de la liquéfaction s'est produite au point B, puisqu'à ce moment, le sol est devenu instable et la liquéfaction devenait inévitable (si le chargement était maintenu).

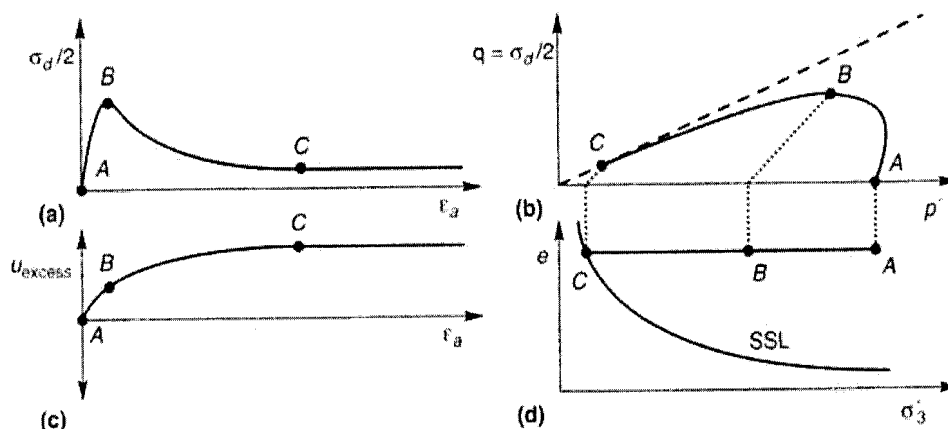


Figure 2.5. Résultats typiques d'un essai triaxial à déformation contrôlée sur un sable lâche saturé, en condition non drainée : a) contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale; b) cheminement des contraintes effectives dans le plan q - p' ; c) surpression interstitielle ($\Delta u = U_{\text{excess}}$) en fonction de la déformation axiale; d) indice des vides en fonction de la contrainte effective de confinement (tirée de Kramer, 1996).

En conservant le même indice de densité I_D (ou indice des vides e) et en faisant varier la pression de confinement sur des sols identiques, il est possible d'observer différents cheminements des contraintes en conditions non drainées pour des essais sous chargement quasi statique. Comme l'indice des vides est le même pour tous les essais, tous les cheminements se rejoignent lorsqu'ils atteignent le même point sur la ligne d'état stationnaire. La figure 2.6 montre les divers cheminements de contraintes, pour les sols contractants et dilatants. Dans cet exemple, les échantillons A et B (sols denses au comportement dilatant) ne pourront subir de liquéfaction sous une charge statique, puisqu'ils se trouvent sous la ligne d'état stationnaire (SSL). Dans le cas des sols lâches (au comportement contractant), ce type d'essai permet de définir la zone où l'initiation de la liquéfaction est atteinte. Cette zone est identifiée par la ligne tiretée à la figure 2.6. Elle indique que pour les sols lâches soumis à des chargements statiques, l'initiation de la liquéfaction suit une droite tronquée à la base et ayant une pente ψ_L . Pour qu'un sable lâche

soumis à une contrainte statique atteigne un état de liquéfaction, le cheminement des contraintes doit croiser la ligne d'initiation de la liquéfaction, FLS (« Flow Liquefaction Surface ») (voir aussi figure 2.7). En d'autres termes, tant que le cheminement des contraintes demeure sous la ligne d'initiation de la liquéfaction (de pente ψ_L), le sol est stable. Lorsqu'il franchit la ligne, il devient instable et la liquéfaction est imminente. Dans tous les cas, les contraintes ne peuvent excéder la ligne d'état critique (CSL), tracée entre l'origine et le point d'état stationnaire (« steady state point »). Cette droite de pente ψ' représente l'état limite des contraintes menant à la rupture du sol. Il est important de noter que les courbes tracées à la figure 2.6, ainsi que la FLS de la figure 2.7, sont le reflet d'un comportement idéalisé des sables.

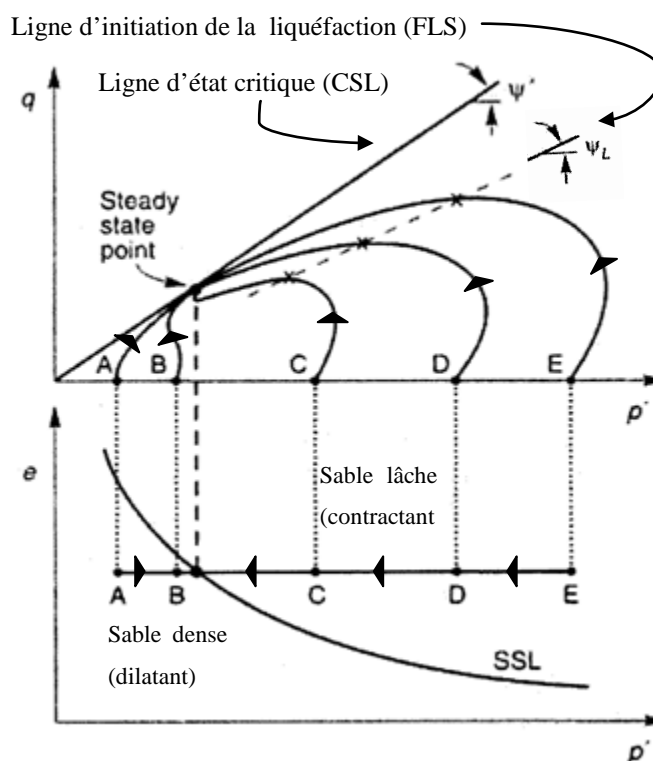


Figure 2.6. Cheminements des contraintes pour cinq échantillons isotropiquement consolidés soumis à des pressions de confinements différentes, mais ayant le même indice de densité initial en conditions non drainées (à volume constant) et sous chargement quasi statique (adaptée de Kramer, 1996).

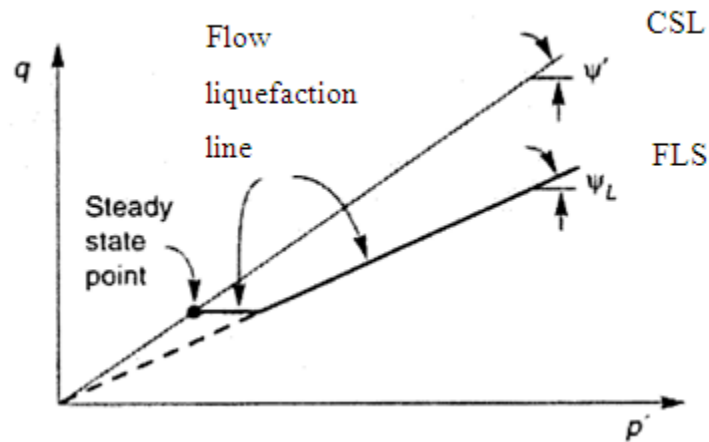


Figure 2.7. Lignes correspondant à la surface (critère) d'initiation de liquéfaction FLS (« flow liquefaction line ») et à l'état critique CSL (« Critical State Line ») (adaptée de Kramer, 1996).

2.1.1.3.2 Chargement cyclique

La figure 2.8 montre le comportement schématisé de deux échantillons identiques formés d'un sable saturé et lâche, consolidé anisotropiquement (point A) et chargé dans des conditions non drainées (essais triaxiaux CAU). Un des échantillons est soumis à un chargement statique (points A-B-C) et l'autre à un chargement cyclique (points A-D-C). La figure 2.8a montre l'évolution des contraintes déviatoriques en fonction de la déformation et la figure 2.8b montre les cheminements des contraintes effectives pour les deux types de chargement. La figure 2.8b montre aussi la ligne d'initiation de la liquéfaction (FLS) qui représente la limite entre un sol stable et instable lorsque celui-ci est soumis à un chargement statique. Il n'a toutefois pas été démontré que la liquéfaction survient exactement sur la ligne FLS lorsque le sol est soumis à un chargement cyclique (Kramer, 1996).

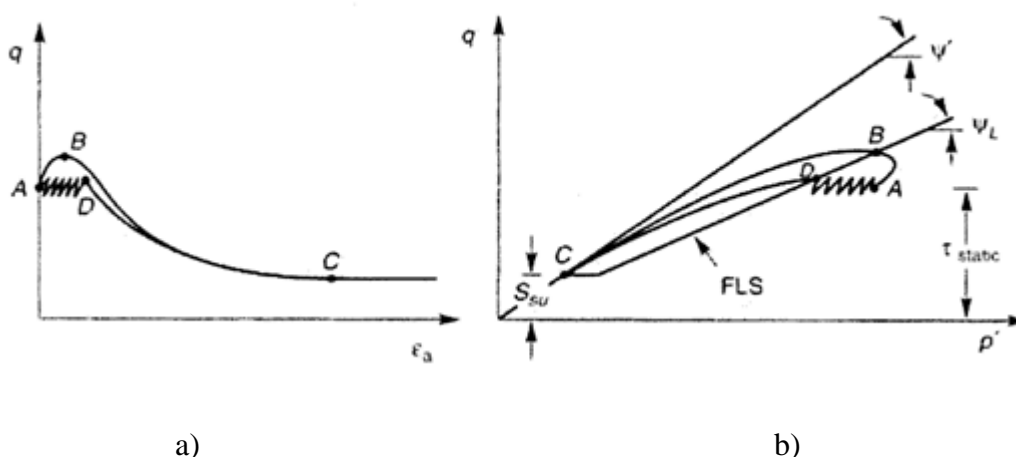


Figure 2.8. Initiation de la liquéfaction lors de chargement statique et cyclique : a) courbes contrainte-déformation; b) cheminement des contraintes (tirée de Kramer, 1996).

À la figure 2.8, le sol est soumis à une contrainte déviatorique statique ($\tau_{static} = q$ au point A) avant le début du chargement sous déformation contrôlée. La valeur de S_{su} représente la résistance du sol à l'état stationnaire. Le chargement statique est associé à l'addition de la contrainte déviatorique à la contrainte statique initiale (passant du point A au point B). Le chargement dynamique présente ici une alternance de chargements-déchargements centré sur cette contrainte statique initiale (passant du point A au point D). Dans ce dernier cas, les pressions interstitielles se développent sous l'effet des oscillations jusqu'à ce que les contraintes atteignent la FLS (point D). Une fois cette ligne atteinte, la liquéfaction est initiée et des déformations majeures peuvent se produire sans l'ajout supplémentaire de chargement. Si le chargement cyclique continu après que le sol ait atteint la FLS des surpressions interstitielles additionnelles peuvent se développer jusqu'à ce que les contraintes effectives deviennent pratiquement nulles. On note aussi, à la figure 2.8a, que lors d'un chargement cyclique, les contraintes oscillent jusqu'à atteindre un point critique (D) à une valeur de « q » inférieure à celle atteinte par chargement statique ($q_D < q_B$).

2.1.2 Mobilité aux charges cycliques

Selon la définition présentée par Kramer (1996), le phénomène de mobilité aux charges cycliques (« cyclic mobility ») se produit lorsque la contrainte de cisaillement (deviatorique) appliquée atteint une condition critique inférieure à la résistance à la liquéfaction (FLS) du sol. Ceci pourrait se produire pour les sols lâches et pour les sols denses. Étant donné que les conditions de chargement se situent sous la FLS, le sol devrait demeurer stable selon les termes qui ont été mentionnés ci-haut. Néanmoins, les déformations engendrées par la mobilité cyclique peuvent permettre d'atteindre momentanément un état stationnaire et engendrer un état où les contraintes effectives sont quasi-nulles. Cette résistance frictionnelle très faible engendre un état similaire à la liquéfaction du sol (ou à sa rupture).

La majorité des déformations découlant de la mobilité aux charges cycliques se produisent durant le chargement, mais de petites déformations additionnelles peuvent se produire après l'arrêt du chargement cyclique. La figure 2.9 montre que le chargement avec mobilité cyclique peut atteindre la ligne d'état critique (CSL) sous la ligne FLS.

La figure 2.9 illustre trois différents types de comportement dans le domaine de la mobilité aux charges cycliques. Dans le premier cas (figure 2.9a), la somme de la contrainte cyclique (τ_{cyc}) et de la contrainte statique préalable (τ_{static}) est toujours positive et elle n'atteint jamais le plateau inférieur de la FLS. Le cheminement de contraintes progresse alors jusqu'à la CSL. Comme il est impossible de traverser cette ligne, les cycles supplémentaires vont engendrer un mouvement oscillatoire en longeant la CSL. À ce moment, les contraintes effectives diminuent considérablement et des déformations significatives peuvent être observées. Dans le second cas (figure 2.9b), la somme des deux contraintes (τ_{cyc} et τ_{static}) est également positive, mais elle peut atteindre la FLS momentanément. Lorsque les contraintes atteignent la FLS, des périodes d'instabilités peuvent engendrer des déformations importantes. Dans le dernier cas (figure 2.9c), la somme des deux contraintes (τ_{cyc} et τ_{static}) peut être négative. Dans ce cas, il y a une alternance de compression et d'extension (triaxiale) du sol et les surpressions se développent relativement rapidement. À chaque fois que les contraintes croisent l'origine, le sol est dans un état de

contrainte déviatorique nulle ($\tau = q = 0$). À l'atteinte de la CSL, les contraintes suivent la ligne de pente ψ' et les contraintes effectives deviennent nulles à chaque fois que les contraintes de cisaillement (τ ou q) croisent l'origine. Des déformations significatives peuvent alors survenir.

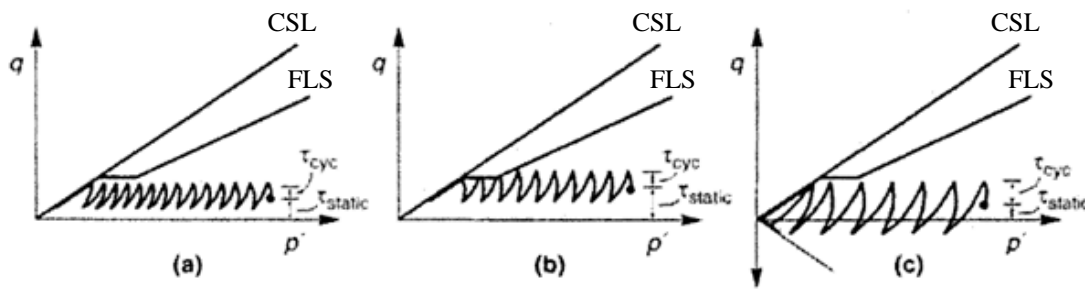


Figure 2.9. Trois différents cas possibles de chargement aux conditions de mobilité aux charges cycliques : a) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ et $\tau_{cyc} + \tau_{static} < FLS$; b) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ et $\tau_{cyc} + \tau_{static} > FLS$ ou $< FLS$; c) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ ou < 0 et $\tau_{cyc} + \tau_{static} < FLS$ (tirée de Kramer, 1996).

Il n'y aurait pas une manière unique et précise pour évaluer l'initiation de la mobilité aux charges cycliques. On sait toutefois qu'elle dépend de la nature du sol, de la nature du chargement (tremblement de terre) ainsi que des conditions de l'environnement local du sol (Kramer, 1996).

Maintenant que cette distinction théorique entre la liquéfaction et la mobilité aux charges cycliques a été faite, le terme de liquéfaction sera usuellement employé pour représenter les deux phénomènes, sauf dans les cas où la distinction doit être faite.

2.1.3 Caractéristiques influençant la résistance à la liquéfaction

Dans les sections précédentes, on a vu que l'indice de densité I_D (lâche ou dense) et la nature du chargement (statique ou dynamique) influencent la réponse du sol et son risque de liquéfaction. Ces facteurs sont en effet très importants. Par contre, ils ne sont pas les seuls à affecter la

susceptibilité d'un sol à la liquéfaction. Les caractéristiques influençant la liquéfaction ne feront pas l'objet d'une présentation approfondie ici, mais une brève synthèse des facteurs influents sera présentée à la section qui suit. Ils ont été regroupés selon quatre catégories soit : la nature du sol, l'état du sol, l'environnement et la nature de la sollicitation.

2.1.3.1 Nature du sol

Selon leur composition, la géologie et l'historique, divers sols n'auront pas le même comportement face à la liquéfaction. La composition du sol influence les changements de volume lors d'une variation des contraintes. La forme, la grosseur et la distribution de la taille des grains sont aussi des caractéristiques qui ont le pouvoir de faire varier le potentiel de liquéfaction. Par exemple, des particules sphériques résistent moins bien au cisaillement que des particules angulaires. Une granulométrie peu étalée augmente généralement l'indice des vides et par conséquent, augmente le potentiel de liquéfaction. Les sols ayant des caractéristiques permettant la liquéfaction sont assez bien connus. Wang (1979) propose quatre critères permettant d'identifier relativement rapidement les sols pouvant subir une perte de résistance significative suite à un tremblement de terre. Ces critères, basés sur la nature du sol, ont été nommés « Chinese criteria ».

Contenu en particules argileuses ($\leq 5 \mu\text{m}$)	$\leq 15 \%$
Limite de liquidité ($L_L = w_L$)	$\leq 35 \%$
Teneur en eau naturelle (w_N)	$\geq 0.9 L_L$ (implique condition saturée)
Indice de liquidité (I_L)	≤ 0.75

Ces critères s'appliqueraient aux sables même s'ils n'ont pas de limite de liquidité (L_L) ni d'indice de liquidité (I_L).

Hunt (1986) propose un fuseau de granulométrie pour les sols susceptibles à la liquéfaction. Ce fuseau est présenté à la figure 2.10.

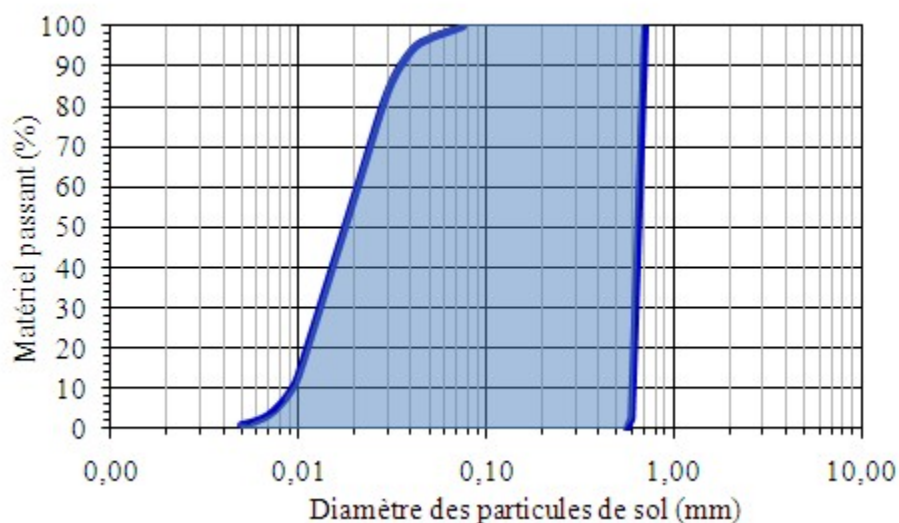


Figure 2.10. Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (adaptée de Hunt, 1986)

La présence de silt dans les sols sableux a un impact sur le potentiel de liquéfaction. Des études menées par Troncoso (1986) et Koester (1994) ont par exemple indiqué que la résistance au cisaillement des sables diminue avec l'augmentation de la fraction de particules fines sans cohésion, jusqu'à un pourcentage de 20 à 30 % de la masse totale. Ce pourcentage serait critique puisque c'est à cette valeur que la susceptibilité du sol serait la plus grande. Polito (1999) a trouvé que pour différents types de sable, le pourcentage de particules silteuses « critique » variait généralement entre 25 et 50 %. Sous ce pourcentage « critique », le comportement du matériau serait dominé par une interaction sable-sable et au-delà de la valeur critique, par une interaction silt-silt.

Le mode de déposition des sédiments et l'âge de ceux-ci sont deux autres facteurs influents. La façon dont les couches se superposent a un impact sur la résistance offerte par le sol. Quant à l'âge du dépôt, un sol plus vieux aura tendance à offrir une résistance supérieure à un sol jeune, étant donné qu'il a bénéficié de plus de temps pour se tasser, se densifier et se structurer.

(« ageing »). Une cimentation entre les grains a comme effet de réduire le potentiel de liquéfaction. Elle est surtout observée dans les sols plus âgés.

L'historique d'un sol peut aussi influencer sa susceptibilité à la liquéfaction. Un sol ayant des antécédents de liquéfaction serait moins susceptible étant donné qu'il s'est possiblement densifié au cours des événements précédents.

Ces caractéristiques auront pour effet d'influencer la valeur de l'indice des vides critique (selon la ligne d'état stationnaire ou SSL) et la valeur des paramètres ψ' et ψ_L , montrés à la figure 2.7. La nature du sol joue donc un rôle primordial lors de l'évaluation du potentiel de liquéfaction.

2.1.3.2 État du sol et des contraintes

En général, plus le sol est dans un état compact, moins il est susceptible à la liquéfaction. La valeur des coefficients de pression des terres au repos ($K_o = \sigma'_h/\sigma'_v$) et le rapport de surconsolidation ($OCR = \sigma'_{vmax}/\sigma'_{vo}$) vont aussi avoir un impact. Si la valeur de ces deux paramètres augmente, un plus grand nombre de cycles de cisaillement sera nécessaire pour atteindre la rupture du sol (Holtz et Kovacs, 1991).

La figure 2.11 permet de visualiser l'influence l'indice de densité (I_D) et de la contrainte de confinement (σ'_{3c}) sur la rupture d'un sable saturé soumis à un chargement cyclique non drainé. Cette figure montre le nombre de cycles nécessaire afin d'amener le sol à la rupture (par mobilité cyclique) en fonction de la contrainte déviatorique maximale appliquée. La figure montre que l'augmentation de l'indice de densité (I_D) augmente la résistance du sable au chargement cyclique. Sur cette figure, il est aussi possible d'observer que le nombre de cycles nécessaire afin d'atteindre la rupture serait influencé par la contrainte de confinement (σ'_{3c}).

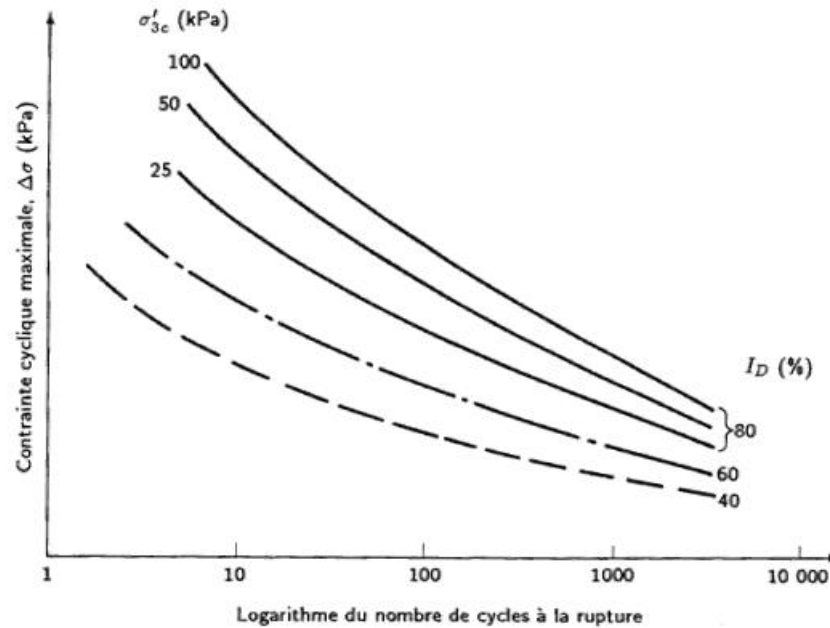


Figure 2.11. Influence de la contrainte horizontale effective sur le nombre de cycles nécessaire afin d'atteindre la rupture d'un sol (tirée de Holtz et Kovacs, 1991).

Lee (1965) a étudié expérimentalement l'influence de la contrainte de confinement (σ'_{3c}) sur le comportement drainé d'un sable lâche ($I_D = 38\%$). Il a remarqué que lorsque les contraintes de confinement étaient faibles, le sable lâche pouvait se comporter comme un sable dense, c'est-à-dire qu'il se dilatait. La figure 2.12 montre la transition contraction-dilatation pour le sable lâche sous différentes contraintes de confinement. Le même sable dans un état plus dense ($I_D \approx 100\%$) peut se comporter comme un sable lâche (avec contraction) lorsque les contraintes de confinement sont très élevées. Cette recherche montre l'influence de l'état du sol (lâche ou dense) ainsi que l'influence de l'état des contraintes de confinement sur le comportement d'un sable soumis à un chargement statique dans des conditions drainées.

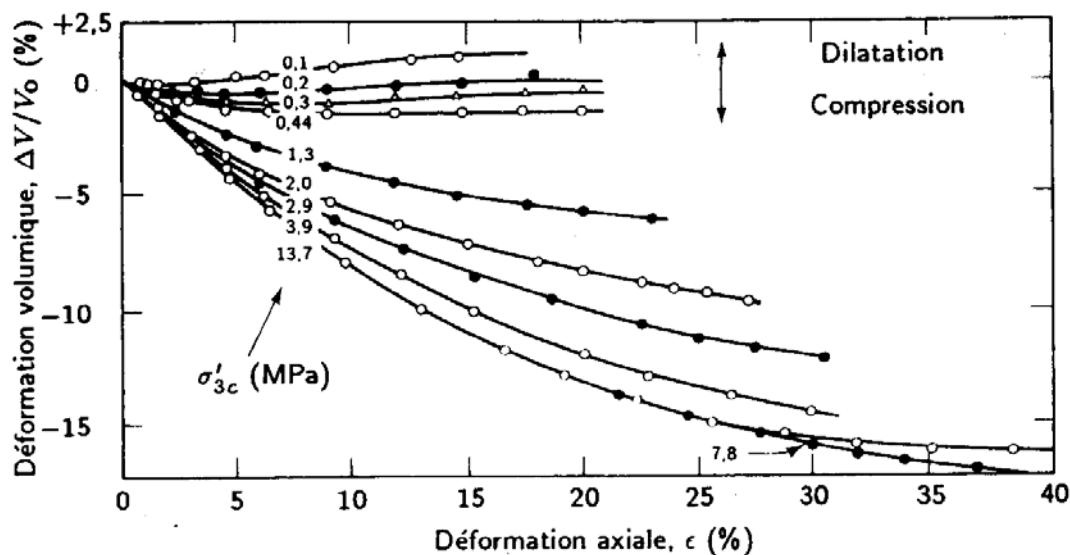


Figure 2.12. Déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (I_D initial = 38 %) de la rivière Sacramento (selon Lee, 1965; tirée de Holtz et Kovacs, 1991).

2.1.3.3 Nature de la sollicitation sismique

Dans le cas où la sollicitation provient d'un séisme, différentes caractéristiques de ce dernier pourraient produire un effet différent sur le sol. La magnitude, l'accélération sismique, la durée, le nombre de cycles et la fréquence d'oscillation du tremblement de terre sont des facteurs qui influencent l'impact qu'aura le séisme sur les matériaux environnants. De plus, le type de sol se trouvant sur la roche-mère peut affecter le signal sismique qui peut s'amplifier ou s'atténuer. L'interaction entre le signal sismique et le sol en place est appelée l'effet de site.

2.1.3.4 Conditions de l'environnement local

Plusieurs caractéristiques du milieu influencent la réponse du sol. Par exemple, la profondeur de la nappe phréatique est un élément important à considérer lors de l'analyse du potentiel de liquéfaction. Un sol ne doit pas nécessairement être complètement saturé pour qu'il y ait risque de liquéfaction, mais il doit contenir suffisamment d'eau pour qu'il y ait compression de celle-ci lors de la densification du sol soumis aux chargements. Yegian et al. (2007) ont étudié l'effet du

degré de saturation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable à l'aide d'essais sur une table sismique. Ils ont montré qu'en diminuant le degré de saturation (par électrolyse de l'eau en place dans le modèle), il était possible de réduire significativement le rapport des pressions interstitielles (r_u) atteint lors de sollicitation sismique. Par exemple, leurs essais ont démontré qu'en diminuant le degré de saturation de 100 % à 86 %, le rapport r_u maximal diminuait de 1 à 0,63 et 0,72 pour des profondeurs de 11 cm et de 21 cm, respectivement (pour une hauteur totale de l'échantillon de 34 cm).

La stratification d'un sol peut être un facteur influençant le développement des surpressions. Ceci est important pour les résidus miniers déposés hydrauliquement dans les parcs à résidus miniers, qui peuvent présenter une alternance de couches sableuses et silteuses (e.g. Vick, 1983). Une telle alternance fait en sorte que la conductivité hydraulique horizontale devient plus importante que la conductivité verticale. Lorsque le sol est sollicité dynamiquement, il peut se former une accumulation d'eau au sommet d'une couche plus perméable située sous une couche moins perméable (Brennan et Madabhushi, 2005). À cet endroit, il peut y avoir génération d'une zone de forte surpression (Özener et al., 2008). Par contre, l'impact de la stratification sur le potentiel de liquéfaction d'un sol n'a pas été clarifié et cet aspect nécessite des études supplémentaires.

D'autres conditions de l'environnement peuvent influencer la résistance à la liquéfaction telles l'anisotropie de la résistance des matériaux et la proximité de couches liquéfiées qui peuvent engendrer des surpressions d'eau sur une autre couche voisine.

2.1.4 Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

Différentes approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été proposées. Ces différentes approches intègrent un nombre plus ou moins grand des caractéristiques vues à la section 2.1.3. Chacune d'elles a ses avantages et ses limites.

Il est possible d'avoir une idée de la susceptibilité du sol en examinant sa géologie, son contexte et son histoire. À cet égard, une zone où le risque sismique est fort, où les dépôts sont jeunes, où les particules sont de forme sphérique et de la taille des silts-sableux et où la nappe phréatique est près de la surface, sera considérée comme critique. Ce type d'analyse préliminaire doit être suivi d'autres études plus rigoureuses afin de bien caractériser la susceptibilité du sol. Cette section a pour but d'introduire sommairement différents moyens d'évaluer le potentiel de liquéfaction. Plus de détails sur ces méthodes sont présentés, entre autres, par Prakash (1981), Kramer (1996) et Youd et al. (2001).

2.1.4.1 Approche par contraintes cycliques

Cette approche repose sur une comparaison entre la contrainte de cisaillement induite par un tremblement de terre et la résistance que le sol peut offrir. La contrainte de cisaillement cyclique appliquée au sol, ou le « Cyclic Stress Ratio (CSR) », a été définie par Seed et Idriss (1971) par la relation suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} \approx 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d \quad [2.1]$$

où,

τ_{cyc} : contrainte de cisaillement cyclique (kPa)

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

g : constante gravitationnelle (m/s²)

σ_{vo} : contrainte verticale totale initiale (kPa)

σ'_{vo} : contrainte verticale effective initiale (kPa)

r_d : coefficient de réduction des contraintes ($r_d \leq 1$)

Le facteur de 0,65 est un facteur empirique, basé sur des observations, et visant à représenter la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement générée lors d'un tremblement de terre. Il a été estimé que cette valeur valait 65 % de la contrainte maximale (qui correspond au maximum de l'accélération horizontale, PGA).

Seed et Idriss (1971) ont proposé la figure 2.13, qui met en relation le coefficient de réduction des contraintes (r_d) avec la profondeur de l'échantillon. L'écart entre les valeurs possibles de r_d peut être très marqué, surtout en profondeur. Cet écart est attribuable aux caractéristiques de base du sol.

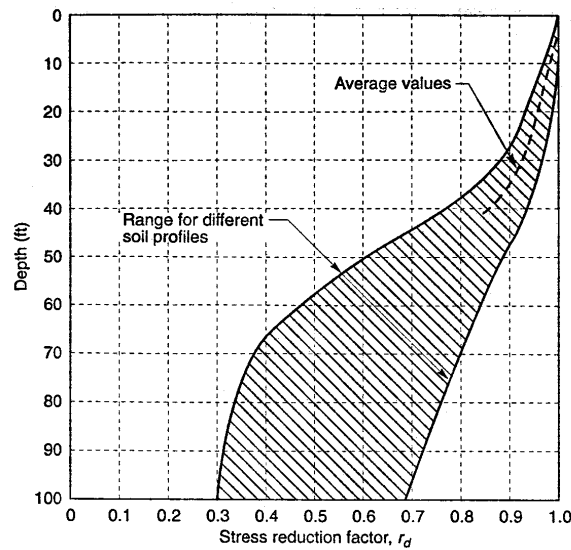


Figure 2.13. Facteur de réduction des contraintes (r_d) en fonction de la profondeur (tirée de Seed et Idriss, 1971).

Il est aussi possible d'utiliser l'équation proposée par T.F. Blake (proposée en 1996, mais non publiée, tirée de Youd et al. 2001), qui est basée sur la profondeur z (m):

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113 \cdot \sqrt{z} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5})}{(1 - 0.4177 \cdot \sqrt{z} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2)} \quad [2.2]$$

La résistance d'un sol à la liquéfaction correspondrait alors à la contrainte cyclique maximale pouvant être appliquée au sol. Elle se définit par le rapport de résistance cyclique (« Cyclic Resistance Ratio » ou CRR). Il s'agit du rapport entre la résistance au cisaillement moyenne que possède un sol et la contrainte effective verticale initiale (σ'_{vo}). Le rapport CRR peut se calculer de différentes façons, selon le type d'essai fait sur le terrain ou en laboratoire. Ces différents essais seront vus aux sections 2.1.4.2 et 2.1.4.3.

Les expressions qui permettent d'évaluer la résistance du sol à la liquéfaction (CRR) sont généralement formulées pour une secousse sismique de magnitude 7,5 (i.e. $CRR_{7.5}$). Pour calculer le CRR pour une magnitude autre que 7,5, un facteur de correction doit être appliqué. À cette fin, Seed et Idriss (1982) ont introduit le facteur de correction pour la magnitude du séisme MSF (« Magnitude Scaling Factor »), mais ce facteur est sujet à beaucoup d'incertitude. Le tableau 2.1, provenant de Youd et al. (2001), montre que plusieurs valeurs de MSF ont été proposées par différents auteurs.

Tableau 2.1. Valeurs de MSF proposées par différents chercheurs (tiré de Youd et al., 2001).

Magnitude, M	Seed and Idriss (1982)	Idriss*	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997)	Youd and Noble (1997b)		
				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	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

L'équation suivante, de Seed et Idriss (1982), exprime le potentiel de liquéfaction en termes du facteur de sécurité (FS) :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \quad [2.3]$$

où :

$CRR_{7.5}$: résistance à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7,5 (voir sections 2.1.4.2 et 2.1.4.3)

CSR : contrainte cyclique appliquée sur le sol (équation 2.1)

MSF : facteur de correction pour la magnitude M (Magnitude Scaling Factor)

Lorsque le facteur de sécurité est supérieur à l'unité, le sol serait théoriquement stable sous une secousse de magnitude M. En pratique, un facteur de sécurité supérieur à l'unité est préconisé.

2.1.4.2 Évaluation basée sur des essais in situ

Selon Youd et al. (2001), quatre types d'essais in situ peuvent être recommandés pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Les essais retenus sont les suivants : l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône (CPT), l'évaluation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_s) et, pour les sols graveleux, l'essai de pénétration Becker (BPT). Chacun de ces types d'essai permet d'estimer une valeur du CRR selon les caractéristiques du sol in situ. Ces essais sont souvent préférés aux essais en laboratoire puisque ces derniers nécessitent la prise d'échantillons intacts ou la reconstruction précise des sols, ce qui est difficile et coûteux à réaliser.

Chacun des tests décrits ci-dessous permet d'évaluer la résistance à la liquéfaction, en considérant un séisme de magnitude 7,5. Afin d'effectuer la conversion et obtenir le potentiel de liquéfaction de la zone étudiée selon la magnitude M voulue, les valeurs du tableau 2.1 et l'équation 2.3 sont usuellement utilisés.

2.1.4.2.1 Essai de pénétration standard (SPT)

L'essai SPT a été le plus utilisé au fil des années, ce qui a permis de construire une base de données relativement étoffée. Par contre, un bémol doit être mis sur les résultats de ce type

d'essai, étant donné qu'il peut remanier différemment certains sols. Ce test repose sur le nombre de coups nécessaire afin d'enfoncer un carottier dans le sol d'une profondeur de trente centimètres (N_{1-60cs}). L'indice « 1 » définit que le nombre de coups est normalisé pour une surcharge de 100 kPa. L'indice « 60 » implique que la valeur a été normalisée pour une efficacité de 60 % de l'énergie totale fournie par le marteau lors de l'enfoncement de la tige. L'indice « cs », quant à lui, implique que la valeur est normalisée pour un sable propre (clean sand), c'est-à-dire sans particule fine (Youd et al. 2001). Certaines relations ont été proposées afin d'effectuer ces normalisations (e.g. Youd et al., 2001; McCarthy, 2007), mais elles ne seront pas traitées ici.

Dans les régions les plus actives des États-Unis, la valeur de N_{1-60cs} pour les sols sableux devrait être supérieure à 30 afin que le potentiel de liquéfaction ne soit pas critique. Pour les sols ayant des valeurs inférieures à 30, l'équation 2.4 permet d'estimer la capacité du sol à résister à la liquéfaction pour un tremblement de terre de magnitude 7,5 (Youd et al. 2001) :

$$CRR_{7.5} = \left(\frac{1}{34 - N_{1-60cs}} \right) + \left(\frac{N_{1-60cs}}{135} \right) + \left(\frac{50}{[10 \cdot N_{1-60cs} + 45]^2} \right) - \left(\frac{1}{200} \right) \quad [2.4]$$

L'équation 2.3 peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité FS lorsque le séisme a une magnitude égale ou différente à 7,5.

2.1.4.2.2 Essai de pénétration au cône (CPT)

Doté d'une bonne précision et d'une excellente reproductibilité, l'essai de pénétration au cône est de plus en plus utilisé par les géotechniciens. Étant donné qu'il donne des mesures en continu de la résistance du sol, au lieu de les donner par incréments (comme le SPT), le CPT est très avantageux lors de l'évaluation d'un profil très variable selon la profondeur (e.g. McCarty, 2007 et James, 2009). Par contre, ce test est limité au sol non graveleux. De plus, il doit souvent être accompagné de sondages, puisqu'il ne permet pas le prélèvement d'échantillon. Les coûts pour l'utilisation sont relativement élevés ce qui, dans certains cas, peut en diminuer l'application.

Cette technique consiste à déterminer la résistance qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Cette résistance peut être divisée en deux, soit la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral (q_s). La résistance en pointe est calculée par la pression soumise sur la base de la tige et le frottement latéral est la friction présente entre le sol et la tige (mesurée le long d'un manchon mobile). Seulement la résistance en pointe est considérée afin de déterminer le CRR. La valeur de la résistance en pointe obtenue doit être normalisée pour une surcharge de 100 kPa et pour un sable propre, selon des relations présentées dans Youd et al. (2001), afin d'obtenir la résistance en pointe normalisée $(q_{c1N})_{cs}$.

Deux équations peuvent être utilisées afin de calculer la résistance que peut offrir le sol lors de secousses sismiques (CRR), selon Robertson et Wride (1998) :

$$\text{Pour un } (q_{c1N})_{cs} \text{ inférieur à 50 : } CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05 \quad [2.5]$$

$$\text{Pour } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 : \quad CRR_{7.5} = 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad [2.6]$$

L'équation 2.3 peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité FS lorsque le séisme a une magnitude égale ou différente de 7,5.

2.1.4.2.3 *Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s)*

Il est possible d'utiliser la vitesse de propagation des ondes de cisaillements (ondes S) comme indicateur du potentiel de liquéfaction des sols. Il en est ainsi puisque la vitesse des ondes S dans les sols et la capacité du sol à résister à la liquéfaction seraient influencées similairement par l'indice des vides, les contraintes effectives de confinement, les contraintes appliquées antérieurement ainsi que de l'âge du dépôt (Youd et al., 2001).

Cette technique de mesure possède un avantage majeur qui est d'être utilisable pour tous les types de sol, incluant les remblais rocheux et les sédiments graveleux. Cet essai peut aussi donner des informations très intéressantes sur la stratigraphie du dépôt et sur le comportement des sols soumis à de faibles contraintes. Par contre, l'essai ne donne aucun échantillon de sol et il doit souvent être accompagné de forages afin d'établir les propriétés géophysiques du dépôt. Un autre désavantage de cette technique est que certaines des couches les plus minces peuvent ne pas être identifiées à cause de leur épaisseur insuffisante. Selon Kramer (1996), cette technique ne serait pas suffisante pour établir si un sol est potentiellement liquéfiable ou non. De plus, malgré leur lien, la résistance au cisaillement ne serait pas directement proportionnelle à la vitesse des ondes cisailantes dans le sol.

Andrus et Stokoe (1997, 2000) ont développé une équation permettant de faire le lien entre les vitesses des ondes de cisaillement dans le sol (V_{s1}) et la capacité du sol à supporter les charges cycliques (CRR). Cette équation s'écrit (Youd et al., 2001) :

$$CRR_{7.5} = a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad [2.7]$$

où

V_{s1} : vitesse de cisaillement corrigée à une pression de 100 kPa (m/s)

V_{s1}^* : valeur limite de V_{s1} pour atteindre la liquéfaction (m/s)

a et b : paramètres d'ajustement du modèle du sol (adimensionnel)

La valeur de V_{s1}^* a été définie comme variant linéairement de 200 m/s pour les sols ayant un pourcentage de particules fines ($< 80 \mu\text{m}$) de 35 % à 215 m/s pour les sols ayant un pourcentage de particules fines ($< 80 \mu\text{m}$) de 5 % ou moins. Les paramètres a et b sont ajustés à partir de résultats de sols ayant subi ou non une liquéfaction dont la vitesse de cisaillement était connue.

2.1.4.2.4 Essai de pénétration de Becker (BPT)

Les essais SPT et CPT sont mal adaptés aux sols graveleux. Becker (1958) a proposé un test permettant d'évaluer la résistance du sol à l'enfoncement d'un pieu (N_{BC}) pour les sols ayant une fraction grossière importante. Il s'agit d'une adaptation du SPT, mais avec un carottier de 168 mm de diamètre et une longueur de 3 mètres. Un marteau mécanique enfonce le pieu dans le sol et le nombre de coups est calculé afin d'enfoncer le carottier de 30 cm.

Ce test n'a pas été standardisé et peu d'information est disponible sur les résultats de ce test sur des sols susceptibles à la liquéfaction. Afin d'interpréter les résultats de ce test, une conversion des valeurs obtenues en une valeur équivalente du test SPT (N_{60}) doit être faite. Une fois la valeur de N_{60} obtenue, on applique la méthode d'évaluation de la capacité de résistance à la liquéfaction (CRR) vue précédemment. Cette conversion augmente le degré d'incertitude associé à cette méthode (Youd et al., 2001).

2.1.4.3 Approche basée sur des essais en laboratoire

La première préoccupation lors de la préparation d'essais en laboratoire est de recréer les conditions in situ pour le sol étudié. Les conditions initiales et les chargements appliqués ont une grande influence sur les résultats obtenus par la suite. Afin d'évaluer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol, plusieurs types d'essais de laboratoire ont été proposés et utilisés. La plupart de ces essais sont faits en cellule triaxiale conventionnelle ou en cellule de cisaillement direct. Plusieurs chercheurs (e.g. de Alba et al., 1975; Ishihara et al., 1980; Walker et Stewart, 1989; Wijewickreme et al., 2005; Boulanger et Idriss, 2006; James, 2009) ont étudié divers types de sols avec des conditions initiales et de sollicitations différentes, afin de mieux comprendre l'influence de ces différents facteurs sur la liquéfaction. D'autres chercheurs ont mis l'accent sur la construction de modèles physiques à échelle intermédiaire afin d'obtenir des résultats plus représentatifs (de Alba et al., 1975; Sasaki et Taniguchi, 1982; Tao et al., 1998; Prasad et al., 2004; Dou et al., 2004; Okamura et Teraoka, 2005; Yegian et al., 2007; Özener et al., 2008). Dans cette section, la discussion portera sur les caractéristiques, les avantages et les inconvénients de quatre types d'essais de laboratoire : les essais cycliques en cellule triaxiale, les

essais cycliques en cisaillement direct, les essais à la centrifugeuse et les essais sur table sismique.

2.1.4.3.1 Essais cycliques en cellule triaxiale

Les essais cycliques en cellules triaxiales conventionnelles (CTC) sont utiles afin d'étudier la résistance du sol face à la liquéfaction. Par contre, ce type d'essai comporte ses limites et il engendre des imprécisions considérables. Par exemple, les dimensions restreintes des échantillons ont pour effet d'augmenter l'influence des parois sur le modèle. Une autre imprécision vient du mode de propagation des ondes mécaniques dans le sol qui n'est pas représentatif des conditions in situ. Sur le terrain, les ondes (P et S) se propagent conjointement dans les sols tandis que l'essai triaxial provoque une alternance de chargement et de relâchement au sommet de l'échantillon. L'essai CTC permet toutefois de faire varier les contraintes latérales appliquées sur les échantillons, ce qui constitue un avantage par rapport à d'autres essais.

Plusieurs études ont été menées en utilisant ce type d'essai. Par exemple, Mulilis et al. (1977), Polito (1999), Polito et Martin (2001), Kokusho et al. (2004) et Riemer et al. (2008) ont faits des essais triaxiaux cycliques afin d'évaluer certaines caractéristiques liées au potentiel de liquéfaction des sols.

2.1.4.3.2 Essais cycliques de cisaillement simple

Les essais cycliques de cisaillement simple sont souvent utilisés lors de l'évaluation de la résistance à la liquéfaction d'un sol. Kramer (1996) mentionne que cet essai reproduit les charges sismiques de façon plus représentative que les essais triaxiaux conventionnels. Par contre, ce type d'essai comporte aussi ses limites. Entre autres, il est impossible d'imposer un rapport des contraintes initiales (σ'_h/σ'_v) autre que celui correspondant aux conditions naturelles K_0 (Kramer, 1996).

Plusieurs chercheurs ont utilisé ce type d'essai en laboratoire. Par exemple, Wijewickreme et al. (2005) ont utilisé cette méthode afin d'étudier le comportement de résidus miniers selon la granulométrie et la consolidation initiale des échantillons. Leurs résultats montrent que les contraintes effectives diminuent à chaque cycle appliqué en raison de la dégradation de la résistance au cisaillement et à l'augmentation des pressions interstitielles. Il est aussi montré que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la densité pour tous les types de résidus étudiés.

Ils ont remarqué que sur un certain type de résidus miniers (latéritiques), la résistance à la liquéfaction (CRR) augmentait lorsque la contrainte de confinement augmentait. Par contre, pour d'autres types de résidus miniers (mines en roches dures), la résistance à la liquéfaction semblait insensible à la contrainte de confinement et à l'indice des vides. Leur étude indique que le nombre de cycles nécessaires pour mener les résidus miniers à la liquéfaction varie selon le type de résidus miniers et selon le rapport des contraintes cycliques appliquées (CSR). James (2009) a aussi mené des essais cycliques de cisaillement simple avec des résultats assez similaires.

2.1.4.3.3 Essai cyclique à la centrifugeuse

Les essais cycliques en centrifugeuse utilisent des petits modèles où l'on tente de respecter les rapports d'échelle (force, temps, dimension) et où l'effet de la gravité est augmenté par un certain facteur. Ces modèles peuvent être soumis à des sollicitations cycliques. Les résultats obtenus sont, par la suite, extrapolés à l'échelle de grandeur désirée. Comme tous les essais sur modèles à petite échelle, il est toutefois difficile de construire les échantillons conformément à la réalité. Un autre désavantage de cette méthode est que l'augmentation de la gravité n'est pas uniforme dans tout l'échantillon. Étant donné que l'augmentation de la gravité se fait par la force centrifuge sur l'échantillon qui tourne autour d'un axe central, l'accélération provoquée sur l'échantillon n'est pas la même en tout point. La partie de l'échantillon la plus près du centre subit une accélération inférieure à la partie la plus éloignée du centre.

Plusieurs chercheurs dont, Adalier et Elgamel (2002), Adalier et al. (2003) et Brennan et Madabhushi (2005) ont fait des essais cycliques à la centrifugeuse afin d'évaluer certaines caractéristiques liées au potentiel de liquéfaction des sols. Par exemple, Adalier et Sharp (2004) ont étudié l'effet de la densification sur la résistance à la liquéfaction d'un sable situé sous une digue à partir de quatre essais à la centrifugeuse. Tous les essais correspondent au même signal, c'est-à-dire un signal sinusoïdal de 30 cycles ayant une fréquence de 1,5 Hz et une accélération maximale de 0,2 g. Les quatre essais ont été faits en faisant varier l'indice de densité ($I_D = 35\%$ pour le sable lâche et $I_D = 70\%$ pour le sable dense) de trois couches de sable (d'une épaisseur équivalente à 3 mètres chacune) sous la digue. Le premier essai a été fait en plaçant trois couches de sable lâche. Le second essai a été fait avec une couche dense au sommet sur deux couches plus lâches. Le troisième essai comporte deux couches de sable dense sous la digue et une couche lâche. Le dernier essai ne comporte que des couches denses. Les résultats obtenus montrent qu'il y a une diminution significative de la déformation du sol et de la digue lorsque l'on compare les deux premiers essais. En comparant avec les deux autres essais, ils ont remarqué que les déformations enregistrées diminuaient, mais de façon moins significative. Les auteurs suggèrent donc qu'il y aurait une profondeur optimale au-delà de laquelle la densification des sols n'a plus une influence majeure sur les déformations.

2.1.4.3.4 Essai sur table sismique

Les essais sur des petits échantillons de matériau peuvent se révéler imprécis, notamment parce qu'il est alors difficile de produire un échantillon non remanié. C'est pourquoi la plupart des tests à petite échelle se font sur des sols reconstitués en laboratoire. Par contre, cette reconstitution ne peut être parfaite et elle va entraîner des différences dans la structure du sol qui engendrent des incertitudes supplémentaires. Les modèles physiques, reconstitués pour les essais sur table sismique, permettent de mieux représenter la structure interne du sol (e.g. Finn et al., 1972; de Alba et al., 1975; Sasaki et Taniguchi, 1982; Ishihara, 1996; Tao et al., 1998; Prasad et al., 2004; Okamura et Teraoka, 2005; Yegian et al., 2007).

Ce type d'essai consiste en la reconstruction d'échantillons de taille intermédiaire dans un contenant pouvant atteindre plusieurs mètres cubes. Dans ce cas, les dimensions et la

configuration du contenant peuvent influencer les réactions du sol. Par exemple, pour qu'un échantillon soit peu affecté par l'effet des parois du contenant, de Alba (1975) suggère de respecter un rapport de 10 :1, entre la longueur dans l'axe du mouvement et la hauteur de l'échantillon. La largeur du modèle n'influence pas autant la réponse des matériaux. Le contenant est habituellement instrumenté (par exemple : capteurs de pression et de déplacement) afin de suivre le comportement du sol durant les essais. Lors des essais sur table sismique, le sol est soumis à des sollicitations horizontales d'amplitude et de fréquence connues. Ces essais permettent de reproduire presque tous les types de sols (hétérogènes, stratifiés, etc.). Évidemment, le coût de ces essais est élevé puisque l'équipement est spécifique et que les tests demandent beaucoup de temps. Les tables sismiques permettent généralement un déplacement horizontal selon un seul axe. Certaines tables ont aussi été créées pour reproduire un mouvement selon deux (et même trois) axes. Le déplacement de la table est habituellement produit par une ou plusieurs pompes hydrauliques. La plage de fréquence et d'amplitude pouvant être produites par la table est régie par les caractéristiques des pompes et vérins.

de Alba et al. (1975) ont fait une étude approfondie du phénomène de liquéfaction des sables saturés en condition non drainée sur table sismique. Pour leurs essais, ils ont utilisé une caisse fermée au sommet afin de contrôler les pressions de confinement (σ_c constante à 8 psi \approx 55 kPa). L'échantillon reconstruit à l'intérieur de la caisse avait une forme trapézoïdale afin de réduire les effets de parois : la dimension à la base (rectangle) est de 90" (229 cm) par 42" (107 cm), et de 74" (188 cm) par 30" (76 cm) au sommet. La hauteur de l'échantillon était de 4" (10 cm). Le signal utilisé était le même pour tous les essais, c'est-à-dire un signal sinusoïdal de 4 Hz avec une accélération horizontale maximale de 3 g. Ces essais ont été faits avec des échantillons ayant des indices de densité différents ($I_D = 54, 68, 82$ et 90 %). Leurs résultats semblent montrer que : a) la liquéfaction peut se produire malgré un indice de densité élevé; b) la résistance à la liquéfaction augmente avec l'indice de densité et; c) les pressions interstitielles maximales ne peuvent excéder la pression de confinement initiale (σ'_o sur la figure 2.14).

La figure 2.14 montre l'évolution des pressions interstitielles durant un essai dynamique sur un sable ayant un indice de densité (I_D) de 82 % (de Alba et al., 1975). Sur cette figure, le rapport

(τ / σ'_o) représente le niveau de contrainte normalisé, qui tient compte du signal sismique utilisé, des caractéristiques du sol et des contraintes de confinements. On remarque que les pressions interstitielles présentent une valeur initiale non nulle, représentant les pressions en conditions hydrostatiques. Une fois que les sollicitations débutent, les pressions augmentent jusqu'à atteindre une valeur maximale de 55 kPa. À ce moment, le sol est dans un état de liquéfaction et les contraintes effectives sont nulles. Ensuite, on remarque que la courbe se sépare en deux parties. Une des parties (courbe tiretée) montre les valeurs minimales des pressions enregistrées durant les sollicitations. Ces valeurs correspondent à une diminution progressive des pressions interstitielles attribuée au comportement dilatant du sol. L'autre segment de la courbe correspond aux pressions interstitielles maximales enregistrées durant les sollicitations. En d'autres mots, une fois que les pressions interstitielles ont atteint la valeur maximale (de 55 kPa), les pressions enregistrées oscillent entre les valeurs minimales (courbe tiretée) et maximales. Ces auteurs ont toutefois estimé que les pressions enregistrées après que la liquéfaction ait été atteinte (10-15 cycles après la liquéfaction) ne seraient pas représentatives en raison des déformations trop grandes.

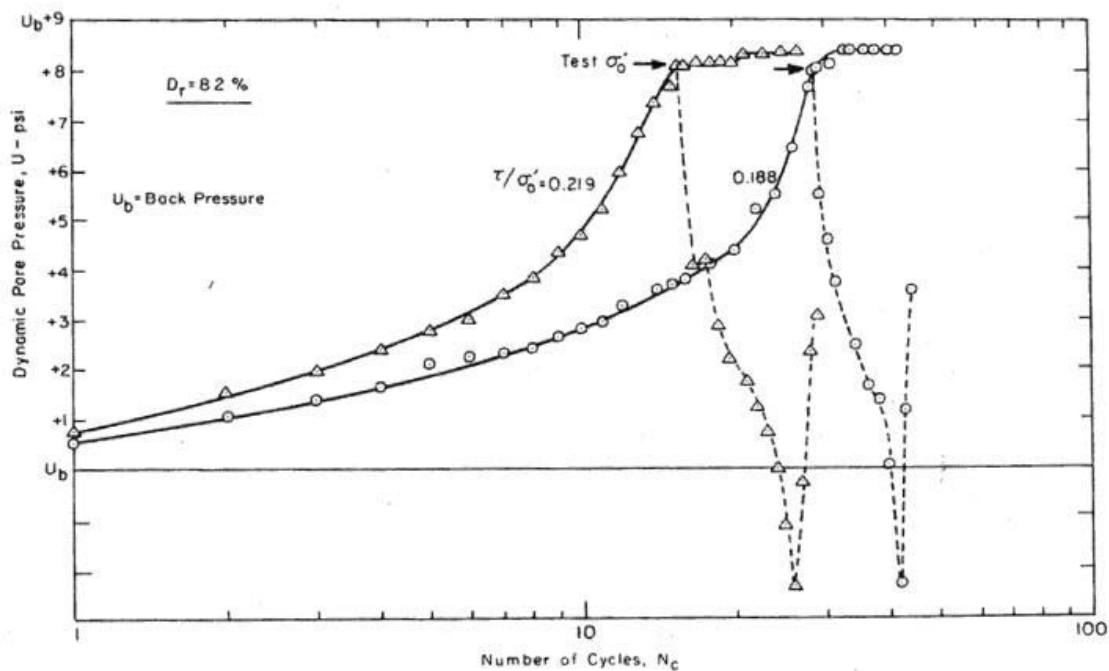


Figure 2.14. Développement des pressions interstitielles en fonction du nombre de cycles (échelle log) lors d'un essai sur table sismique pour un sable ayant un $I_D = 82\%$ (tirée de de Alba et al., 1975).

Sasaki et Taniguchi (1982) ont utilisé une boîte d'acier de 12 mètres de long par 3,5 mètres de haut et 2 mètres de large afin d'étudier le comportement de sols sableux soumis aux sollicitations cycliques. Ils ont aussi étudié l'effet d'inclusions sous forme de mur de gravier sur ces mêmes sables. La table sismique produisait un signal ayant une accélération horizontale maximale de 0,2 g, une fréquence de 5 Hz et une durée de 60 secondes. Le signal était identique d'un essai à l'autre. Ces essais, couplés avec des essais triaxiaux cycliques conventionnels et avec des analyses par éléments finis, ont permis d'obtenir plusieurs résultats intéressants. Un des modèles étudiés comportait un drain de 40 cm de largeur centré dans le modèle sur toute sa hauteur. Un second modèle comportait deux drains identiques au premier modèle, séparés de 2 mètres. En observant ces deux essais, ils ont remarqué, entre autres, que l'augmentation des pressions interstitielles était réduite près des murs de gravier. Dans les conditions testées, l'influence des murs de gravier était limitée à une distance de 50 cm par rapport au centre du drain. Une fois les sollicitations externes terminées, les pressions interstitielles se sont dissipées plus rapidement avec les drains que sans les drains.

2.1.4.4 Autres types d'approches

Plusieurs autres approches ont été développées au fil des années afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction des sols. Kramer (1996) propose trois types d'approche complémentaires, soient : l'approche par dissipation d'énergie, l'approche basée sur la réponse des contraintes effectives et l'approche probabiliste. Elles ne sont pas couramment utilisées, notamment à cause d'un degré d'imprécision souvent élevé.

Certains modèles mathématiques et logiciels peuvent s'avérer très utiles pour effectuer des simulations et comparer les résultats avec ceux obtenus sur le terrain ou en laboratoire. Les méthodes de traitement par éléments finis ou par différences finies sont souvent employées. Cet aspect a été revu par James (2009) et ne sera pas traité plus en détail ici.

2.2 Résidus de mines en roches dures

La nature des résidus miniers dépend grandement des caractéristiques de la roche-mère qui renferme les minéraux. Les méthodes de concassage et d'extraction des minéraux utilisées dans les usines de traitement minéralogiques vont contrôler certaines caractéristiques physiques des résidus, telles l'angularité des grains et leur granulométrie. La méthode de déposition (dans les parcs à résidus miniers) pourra également affecter le comportement in situ des résidus lors de sollicitations externes.

La plupart des sites d'exploitation minière en roches dures ont une géologie associée à des procédés magmatiques et hydrothermaux résultants de la création d'anciennes chaînes de montagnes (Guilbert et Park, 1986). La ceinture de roches vertes couvrant la partie nord-ouest du Québec et le Nord de l'Ontario est un bon exemple d'une région d'exploitation minière en roches dures. Les éléments les plus souvent exploités dans les zones de roches dures sont le fer, le zinc, le cuivre, le nickel, l'or et l'argent. De l'exploitation de ces sites résultera la production de résidus miniers particulièrement instables lorsque soumis à des secousses sismiques. Les propriétés physiques et le mode de déposition de ces résidus miniers sont les causes majeures de leur faible stabilité face aux sollicitations sismiques (e.g. Vick, 1983).

2.2.1 Paramètres physiques

Les propriétés physiques des résidus influencent de façon significative la variation des pressions d'eau à l'intérieur de ces matériaux lorsque soumis à des sollicitations statiques et cycliques. Les résidus provenant de mines en roches dures sont particulièrement sensibles à la création de surpression d'eau importante. Il est donc pertinent d'inclure une section résumant les caractéristiques physiques de ces résidus miniers.

Dans le cadre d'un article sur la gestion des résidus provenant de mines en roches dures, Bussière (2007) présente des valeurs caractéristiques des propriétés de ce type de résidus miniers. Un résumé de ces propriétés est présenté au tableau 2.2.

Tableau 2.2. Résumé des propriétés physiques des rejets de concentrateurs (adapté de Bussière, 2007).

Propriétés de bases		
	Basé sur 9 mines canadiennes	Basé sur 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 (D ₆₀ /D ₁₀)	8 à 18	10 à 30
% < 2 µm	5 à 14	4 à 20
% < 80 µm	70 à 97	60 à 100
Classement USCS	ML	ML ou SM
Densité relative des grains (D _r)	2,6 à 2,9 (veines de quartz); 2,9 à > 4,5 (résidus sulfureux)	
w _{opt} (%) (Proctor)	10 à 20 *	
γ _d maximal (kN/m ³)	14,6 à 20,1 *	
Densité de pulpe P (%)	25 à 45	
Limite de liquidité w _L (%)	< 40	
Limite de plasticité w _P (%)	0 à 15	
Propriétés de consolidation		
	Résidus fins (ML)	Résidus grossiers (SP)
Indice de compression C _c	0,05 à 0,3	0,05 à 0,3
Indice de recompression C _{cr}	0,003 à 0,03	0,003 à 0,03
Coefficient de consolidation c _v (cm ² /s)	0,1 à 0,001	0,1 à 100
Conductivité hydraulique		
k _{sat} (Échantillons remaniés) (cm/s)	10 ⁻⁴ à 10 ⁻⁶	10 ⁻² à 10 ⁻⁴
k _{sat} (Échantillons non remaniés) (cm/s)	10 ⁻⁴ à 10 ⁻⁷	
Propriétés non saturées		
ψ _a (pression d'entrée d'air) (cm d'eau)	100 à 700 **	50 à 125 **
ψ _r (suction résiduelle) (cm d'eau)	5500 à 8000	< 3000
Résistance au cisaillement		
φ' (°)	30 à 42	30 à 42
c' (kPa)	0	0
φ (non drainé) (°)	14 à 25	14 à 25
c (non drainé) (kPa)	0 à 100	0 à 100

* Valable pour D_r entre 2,65 et 3,03. Des valeurs supérieures de γ_d et inférieur de w_{opt} ont été observées pour les résidus plus grossiers (SM et SP) comparés aux résidus plus fins (ML).

** Avec des indices des vides variant de 0,67 à 0,93 pour les résidus fins (ML), et de 0,54 à 0,67 pour les résidus grossiers (SP).

Le tableau 2.2 indique que les résidus provenant de mines en roches dures ont généralement des granulométries variant entre celles des silts non plastiques (ML) à des sables-silteux non plastiques (SM). La densité relative des grains varie généralement entre 2,6 et 2,9, bien qu'elle puisse atteindre des valeurs jusqu'à 3,5 – 4 dépendamment de la nature des éléments exploités (par exemple, le sulfure massif de la mine Laronde).

La conductivité hydraulique saturée typique des résidus miniers provenant de mines en roches dures varie de 10^{-4} à 10^{-6} cm/s pour les résidus fins et de 10^{-2} à 10^{-4} cm/s pour les résidus grossiers. Ces valeurs peuvent varier localement à cause des hétérogénéités présentes dans les parcs à résidus miniers. Plus la conductivité hydraulique est élevée, plus la consolidation se fera rapidement. Avec le temps, la consolidation et la densification des résidus miniers tendent à diminuer légèrement leur conductivité hydraulique.

Les granulométries typiques des résidus miniers provenant de mines en roches dures sont présentées à la figure 2.15. Comme il a été vu à la section 2.1.3.1, la granulométrie des résidus miniers ainsi que le pourcentage de particules fines vont grandement influencer la susceptibilité à la liquéfaction. Les silts sableux produits par les mines en roches dures possèdent des granulométries qui sont souvent critiques à cet égard.

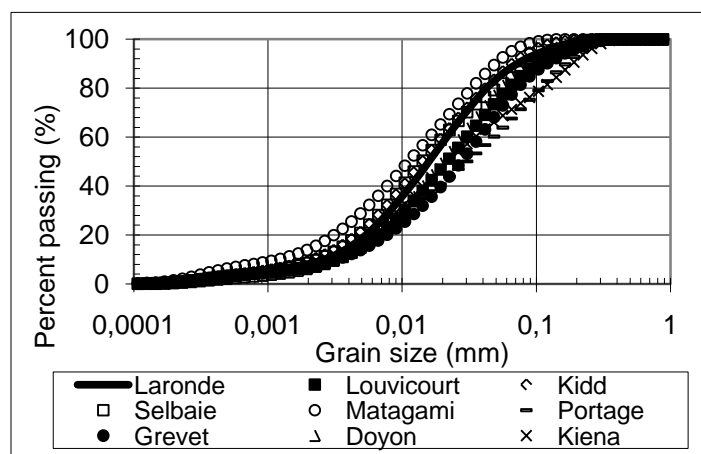
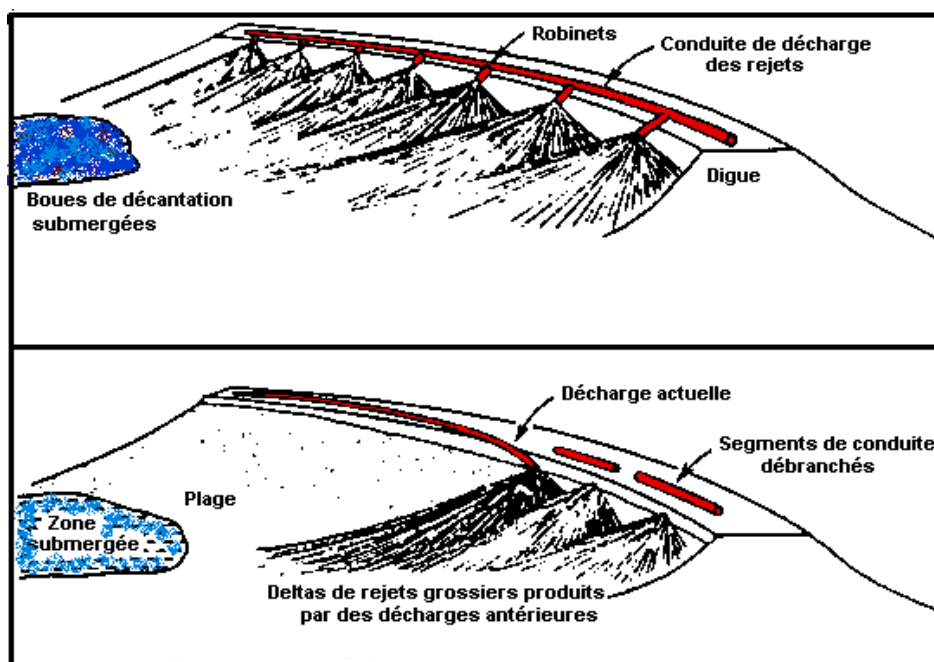


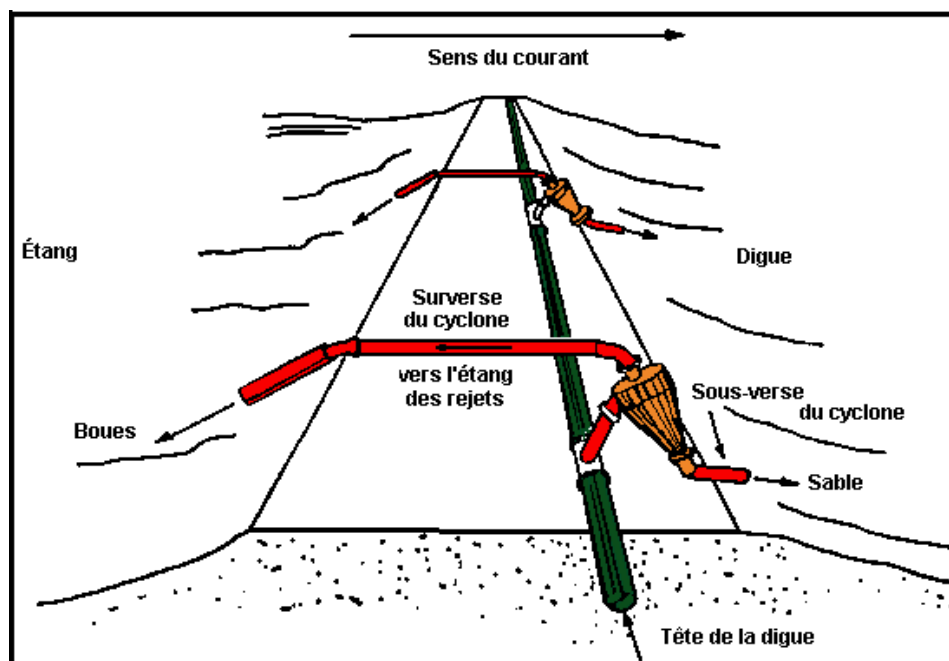
Figure 2.15. Granulométries de neuf échantillons provenant de mines en roches dures du Canada, avant la déposition dans les parcs à résidus miniers (tirée de Bussière, 2007).

2.2.2 Méthode de déposition

Comme il a été mentionné précédemment, le mode de déposition des résidus miniers joue un rôle important quant au comportement de ceux-ci. Généralement, les résidus miniers sont transportés hydrauliquement par pipeline, du concentrateur au parc à résidus miniers où plusieurs options sont alors offertes pour leur déposition. La méthode de déposition va dépendre des caractéristiques des résidus miniers, des cycles de déposition et du climat de la région. Typiquement, il est possible de séparer les méthodes de déposition selon trois catégories, soit : la décharge ponctuelle, la décharge par lances à robinet (spigottage) et la décharge avec hydrocyclone. La figure 2.16 illustre les trois différentes méthodes de déposition des résidus miniers.



a)



b

Figure 2.16. Méthodes de dépositions des résidus miniers : a) décharge par lances à robinet et décharge ponctuelle; b) décharge par hydrocyclone (tirée d'Aubertin et al., 2002a).

La décharge ponctuelle est, comme son nom l'indique, une méthode de déversement à partir d'une seule source. Cette source est un tuyau faisant le lien entre le concentrateur de la mine et le parc à résidus miniers. Le point de déversement en bout de tuyau est souvent proche de la crête de la digue, ce qui a comme effet de créer une accumulation de résidus miniers (plage) près de la digue. Une fois la section remplie, le point de décharge est déplacé afin de poursuivre la continuité de la plage. La pente, naturellement créée par ce processus, entraîne l'accumulation d'eau en surface vers les points bas du parc. Dans ce cas, les particules fines vont s'accumuler loin de la digue car elles nécessitent un environnement moins turbulent pour sédimenter. Les particules plus grossières vont s'accumuler plus près de la digue.

La décharge par lances à robinet est très similaire à la décharge ponctuelle. La différence majeure est que la déposition des résidus miniers se fait par plusieurs points simultanément. Les points de déchargement sont espacés plus ou moins uniformément sur le sommet de la digue. Lorsqu'une

section est remplie de résidus miniers, un robinet est fermé afin de bloquer la sortie des résidus à cet endroit. Un autre robinet est ensuite ouvert afin de continuer le déchargement ailleurs. Ce type de déposition crée des parcs à résidus miniers semblables à ceux créés par le déchargement ponctuel, avec des plages de résidus plus grossiers près des digues et une zone submergée vers le centre du parc. La création d'une plage peut s'avérer nécessaire lorsque le rehaussement des digues se fait avec les résidus miniers par la méthode amont (Vick, 1983; Aubertin et Chapuis, 1991). Dans ce cas, il est important d'avoir une surface d'assise la plus uniforme possible. Les techniques de décharge ponctuelle et de décharge par lances à robinet permettent d'avoir ce type de surface puisqu'elles créent des plages de résidus miniers relativement uniformes.

La décharge par hydrocyclone est utilisée afin de séparer les particules grossières des particules fines avant la déposition à l'intérieur du parc. Cette technique est surtout utilisée lorsque le rehaussement de la digue se fait avec les résidus miniers. La séparation se fait à l'aide de la force centrifuge. Les particules les plus fines ainsi que l'eau sont éjectées du cyclone par le haut (surverse) sous forme de boue. Les particules les plus grossières, donc les plus lourdes, décantent vers le bas du cyclone (sous-verse) et sont déposées aux abords de la digue. Ainsi, les particules fines (boues) et grossières peuvent être déposées aux endroits appropriés.

2.2.3 Liquéfaction des résidus miniers

Les caractéristiques vues à la section précédente indiquent que les résidus miniers peuvent être sensibles aux sollicitations dynamiques. Plusieurs événements catastrophiques se sont d'ailleurs produits suite à la liquéfaction des résidus miniers (Davies, 2002), incluant des instabilités de pentes, le bouillonnement et la boulangerie de sables, ainsi que le tassement ou la rupture des digues. Ces incidents ont montré que la liquéfaction peut entraîner des dégâts considérables. Certains exemples sont présentés dans Davies et Lighthall (2001).

Les résidus miniers sont des matériaux qui ne réagissent pas nécessairement de la même façon que les sols naturels aux sollicitations dynamiques. Afin de prédire, d'empêcher et de contrôler la liquéfaction des rejets miniers, plusieurs travaux ont été menés pour bien cerner les conditions

entraînant un tel phénomène; citons par exemple : Mittal et Morgenstern (1977), Ishihara et al. (1981), Vick (1983), Garga et McKay (1984), Lo et al. (1988), Aubertin et Chapuis (1991), Robinsky (1999), Aubertin et al. (2002b), Wijewickreme et al. (2005), Fourie (2006), Liang et al. (2009), James (2009).

On résume dans ce qui suit deux études sur le comportement des résidus miniers lorsque soumis à des sollicitations dynamiques.

2.2.3.1 Ishihara et al. (1980)

Comme il a été mentionné à la section 2.1.3, plusieurs facteurs influencent le comportement des matériaux (sols naturels et résidus miniers) soumis aux secousses sismiques. Ishihara et al. (1980) ont étudié le comportement de six résidus miniers, provenant de mines situées au Chili et au Japon, ainsi qu'un matériau artificiel à base de poudre de quartz. L'étude du comportement de ces résidus a été faite par l'intermédiaire d'essais triaxiaux. Les principaux résultats montrent qu'il y a une différence de résistance au cisaillement en fonction de la granulométrie et de l'indice de plasticité ($I_p = w_L - w_p$) des échantillons. La figure 2.17 montre la contrainte cyclique (normalisée pour σ'_{vo}) nécessaire pour causer 5 % de déformation en 20 cycles. Ce paramètre a été évalué en fonction de l'indice des vides pour trois types de résidus miniers : des résidus miniers de la taille d'un sable (figure 2.17a), des résidus miniers fins ayant de faibles indices de plasticité I_p (figure 2.17b) et des résidus miniers fins ayant des indices de plasticité élevés (figure 2.17c). Ces figures indiquent que les résidus à grains fins faiblement plastiques ($I_p < 10\%$) sont plus sensibles à la liquéfaction que les résidus plus plastiques ($15\% \geq I_p$), puisque la contrainte nécessaire pour engendrer la liquéfaction des résidus miniers est inférieure dans le premier cas. La différence entre les résidus à grains fins (figure 2.17b et c) et à grains grossiers (figure 2.17a) dépend de l'indice des vides (ou de la densité). Plus l'indice des vides augmente (ou plus l'indice de densité diminue), plus la résistance à la liquéfaction des résidus miniers sableux baisse et plus elle tend à ressembler à celle des résidus miniers fins de faible plasticité. En général, pour un indice des vides constant, on constate que la résistance au cisaillement des résidus grossiers est supérieure à celle des résidus fins. Dans cette étude, la provenance des différents matériaux

(résidus miniers et sable de quartz) ne semble pas influencer le comportement cyclique des échantillons. Les résultats se regroupent en fonction de la granulométrie, de l'indice des vides et de l'indice de plasticité, mais il n'y a pas d'évidence d'une influence de la provenance (ou de la minéralogie) des matériaux utilisés.

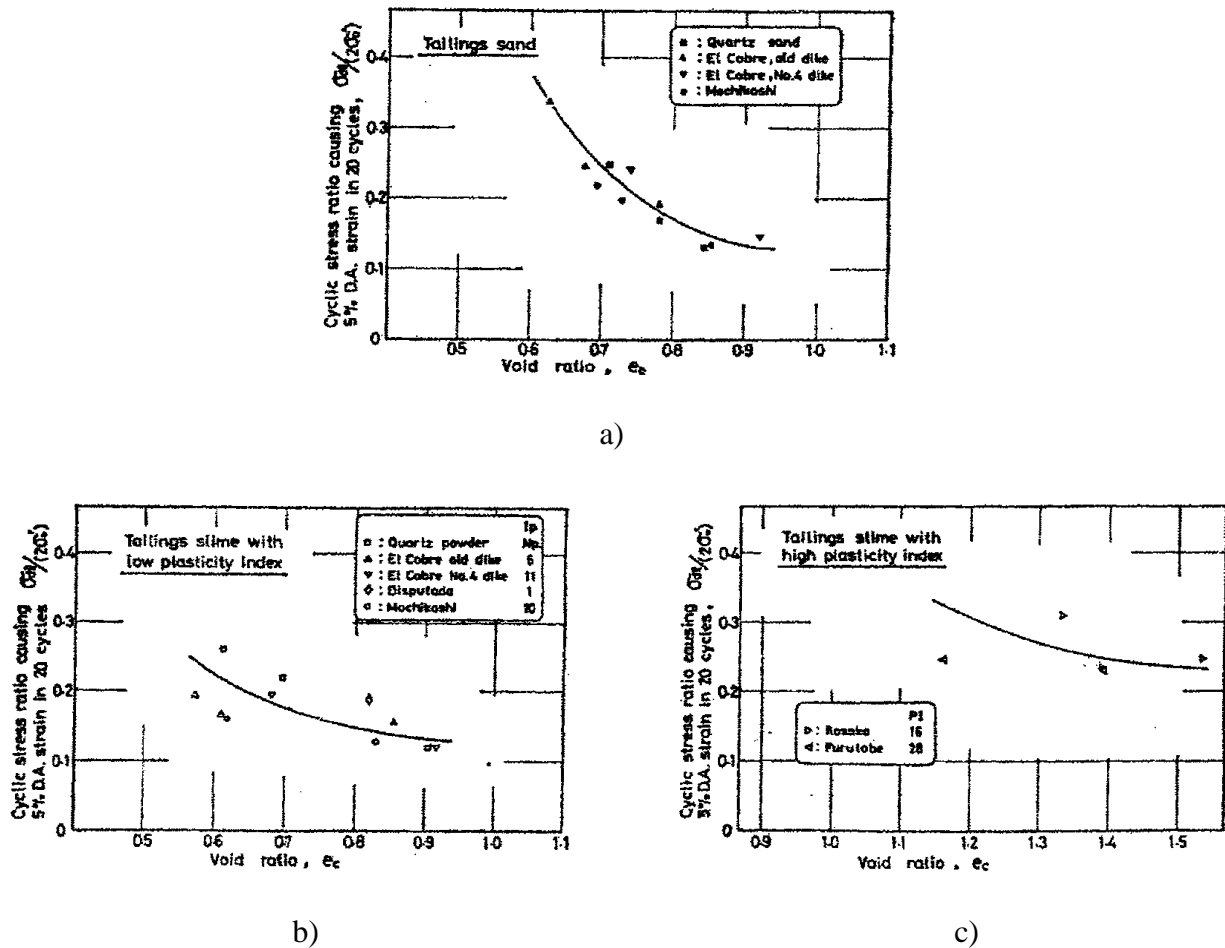


Figure 2.17. Contraintes de cisailment cyclique (normalisée pour σ'_{vo}) engendrant une déformation de 5 % en 20 cycles en fonction de l'indice des vides pour : a) résidus sableux; b) résidus fins à faible indice de plasticité ($I_p < 10$ %); c) résidus fins à indice de plasticité plus élevé ($I_p \geq 15$ %) (tirée de Ishihara et al. 1980).

2.2.3.2 Riemer et al. (2008)

Riemer et al. (2008) ont étudié le comportement de résidus miniers sous différentes contraintes de confinement (de 0,1 à 5,8 MPa), à l'aide d'essais triaxiaux non drainés. Les résidus miniers utilisés provenaient de la mine Cerro Verde au Pérou et avaient une granulométrie semblable à un sable silteux (SM). Les résidus contenaient environ 15 % de particules fines ($< 75 \mu\text{m}$). La réponse des résidus miniers a été étudiée lors d'un programme comprenant neuf essais triaxiaux non drainés consolidés isotropiquement (ICU) sous chargement statique et dix essais triaxiaux (CTC) sous chargement cyclique. Lors de la préparation, les résidus miniers ont été compactés à 98 % de la valeur maximale du Proctor. Ensuite, les échantillons ont été consolidés isotropiquement dans une cellule triaxiale à haute pression pouvant soutenir des pressions dépassant 10MPa.

Les essais à chargement (quasi) statique (ICU) montrent que lorsque les contraintes de confinement sont moyennes ($\approx 0,47 \text{ MPa}$), les résidus miniers ont tendance à se contracter au départ et à se dilater par la suite. En augmentant les contraintes de confinement à 5,8 MPa, les résidus avaient tendance à se contracter rapidement au début de la déformation imposée (de 0 à 4 % de déformation axiale) puis lentement par la suite (de 4 à 12 % de déformation axiale), sans montrer de dilatance.

Les essais triaxiaux sous chargement cycliques ont été faits avec une fréquence de 0,2 Hz, en faisant varier le CSR (cyclic stress ratio). Les résultats montrent qu'à une pression de confinement fixe, le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la liquéfaction (i.e. $r_u = 1$) augmente lorsque le CSR diminue. Les résidus miniers soumis à des contraintes de confinement plus faibles ($\approx 97 \text{ kPa}$) résistent mieux à la liquéfaction que ceux soumis à des contraintes de confinement plus élevées ($\approx 5 \text{ 300 kPa}$), dans ces conditions de laboratoire. Les auteurs en ont conclu que, pour ce type de matériau, la résistance à la liquéfaction était supérieure vers la surface plutôt qu'en profondeur où les contraintes de confinement sont plus élevées. Par contre, les auteurs ont noté un pourcentage de particules fines au démontage plus important pour les essais consolidés avec des contraintes très élevées. Il est possible que les grains se soient brisés

sous les contraintes très élevées. La variation du pourcentage de particules fines pourrait avoir influencé les résultats obtenus.

2.3 Méthodes de prévention et de contrôle de la liquéfaction

À la suite des divers incidents survenus au fil des années, des études ont été menées afin de prévenir la liquéfaction et les dommages que ce phénomène peut engendrer. Plusieurs méthodes ont été développées et d'autres sont encore en développement afin de contrôler le potentiel de liquéfaction des sols et ses effets. Pour différentes raisons, ces techniques ne sont pas toutes applicables aux parcs à résidus miniers.

Les diverses méthodes visant à réduire le potentiel de liquéfaction ont principalement comme but de contrôler les surpressions d'eau qui sont à la base du problème de la liquéfaction. Pour y arriver, les méthodes utilisées peuvent changer l'état du matériau en place (saturation et indice des vides) ou modifier son comportement par le biais d'inclusions diverses. Seules les méthodes potentiellement applicables aux résidus miniers sont présentées ici. Plus d'informations sur le sujet sont présentées dans Hausmann (1990), Andrus et Chun (1995), Kumar (2001) et Lew et Hudson (2004).

2.3.1 Modification des propriétés

Certaines méthodes visent à modifier les propriétés en place des matériaux. Par exemple, en abaissant la nappe phréatique, il est possible de limiter le potentiel de liquéfaction. Il peut aussi être réduit en densifiant le matériau en place. De cette façon on réduit l'indice des vides, ce qui a pour effet de réduire le potentiel de liquéfaction. Pour y arriver, les méthodes les plus populaires sont la compaction par charges dynamiques ou par vibrations.

La compaction (par charge) dynamique se fait en laissant tomber une masse à répétition sur le matériau. Le poids du bloc et la hauteur de chute compriment le matériau et diminuent l'indice

des vides. L'effet de la compaction dynamique est toutefois limité puisqu'elle ne peut compacter efficacement le matériau au-delà de 6-9 mètres de profondeur (Kumar, 2001).

La compaction par vibrations est une méthode qui augmente la densité du matériau, en plus de créer des trous permettant l'ajout d'inclusions dans le sol. Le principe est relativement simple. Il s'agit d'introduire une sonde sous l'action de vibrations combinée à des jets d'eau ou d'air. Lorsque la sonde atteint la profondeur désirée, les jets d'eau ou d'air cessent, mais la vibration peut continuer. Le matériau entourant la sonde se densifie sous l'action des vibrations. Lorsque la sonde est retirée, le trou résultant peut être utilisé pour l'ajout d'inclusions drainantes (sable ou gravier) ou d'inclusions rigides (mélange comportant un agent de cimentation).

2.3.2 Insertion d'inclusions

L'ajout d'inclusions rigides et/ou drainantes peut influencer le comportement d'un matériau de plusieurs façons. Elles permettent de stabiliser les pentes, augmentent la capacité portante, réduisent les tassements, accélèrent la consolidation et réduisent le potentiel de liquéfaction des sols. Dans le cadre de ce mémoire, notre intérêt porte sur les inclusions en tant que réducteurs du potentiel de liquéfaction d'un matériau lorsqu'il est soumis à des sollicitations dynamiques.

Depuis la fin des années 50, des inclusions de gravier ou de sable ont beaucoup été utilisées (en Europe, aux États-Unis et au Japon, notamment) pour stabiliser les sols potentiellement susceptibles à la liquéfaction. Ainsi, en 1992 on dénombre plus de 20 000 colonnes au total, installées sur le territoire japonais afin de réduire le potentiel de liquéfaction (Sonu et al. 1993). Les inclusions peuvent diminuer le potentiel de liquéfaction d'un matériau selon trois phénomènes distincts. Le premier est l'augmentation de la résistance mécanique, le second est le drainage des surpressions d'eau formées lors de sollicitations dynamiques (e.g. séisme ou chargement cyclique) et le troisième est l'accélération de la consolidation du matériau au repos. Ces trois effets seront discutés dans la section suivante. Plusieurs recherches ont été faites sur les effets qu'ont les inclusions sur les matériaux (e.g. Sasaki et Taniguchi, 1982; Barksdale et

Bachus 1983; Barksdale 1987; Kumar, 2001; Adalier et al., 2003; Martin et al., 2004; Liyanapathirana et Poulos, 2005; Rollins et al., 2009; James, 2009).

2.3.2.1 Mise en place des inclusions

La technique consiste à introduire un matériau ayant une perméabilité et/ou une résistance au cisaillement supérieure à celle du sol environnant. Selon Barksdale et Bachus (1983), le sol nécessite un nombre d'inclusions représentant entre 15 et 35 % du volume total du sol. L'espacement entre les colonnes varie avec le type de sol. Plus de détails sur la mise en place des inclusions sont disponibles dans Barksdale et Bachus (1983) et Barksdale (1987). Dans les sols, les inclusions sont installées par des méthodes telles l'enfoncement de pieux par battage, l'injection de matériel de remplissage et le mélange d'un élément externe. Dans les résidus miniers, les inclusions peuvent être placées avant et pendant le remplissage du bassin (Aubertin et al., 2002a; James, 2009).

2.3.2.2 Effets sur la résistance mécanique

Les inclusions peuvent augmenter la résistance mécanique des matériaux (sols ou rejets de concentrateur) en limitant les déplacements lors des sollicitations statiques et dynamiques. Les déplacements latéraux et les tassements sont alors réduits, ce qui peut aussi réduire l'augmentation des pressions interstitielles. De cette façon, le potentiel de liquéfaction est réduit. Pour que l'effet soit perceptible, les inclusions doivent avoir une résistance au cisaillement nettement supérieure à celle du matériau en place et elles doivent être présentes en proportion suffisamment élevée (i.e. avec un espacement restreint).

Parmi les méthodes augmentant la résistance mécanique, il y a l'insertion de tiges ou de pieux faits de béton, d'acier, de bois ou d'autres matériaux ayant une résistance mécanique supérieure à celle du matériau en place (par exemple, des colonnes de gravier). Il y a aussi des méthodes d'injection et de mélange qui créent des zones où le sol est remplacé ou mélangé avec un élément

externe (ciment, particules fines, gel, etc.). La résistance mécanique du matériau est augmentée autour de ces zones plus rigides.

Dans les sols sableux et silteux, les colonnes de gravier sont des inclusions ayant habituellement entre 4 et 10 mètres de hauteur et séparés d'environ 2 mètres. Les travaux d'Adalier et al. (2003) ont permis d'étudier l'effet de colonnes de gravier sur le comportement d'un silt non cohésif à l'aide d'essais à la centrifugeuse. Ils ont notamment comparé l'amplitude du signal dans les échantillons ainsi que les surpressions interstitielles à diverses profondeurs, pour quatre configurations. Le modèle #1 était composé d'un silt avec un indice de densité plutôt faible ($I_D = 57\%$). Le modèle #2 était identique au premier, mais il comportait 45 colonnes de roches. Le but de ces deux essais était de comparer la résistance au cisaillement avec et sans colonnes de roches (qui agissent comme des inclusions rigides).

À l'aide du modèle #1, ils ont constaté que le signal sismique enregistré s'atténue de la surface vers le bas de l'échantillon. Leur modèle avait une hauteur totale équivalente de 7,8 mètres, une largeur équivalente de 12,5 mètres et une longueur équivalente de 23 mètres. À 1,3 mètre de profondeur l'accélération sismique devient pratiquement nulle après seulement 6 cycles. Par contre, à des profondeurs de 2,3, 4,3 et 7 mètres, il a fallu respectivement 9, 10 et 12 cycles afin d'obtenir le même résultat. Cette atténuation de l'accélération sismique serait attribuable à la perte de résistance au cisaillement due à la liquéfaction. Il y aurait alors un front de liquéfaction qui se propage de la surface vers la base de l'échantillon. Cette hypothèse est conséquente avec l'évolution des surpressions interstitielles qui augmentent du haut vers le bas jusqu'à atteindre des valeurs maximales équivalentes aux contraintes effectives initiales ($r_u = 1$). Lorsque les contraintes effectives deviennent nulles à une certaine profondeur, les accélérations sismiques enregistrées à cette même profondeur deviennent nulles peu de temps après.

Les résultats obtenus sur le modèle #2 montrent que la mise en place de colonnes de roches produit un comportement différent à l'intérieur du silt. L'amplitude du signal s'est atténuée plus lentement, ce qui implique que le sol a une résistance au cisaillement supérieure à celle du modèle #1. La même conclusion a été tirée en comparant les surpressions interstitielles; un

nombre de cycles supérieur (12 à 16 cycles pour le modèle #2 au lieu de 6 à 12 cycles pour le modèle #1) a été nécessaire afin d'atteindre les surpressions interstitielles maximales. Ces résultats indiquent que l'ajout de colonnes de roches augmente la résistance au cisaillement (ou la résistance mécanique) des silts non cohésifs.

Les modèles #3 et #4 ressemblaient aux modèles #1 et #2, mais avec l'application d'une surcharge à la surface des modèles afin de simuler la présence d'une structure. Les résultats de ces modèles ne seront pas discutés dans cette section puisque les conclusions importantes recourent celles obtenues à l'aide des modèles #1 et 2.

James (2009) a étudié l'effet d'inclusions rocheuses sur la résistance mécanique des résidus miniers lors d'un séisme. Plus précisément, il a utilisé des modèles numériques développés sur le code FLAC (Itasca) afin d'évaluer l'effet d'inclusions de stériles miniers sur le comportement d'un parc à résidus miniers. Plusieurs modèles ont été testés et les résultats de cette recherche montrent (entre autres) que la présence d'inclusions rocheuses près de la digue du parc à résidus miniers peut limiter efficacement les déplacements horizontaux et verticaux des résidus miniers lors d'un événement sismique. Les inclusions auraient donc un impact significatif sur le comportement mécanique des résidus miniers en cas de séisme.

2.3.2.3 Effets sur le drainage

Certains types d'inclusion permettent le drainage et la dissipation des surpressions d'eau d'un matériau avant et pendant les événements sismiques. Elles peuvent retarder et même empêcher la liquéfaction d'un sol. Pour qu'elles soient efficaces, les inclusions drainantes doivent avoir une perméabilité largement supérieure à celle du matériau l'entourant, et la perméabilité de ce matériau doit être suffisamment élevée afin que l'eau puisse se drainer relativement rapidement. Les inclusions drainantes ont pour effet de ralentir l'augmentation des surpressions interstitielles dans le matériau puisqu'une partie des surpressions interstitielles est dissipée par ces dernières et elles permettent une dissipation accélérée des surpressions à la suite de l'événement sismique.

Les colonnes de sable ou de gravier et les drains préfabriqués sont les types d'inclusions drainantes les plus utilisées. Ces systèmes peuvent être installés horizontalement ou verticalement. Sasaki et Taniguchi (1982) ont étudié (en laboratoire et numériquement) l'efficacité de ces drains. Par le biais d'essais sur table sismique, d'essais triaxiaux et de simulations numériques, ils ont démontré que les inclusions de gravier peuvent être efficaces si elles sont installées convenablement dans le sol. Les auteurs ont testé six différents modèles sur table sismique. Les tests ont été faits sur un sable uniforme comportant diverses configurations d'inclusion de gravier. Leur modèle physique avait 12 m de longueur, 2 mètres de largeur et 3 mètres de hauteur.

Ces essais ont montré que les murs de gravier utilisés (40 cm de largeur) étaient efficaces jusqu'à une distance de 50 cm à partir du centre de ces murs, soit 1,25 fois la largeur de l'inclusion. Au-delà de cette distance, les drains n'avaient pratiquement aucun effet sur la dissipation des surpressions interstitielles. Pendant les chargements cycliques, ils ont attribué cette performance à la fréquence d'oscillation de la table sismique (5 Hz), jugée trop élevée pour les séismes de la région. En diminuant la fréquence d'oscillation de la table sismique, les auteurs ont estimé que les surpressions se seraient développées plus lentement et que les drains auraient eu le temps de dissiper les surpressions plus efficacement. Sasaki et Taniguchi (1982) ont aussi remarqué que les surpressions interstitielles maximales étaient moins élevées près des drains. Une fois les essais terminés, les surpressions interstitielles se sont dissipées plus rapidement près du drain que dans le reste du modèle.

2.3.2.4 Accélération de la consolidation

Des études théoriques et expérimentales ont démontré que la présence d'inclusions, telles les colonnes de sable ou de gravier, permet d'accélérer le taux de consolidation d'un matériau lâche en réduisant la longueur du chemin de drainage (e.g. Barksdale et Bachus, 1983; Barksdale, 1987; Han et Ye, 2002). Plus la consolidation est efficace, plus l'indice des vides du sol diminue et moins il est susceptible de se liquéfier. Des résultats similaires sont anticipés pour les parcs à résidus miniers contenant des inclusions de roches stériles (Jaouhar, 2011, mémoire de maîtrise, à paraître).

2.3.2.5 Application aux parcs à résidus miniers

Comme il a été vu au tableau 2.2, les résidus miniers provenant de mines en roches dures sont en majeure partie des silts sableux non cohésifs, ayant des conductivités hydrauliques relativement faibles. L'utilisation d'inclusions rigides et drainantes dans les parcs à résidus miniers pourrait s'avérer efficace afin de réduire leur potentiel de liquéfaction. Aubertin et al. (2002a), James et al. (2003) et James (2009) ont proposé d'utiliser des inclusions formées de stériles miniers afin de contrôler le comportement des résidus miniers. La figure 2.18 montre une disposition schématique des inclusions de roches stériles dans les parcs à résidus miniers servant à limiter la création de pressions interstitielles dans les parcs à résidus miniers lors de tremblement de terre et à contrôler le comportement des résidus suite à la liquéfaction.

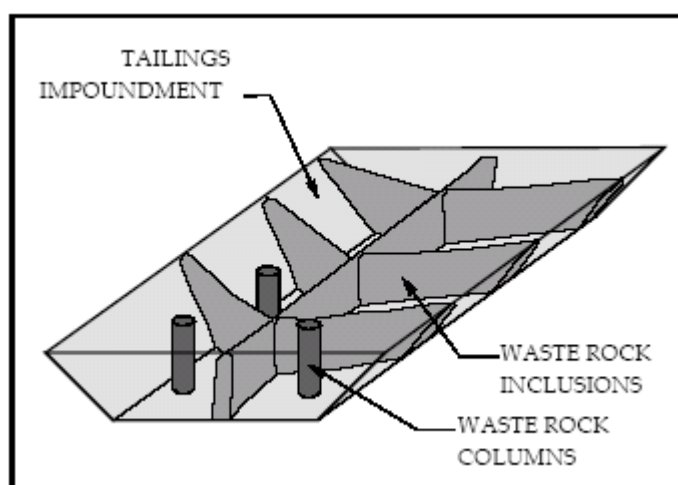


Figure 2.18. Inclusions de roches stériles dans les parcs à résidus miniers (adaptée d'Aubertin et al. 2002a, et de James et al. 2003).

Les essais réalisés dans ce mémoire visent à étudier certains des effets produits par des inclusions placées dans les résidus miniers soumis à des chargements cycliques sur table sismique.

CHAPITRE 3 MODÉLISATION PHYSIQUE SUR TABLE SISMIQUE

La section suivante présente les différentes facettes de la préparation et de la réalisation des essais sur table sismique. On y décrit les matériaux et les instruments utilisés ainsi que leur mise en place pour former les différents modèles.

3.1 Configuration

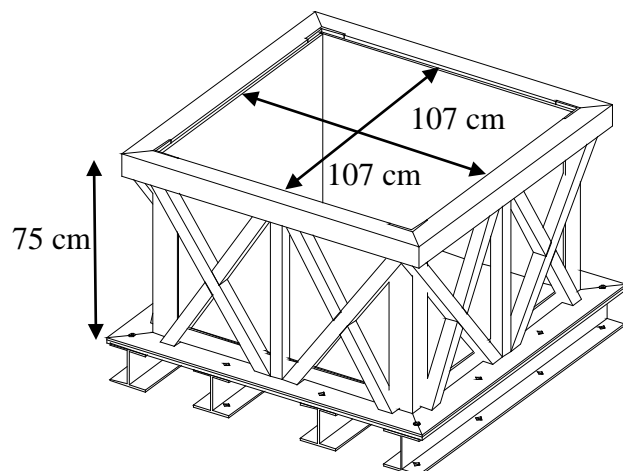
Une caisse en aluminium a été utilisée pour la réalisation des différents essais lors de ce projet. Neuf essais ont été menés sur une table sismique dans le but de comparer le comportement des matériaux sous diverses conditions.

3.1.1 Caractéristiques de la caisse à parois rigides

Une caisse à parois rigides a été construite pour la réalisation d'essais de sollicitation dynamique sur table sismique dans le cadre d'un projet de fin d'étude effectué par Jolette (2002), sous la tutelle de Michel Aubertin. Elle est fabriquée entièrement en aluminium, sauf une feuille d'acrylique de 19 mm d'épaisseur servant de paroi transparente. Les concepteurs de la caisse ont opté pour l'aluminium étant donné qu'il s'agit d'un matériau ayant une masse volumique relativement faible (2700 kg/m^3 comparativement à 7850 kg/m^3 pour l'acier) pour la résistance qu'il offre (à un coût abordable). L'aluminium possède aussi l'avantage de mieux résister à l'oxydation que l'acier. Afin de diminuer les risques d'oxydation par l'acidité des résidus miniers, une couche de peinture contenant de l'« époxy » a été appliquée sur les parois intérieures de la caisse. La base inférieure de la caisse a une dimension de 107 cm par 107 cm à l'intérieur. Elle fait 75 cm de hauteur ce qui donne un volume total de $0,86 \text{ m}^3$. Deux trous (reliés à des valves) ont été placés à la base de la caisse pour permettre l'écoulement de l'eau et la saturation des échantillons. Les détails de la conception de la caisse sont présentés dans Jolette (2002). La figure 3.1a montre une photo de la caisse durant le remplissage d'eau (afin de vérifier son étanchéité), ainsi qu'une vue isométrique de la caisse (figure 3.1b).



a)



b)

Figure 3.1. Caisse en aluminium : a) photo de la caisse; b) schéma en vue isométrique de la caisse (adaptée de Jolette, 2002).

Plusieurs études ont été menées sur le comportement dynamique des sables en utilisant différents types de caisse. Le tableau 3.1 présente le type de caisse ainsi que leurs dimensions pour quelques études faites sur table sismique. La caisse utilisée lors de ce projet a des dimensions dans la moyenne par rapport aux essais présentés au tableau 3.1. Les principales variables étudiées lors de ces recherches sont aussi mentionnées dans ce tableau. Ces études ont été faites sur différents sols naturels et leur application sur les résidus miniers n'a pas été étudiée (à ce jour). Elles ont donc inspirées la présente étude.

Mentionnons toutefois, avant d'aller plus loin, que comme la caisse possède une surface carrée à la base et que les parois sont rigides, le comportement des résidus miniers est certainement affecté par la présence des parois. Ceci est très probable puisque le rapport entre la longueur et la hauteur de la caisse ne respecte pas un rapport 10 : 1 comme le propose de Alba et al. (1975) et comme il a été discuté à la section 2.1.4.3. Par contre, comme l'analyse des résultats est faite d'une manière comparative, l'impact des parois sur la réaction des matériaux est la même pour tous les essais. Ces effets n'ont pas été pris en compte spécifiquement dans l'analyse des données.

Tableau 3.1. Exemple de travaux comprenant des essais sur table sismique.

Auteurs	Type de caisse	Dimensions	Variables	Matériau testé
Finn et al. (1972)	Parois rigides	183 cm de longueur, 46 cm de largeur et 18 cm de hauteur	1. Fréquence et accélération du chargement 2. Pressions de confinement	Sable Wedron : $D_r = 2,66$ $e_{\max} = 0,77$ $e_{\min} = 0,47$ $D_{50} = 0,55$ mm $I_D \approx 33$ %
de Alba et al. (1975)	Parois rigides	229 cm de longueur, 107 cm de largeur et 10 cm de hauteur	1. Indice de densité du matériau 2. Pressions de confinement	Sable Monterey #0 : $D_r = 2,65$ $e_{\max} = 0,852$ $e_{\min} = 0,564$ $D_{50} = 0,36$ mm $I_D \approx 54$ à 90 %
Sasaki et Taniguchi (1982)	Parois rigides	12 m de longueur, 2 m de largeur et 3,5 m de hauteur	Interaction sable - colonne de gravier	Sable de Segen-yama : $D_r = 2,73$ $D_{50} = 0,28$ mm $I_D \approx 40$ à 60 %
Tao et al. (1998)	Laminaire	12 m de longueur, 3,5 m de largeur et 6 m de hauteur	Interaction sable - colonne rigide centrée	Sable de Hokota : sable lavé $I_D \approx 65$ %
Prasad et al. (2004)	Laminaire	100 cm de longueur, 50 cm de largeur et 100 cm de hauteur	Fréquence de chargement	Sable et gravier : pas d'information supplémentaire
Dou et al. (2004)	Parois rigides	54 cm de longueur, 50 cm de largeur et 60 cm de hauteur	1. Amortisseurs sur les parois 2. Fréquence de chargement 3. Indice de densité du matériau	Sable : $D_r = 2,67$ $e_{\max} = 0,862$ $e_{\min} = 0,350$ $I_D \approx 35$ à 75 %
Okamura et Teraoka (2005)	Parois rigides	90 cm de longueur, 30 cm de largeur et 60 cm de hauteur	Degré de saturation	Sable de Toyoura : $D_r = 2,64$ $e_{\max} = 0,973$ $e_{\min} = 0,609$ $D_{50} = 0,19$ mm $I_D \approx 70$ %
Yegian et al. (2007)	Parois flexibles	33 cm de longueur, 22 cm de largeur et 46 cm de hauteur	Degré de saturation	Sable d'Ottawa : $e_{\max} = 0,8$ $e_{\min} = 0,5$ $I_D \approx 20$ %

3.1.2 Programme expérimental

Le programme expérimental comprend neuf essais, dont un essai fait sur un sable (essai 3) et huit essais sur des résidus provenant de mines en roches dures (essais 4 à 11). Les essais 1 et 2 ont été faits pour finaliser la procédure d'essai et pour calibrer la réponse de la table sismique, et ils ne seront pas présentés dans cette maîtrise.

L'essai fait sur le sable a pour objectif de comparer les résultats obtenus à ceux faits sur les résidus miniers et à ceux disponibles dans la littérature. Il a été effectué en trois phases de chargement. Chacune des phases imposait une accélération maximale différente au modèle. La première phase de chargement a duré environ 6 minutes et elle imposait une accélération maximale de 0,12 g. La seconde phase a duré environ 5 minutes et elle imposait une accélération maximale de 0,17 g. Finalement, la troisième phase a été menée avec une accélération maximale de 0,35 g durant environ 2,5 minutes.

La série de huit essais sur les résidus miniers inclut trois tests sur les résidus miniers uniquement et cinq autres sur des résidus miniers comprenant des inclusions. La durée des sollicitations dynamiques a été établie en fonction de la réaction des résidus miniers lors des essais. Elle est comprise entre 233 secondes (essai 4) et 1685 secondes (essai 6). Deux types d'inclusions (ayant différents objectifs) ont été étudiés dans le cadre de ce projet. Le premier type d'inclusion est formé par un sable relativement grossier afin de créer un chemin de drainage plus court et ainsi dissiper une partie des surpressions générées par le mouvement cyclique de la table sismique. Le second type d'inclusion est un tube crépiné fendu, faisant environ 10 cm de diamètre intérieur et 12 cm de diamètre extérieur. Le tube crépiné de PVC a été centré dans la caisse et rempli de sable grossier ou de résidus miniers, selon le test. Il a été fixé à la base et au sommet de l'échantillon, créant ainsi une inclusion rigide. Lorsque le tube crépiné est rempli de sable grossier, les résidus miniers bénéficiaient des effets du drainage en plus des effets de l'augmentation de la résistance mécanique. Des études expérimentales ou numériques ont déjà été menées sur ces types d'inclusions (drainage et renforcement) par, entre autres, Sasaki et Taniguchi (1982), Barksdale (1987), Adalier et al. (2003), Martin et al. (2004) et James (2009).

3.1.3 Instrumentation du montage

Plusieurs types d'instruments ont été utilisés afin de mesurer les changements physiques dans les résidus miniers et dans le sable lors des essais cycliques sur table sismique. La figure 3.2 montre le positionnement des différents instruments lors du montage dans la caisse en aluminium. L'instrumentation comprend des transducteurs de pression (1), des transducteurs de mouvement (3), des plaques de plastique (2) et métalliques (4) ainsi que des minces bandes de gravier coloré. Les détails relatifs à l'instrumentation sont présentés dans ce qui suit.

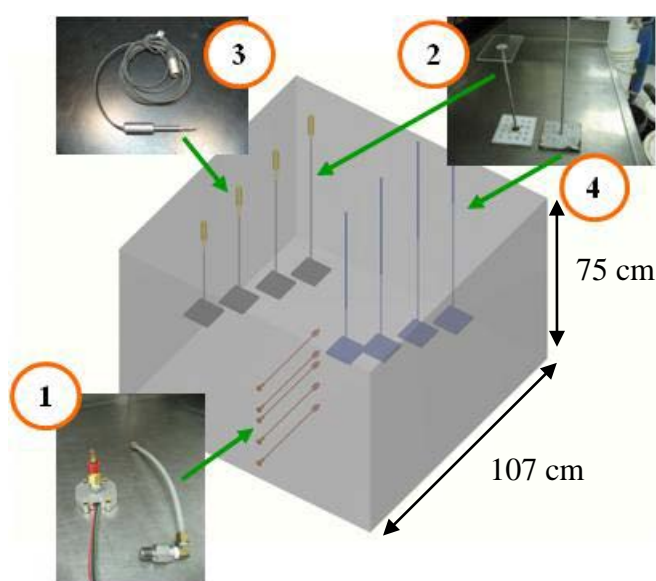


Figure 3.2. Schéma du modèle instrumenté; les détails du montage sont présentés dans le texte.

3.1.3.1 Transducteurs de pression

Les transducteurs de pression permettent de transformer les variations de la pression d'eau en signal électrique. L'appareil utilisé permet un enregistrement continu via un système d'acquisition de données. Le calibrage des transducteurs a été fait directement avec le système d'acquisition de données, pour des conditions représentatives de l'utilisation. Le calibrage a été réalisé en prenant plusieurs lectures (en volt) à pression contrôlée. Ainsi, une droite de type « $y = mx + b$ » a été tracée pour chacun des transducteurs de pression. Les résultats du calibrage de chacun des transducteurs utilisés sont présentés au tableau A.1 de l'annexe A. Les transducteurs

de pressions proviennent de chez Omega et sont de la série PX243A-05BG5V. Ils ont une plage d'enregistrement variant entre ± 35 kPa et une précision de 0,25 % ($\pm 0,0875$ kPa) sauf les transducteurs T-5, T-7 et T-8 qui ont une plage d'enregistrement variant entre ± 100 kPa avec une précision de 0,25 % ($\pm 0,25$ kPa). Les transducteurs de pression étaient alimentés par une charge de 10 volts et leur réponse variait entre 1 et 6 volts.

Chaque montage a été instrumenté avec des transducteurs de pression afin de mesurer la variation des pressions interstitielles à différentes profondeurs (le nombre de transducteurs et la profondeur de ceux-ci varient en fonction de l'essai). Les capteurs de pression étaient raccordés aux parois de la caisse via des raccords rapides (« quick connects »). Ces raccords étaient liés à des tubes de plastiques transparents équipés d'un filtre métallique à l'extrémité afin de prévenir l'infiltration de particules fines (figure 3.2, instrument 1). L'utilisation des tubes de plastique permet de mesurer les variations de la pression interstitielle près du centre du modèle. Pour les montages avec inclusions, les pressions dans les résidus miniers étaient mesurées à une distance horizontale de 15 cm de celles-ci, et les pressions dans les inclusions étaient mesurées au centre de celles-ci. Les filtres métalliques étaient reliés à de minces fils de cuivre attachés à une cornière métallique perforée, fixée au sommet de la caisse (sauf pour les essais 3 et 4), afin de contrôler le mouvement des points de lecture.

La figure 3.3 montre un exemple de mise en place d'une couche de résidus. Au centre de cette photo, deux tubes transparents sont visibles; un liant la caisse d'aluminium à l'inclusion rigide (tube crépiné en PVC), l'autre connecté à la caisse et déposé sur les résidus miniers à 15 cm de l'inclusion. On voit aussi le mince fil de cuivre rejoignant le filtre métallique à la cornière métallique perforée, fixée au sommet.

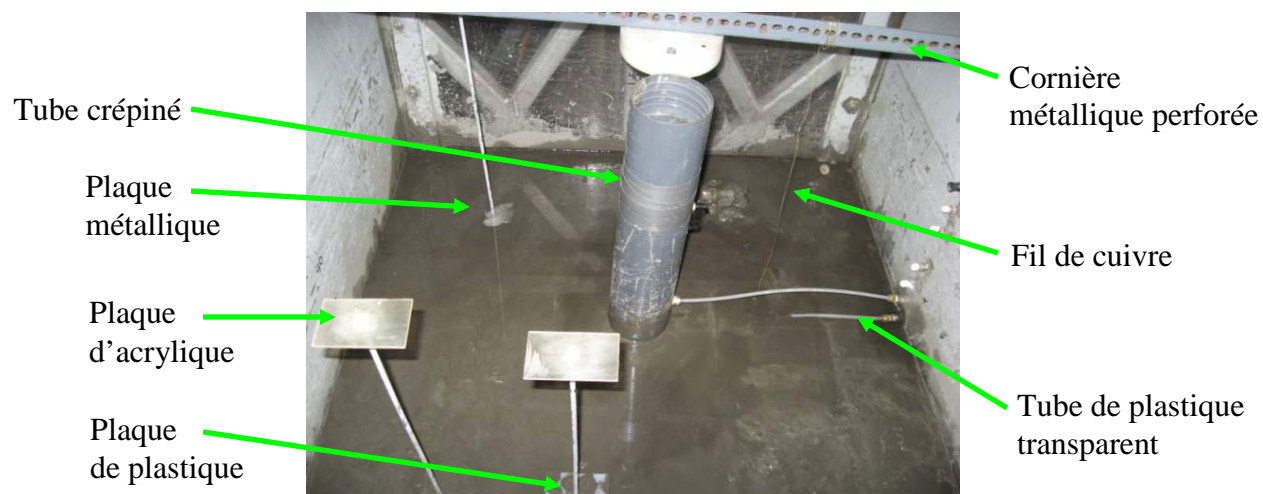


Figure 3.3. Photo prise après la mise en place d'une couche de résidus miniers et des instruments (essai 7).

3.1.3.2 Transducteurs de déplacement (LVDT)

Quatre transducteurs de déplacement (type LVDT ou « Linear Variable Displacement Transducer») ont été utilisés afin de suivre le déplacement vertical des résidus miniers tout au long des essais. Ces transducteurs transforment un déplacement physique en signal électrique. Ils permettent l'enregistrement des valeurs via un système d'acquisition de données. Le calibrage a été fait par l'enregistrement de valeurs (en Volt) correspondant à des déplacements contrôlés (en mm). Les courbes de calibrage sont de type « $y = mx + b$ » et sont présentées au tableau A.2 de l'annexe A. Des transducteurs de déplacement modèle SC3 DC-DC de Honeywell ont été utilisés. Ils ont une plage de lecture de $\pm 0,508$ cm avec une précision de 0,25 % sur l'échelle totale ($\pm 0,00254$ cm). Les transducteurs de mouvement étaient alimentés par une source de 12 volts et leur réponse variait de 0 à 10 volts.

Chaque transducteur de déplacement a été inséré dans un support de plastique, lui-même fixé sur une cornière métallique perforée, vissée au sommet de la caisse. Ils enregistraient le déplacement des plaques de plastiques perforées (ayant de faibles masses) disposées à différentes profondeurs. Le lien entre les plaques de plastiques et les transducteurs était maintenu par des tiges de métal centrées sur les plaques de plastiques perforées. Pour les essais 5 à 11, une plaque d'acrylique

était fixée au sommet de chacune des tiges métalliques et soutenait le LVDT. Cette plaque permettait aux tiges de bouger horizontalement sans perdre l'enregistrement des mouvements des plaques de plastiques perforées. Pour les essais 3 et 4, les plaques d'acryliques n'étaient pas fixées au sommet des tiges. Des tubes de plastiques ont alors été utilisés afin de maintenir les LVDT en place (voir section 3.3.1.3). Cette méthode a été abandonnée après l'essai 4 car le risque de décrochement entre le LVDT et la tige métallique était trop élevé.

Les plaques de plastique perforées étaient carrées avec des côtés de 10 cm et une épaisseur d'environ 0,7 cm (voir figure 3.2, instrument 2). Elles étaient installées à différentes profondeurs (dépendamment de l'essai) et elles étaient trouées afin de limiter les déplacements dus aux pressions hydrauliques. Les plaques d'acrylique vissées au sommet des tiges métalliques permettaient un certain déplacement horizontal des tiges (causé par le mouvement des résidus miniers) sans interrompre l'enregistrement des mouvements verticaux de ces dernières. La figure 3.4 montre le montage avant l'application des charges cycliques pour l'essai 7. Sur cette photo, on voit les transducteurs de déplacement et les plaques d'acrylique au sommet des tiges de métal.

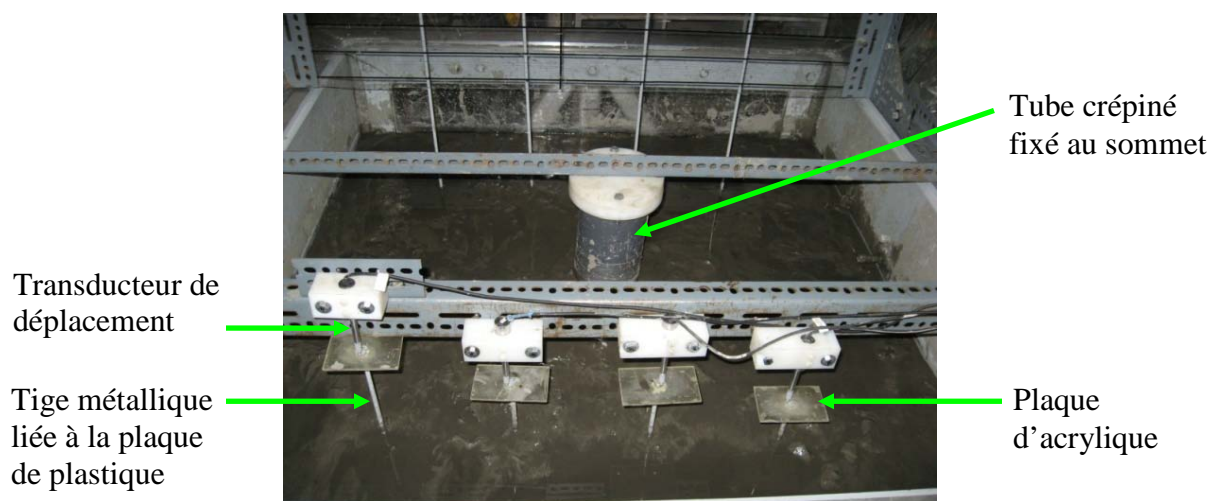


Figure 3.4. Montage final avec installation des LVDT avant l'application des charges cycliques (essai 7).

3.1.3.3 Plaques métalliques

Quatre plaques métalliques ont été positionnées à diverses profondeurs dans les résidus miniers (instrument 4 de la figure 3.2). Ces plaques sont plus lourdes que les plaques de plastique puisqu'elles sont faites d'acier. Une tige de métal a été vissée au centre de chacune de ces plaques. Ces tiges remontaient jusqu'à une hauteur variant entre 30 et 60 cm au-dessus de la surface des résidus miniers. Un panneau de plastique gradué a été installé derrière les tiges afin de pouvoir suivre visuellement (sur vidéo) le mouvement des plaques métalliques situées dans l'échantillon. L'essai a été filmé de face afin d'aider à suivre le mouvement des tiges (il a aussi été filmé sur le dessus avec une caméra placée en hauteur).

En raison de leur poids (contrainte appliquée d'environ 0,75 kPa), les plaques de métal constituent un indicateur de la capacité portante qui varie avec les surpressions interstitielles (et possiblement avec la liquéfaction). À la figure 3.5, on voit le montage avant la mise en marche de la table sismique. Sur cette figure, les tiges de métal et le panneau gradué sont bien visibles.

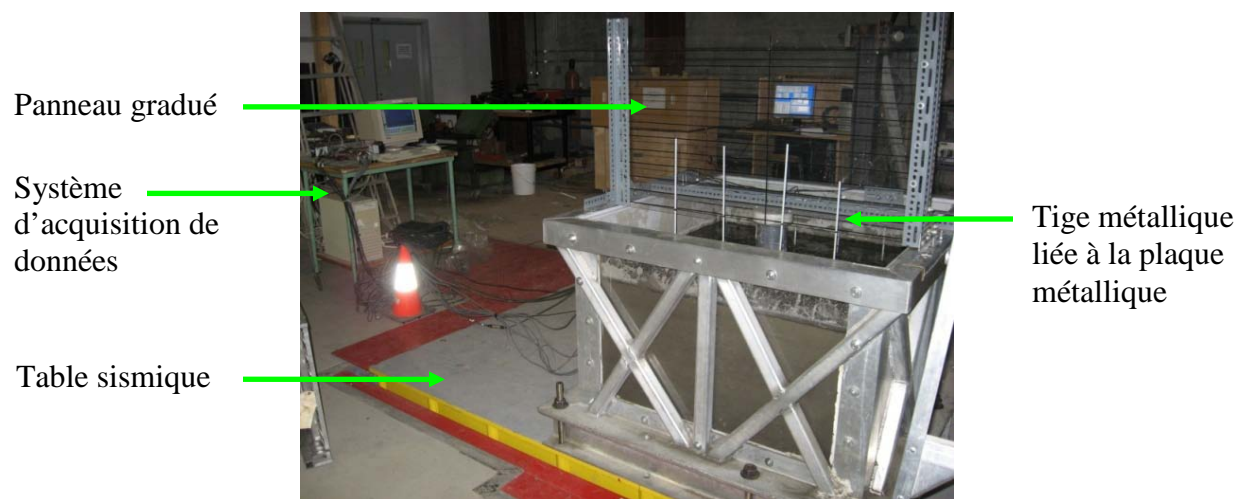


Figure 3.5. Montage final avec plaques métalliques et les tiges dépassant de la caisse et le panneau de plastique gradué, avant l'application des charges cycliques (essai 7).

3.1.3.4 Bandes de gravier coloré

De minces bandes de gravier ont été ajoutées dans le montage pour évaluer la déformation finale (au démontage) du matériau à différentes profondeurs. Le gravier coloré utilisé est habituellement vendu pour le fond des aquariums. Il a été tamisé au tamis 2,5 mm pour ne garder que la fraction grossière (particules entre 0,25 cm et 1 cm de diamètre). Trois bandes de gravier ont été installées pour chaque couche, à trois profondeurs différentes, pour un total de neuf bandes de gravier par modèle. Deux bandes ont été installées perpendiculairement, au centre de la couche. L'autre bande a été installée sur le bord du mur d'acrylique dans le but d'observer visuellement les déplacements tout au long de l'essai. Les bandes faisaient en moyenne entre 40 et 80 cm de longueur par 5 à 10 cm de largeur et environ 1,5 cm de hauteur. La déformation du matériau a été calculée en faisant la différence entre la position des bandes de gravier au montage et au démontage. L'essai 3 ne comporte que trois bandes de gravier et chaque bande est située à une profondeur différente, près du mur d'acrylique. Un exemple de la mise en place des bandes de gravier est montré à la figure 3.6.

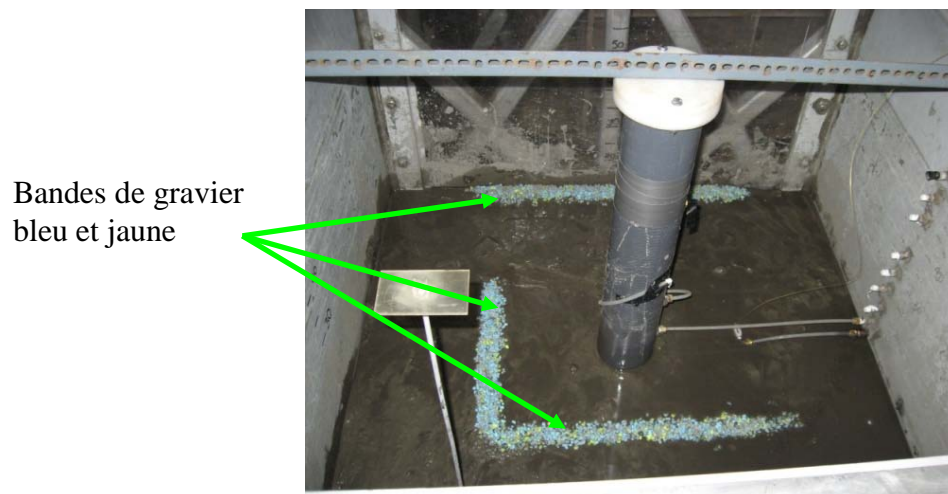


Figure 3.6. Mise en place des minces bandes de gravier lors du montage de l'essai 7.

3.1.3.5 Système d'acquisition de données

Les capteurs de pression et de déplacement étaient branchés à un système d'acquisition de données afin d'enregistrer les valeurs de façon régulière. L'acquisition des données a été faite par

le logiciel « LABTECH » avec une carte d'acquisition CIO-DAS08 construite par « Measurement Computing Corporation ». La carte d'acquisition de données permettait la lecture de huit instruments à une résolution de douze bits et une précision de 0,01 % sur la valeur d'entrée. Étant donné que le nombre d'instruments branchés simultanément pouvait atteindre douze, une extension a été utilisée. Il s'agit d'une extension CIO-EXP16, faite par le manufacturier de la carte d'acquisition de données et permettant le branchement de 16 instruments simultanément. Le système d'acquisition de données est montré à la figure 3.7.

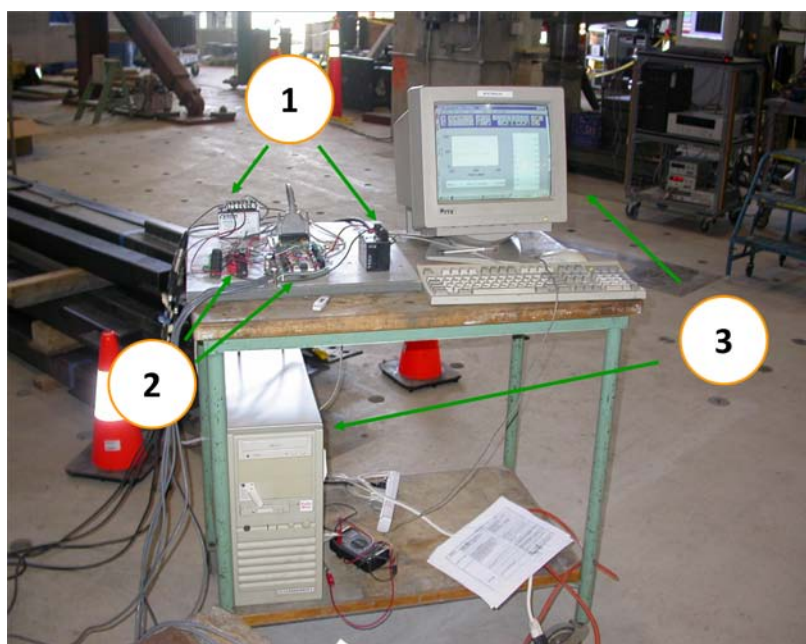


Figure 3.7. Système d'acquisition de données avec les blocs d'alimentation électrique (1), les barrettes de branchement pour les instruments (2) ainsi que l'ordinateur permettant l'enregistrement des données (3).

Lors des essais cycliques, les pressions et les déplacements étaient enregistrés toutes les 0,1 secondes. Une fois le chargement cyclique terminé, l'enregistrement se faisait à chaque seconde (durant environ 1 heure), puis aux 5 minutes (durant environ 3-4 heures) et finalement aux 30 minutes pour le reste de l'enregistrement (jusqu'à un maximum de 36 heures).

3.1.4 Table sismique

La table sismique est située au laboratoire de structure au département des Génies civil, géologique et des mines, à l'École Polytechnique de Montréal. Il s'agit d'un simulateur sismique uniaxial de haute performance. La plate forme a une surface utilisable carrée de 3,4 mètres de côté et une capacité de 133 kN (charge verticale). Le système permet d'imposer des signaux sismiques avec des fréquences comprises entre 0 et 60 Hz, des déplacements de ± 125 mm, des vitesses maximales de 1,3 m/s et des accélérations maximales variant de ± 1 g (lorsque chargé à pleine capacité) à ± 3 g (vide). Le système de contrôle informatique, lié à la table sismique, permet de reproduire des signaux provenant de véritables tremblements de terre, mais il peut aussi reproduire des signaux harmoniques plus simples. Dans le cadre de ce projet, la table sismique produisait un signal sinusoïdal de 1 Hz. Les caractéristiques du signal imposé seront détaillées à la section 3.4.

3.2 Propriétés des matériaux utilisés

Les résidus miniers utilisés lors de ce projet sont une combinaison de deux résidus différents, soit les résidus de la mine Laronde (60 %) et ceux de la mine Doyon (40 %). Le mélange donne un matériau silteux ayant une plasticité très faible, représentatif des résidus miniers que l'on peut généralement retrouver dans la région de l'Abitibi, au Québec. Les deux échantillons ont été recueillis en usine et mis en baril directement sur le site. Ils n'avaient donc pas subi d'altération avant d'être transportés au laboratoire de l'École Polytechnique de Montréal.

Le sable utilisé pour l'essai 3 est une combinaison de deux matériaux sableux, soit un sable commercial provenant de la carrière Demers (57 %) et un résidu minier sableux provenant de la mine Sigma (43 %).

Le sable grossier utilisé pour les inclusions drainantes est un sable vendu commercialement par la compagnie Temisca (sable filtrant #50). Il s'agit d'un sable uniforme contenant peu de particules fines, permettant ainsi un drainage efficace de l'eau.

Les tests de caractérisation de base ont été faits en laboratoire (sur de petits échantillons) afin de définir les propriétés des matériaux. Elles sont résumées au tableau 3.2. Dans cette section, l'accent sera mis sur la description des propriétés de base des mélanges plutôt que celle des matériaux qui composent ces mélanges. Les résultats détaillés des tests de caractérisation sont montrés aux tableaux A.21 à A.29 et aux figures A.1 à A.5 de l'annexe A.

Tableau 3.2. Résumé des caractéristiques des matériaux utilisés.

Caractéristique	Résidus miniers	Sable	Sable grossier
Classification USCS	ML	SM	SP
Taille des particules : D_{10} (mm)	0,005	0,037	0,21
D_{50} (mm)	0,040	0,14	0,40
D_{60} (mm)	0,048	0,18	0,42
Coefficient d'uniformité C_U	9,41	4,86	2,00
Densité relative des grains D_r	3,39	2,76	2,67
Poids volumique sec maximal γ_d (kN/m ³)	22,41	17,95	N.D.
Indice des vides maximum e_{max}	1,46	1,05	N.D.
Indice des vides minimum e_{min}	0,48	0,50	N.D.
Conductivité hydraulique k_{sat} (cm/s)	$2,2 \times 10^{-05}$	$1,1 \times 10^{-03}$	$1,4 \times 10^{-02}$
Indice des vides (e) pour k_{sat}	0,62	0,63	0,62

3.2.1 Granulométrie

La granulométrie des matériaux utilisés est montrée à la figure 3.8. Sur cette figure, on montre aussi l'éventail des granulométries des sols susceptibles à la liquéfaction (tirée de Hunt, 1986). L'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie a été faite en conformité avec la norme ASTM D-422.

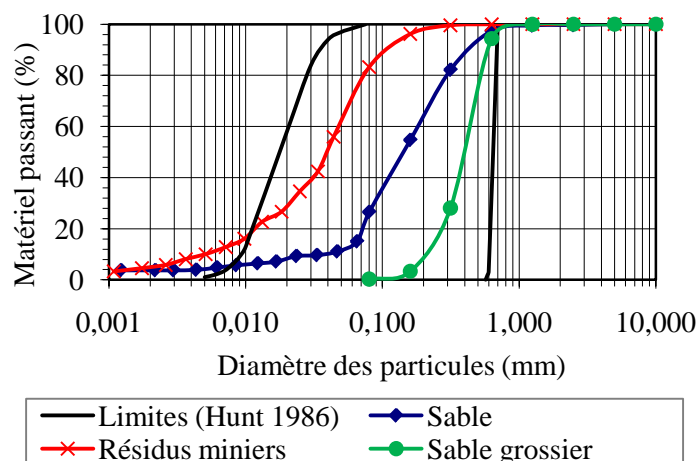


Figure 3.8. Courbes granulométriques des matériaux utilisés ainsi que les limites des granulométries pour des sols considérés comme étant susceptibles à la liquéfaction.

La granulométrie des résidus miniers utilisés est représentée par la courbe rouge sur la figure 3.8. Elle montre que les résidus contiennent approximativement 19 % de particules ayant un diamètre supérieur à 0,075 mm (sable). La fraction la plus fine des résidus sort de la zone qui limite la liquéfaction des sols selon Hunt (1986). Généralement, les sols naturels ayant des granulométries semblables seraient plastiques et, par conséquent, moins susceptibles à la liquéfaction (Lee et Fitton, 1968; Kramer, 1996). Dans le cas présent, les résidus miniers sont peu plastiques; il est donc possible (et même probable) que ceux-ci soient susceptibles à la liquéfaction (Mittal et Morgenstern, 1977; Aubertin et Chapuis, 1991).

Le sable utilisé lors de l'essai 3 (courbe bleue, figure 3.8) est composé à 75 % de particules de la taille des sables (diamètre entre 0,075 et 4,75 mm). Le reste du matériau est composé de particules plus fines.

Le sable grossier, utilisé pour les inclusions drainantes (courbe verte, figure 3.8), possède une granulométrie relativement uniforme (coefficient d'uniformité de 2). La courbe granulométrique se situe dans le fuseau de liquéfaction proposé par Hunt (1986). Par contre, les résultats des essais

montrent que le sable grossier n'a pas subi de déformation significative et que les pressions interstitielles sont demeurées relativement basses durant l'essai.

3.2.2 Classification USCS

Une classification a été faite pour chacun des matériaux employés à partir de la granulométrie. La méthode USCS (« United Soil Classification System »; e.g. Holtz et Kovacs, 1991) a permis de classer les résidus miniers en tant que silt sableux (ML), le mélange sableux comme étant un sable silteux (SM) et le sable grossier comme un sable uniforme (SP). Dans la suite, il faut garder à l'esprit la distinction entre le mélange de sable utilisé pour l'essai 3 (sable) et le sable utilisé pour créer les inclusions drainantes dans les résidus miniers (sable grossier).

3.2.3 Densité relative des grains

L'évaluation de la densité relative des grains (D_r) a été faite selon la norme ASTM D-854. Le tableau 3.2 montre que les densités relatives des deux sables (2,76 pour le sable et 2,67 pour le sable grossier) sont près des valeurs que l'on peut normalement observer dans les sols naturels (généralement proche de la densité relative du quartz, i.e. 2,65). Par contre, les résidus miniers utilisés possèdent une densité relative des grains beaucoup plus élevée ($D_r = 3,39$). Cette différence est surtout attribuable à la minéralogie des résidus miniers provenant de la mine Laronde qui contiennent une grande proportion de pyrite (approximativement 60 %) dont la densité relative est de 5,1. La densité relative moyenne des résidus miniers provenant de la mine Laronde est de 3,88, comparativement à 2,86 pour ceux de la mine Doyon. Ces derniers sont principalement composés de quartz (45 %) et de muscovite (21 %), dont les densités relatives valent 2,65 et 2,80, respectivement. En prenant en compte la densité relative des deux résidus miniers ainsi que leur proportion dans le mélange, la densité relative théorique serait de 3,47, ce qui est proche de la valeur mesurée.

La densité relative des grains du mélange sableux est de 2,76 et elle correspond très bien à la valeur calculée à partir des densités relatives de chacun des deux matériaux (2,83 pour le sable de Sigma et 2,70 pour le sable de la carrière Demers) qui est de 2,75.

3.2.4 Masse volumique sèche maximale (essai Proctor modifié)

L'essai Proctor modifié a été utilisé pour évaluer la masse volumique sèche (ρ_{dmax}) des matériaux utilisés en fonction de la teneur en eau, selon la norme ASTM D-1557. Les résultats montrent que les résidus miniers présentent une masse volumique sèche maximale (γ_d) de 2285 kg/m³ lorsque la teneur en eau (w_{opt}) est de 11,1 %. Le mélange sableux présente une masse volumique sèche maximale de 1831 kg/m³ lorsque la teneur en eau est de 12,4 %.

3.2.5 Indice de densité

L'indice de densité (I_D) des sols est un paramètre important à considérer lors de l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un matériau. Plus l'indice de densité d'un matériau est élevé, meilleure est sa résistance à la liquéfaction (e.g. Mittal et Morgenstern, 1977; Vick, 1983). Lors de ce projet, l'indice de densité initial a été conservé le plus constant possible d'un essai à l'autre afin d'en réduire l'impact sur les résultats. Pour déterminer l'indice de densité d'un matériau, il est nécessaire de mesurer l'indice des vides maximal (e_{max}) et minimal (e_{min}) (montrés au tableau 3.2). L'indice de densité (I_D) peut se calculer comme suit (Holtz et Kovacs, 1991) :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad [3.1]$$

L'indice des vides minimal (e_{min}) est obtenu à partir de la masse volumique sèche maximale (ρ_{dmax}) obtenue à la section 3.2.4 et de la densité relative des grains (D_r) obtenue à la section 3.2.3. Les résidus miniers présentent un indice des vides minimal (e_{min}) de 0,48; pour le sable, $e_{min} = 0,50$.

L'indice des vides maximal (e_{\max}) est mesuré dans les conditions les plus lâches possible en suivant la norme ASTM D-4254. Les résidus miniers présentent un indice des vides maximal (e_{\max}) de 1,46; pour le sable, $e_{\max} = 1,05$.

L'indice de densité (I_D) des résidus miniers (au montage) varie entre 77 et 83 %, ce qui est relativement constant, sauf pour l'essai 4 ($I_D = 65$ %). Cet indice évolue durant les essais étant donné qu'il y a densification lors de l'application des contraintes dynamiques. Comme on le verra l'indice passe à des valeurs variant entre 83 et 93 % selon la présence d'inclusions qui influencent le tassement des résidus miniers soumis aux contraintes cycliques.

3.2.6 Conductivité hydraulique saturée

Deux montages ont été utilisés pour évaluer la conductivité hydraulique des matériaux : le perméamètre à paroi rigide et le perméamètre à paroi flexible. Les essais faits dans le perméamètre à paroi rigide ont été menés à charges constantes et variables. Dans le cas des essais au perméamètre à paroi flexible, les essais ont été faits à charge variable uniquement.

Les tests au perméamètre à paroi rigide (faits selon la norme ASTM D-5856) ont permis de mesurer la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) du sable ainsi que celle du sable grossier. Les résultats moyens obtenus sont de $1,1 \cdot 10^{-3}$ cm/s pour le sable et de $1,4 \cdot 10^{-2}$ cm/s pour le sable grossier, à des indices des vides de 0,63 et 0,62 respectivement. Cette valeur de conductivité hydraulique (k_{sat}) est la moyenne des essais à charge constante et à charge variable. Pour le sable, le test à charge variable a donné une conductivité hydraulique de $1,3 \cdot 10^{-3}$ cm/s tandis que celui à charge constante a donné $9,3 \cdot 10^{-4}$ cm/s. Pour le sable grossier, les résultats sont de $1,2 \cdot 10^{-2}$ cm/s et $1,7 \cdot 10^{-2}$ cm/s pour les tests à charge variable et à charge constante respectivement.

Pour les résidus miniers, la conductivité hydraulique a été mesurée à l'aide de l'essai au perméamètre à paroi flexible puisque la vitesse d'écoulement de l'eau était un peu trop lente pour permettre une évaluation adéquate de la conductivité hydraulique dans le perméamètre à paroi

rigide. L'essai au perméamètre à paroi flexible (fait selon la norme ASTM D-5084) a permis d'obtenir une conductivité hydraulique de $2,2 \cdot 10^{-5}$ cm/s à un indice des vides (e) de 0,62 (i.e. indice de densité I_D de 86 %). Ces valeurs de e et I_D sont semblables à celles des résidus miniers lors des essais sur table sismique.

La conductivité hydraulique saturée du sable grossier est supérieure à celle des résidus miniers d'environ trois ordres de grandeur. Dans ce cas, le sable grossier agira comme matériau drainant et il est susceptible de dissiper les surpressions interstitielles qui pourraient se développer dans les résidus miniers lors des essais cycliques.

3.3 Étapes de réalisation des différents essais

Dans le but de comparer les résultats obtenus d'un essai à l'autre, la mise en place des échantillons a été faite par le même opérateur en respectant le mieux possible un protocole fixe. Les conditions recréées en laboratoire ne sont pas les mêmes que celles observables dans les parcs à résidus miniers. Dans le cas des essais sur table sismique, les échantillons sont homogénéisés et ils n'ont pas subi l'effet du vieillissement. Néanmoins, l'optique de cette recherche n'est pas de reproduire avec précision les conditions du terrain, mais plutôt de mettre en valeur certains éléments susceptibles de réduire le potentiel de liquéfaction des résidus miniers, en comparant des résultats de divers essais menés dans les mêmes conditions. Les principales caractéristiques des différents essais sont résumées au tableau 3.3.

Tableau 3.3. Principales caractéristiques des essais faits sur table sismique à fréquence de 1 Hz.

Essai	Début / Fin de l'essai	Matériau testé	Inclusion / Particularité	Accélération maximale
3	27 nov. 06 / 8 déc. 06	Sable	Chargement cyclique en trois étapes	0,12 g, 0,17 g et 0,35 g
4	16 mars 07 / 15 mai 07	Résidus miniers	Résidus lâches, pas d'inclusion	0,12 g
5	7 juin 07 / 20 juil. 07	Résidus miniers	Résidus consolidés, pas d'inclusion	0,12 g
6	2 oct. 07 / 26 oct. 07	Résidus miniers	Tube crépiné rempli de sable grossier	0,12 g
7	20 nov. 07 / 13 déc. 07	Résidus miniers	Tube crépiné rempli de résidus miniers	0,12 g
8	29 janv. 08 / 19 fév. 08	Résidus miniers	Colonne de sable grossier	0,12 g
9	6 mars 08 / 4 avril 08	Résidus miniers	Mur de sable grossier	0,12 g
10	16 mai 08 / 12 juin 08	Résidus miniers	Résidus lâches, pas d'inclusion	0,12 g
11	25 juin 08 / 24 juillet 08	Résidus miniers	Mur et tapis de sable grossier	0,12 g

Cette section donne des détails sur la mise en place de chacun des essais dans la caisse en aluminium. Le montage fait avec le sable (essai 3), ainsi que le premier essai fait sur les résidus miniers (essai 4) sont décrits en détail dans la section qui suit. Les autres essais sont décrits plus sommairement en mettant l'accent sur les particularités de chacun de ceux-ci et sur leurs différences avec les essais de référence.

3.3.1 Essai sur le sable (essai 3)

L'essai 3 a été réalisé sur le sable (mélange de sable provenant de la carrière Demers et de la mine Sigma) en trois phases de chargement. Le montage de l'essai 3 a débuté le 27 novembre 2006 et le démontage de l'essai s'est terminé le 8 décembre 2006.

3.3.1.1 Préparation

Tout d'abord, le sable a été humidifié quelques jours à l'avance afin que sa teneur en eau soit uniforme et il a été conservé dans des barils de plastique couverts afin de limiter l'évaporation. Ensuite, le montage a été fait dans le but d'avoir un matériau relativement lâche afin que l'on puisse observer les effets cycliques sous des accélérations horizontales de magnitude faible à modérée. L'objectif de départ visait un indice des vides (e) d'environ 0,83 (à une teneur en eau (w) de mise en place près de 10 %) pour un indice de densité (I_D) d'environ 40 %. En réalité, les valeurs moyennes obtenues lors du montage de l'essai 3 sont de 0,88 (variant de 0,80 à 1,03) pour l'indice des vides, 11,5 % (variant de 10 à 13 %) pour la teneur en eau et 31 % pour l'indice de densité.

Avant le début du montage, les filtres métalliques (liés aux transducteurs de pression) sont saturés sous vide avec de l'eau désaérée afin de s'assurer qu'il n'y ait pas d'air entre les mailles du filtre. Cette opération est nécessaire pour que le contact de l'eau soit continu du filtre au transducteur, en passant par la tubulure de plastique. Les transducteurs de pression sont saturés la veille afin qu'aucune bulle d'air ne perturbe les valeurs enregistrées. Le calibrage des transducteurs de pression et de mouvement est vérifié (de la même façon qu'ils ont été calibrés) avant leur branchement dans la caisse.

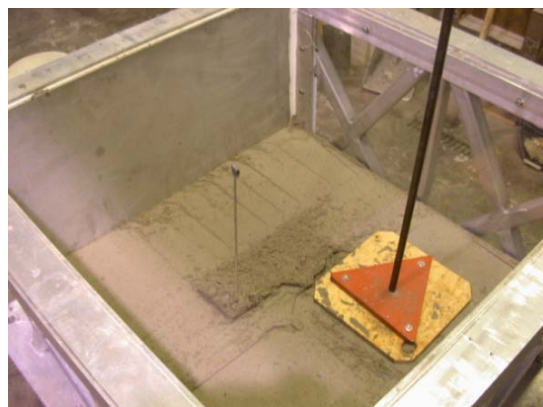
3.3.1.2 Montage

Un géotextile est d'abord déposé au fond de la caisse (figure 3.9a). Son rôle est d'empêcher la migration des particules par les trous servant à la saturation du montage (à la base de la caisse). Sur ce géotextile est déposée la première couche de sable. Un total de dix couches de sable, variant entre 5 et 10 cm d'épaisseur (suivant la position des connecteurs pour les transducteurs de pression), est mis en place pour un total de 60 cm de hauteur. L'échantillon complet a un volume de 0,681 m³ et une masse humide de 1112 kg, pour une masse volumique humide de 1634 kg/m³ ($e = 0,88$ et $w = 11,5$ %). À la figure 3.9, on peut voir la mise en place du sable dans la caisse en aluminium selon une procédure inspirée de Jolette (2002) et présentée en détail dans ce qui suit.

Lors de la déposition des couches, le sable est passé au travers d'un tamis métallique de 10 mm d'ouverture (figure 3.9b) dans le but de briser ou de retenir les agglomérats. Afin d'obtenir l'indice des vides recherché, la masse de sable ajoutée à chaque couche est pesée et le volume est contrôlé en compactant légèrement le sable à l'aide d'une plaque soudée à une tige métallique (figure 3.9c). Les instruments adéquats sont positionnés entre chaque couche et la couche sous-jacente est râtelée pour une meilleure continuité du matériau (figure 3.9d). Les instruments placés entre les couches sont espacés d'au moins 10 cm afin qu'un n'influence pas l'autre.



a)



c)



b)



d)

Figure 3.9. Séquence de la mise en place du sable pour l'essai 3 : a) positionnement d'un géotextile à la base de la caisse; b) tamisage du sable; c) légère compaction du sable humide; d) scarification entre les couches (procédure adaptée de Jolette, 2002).

Une fois le sable mis en place, la saturation de l'échantillon se fait du bas vers le haut à l'aide d'une valve située à la base de la caisse. Cette valve est reliée à un baril rempli d'eau suspendu par le pont roulant à environ 1 mètre au-dessus de l'échantillon. Le gradient hydraulique ($i=\Delta h/\Delta L$) ainsi créé se situe entre 2 et 3.

Avant le début de l'essai cyclique, le surplus d'eau au sommet de l'échantillon est enlevé à l'aide d'une petite pelle, le panneau de plastique est placé derrière les tiges métalliques liées aux plaques de métal et la caisse est boulonnée directement sur la table sismique.

3.3.1.3 Mise en place des instruments

Cette section présente un résumé de l'équipement utilisé pour l'essai fait sur le sable (essai 3). Un tableau complet de la position de chacun des instruments au montage est présenté au tableau A.3 de l'annexe A. Les équipements sont décrits ici.

- Sept transducteurs de pression sont positionnés à des élévations différentes (à 5, 10, 17, 25, 35, 45, et 50 cm par rapport à la base). Étant donné que les filtres métalliques ne sont pas fixés aux fils de cuivre pour cet essai (comme mentionné à la section 3.1.3.1), ils subissent des déplacements vers le bas de la caisse variant de 0,6 à 12,2 cm. Les tubulures de plastiques permettent de suivre les variations de pression à environ 60 cm de la paroi d'aluminium et à 43 cm du mur d'acrylique. Lors de leur mise en place, les tubulures de plastiques transparentes sont remplies d'eau désaérée. Pour cela, on place les filtres métalliques (connectés aux tubulures) dans un récipient rempli d'eau désaérée (figure 3.10a). Une pompe à vide (figure 3.10b), connectée à l'autre extrémité, force le déplacement de l'eau désaérée à l'intérieur des tubulures. Un erlenmeyer est ajouté afin de recueillir le surplus d'eau désaérée entre la pompe à vide et la tubulure.



a)



b)

Figure 3.10. Saturation des capteurs lors d'un essai : a) filtre métallique dans un récipient d'eau désaérée; b) pompe à vide.

- Quatre plaques de plastique, reliées à quatre transducteurs de déplacement (LVDT), sont positionnées parallèlement au mur d'acrylique (à 61 cm du mur) et à différentes élévations (à 10, 25, 35 et 45 cm). Le centre de chaque plaque est séparé horizontalement d'environ 20 cm les uns des autres. Pour l'essai sur le sable (essai 3) et pour l'essai 4, les LVDT sont placés dans des tubes de plastique dans le but d'éviter le décrochement entre le LVDT et la tige métallique liée à la plaque de plastique trouée. La figure 3.11 montre les cylindres de plastique entourant les LVDT.



Figure 3.11. Tube de plastique entourant la pointe du LVDT pour l'essai 3.

- Quatre plaques métalliques sont placées parallèlement au mur d'acrylique (à 33 cm du mur) et à des élévations différentes (à 25, 35, 45 et 60 cm). Chaque plaque est séparée horizontalement d'environ 20 cm (au centre les unes des autres). La figure 3.12 illustre la position de chacune des plaques métalliques.

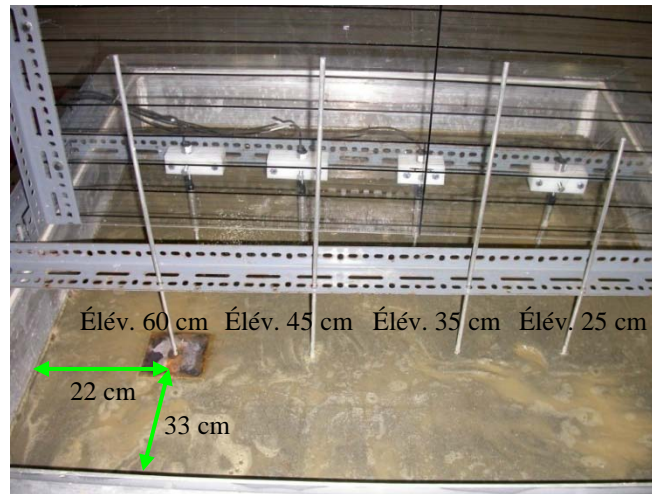


Figure 3.12. Position des plaques métalliques lors de l'essai 3.

- Trois minces bandes de gravier sont placées à trois élévations différentes (à 20, 38 et 53 cm par rapport à la base). L'élévation initiale des couches est mesurée en trois points au sommet du gravier à l'aide d'un ruban à mesurer. L'élévation finale des couches est mesurée lors du démontage en prenant des lectures au sommet du gravier. Les lectures sont espacées de deux centimètres le long de la couche.
- Deux caméras ont enregistré l'essai au complet. Une caméra prenait une vue en plongée, à partir d'une mezzanine près de la table sismique, et l'autre caméra filmait devant le mur d'acrylique (à environ trois mètres face à la caisse).

3.3.1.4 Démontage

Après l'essai cyclique, le système d'acquisition de données continue d'enregistrer les valeurs de pression et de déplacement durant environ 5000 secondes. Cette durée s'est avérée insuffisante pour que les surpressions interstitielles se dissipent complètement dans le sable. Ensuite le démontage débute, du sommet vers la base, en couches variant entre 5 et 10 cm d'épaisseur. Le volume et la masse de chacune des couches sont déterminés. La position finale de chaque instrument est mesurée (voir le tableau A.4 de l'annexe A) et plusieurs échantillons sont prélevés, soit trois échantillons pour évaluer la granulométrie en fonction de l'élévation et un ou deux échantillons par couche afin de déterminer la teneur en eau massique en fonction de la profondeur. Étant donné que le démontage requiert trois jours au total, le sable est recouvert d'une bâche de plastique après chaque journée de travail afin de limiter l'évaporation.

3.3.2 Résidus miniers – essai de référence (essai 4)

Tous les autres essais ont été faits sur les résidus miniers (décrits à la section 3.2). Les mêmes résidus ont été utilisés d'un essai à l'autre. Ces résidus miniers étant très réactifs, ils sont conservés sous l'eau, durant l'entreposage et le montage, afin de limiter leur oxydation. L'oxydation des résidus miniers est un phénomène qui pourrait avoir comme effet de changer leurs propriétés physiques et ainsi faire varier les résultats.

Les huit essais faits sur les résidus miniers sont réalisés avec le même chargement dynamique, en faisant varier le type d'inclusion ajouté au montage. Le but est d'évaluer l'influence des diverses inclusions sur le comportement des résidus miniers, pour un chargement dynamique constant. Le montage est fait avec le plus de constance possible afin d'isoler l'effet des inclusions. L'essai 4 comprend des résidus miniers sans inclusion, ce qui en fait un essai référence pour la comparaison avec les autres essais.

3.3.2.1 Préparation

Il a tout d'abord fallu homogénéiser le mélange des résidus miniers. Un mélangeur à béton a été utilisé et les résidus miniers y ont été déposés à forte teneur en eau afin que le mélange soit plus efficace. Une fois mélangés, les résidus miniers ont été entreposés dans des barils de 45 gallons jusqu'à leur mise en place. Un total d'environ 1800 kg de résidus saturé était disponible, ce qui imposait une contrainte additionnelle pour la réalisation des huit essais. Comme pour les essais faits sur le sable, les filtres métalliques et les transducteurs de pression ont été saturés à l'avance. Le calibrage des transducteurs de pression a été vérifié avant leur mise en place.

3.3.2.2 Montage

Après la mise en place du géotextile au fond de la caisse, un total de cinq couches d'environ 10 cm d'épaisseur et une couche finale d'environ 5 cm d'épaisseur ont été mises en place, pour un total de 54,8 cm de hauteur. La dernière couche ne fait que 5 cm puisque la quantité de matériau était limitée et qu'il était préférable de conserver une épaisseur totale relativement constante d'un essai à l'autre. Une seule couche est déposée par jour, de sorte que le montage complet s'est étalé sur une durée de 12 jours. De cette façon, chaque couche a eu le temps de se stabiliser avant la mise en place des instruments et de la couche suivante. Afin de maintenir le matériau saturé, de l'eau est ajoutée après la mise en place de chaque couche. Le surplus d'eau au sommet est enlevé avec une petite pelle juste avant le montage de la couche suivante.

La déposition des couches est faite en transférant les résidus miniers des barils de 45 gallons à des chaudières (à l'aide d'une pelle). Ces chaudières sont par la suite pesées et vidées dans la caisse d'aluminium. Les agglomérats sont brisés avec une truelle ou une petite pelle et la couche est nivelée en lissant les résidus miniers. Le tamis n'a pas pu être utilisé pour séparer les grains puisque les résidus humides formaient des agglomérats pâteux difficiles à séparer à l'aide d'un tamis. La masse totale de chaque couche est déterminée en additionnant la masse de chacune des chaudières à la masse d'eau ajoutée pour saturer le matériau et en soustrayant la masse d'eau surnageant lors du montage de la couche suivante. Le volume est calculé en mesurant l'élévation à la base et au sommet de la couche en neuf points répartis également à la surface des résidus

miniers. L'échantillon complet a un volume de $0,622 \text{ m}^3$ et une masse saturée de 1446 kg, donnant une masse volumique totale (ρ_t) de 2325 kg/m^3 ($D_r = 3,39$, $e = 0,82$ et $w = 25,2 \%$). Les principales caractéristiques physiques des résidus miniers avant et après les sollicitations cycliques seront présentées en détail au chapitre 4.

La teneur en eau massique est mesurée immédiatement après la mise en place de chaque couche. Cette valeur néglige donc la masse d'eau éjectée du matériau par consolidation gravitaire. Lors des essais suivants (essais 5 à 11), la teneur en eau a été mesurée juste avant la déposition de la couche suivante. De cette façon, elle est plus représentative. La teneur en eau moyenne pour l'essai 4 est de $25,2 \%$, ce qui est supérieur à la moyenne des autres essais (environ 19%). Des ajustements seront appliqués à la section 5 afin de prendre en compte la différence de teneur en eau.

Une fois le montage terminé, l'échantillon est laissé en place durant 2-3 jours avant le début de l'essai. Durant cette période, le niveau d'eau est conservé légèrement au-dessus des résidus afin qu'il n'y ait pas désaturation. Le matin de l'essai, la caisse est déplacée à l'aide du pont roulant et le surplus d'eau au sommet de l'échantillon est enlevé. Ensuite, le panneau de plastique est placé derrière les tiges liées aux plaques métalliques et la caisse est boulonnée directement sur la table.

3.3.2.3 Mise en place des instruments

Comme dans le cas de l'essai sur le sable, les instruments sont disposés entre chaque couche et ils sont toujours espacés d'au moins 10 cm pour réduire l'influence de l'un sur l'autre. La nature des équipements est la même, mais l'installation et le positionnement des instruments ont été modifiés. La position de chacun des instruments est résumée dans le tableau A.5 de l'annexe A. Les équipements sont décrits ici.

- Cinq transducteurs de pression sont positionnés à différentes élévations (9, 19, 29, 39 et 49 cm par rapport à la base). Les tubulures de plastiques permettent la lecture des

pressions à environ 60 cm de la paroi et à environ 45 cm du mur d'acrylique. Lors de cet essai, les filtres métalliques ne sont pas reliés à la cornière métallique. Comme on le verra plus loin les filtres métalliques libres de bouger, ont subi des déplacements variant de 2,7 à 7,8 cm vers le bas durant l'essai.

- Quatre plaques de plastiques sont reliées à quatre transducteurs de déplacement (LVDT), positionnées à environ 74 cm du mur d'acrylique et à différentes élévations (à 9, 19, 29 et 40 cm). Les LVDT sont entourés de tubes de plastique dans le but d'éviter le décrochement entre le LVDT et la tige de métal liée à la plaque de plastique.
- Quatre plaques de métal sont placées parallèlement au mur d'acrylique (à 25 cm) à différentes élévations (à 18, 39, 49 et 55 cm). Le centre de chaque plaque métallique était séparé horizontalement d'environ 15-20 cm les uns des autres.
- Trois minces bandes de gravier sont placées à trois élévations différentes, pour un total de 9 bandes. Les bandes sont situées à 10, 30 et 50 cm d'élévation. La figure 3.13 montre la disposition des trois bandes de gravier à une élévation de 10 cm.

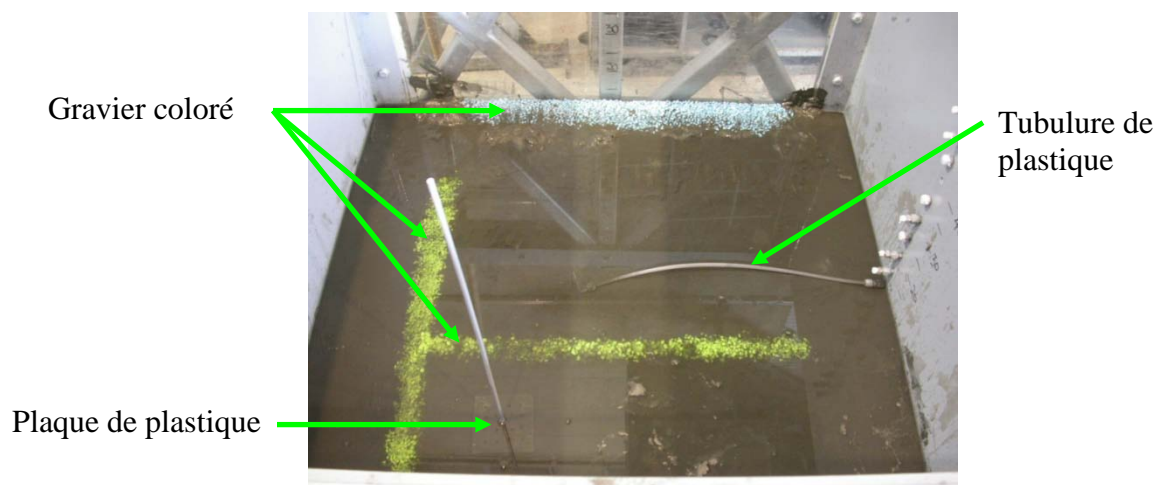


Figure 3.13. Positionnement des bandes de gravier pour l'essai 4.

- Deux caméras numériques enregistrent les essais. Une caméra prenait une vue en plongée, à partir d'une mezzanine près de la table sismique (à environ 4 mètres de hauteur) et l'autre filmait de face, au travers le mur d'acrylique (à environ 2,5 mètres de la caisse).

3.3.2.4 Démontage

Après la fin des sollicitations cycliques, le système d'acquisition de données poursuit l'enregistrement des valeurs de pression et de déplacement pour approximativement 24 heures. Une fois les pressions stabilisées (i.e. revenues à leur valeur d'équilibre hydrostatique), le démontage débute du sommet vers la base en couches variant entre 50 et 150 mm d'épaisseur. Aussitôt retirés, les résidus miniers sont pesés et remis dans les barils de 45 gallons avec de l'eau en surnageant. Le volume et la masse de chacune des couches sont ensuite évalués. La position finale de chaque instrument (filtres métalliques, plaques de plastiques perforées, plaques métalliques et bandes de gravier) est mesurée (ces valeurs sont présentées au tableau A.6 de l'annexe A). Plusieurs échantillons ont été prélevé durant le démontage; trois échantillons pour évaluer la granulométrie à diverses élévations, un échantillon (par couche) afin de déterminer la teneur en eau massique à diverses profondeurs, et un échantillon par couche (pris à l'aide d'un cylindre métallique de volume connu) afin de déterminer l'indice des vides (e), les masses volumiques sèche (ρ_d) et totale (ρ_t), la teneur en eau (w) et le degré de saturation (S_r). Les résidus miniers sont recouverts d'une bâche de plastique à la fin de chaque journée pour limiter l'évaporation de l'eau durant le démontage.

3.3.3 Résidus miniers consolidés (essai 5)

L'essai 5 comporte uniquement des résidus miniers, tout comme les essais 4 et 10. La différence majeure entre cet essai et les deux autres réside dans le temps entre le moment où la dernière couche est mise en place dans la caisse et le moment où l'essai cyclique débute. Pour tous les essais (mis à part l'essai 5), il s'est écoulé entre 14 et 18 jours entre la mise en place de la première couche et le début de l'essai et entre 2 et 4 jours entre la mise en place de la dernière couche et le début de l'essai cyclique. Dans le cas de l'essai 5, il s'est écoulé 37 jours entre la

mise en place de la première couche et le début de l'essai et 21 jours entre la mise place de la dernière couche et le début de l'essai. Étant donné cette longue période d'attente, les résidus miniers de l'essai 5 se sont consolidés plus que les autres.

3.3.3.1 Préparation

L'analyse des granulométries en fonction de la profondeur (faite après l'essai 4) a démontré qu'il n'y a pas eu migration des particules durant les sollicitations cycliques. Les résidus miniers dans la caisse peuvent donc être considérés comme étant homogènes.

3.3.3.2 Montage

La mise en place des résidus miniers a duré 16 jours au total. La hauteur totale de l'échantillon est de 51,4 cm pour un volume de 0,583 m³. La masse saturée est de 1415 kg donnant une masse volumique totale (ρ_t) de 2427 kg/m³ ($e = 0,68$ et $w = 21,3 \%$). Les principales caractéristiques physiques des résidus miniers avant et après les sollicitations cycliques seront présentées en détail au chapitre 4.

Comme expliqué à la section 3.3.2.2, le moment où la teneur en eau est mesurée peut avoir un effet significatif sur la valeur obtenue en raison de la consolidation des résidus miniers qui affecte la porosité et la teneur en eau. Les mesures de teneur en eau pour l'essai 5 (et les suivants) sont prises un peu avant la mise en place de la couche suivante. Cette teneur en eau reflète celle au début de l'essai dynamique. La moyenne de deux échantillons a servi pour le calcul de la teneur en eau de chacune des couches. La moyenne pour toutes les couches est $w = 21,3 \%$.

3.3.3.3 Mise en place des instruments

La position des équipements utilisés est résumée dans le tableau A.7 à l'annexe A. Pour cet essai (et les essais suivants) des fils de cuivre sont ajoutés au montage pour limiter le mouvement des

filtres métalliques vers le bas (voir section 3.1.3.1). Les déplacements mesurés lors du démontage varient entre 0,1 et 0,3 cm, ce qui est nettement inférieur aux valeurs mesurées après l'essai 4.

Durant l'essai 4, il y a eu décrochement des LVDT. Pour cette raison, les tubes de plastiques ont été remplacés par des plaques d'acrylique vissées au sommet des tiges métalliques. Ces plaques permettent l'enregistrement des déplacements verticaux tout en permettant des déplacements horizontaux (voir figure 3.4).

Lors de l'essai 4, le gravier devenait invisible durant l'application des contraintes cycliques en raison de l'infiltration des résidus miniers entre les grains. Afin de prévenir cet effet masquant durant l'essai 5 (seulement), de la graisse à vide a été mélangée avec le gravier pour bloquer les pores et empêcher l'infiltration. Cette opération n'a pas été répétée durant les essais suivants, notamment parce que les résidus miniers ont continué d'infiltrer le gravier.

Deux caméras sont utilisées pour filmer l'essai. La caméra en plongée a été déplacée directement au-dessus de l'échantillon (à 1,5 mètre) afin d'avoir une meilleure vue sur les résidus miniers.

3.3.3.4 Démontage

Les manipulations décrites antérieurement ont été appliquées au démontage de l'essai 5. Le nombre d'échantillons prélevés avec un cylindre métallique pour déterminer la teneur en eau, a été doublé. Étant donné que l'essai 4 a montré qu'il n'y avait pas de migration des particules durant les sollicitations dynamiques, la granulométrie n'a pas été évaluée après le démontage de l'essai 5. La position finale des instruments est résumée au tableau A.8 de l'annexe A.

3.3.4 Résidus miniers avec tube crépiné rempli de sable (essai 6)

L'essai 6 a été réalisé dans l'optique d'observer l'effet d'un tube crépiné de 10 cm de diamètre rempli de sable grossier, centrée dans les résidus miniers. L'inclusion peut avoir un double effet sur les résidus miniers, soit un effet mécanique de la colonne rigide et un effet drainant du sable.

3.3.4.1 Préparation

Avant la mise en place des résidus miniers, le tube crépiné a été fixé à la base de la caisse. Il avait un diamètre intérieur d'environ 10 cm et l'épaisseur de la paroi était d'environ 1,3 cm. La figure 3.14 montre la plaque de PVC trouée qui sert de support à la base de la colonne. Cette plaque qui a la même longueur que la boîte, est complètement immobile. Un trou ayant le diamètre du tube, a été percé au centre de la plaque de PVC permettant de stabiliser la base. Par la suite, le tube crépiné est entouré d'un géotextile afin de limiter la migration des résidus miniers à l'intérieur du tube. L'eau peut ainsi circuler des résidus miniers vers le sable grossier placé dans le tube crépiné. Une fois le montage terminé, le tube crépiné a été fixé au sommet de la caisse. Il joue alors un rôle sur la résistance mécanique du système.



Figure 3.14. Stabilisation du tube crépiné à la base de l'échantillon (essai 6).

3.3.4.2 Montage

La mise en place des matériaux s'est effectuée avec le tube crépiné positionné au centre de l'échantillon. Le sable grossier est placé sec dans le tube crépiné au fur et à mesure que les couches de résidus miniers ont été déposées dans la caisse. Chaque couche de sable grossier est placée et légèrement tassée avec un cylindre métallique. Des connexions sont vissées sur la paroi du tube crépiné afin de relier les tubulures de plastiques (reliées aux transducteurs de pressions) au centre de la colonne (figure 3.14). Les filtres métalliques sont vissés directement à l'intérieur de la colonne. Un long cylindre d'acrylique rempli d'eau désaérée est connecté à l'extérieur de la caisse pour saturer les filtres métalliques et les tubulures de plastique. Ainsi, l'eau circule de l'extérieur vers l'intérieur de la caisse en saturant les connexions et les tubulures. La figure 3.15 montre la méthode employée pour saturer les filtres et les tubulures.

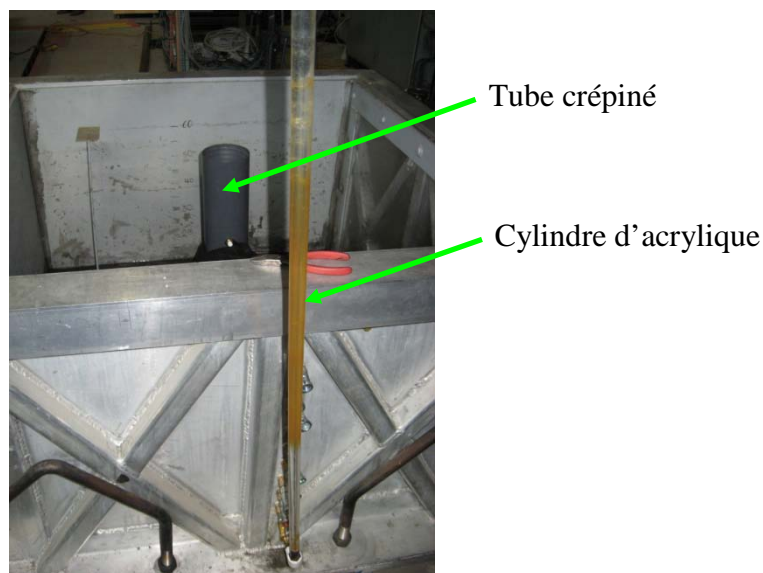


Figure 3.15. Injection d'eau pour saturer les filtres et les tubulures de plastique reliés au centre du tube crépiné (essai 6).

Une fois les résidus miniers et le sable grossier mis en place, le tube crépiné a été fixé à la cornière métallique perforée, qui est elle-même fixée au sommet de la caisse. Un capuchon de plastique blanc assure le lien entre le tube crépiné et la cornière métallique. La figure 3.16 montre le tube crépiné fixé au sommet.

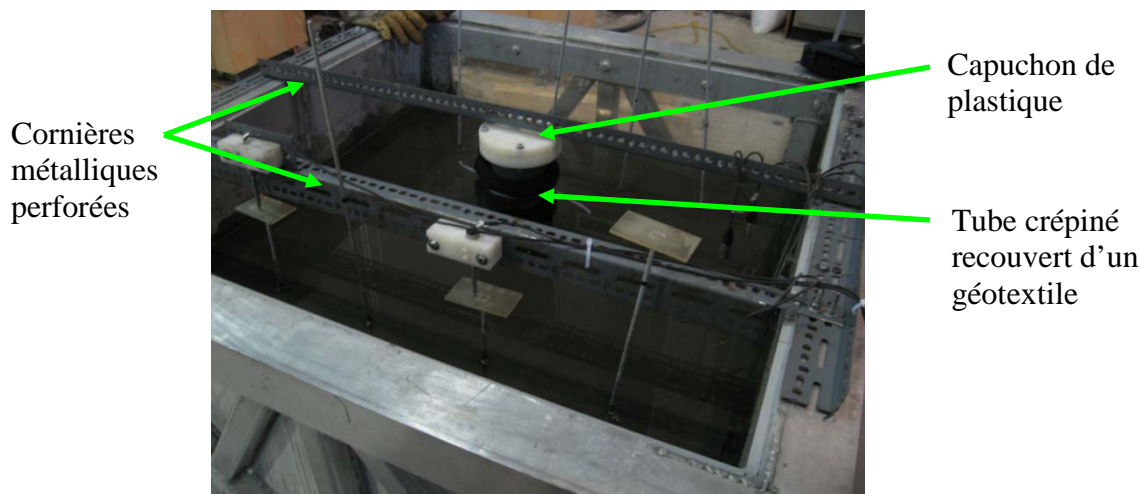


Figure 3.16. Tube crépiné fixé au sommet du montage par une cornière métallique (essai 6).

La mise en place des couches a duré 15 jours. La hauteur totale de l'échantillon était de 51,0 cm. Les résidus miniers occupent un volume de 0,572 m³ et une masse saturée de 1363 kg, pour une masse volumique totale (ρ_t) de 2383 kg/m³ ($e = 0,71$ et $w = 20,8 \%$). Le sable grossier a un volume de 0,0048 m³ et une masse sèche de 7,31 kg, pour une masse volumique sèche (ρ_d) de 1537 kg/m³ ($e = 0,73$). Les principales caractéristiques physiques des résidus miniers avant et après les sollicitations cycliques seront présentées en détail au chapitre 4.

3.3.4.3 Mise en place des instruments

Étant donné la présence du tube crépiné au centre du modèle, les tubes de plastiques liant les transducteurs de pression aux filtres métalliques ont été raccourcis de 30 cm (30 au lieu de 60 cm). Comme mentionné à la section 3.1.3.1, la lecture des pressions interstitielles dans les résidus miniers s'est faite à 15 cm du tube crépiné. La lecture des pressions interstitielles dans le sable grossier s'est faite directement au centre de la colonne avec des tubulures de plastique reliées à des connexions fixées sur le tube crépiné. Cinq transducteurs ont servi à enregistrer les pressions à différentes élévations dans les résidus miniers (à 9, 19, 30, 35 et 45 cm), et trois transducteurs ont été placés dans le sable grossier (à 15, 34 et 50 cm d'élévation par rapport à la base). Le tube rempli de sable grossier ainsi que les connexions sont montrés à la figure 3.17. La position des équipements est résumée au tableau A.9 de l'annexe A.

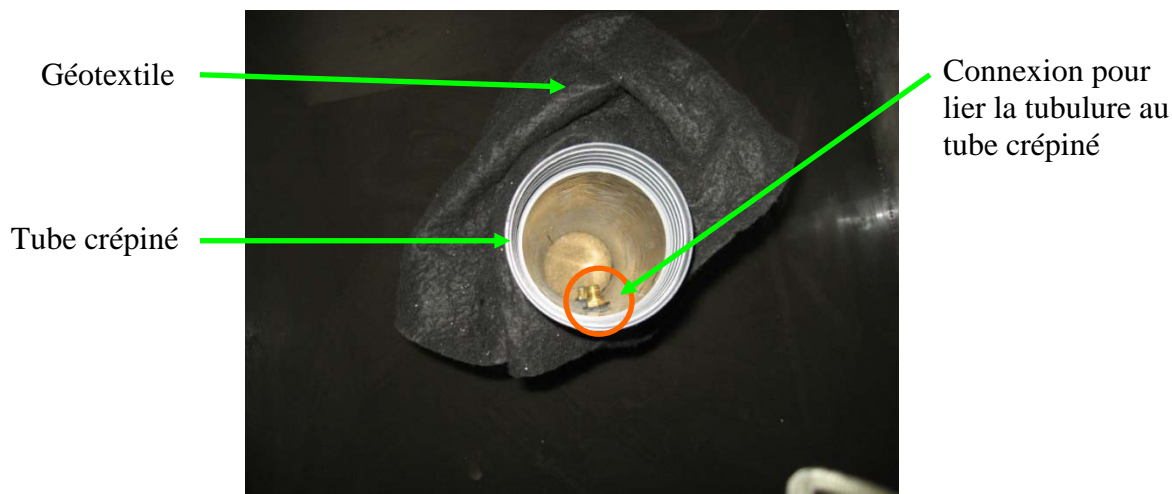


Figure 3.17. Tube crépiné rempli de sable grossier (essai 6).

En raison de la disponibilité limitée des transducteurs de déplacement (LVDT) au moment de l'essai 6, seulement deux LVDT ont été utilisés (à 9 et 30 cm d'élévation). Tout comme pour l'essai 5, les transducteurs de déplacement reposent sur les plaques d'acrylique, elles-mêmes vissées sur les tiges métalliques. Les bandes de gravier ne comprennent pas de graisse pour l'essai 6, ni pour aucun des essais suivants.

3.3.4.4 Démontage

Le démontage s'est fait couche par couche. Trois échantillons ont été pris à la base, au milieu et au sommet de l'échantillon afin de vérifier s'il y a eu variation de la granulométrie en fonction de la profondeur. Le sable grossier, dans le tube crépiné, est retiré en une seule étape à la fin du démontage. La position de chacun des instruments au démontage est donnée au tableau A.10 de l'annexe A.

3.3.5 Résidus miniers avec tube crépiné rempli de résidus (essai 7)

Cet essai est réalisé dans le but d'isoler l'influence de la colonne rigide (tube crépiné) sur la réaction des résidus miniers lors de sollicitations cycliques. Le tube crépiné est positionné au même endroit que pour l'essai 6, mais il est rempli de résidus miniers plutôt que de sable

grossier. De cette façon, le tube crépiné n'a pas d'effet sur la dissipation des surpressions interstitielles.

3.3.5.1 Préparation

Le tube crépiné est fixé à la base du montage de la même façon que pour l'essai 6. Il n'y a pas de géotextile autour du tube, puisqu'il s'agit du même matériau à l'extérieur et à l'intérieur du tube.

Les degrés de saturation déduits des bilans d'eau lors des essais 4, 5 et 6 ($S_r = 109,1, 108,9$ et $105,9 \%$) étaient trop élevés et peu réalistes, car l'évaporation n'était pas prise en compte. Un récipient d'eau ayant une surface connue a été installé près du montage afin de mesurer la quantité d'eau (en kg) évaporée en fonction du temps et de la surface (en m^2). L'évaporation s'est avérée être un facteur non négligeable lors du calcul de la masse totale du matériau et par conséquent, lors du calcul du degré de saturation. Des corrections ont donc été apportées aux essais 4, 5 et 6 afin de mieux estimer le degré de saturation initial. Les résultats corrigés pour S_r sont de $104,4, 101,4$ et $97,9 \%$ pour les essais 4, 5 et 6, respectivement; le détail des calculs sera présenté au chapitre 5.

3.3.5.2 Montage

Le montage du modèle a été fait similairement à l'essai 6, mis à part l'ajout de résidus miniers au centre du tube crépiné (plutôt que du sable grossier).

La mise en place des couches a duré 11 jours. La hauteur totale de l'échantillon était de $52,9$ cm. Les résidus miniers occupaient un volume de $0,597$ m^3 et avaient une masse finale de 1428 kg, pour une masse volumique totale (ρ_t) de 2392 kg/m^3 ($e = 0,70$ et $w = 20,4 \%$). Les principales caractéristiques physiques des résidus miniers avant et après les sollicitations cycliques seront présentées en détail au chapitre 4. Le volume total est calculé en soustrayant le volume du tube crépiné. La masse totale est calculée comme pour les essais précédents, c'est-à-dire en additionnant la masse des résidus de chacune des chaudières à la masse d'eau ajoutée pour

sursaturer le matériau et en soustrayant la masse de surnageant présent avant la mise en place de la couche suivante. La masse d'eau évaporée est soustraite à la masse des résidus.

3.3.5.3 Mise en place des instruments

Les mêmes instruments que pour l'essai 6 ont été placés dans le montage de l'essai 7, mais quatre transducteurs de déplacement ont été utilisés (au lieu de deux). La figure 3.18 montre le positionnement des instruments lors du montage de l'essai 7 (la position de tous les équipements est résumée au tableau A.11 de l'annexe A). Sur cette figure, on voit un filtre métallique dans la colonne et un autre à l'extérieur (lié à un fil de cuivre).

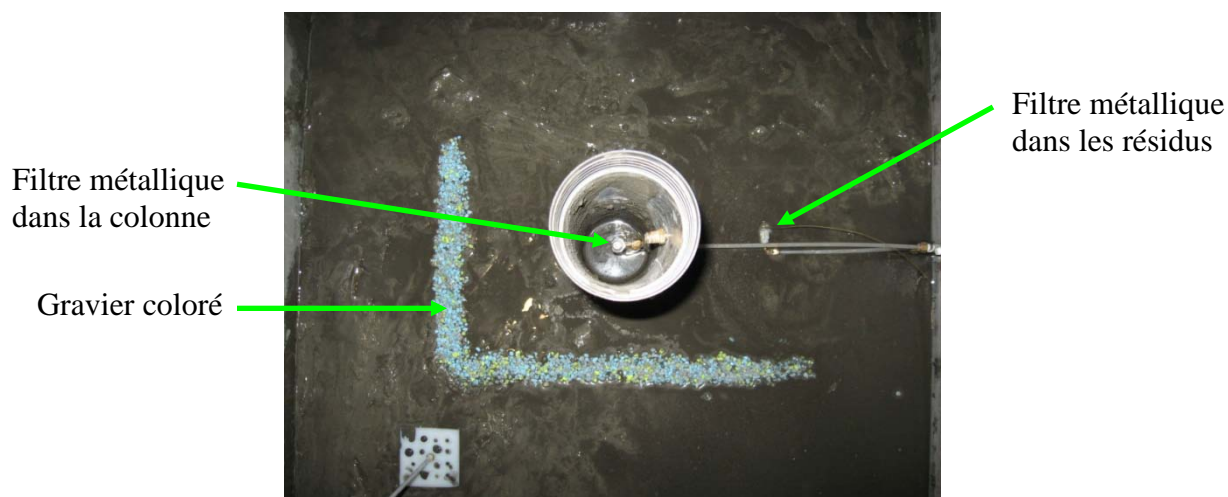


Figure 3.18. Mise en place des instruments sur une couche de résidus (essai 7).

3.3.5.4 Démontage

Le démontage a été fait comme pour les essais 5 et 6. La position finale des instruments est résumée au tableau A.12 de l'annexe A.

3.3.6 Résidus miniers avec colonne de sable (essai 8)

L'essai 8 visait à évaluer l'influence du sable grossier sans tube crépiné. De cette façon, il est possible d'isoler l'effet drainant du sable sur la réaction des résidus miniers lors du chargement dynamique (on postulera ici que la rigidité du sable est comparable à celle des résidus). La colonne de sable grossier a été installée au centre, soit au même endroit que le tube crépiné lors des essais 6 et 7. Le diamètre de cette colonne est de 10 cm.

3.3.6.1 Préparation

Une mince plaque de tôle (1 mm d'épaisseur) soudée en forme cylindrique a été utilisée comme moule pour la mise en place du sable. La colonne avait un diamètre d'environ 10 cm et elle est positionnée au centre de la caisse, comme montré à la figure 3.19.



Figure 3.19. Mise en place d'un cylindre de métal au centre de la caisse afin de déposer le sable grossier lors du montage (essai 8).

3.3.6.2 Montage

Le montage débute avec le positionnement du cylindre métallique au centre de la caisse. Après avoir placé la première couche de résidus miniers dans la caisse (10 cm de hauteur), une couche de sable grossier sec (10 cm de hauteur) est versée dans le cylindre métallique et légèrement compactée à l'aide d'une plaque métallique. Une fois la première couche terminée, le cylindre métallique est retiré (figure 3.20) afin de positionner les filtres métalliques dans le sable.



Figure 3.20. Colonne de sable centrée dans le montage après avoir retiré le cylindre métallique entre la mise en place de deux couches (essai 8).

Trois filtres métalliques, liés aux capteurs de pression, ont été mis en place dans le sable grossier à différentes élévations (à 14, 30 et 47 cm). Après qu'un filtre ait été placé dans le sable, le cylindre est remplacé au même endroit sur la couche afin de poursuivre la mise en place du sable. Une fente a été faite dans le cylindre métallique pour le centrer sur la colonne de sable sans perturber les tubulures et les filtres métalliques (figure 3.21).



Figure 3.21. Fente découpée dans le cylindre métallique afin de ne pas déranger la position des filtres métalliques et des tubulures dans le sable grossier (essai 8).

Pour maintenir la colonne en place le plus verticalement possible, le sommet du cylindre est fixé à une cornière métallique perforée, qui est elle-même fixée au sommet de la caisse (figure 3.22). Au fur et à mesure que les résidus miniers s'empilent, le cylindre métallique est coupé pour s'ajuster correctement sous la cornière métallique.

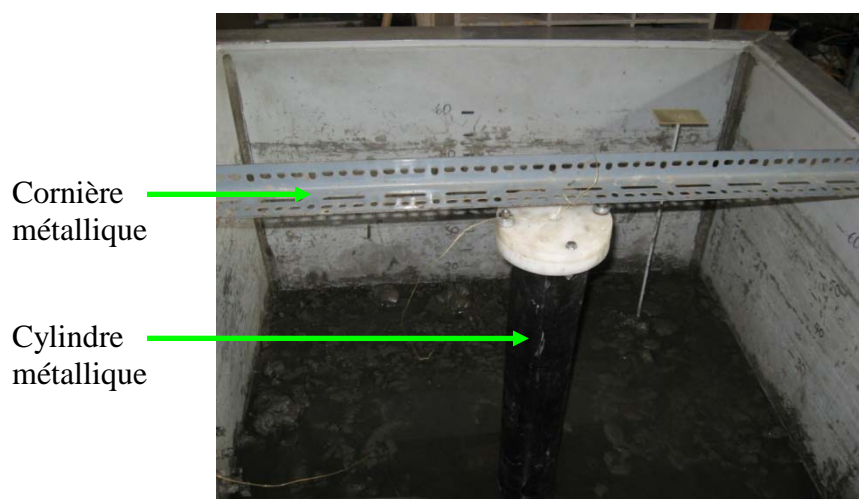


Figure 3.22. Stabilisation du cylindre par une cornière au sommet de la caisse (essai 8).

Les couches se sont succédées ainsi jusqu'à ce que la colonne de sable et les résidus miniers atteignent l'élévation désirée. La saturation des filtres métalliques a été faite de la même façon que pour les essais 3, 4 et 5 (voir section 3.3.1.3).

La mise en place des couches a duré 11 jours. La hauteur totale de l'échantillon est 50,8 cm. Les résidus miniers occupent un volume de 0,572 m³ et ont une masse saturée de 1383 kg, pour une masse volumique totale (ρ_t) de 2416 kg/m³ ($e = 0,68$ et $w = 19,8 \%$). Le sable grossier occupe un volume de 0,0040 m³ et a une masse sèche de 6,18 kg, pour une masse volumique sèche (ρ_d) de 1549 kg/m³ ($e = 0,72$). Les principales caractéristiques physiques des résidus miniers avant et après les sollicitations cycliques seront présentées en détail au chapitre 4.

3.3.6.3 Mise en place des instruments

Les instruments mis en place dans le montage sont identiques à ceux utilisés lors de l'essai 7. La position des équipements utilisés est résumée au tableau A.13 de l'annexe A. Les filtres métalliques situés dans la colonne de sable ont été stabilisés avec des fils de cuivre, de la même façon que ceux situés dans les résidus miniers (ce qui limite leur mouvement).

3.3.6.4 Démontage

Le démontage s'est fait comme pour l'essai 5. Le sable est retiré par couche en même temps que les résidus miniers. La masse du sable est soustraite de la masse des résidus miniers lors des calculs en se basant sur les masses mises en place au montage. Seuls les résidus non contaminés par le sable grossier ont été réutilisés pour les essais suivants. On a utilisé un échantillon différent de sable grossier pour chaque essai. La position finale des instruments est montrée au tableau A.14 de l'annexe A.

3.3.7 Résidus miniers avec un mur de sable (essai 9)

Pour l'essai 9, un mur vertical de sable grossier traverse l'échantillon de résidus miniers en son centre, perpendiculairement au mouvement de la table. Par cette inclusion de sable grossier de 10 cm d'épaisseur, on vise à évaluer l'effet sur la dissipation des surpressions interstitielles en raison de sa conductivité hydraulique relativement élevée.

3.3.7.1 Préparation

Deux minces plaques d'aluminium servent de coffrage afin de mettre en place le mur de sable. Ces plaques s'étendent sur toute la hauteur et toute la largeur de la caisse. Elles séparent les résidus miniers en deux parties. Pour maintenir les plaques d'aluminium à la verticale et au bon endroit, des supports en forme de « L » ont été fixés (avec du silicone) sur la paroi intérieure de la caisse (figure 3.23). Deux couples de supports ont été positionnés un en face de l'autre, à 10 cm de distance afin de stabiliser les plaques. Une des deux plaques est collée aux supports avec du silicone et n'a pas été déplacée avant la fin du montage. L'autre plaque est amovible afin d'insérer les filtres métalliques à plusieurs profondeurs dans le mur de sable.



Figure 3.23. Supports en « L » collés aux parois (essai 9).

Afin de ne pas écraser les filtres métalliques, une fente a été découpée dans la plaque d'aluminium. La figure 3.24a montre l'installation des plaques d'aluminium sur les supports, et la figure 3.24b montre la plaque avec la fente.



a)



b)

Figure 3.24. a) Positionnement des plaques d'aluminium sur les supports en « L » (essai 9); b) Fente découpée dans la plaque d'aluminium amovible afin de placer les filtres métalliques dans le mur de sable grossier (essai 9).

3.3.7.2 Montage

Une fois que les plaques minces ont été installées dans la caisse, la mise en place des résidus miniers et du sable grossier a débuté. La déposition de ces deux matériaux est faite en parallèle à raison d'une couche par jour de travail (comme pour les autres essais). Le sable grossier est déposé sec et est légèrement compacté avec une plaque métallique. Les résidus miniers ont été mis en place en suivant les mêmes manipulations que pour les autres essais, de chaque côté du mur de sable. La saturation du sable grossier a été faite en ajoutant de l'eau au sommet de l'échantillon.

Pour installer les filtres métalliques dans le mur de sable, la plaque d'aluminium amovible est retirée et remise en place avec le filtre placé dans la fente de la plaque. La plaque amovible est

plus courte que la plaque d'aluminium fixe. Elle est maintenue en place par des serres contre les supports en « L ». La figure 3.25 montre la déposition des résidus miniers et du sable grossier de façon simultanée.

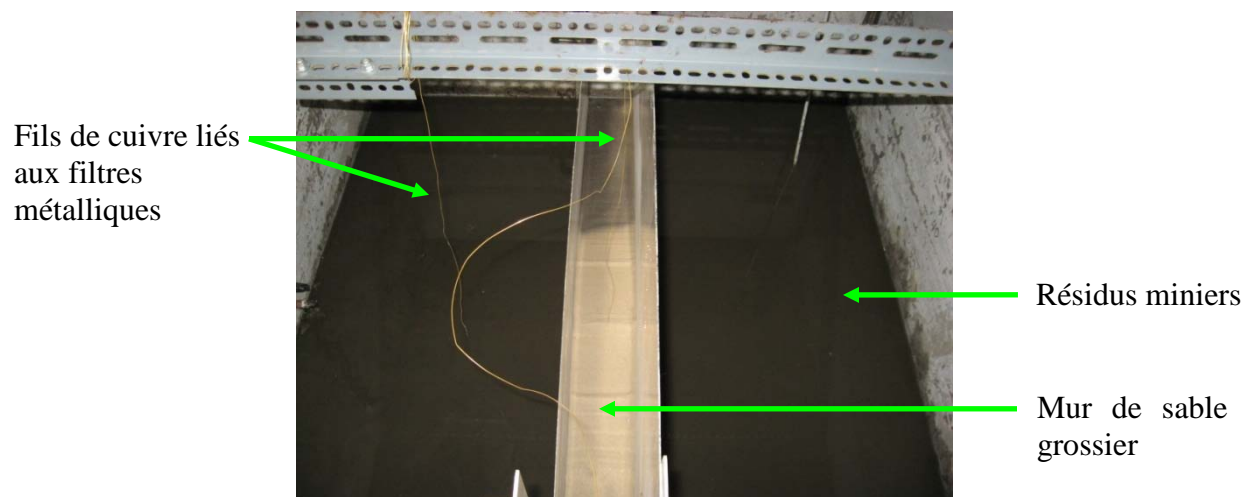


Figure 3.25. Déposition des résidus miniers et du mur de sable (essai 9).

Une fois le montage terminé, les deux plaques d'aluminium et les quatre supports en « L » ont été retirés à l'aide du pont roulant, d'une corde et des serres fixées aux plaques et aux supports. Ces objets sont retirés des résidus miniers sans les déstructurer puisque les plaques et les supports d'aluminium sont minces. Les empreintes laissées dans le montage sont négligeables et les trous se sont refermés très peu de temps après le retrait des objets.

La mise en place des couches a duré 13 jours. La hauteur totale de l'échantillon était de 52,8 cm. Les résidus miniers occupent un volume de 0,542 m³ et ont une masse saturée de 1316 kg, pour une masse volumique totale (ρ_t) de 2427 kg/m³ ($e = 0,65$ et $w = 18,1 \%$). Le sable grossier a un volume de 0,061 m³ et une masse sèche de 93,5 kg, pour une masse volumique sèche (ρ_d) de 1537 kg/m³ ($e = 0,74$). Les principales caractéristiques physiques des résidus miniers avant et après les sollicitations cycliques seront présentées en détail au chapitre 4.

3.3.7.3 Mise en place des instruments

Les instruments mis en place durant le montage sont identiques à ceux utilisés lors des essais 7 et 8. La position des équipements est résumée au tableau A.15 de l'annexe A. Comme pour l'essai 8, trois filtres métalliques (liés aux capteurs de pression) sont mis en place dans le sable grossier (à 13, 29 et 47 cm d'élévation par rapport à la base). Ces filtres sont attachés à un fil de cuivre fixé au sommet afin de limiter les déplacements verticaux (figure 3.25).

Les quatre plaques d'acier et les quatre plaques de plastiques trouées (liées aux LVDT) sont réparties également dans les deux sections contenant les résidus miniers, c'est-à-dire deux de chaque côté du mur de sable.

Deux minces bandes de gravier (au lieu de trois pour les essais précédents) ont été placées à trois élévations différentes (à 10, 30 et 48 cm d'élévation), pour un total de 6 bandes de gravier. Le gravier est placé en croix afin de mieux couvrir la surface disponible (figure 3.26) du côté opposé aux capteurs de pression.

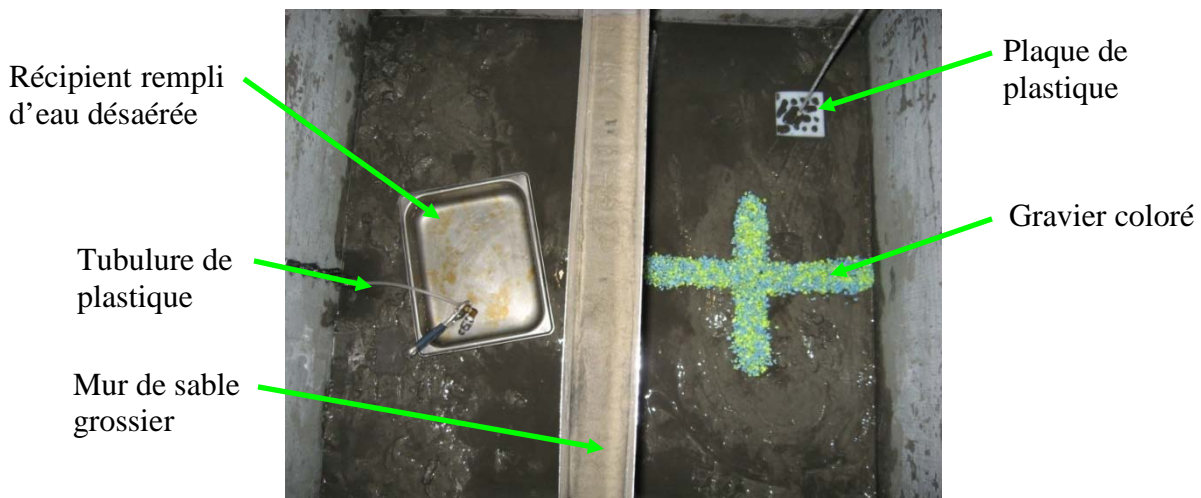


Figure 3.26. Mise en place des instruments lors du montage d'une couche de résidus miniers (essai 9).

3.3.7.4 Démontage

Le démontage est fait comme pour l'essai 5. Le sable est retiré par couche en même temps que les résidus miniers. Pour chaque couche, la masse du sable est soustraite de la masse des résidus miniers lors des calculs en se basant sur les masses des solides mises en place au montage. La position finale des instruments est montrée au tableau A.16 de l'annexe A.

3.3.8 Résidus miniers - essai de référence (essai 10)

Tout comme l'essai 4, l'essai 10 est fait sans inclusion afin de vérifier si le comportement des résidus miniers est semblable d'un essai à l'autre lorsque les conditions sont similaires. Malheureusement, la quantité de résidus miniers disponibles a limité la hauteur de l'échantillon à 46,3 cm comparativement à 54,8 cm pour l'essai 4.

Préparation et montage

Les préparatifs sont identiques à ceux de l'essai 4. Étant donné la quantité limitée de matériau, seulement cinq couches ont été mises en place. Chacune des couches a une épaisseur variant entre 8 et 10 cm. La mise en place des couches a duré 11 jours. Les résidus miniers occupent un volume de 0,525 m³ et ont une masse finale de 1285 kg, pour une masse volumique totale (ρ_t) de 2448 kg/m³ ($e = 0,64$ et $w = 18,7 \%$). Ces valeurs sont différentes de celles obtenues au montage de l'essai 4 ($e = 0,82$ et $w = 25,2 \%$). Les caractéristiques de l'essai 10 ressemblent néanmoins à celles des autres essais faits sur les résidus miniers. La différence entre l'essai 4 et les autres essais provient de la teneur en eau (qui n'a pas été mesurée au même moment) et à l'état plus lâche des résidus miniers. Ces différences ont eu un effet sur les résultats de l'essai cyclique et elles seront discutées lors du chapitre 5.

La teneur en eau est évaluée de la même façon que pour les essais 5 à 9, c'est-à-dire juste avant la mise en place de la couche suivante. La teneur en eau de chaque couche est basée sur la moyenne de deux échantillons. Le reste du montage est fait comme pour l'essai 4.

Mise en place des instruments

Sept transducteurs de pression ont été positionnés dans les résidus miniers, comparativement à cinq pour l'essai 4. Les filtres métalliques ont été attachés à un fil de cuivre relié à la cornière métallique fixée au sommet contrairement à l'essai 4. Les LVDT reposent sur des plaques de plastique transparentes comme pour les essais 5 à 9. Deux séries de trois bandes de gravier ont été placées à deux profondeurs différentes. La position des équipements utilisés est présentée au tableau A.17 de l'annexe A.

Démontage

Les mêmes manipulations sont appliquées que lors de l'essai 4, mais les analyses granulométriques ne sont pas faites. Deux échantillons par couche ont été pris pour déterminer la teneur en eau à diverses profondeurs et deux échantillons par couche pour évaluer l'indice des vides, les masses volumiques sèche (ρ_d) et totale (ρ_t), la teneur en eau (w) et le degré de saturation (S_r) au lieu d'un seul lors de l'essai 4.

3.3.9 Résidus miniers avec un mur et un tapis en sable (essai 11)

Le dernier essai est fait avec un mur de sable identique à celui mis en place lors de l'essai 9. En plus de ce mur de sable, l'essai 11 comprend une couche horizontale de sable grossier à la base de l'échantillon. Tout comme le mur de sable, ce tapis de sable fait 10 cm d'épaisseur et il recouvre la base du modèle en entier. Le mur et la base de sable grossier devraient avoir pour effet de dissiper les surpressions interstitielles qui se développent dans le modèle durant l'application des sollicitations cycliques.

Préparation et montage

Le mur de sable grossier, inséré à la verticale au centre du montage, est construit de la même façon que lors de l'essai 9. Le tapis de sable grossier, situé à la base du montage, est placé au tout début du montage, avant même la mise en place des supports en « L » et des plaques d'aluminium. Le sable grossier est déposé à l'état sec au fond de la caisse et il est compacté

légèrement à l'aide d'une plaque de métal. Il est ensuite saturé en ajoutant de l'eau à partir de la surface avec une chaudière. Le tapis de sable est montré à la figure 3.27.

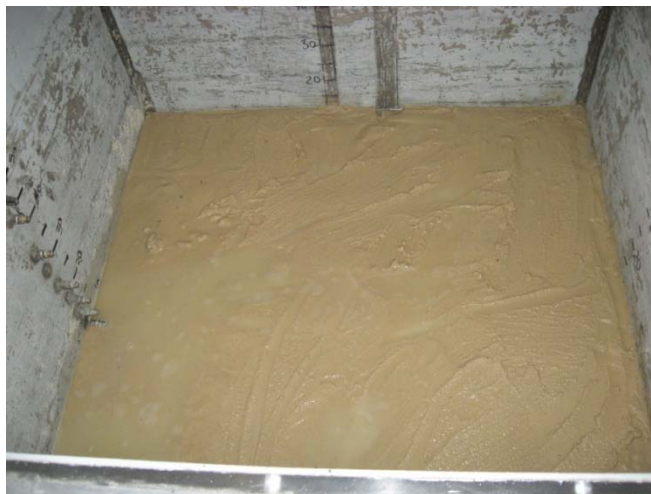


Figure 3.27. Mise en place du tapis de sable grossier au fond du modèle pour l'essai 11.

Par la suite, les supports en « L » et les plaques d'aluminium sont insérés et les supports sont collés aux parois. La plaque d'aluminium fixe est enfoncée jusqu'au bas de la caisse et collée (avec du silicone) sur les supports. La plaque amovible est légèrement enfoncée dans le sable et maintenue au support à l'aide de serres.

Les résidus miniers et le sable grossier sont ensuite placés dans le modèle de la même façon que lors de l'essai 9. Les résidus miniers utilisés sont les mêmes que ceux utilisés lors des autres essais, sauf ceux qui ont été contaminés par le sable. Une fois la mise en place de toutes les couches de résidus et de sable complétée, les plaques d'aluminium ainsi que les supports sont retirés avec l'aide du pont roulant.

La mise en place des couches a duré 14 jours. La hauteur totale de l'échantillon est de 53,3 cm. Les résidus miniers occupent un volume de 0,444 m³ et ont une masse finale de 1076 kg, pour une masse volumique totale (ρ_t) de 2426 kg/m³ ($e = 0,65$ et $w = 18,1 \%$). Le sable grossier a un

volume de $0,161 \text{ m}^3$ et une masse sèche de $253,67 \text{ kg}$, pour une masse volumique sèche (ρ_d) de 1576 kg/m^3 ($e = 0,69$). Les principales caractéristiques physiques des résidus miniers avant et après les sollicitations cycliques seront présentées en détail au chapitre 4.

Mise en place des instruments

Avant la mise en place des résidus miniers, plusieurs éléments ont été positionnés sur le sable soit, deux minces bandes de gravier, une plaque de plastique trouée (liée à un LVDT) et un transducteur de pression dont le filtre métallique est attaché à un fil de cuivre. La figure 3.28 montre la mise en place de ces instruments. Tous les instruments sont mis en place de la même façon que lors de l'essai 9. Leur position est présentée au tableau A.19 de l'annexe A.



Figure 3.28. Mise en place des instruments sur le tapis de sable grossier (essai 11).

3.3.9.1 Démontage

Le démontage est fait comme lors de l'essai 9; la position finale des instruments est présentée au tableau A.20 de l'annexe A. La couche de sable grossier au fond de la caisse a été enlevée séparément des résidus miniers.

3.4 Sollicitations cycliques

Comme il a été mentionné précédemment, neuf essais ont été faits sur la table sismique, soit un essai sur le sable et huit essais sur le résidu minier (avec ou sans inclusion). Tous les essais faits sur la table sismique sont réalisés avec un chargement sinusoïdal ayant une fréquence d'un Hertz. Cette valeur a été choisie comme fréquence de départ dans l'optique de l'ajuster si le besoin se faisait sentir. Comme les résidus ont suffisamment réagi à cette fréquence, il n'a pas été jugé utile de la faire varier. Prasad et al. (2004) affirment que la fréquence dominante, pour la plupart des séismes créant le plus de dommage, se situe entre 1 et 2 Hz avec un PGA d'environ 0,5 g. Dans le cas de l'essai sur le sable, la valeur de l'accélération horizontale maximale (PGA) a varié selon la phase de l'essai, mais elle est unique pour tous les essais faits sur les résidus miniers. La figure 3.29 présente l'enregistrement des accélérations a ($a = dv/dt = d^2x/dt^2$, où x est la position, v la vitesse et t le temps) pour les quinze premières secondes de l'oscillation horizontale de la table sismique. Après les trois premiers cycles les valeurs maximales et minimales atteintes sont similaires dans le temps jusqu'à la fin de l'essai.

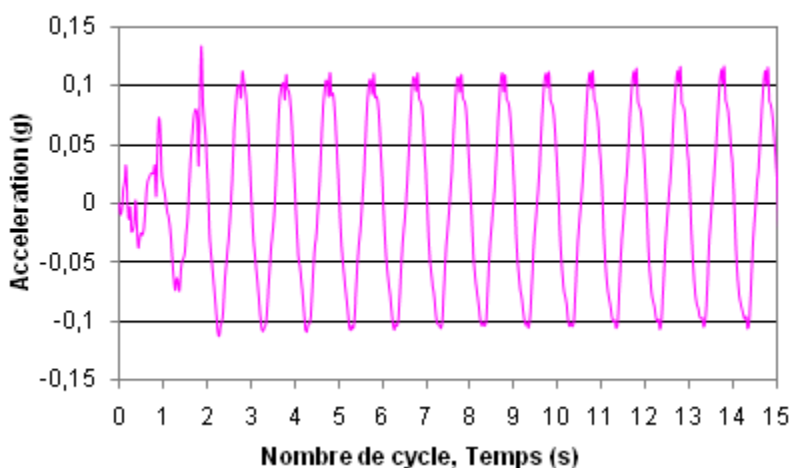


Figure 3.29. Accélération enregistrée durant le chargement cyclique sur la table sismique pour les quinze premières secondes de l'essai 5.

Il est important de noter que le chargement utilisé dans le cadre de cette recherche n'a pas pour but de représenter le signal produit lors d'un tremblement de terre. Le signal appliqué ici ne produit des déplacements que selon un axe. Il est d'amplitude et de fréquence constante et d'une durée beaucoup plus grande que les séismes. L'utilisation de ce type de chargement cyclique simple permet de suivre plus facilement le comportement des matériaux. Comme les résultats sont traités de manière comparative, il est possible d'observer et d'analyser les différences engendrées sur les différents modèles. Ce type de chargement sinusoïdal est souvent utilisé lors des recherches faites sur la liquéfaction (e.g. Finn et al., 1972; de Alba et al., 1975; Sasaki et Taniguchi, 1982; Ishihara, 1996; Prasad et al., 2004; Dou et al., 2004; Okamura et Teraoka, 2005; Yegian et al., 2007).

3.4.1 Essai sur le sable (essai 3)

Les trois phases de l'essai fait sur le sable ont été réalisées avec le même matériau et sur le même montage. La seule différence entre ces phases est l'amplitude du signal produit par la table sismique. L'état initial du matériel a été considéré comme étant identique au début de chacune des phases étant donné que les instruments n'ont pas enregistré de variation (surpression et déplacement). Par contre, il est possible que les résidus aient subi de légères modifications, mais il est impossible d'évaluer l'effet de ces deux premières phases. Lors de la première phase, on a imposé à la table sismique une course de ± 25 mm produisant une accélération maximale d'environ 0,12 g. Étant donné qu'aucune variation n'était perceptible après 6 minutes, la course de la table est passée à $\pm 37,5$ mm engendrant une accélération horizontale maximale de 0,17 g (phase 2). Encore une fois, les transducteurs de pression et de déplacement n'ont pas enregistré de variation durant 5 minutes. Le mouvement de la table est donc passé à ± 75 mm de déplacement produisant une accélération maximale de 0,35 g (phase 3). La troisième phase a entraîné des déformations visibles à l'œil et les instruments ont enregistré des déformations importantes.

Le tableau 3.4 présente les accélérations horizontales maximales ainsi que les déplacements maximaux de la table sismique lors des essais faits sur le sable. Ces valeurs sont les moyennes

des données enregistrées lors des essais par des capteurs placés sur la table sismique. Les valeurs enregistrées sont légèrement différentes des valeurs théoriques (imposées) à cause de l'inertie de la table et de la précision des instruments de mesure.

Tableau 3.4. Caractéristiques du signal sismique pour les essais sur le sable.

Phase	Déplacement maximal mesuré	Accélération maximale (peak ground acceleration)
#	(mm)	(g)
1	24,77	0,124
2	36,92	0,169
3	74,31	0,373

La phase 3 de l'essai sur le sable a duré 2,5 minutes. À l'arrêt de la table sismique, le mouvement du sable semblait être en phase (ou en résonance) avec le signal produit par la table. La figure 3.30 montre une vague créée au sommet de l'échantillon suivant le mouvement sinusoïdal de la table sismique.



a)



b)

Figure 3.30. Le mouvement du sable semble être en phase (ou en résonance) avec le mouvement sinusoïdal de la table : a) sommet de l'onde à la gauche de la caisse; b) sommet de l'onde à la droite de la caisse.

Lorsque le sommet du montage semble être en phase avec le mouvement de la table, le sable n'était pas complètement en liquéfaction sur toute l'épaisseur puisque les quatre plaques de métal n'ont pas traversé le sable en entier. À l'arrêt de la table sismique, des bouillons de sables (figure 3.31) sont apparus à la surface de l'échantillon. Il était aussi possible de voir l'eau remonter le long du mur en acrylique sous forme de petits canaux. Ce phénomène est causé par les surpressions créées à l'arrêt de la table sismique (engendrées par la redéposition des grains de sable, voir la discussion au chapitre 5). Sur son passage, l'eau entraîne des particules vers la surface créant les bouillons de sable.



Figure 3.31. Formation de bouillons de sable au sommet de l'échantillon (essai 3).

Comme mentionné plus tôt, l'enregistrement des pressions interstitielles et des déplacements s'est poursuivi pour approximativement 1 heure après la fin du chargement cyclique.

3.4.2 Essais sur les résidus miniers

La table sismique devait produire le même signal pour tous les essais faits sur les résidus miniers. Le signal imposé produit théoriquement un déplacement de ± 25 mm et une accélération horizontale maximale de 0,12 g. Les caractéristiques du signal sismique mesurées lors des essais sont présentées au tableau 3.5. Les valeurs enregistrées sont légèrement différentes des valeurs

théoriques à cause de l'inertie de la table et de la précision des instruments de mesure. Dans le cas des essais 9 et 11, ces données n'ont pas été conservées.

Tableau 3.5. Caractéristiques du signal sismique pour les essais faits sur les résidus miniers.

Essai	Déplacement maximal mesuré	Accélération maximale (peak ground acceleration)
#	(mm)	(g)
4	25,58	0,140
5	26,40	0,134
6	27,44	0,152
7	26,65	0,116
8	26,11	0,126
9	N.D.	N.D.
10	26,10	0,136
11	N.D.	N.D.

La durée des sollicitations dynamiques a été établie en fonction de la réaction des résidus miniers lors des essais. Le mouvement de la table sismique était arrêté lorsque les pressions interstitielles n'augmentaient plus (après avoir atteint le pic cyclique, voir la figure 4.2) ou lorsque la durée des sollicitations devenait trop grande (durée de l'essai $\leq 1\,700$ s). La durée des sollicitations peut donc varier d'un essai à l'autre en fonction de la réponse des pressions interstitielles. Une fois un essai terminé, l'enregistrement des pressions interstitielles se poursuivait jusqu'à ce que les pressions reviennent aux conditions hydrostatiques. Le tableau 3.6 montre le temps des sollicitations cycliques et le temps d'enregistrement total pour chacun des essais.

Tableau 3.6. Durée des essais durant les sollicitations cycliques et au totale.

Essai	Temps d'enregistrement	
	Durée des sollicitations cycliques	Total
#	(s)	(s)
4	233	79 864
5	1 010	128 471
6	1 685	129 031
7	1 002	85 625
8	1 287	86 851
9	1 166	126 016
10	833	75 209
11	1 670	128 753

La durée totale de l'enregistrement des données est beaucoup plus longue pour les résidus miniers (entre 75 000 s et 130 000 s) que pour le sable (5000 s). Cette durée dépend surtout du temps nécessaire pour que les pressions interstitielles retournent aux conditions d'équilibre hydrostatique. Le sable dissipe beaucoup plus rapidement les surpressions que les résidus miniers en raison de sa conductivité hydraulique k_{sat} beaucoup plus grande ($1,1 \cdot 10^{-3}$ cm/s pour le sable et $2,2 \cdot 10^{-5}$ cm/s pour les résidus). Les conditions d'équilibre hydrostatique prennent donc plus de temps à être atteintes dans le cas des résidus miniers, mais aucun bouillon n'est visible en surface (ceci est probablement influencé par la densité des grains D_r supérieure à celle du sable : 3,39 au lieu de 2,76).

Une vague a aussi été créée au sommet du montage pour les essais faits sur les résidus miniers (semblable à celle de la figure 3.30, mais avec une amplitude moindre). Cette vague était plus ou moins importante selon qu'il y ait présence ou non d'inclusions dans les résidus miniers. Pour les essais ayant un mur de sable grossier centré (essais 9 et 11) l'onde de surface était peu visible. Les résidus suivaient le mouvement de la table sismique, mais ce mouvement s'estompait au centre de l'échantillon, sur le mur de sable grossier. Il semblerait donc que le mur de sable grossier avait un effet sur la réponse mécanique. Lors des essais faits sur les résidus miniers uniquement (essais 4, 5 et 10), la vague était bien visible au sommet.

CHAPITRE 4 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Plusieurs données ont été recueillies avant et pendant les essais sur table de chargement cyclique. La section suivante présente les données enregistrées lors des différents essais, réparties selon quatre catégories : les caractéristiques physiques des matériaux, les mesures des pressions interstitielles durant les essais cycliques (menant aux contraintes effectives et aux rapports de pressions interstitielles r_u), les mouvements dans le modèle (selon les transducteurs de déplacement et les bandes de gravier) et finalement la réponse des plaques métalliques. Une description plus détaillée est présentée pour les résultats de l'essai 5. Les résultats des autres essais faits sur les résidus miniers ont été rassemblés en trois groupes et seront décrits de façon plus sommaire en mettant l'accent sur les différences par rapport aux résultats de l'essai 5. Le premier groupe comprend les essais faits sur les résidus miniers sans inclusion (essais 4 et 10), le second comprend les essais faits avec une inclusion cylindrique centrée dans le modèle (essais 6, 7 et 8) et le troisième groupe comprend les essais faits avec une ou deux inclusions continues (essais 9 et 11). Finalement, les résultats de l'essai sur le sable (essai 3) seront présentés à la fin du chapitre.

4.1 Résidus miniers consolidés – Essai de référence (essai 5)

Les résultats de cet essai sur les résidus ont été retenus comme valeurs de référence. Il s'agit d'un essai sans inclusion, qui montre des signes de contraction et de dilatation à toutes les profondeurs d'enregistrement. L'essai 4 a aussi été fait sans inclusion, mais certaines variations au protocole (décrites au chapitre 3) ont été appliquées, ce qui en fait une base de comparaison moins représentative. L'essai 10 a aussi été fait sur les résidus miniers sans inclusion, mais sur une épaisseur totale inférieure à celle des autres essais (à cause d'un manque de matériau).

4.1.1 Caractéristiques des résidus

Lorsque soumis aux sollicitations dynamiques, les contraintes déviatoriques appliquées et les pressions interstitielles induites peuvent déstructurer les résidus et engendrer certains changements dans leurs caractéristiques physiques. Les caractéristiques de base des résidus

miniers (granulométrie, densité relative des grains, etc.) sont résumées au tableau 3.2. Le tableau 4.1 résume certaines caractéristiques des résidus miniers qui dépendent de l'état du matériau. Ces données ont été mesurées avant et après l'essai 5 (sur table sismique).

Tableau 4.1. Principales caractéristiques des résidus miniers avant et après l'essai 5.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes (avec minimum et maximum)		
		Montage	Démontage	
			Par couches	Petits échantillons (2 par couche)
Épaisseur totale	(mm)	513,9 (50,8 à 116,8)	507,4 (69,4 à 107,2)	-
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2465 (2399 à 2570)	2413 (2300 à 2487)	2437 (2354 à 2494)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	2029 (1906 à 2170)	2076 (1931 à 2131)	2117 (2046 à 2182)
Indice des vides (e)	(-)	0,67 (0,56 à 0,78)	0,63 (0,59 à 0,75)	0,60 (0,55 à 0,65)
Indice de densité (I_D)	(%)	81 (70 à 92)	84 (72 à 89)	88 (82 à 93)
Porosité (n)	(%)	40 (36 à 44)	39 (37 à 43)	37 (36 à 40)
Teneur en eau (w)	(%)	21,3 (18,4 à 25,9)	16,3 (14,5 à 19,1)	16,3 (14,5 à 19,1)
Degré de saturation (S_r)	(%)	108,9 (100,2 à 119,2)	87,3 (79,3 à 96,1)	92,2 (83,1 à 115,6)

Les caractéristiques au montage ont été établies en notant la masse, le volume et la teneur en eau de chacune des couches lors de la mise en place. Les résultats du tableau 4.1 représentent les caractéristiques obtenues en faisant la moyenne pondérée; les valeurs extrêmes sont montrées entre parenthèses. Les caractéristiques au démontage ont été mesurées de deux façons. Premièrement, de la même façon qu'au montage (colonne « Par couches », tableau 4.1), c'est-à-dire en faisant la moyenne pondérée selon l'épaisseur de chaque couche. Deuxièmement, en prenant deux petits échantillons au centre de chaque couche à l'aide d'un cylindre métallique

ayant un volume connu (colonne « Petits échantillons », tableau 4.1); on obtient les caractéristiques d'une couche à partir de la moyenne obtenue par les deux échantillons. Les résultats montrés sont la moyenne pondérée des valeurs obtenues pour toutes les couches et les valeurs extrêmes (basées sur tous les échantillons) sont montrées entre parenthèses. La teneur en eau utilisée est la même que celle obtenue lors du démontage « par couches » car les petits échantillons se sont légèrement désaturés entre l'échantillonnage et l'évaluation de la teneur en eau.

Le tableau 4.1 montre que les caractéristiques varient entre des valeurs extrêmes relativement éloignées. Ceci est dû en partie à la précision des valeurs obtenues selon les différentes méthodes de mesure. Dans le cas des caractéristiques calculées au montage et au démontage (par couche), l'imprécision est surtout attribuée à l'erreur causée par les mesures du volume. Ainsi, une légère variation lors de la mesure de l'épaisseur d'une couche peut affecter significativement les caractéristiques calculées. Par exemple, en augmentant l'épaisseur de la dernière couche du montage de l'essai 5 (épaisseur = 50,8 mm) de seulement de 3 mm, la masse volumique totale ρ_{tot} devient 2293 kg/m³ (au lieu de 2429 kg/m³); l'indice des vides e devient 0,77 (au lieu de 0,67); l'indice de densité I_D devient 70 % (au lieu de 80 %) et le degré de saturation S_r devient 87,3 % (au lieu de 100,2 %). Dans le cas des caractéristiques obtenues des mesures sur les petits échantillons, les résultats ont probablement été affectés par les variations locales, étant donné que deux échantillons par couche ont été utilisés. Il faut aussi considérer que l'insertion d'un cylindre métallique dans les résidus miniers peut engendrer des déformations locales du matériau et faire varier les résultats. Dans le cadre de cette maîtrise, on juge suffisant d'évaluer la variation des caractéristiques moyennes d'une manière « semi-quantitative ». Le tableau 4.1 présente les caractéristiques du modèle complet et les caractéristiques de chacune des couches de l'essai 5 sont présentées aux tableaux B.1 à B.4 de l'annexe B.

4.1.2 Pressions interstitielles mesurées durant l'essai

Cinq capteurs de pression ont servi à enregistrer l'évolution des pressions interstitielles à cinq profondeurs différentes par l'intermédiaire de tubulures de plastique transparentes reliées à des filtres métalliques. La profondeur de lecture (position verticale des filtres métalliques) de chaque capteur est donnée au tableau 4.2. Ce tableau présente aussi les charges de pression d'eau avant la mise en marche de la table sismique (Pression interstitielle initiale) et les charges de pression d'eau à la fin de l'enregistrement, soit environ 128 000 secondes plus tard (Pression interstitielle finale). On a noté au démontage que la profondeur de lecture des capteurs a varié faiblement (de 1 à 3 mm vers le bas).

Tableau 4.2. Position des filtres métalliques (profondeur par rapport à la surface des résidus) et charges de pression enregistrées par les transducteurs lors de l'essai 5.

Transducteur	Profondeur (par rapport à la surface des résidus)	Pression interstitielle initiale	Pression interstitielle finale
	(cm)	(cm d'eau)	(cm d'eau)
T-11	30,8	29,6	27,1
T-12	20,1	16,1	14,4
T-13	14,4	9,2	8,1
T-14	6,5	2,2	1,3
T-8	39,1	53	46,1

La figure 4.1 montre l'évolution des pressions interstitielles à différentes profondeurs, du début de l'essai jusqu'à la fin de l'enregistrement (environ 128 000 secondes). Il s'agit de données directement converties par les transducteurs de pression selon les fonctions de calibrage montrées au tableau A.1 de l'annexe A. Le signal utilisé lors de l'essai a été présenté à la figure 3.29.

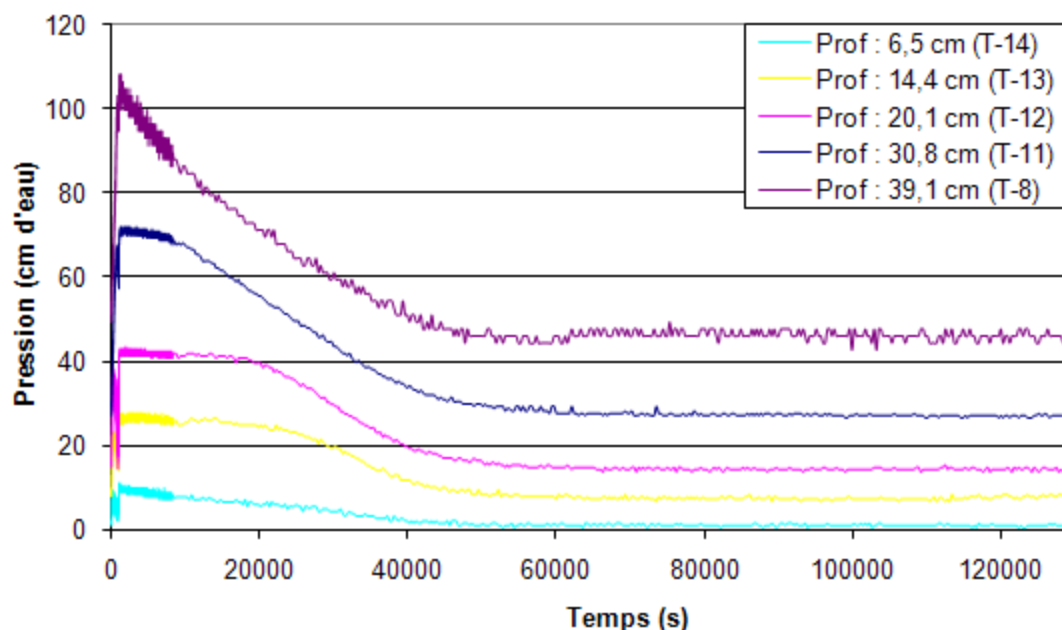


Figure 4.1. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs mesurées à partir de la surface des résidus (essai 5).

La figure 4.1 montre que les courbes expérimentales oscillent à l'intérieur d'une plage de valeurs (relativement restreinte). Ces oscillations sont dues à la réponse des capteurs de pression, au temps de réaction de ceux-ci et aux mouvements horizontaux des résidus miniers dans la caisse. Les données ont été traitées afin de « lisser » les courbes et pour réduire le nombre de points par graphique. La méthode utilisée pour traiter les données est décrite en détail à la section 5.1.2.1. Les résultats obtenus après traitement sont présentés à la figure 4.2 qui montre l'évolution des pressions à différentes profondeurs, du début de l'essai jusqu'à la stabilisation des pressions, environ 60 000 secondes (16 heures) plus tard.

À la figure 4.2a, on voit que les pressions interstitielles ont tendance à augmenter dès le début des sollicitations cycliques, jusqu'à atteindre un maximum. Par la suite, les pressions diminuent jusqu'à ce qu'elles se stabilisent. La figure 4.2b montre le développement des pressions durant le chargement cyclique et durant les 1000 secondes suivantes. On voit que l'augmentation des pressions se fait pratiquement dès le début de l'essai et que le taux d'augmentation (pente de la

courbe) peut varier en fonction de la profondeur. Les valeurs maximales (point A) de pression ont été atteintes entre 75 et 850 secondes après le début de l'enregistrement. Les résultats semblent indiquer que les valeurs maximales de u sont d'abord atteintes en surface et qu'elles progressent en profondeur avec le temps. Durant les sollicitations cycliques, les pressions atteignent une valeur maximale (point A de la figure 4.2b) avant de diminuer jusqu'à la fin des sollicitations. Lorsque les mouvements cycliques sont terminés, les capteurs enregistrent une augmentation rapide des pressions jusqu'à une valeur maximale (point B de la figure 4.2b), avant de diminuer vers les pressions initiales. Le point maximal obtenu durant les sollicitations cycliques (point A) a été nommé « pic cyclique » afin de ne pas le confondre avec le « pic post-cyclique » obtenu après l'arrêt des sollicitations (point B).

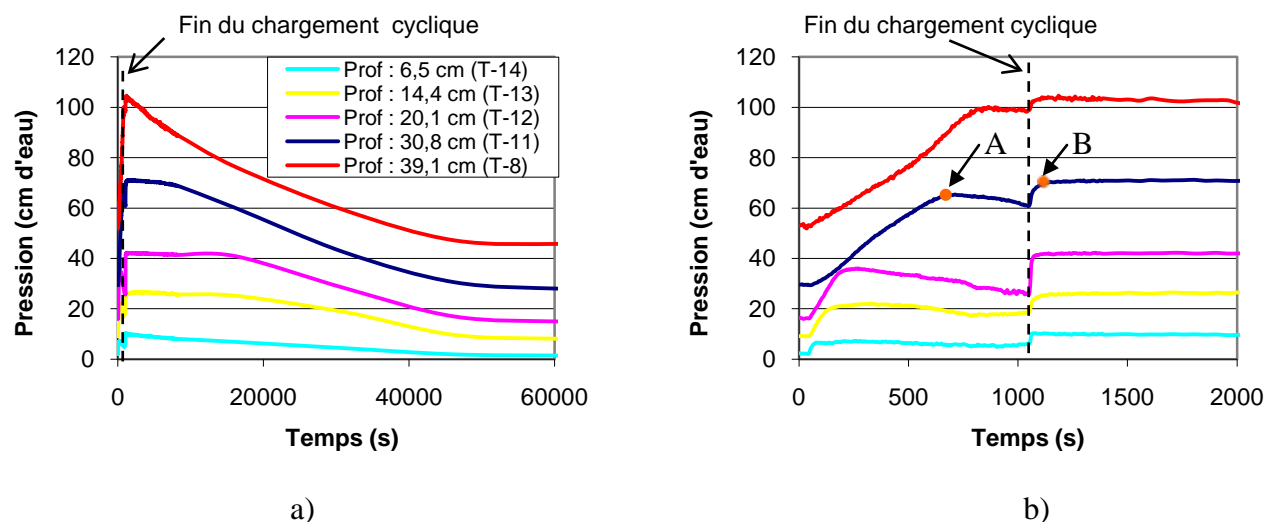


Figure 4.2. Variation des pressions en fonction du temps, à différentes profondeurs mesurées à partir de la surface des résidus (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.

4.1.3 Surpressions interstitielles

Le tableau 4.2 compare les pressions interstitielles initiales et finales mesurées aux profondeurs des capteurs. Théoriquement, si les charges de pression sont à l'état d'équilibre hydrostatique (i.e. valeurs initiales et finales), elles égalent la profondeur de lecture des capteurs de pression, ce qui n'est pas toujours le cas lors des essais. Par exemple, pour le capteur T-8 la charge de pression

initiale est de 53,0 cm d'eau et de 46,1 cm d'eau à la fin de l'essai pour une profondeur de 39,1 cm. Cette différence pourrait indiquer que les valeurs initiales au repos, lues par les transducteurs de pression, ne sont pas équivalentes aux pressions interstitielles théoriques. Cet aspect est discuté plus loin dans le chapitre. Dans la suite, les pressions interstitielles (u_t) enregistrées tout au long de l'essai sont traitées en fonction des valeurs de pressions interstitielles (u_{finale}) enregistrées à la fin de l'essai (qui sont usuellement proches des valeurs à l'équilibre hydrostatique). La surpression ($\Delta u = u_t - u_{finale}$) représente alors la variation des pressions interstitielles tout au long de l'essai.

L'évolution des surpressions pour l'essai 5 est présentée en fonction du temps et à différentes profondeurs à la figure 4.3a. Cette figure montre l'augmentation des surpressions et le retour à des valeurs pratiquement nulles environ 60 000 secondes après le début de l'essai.

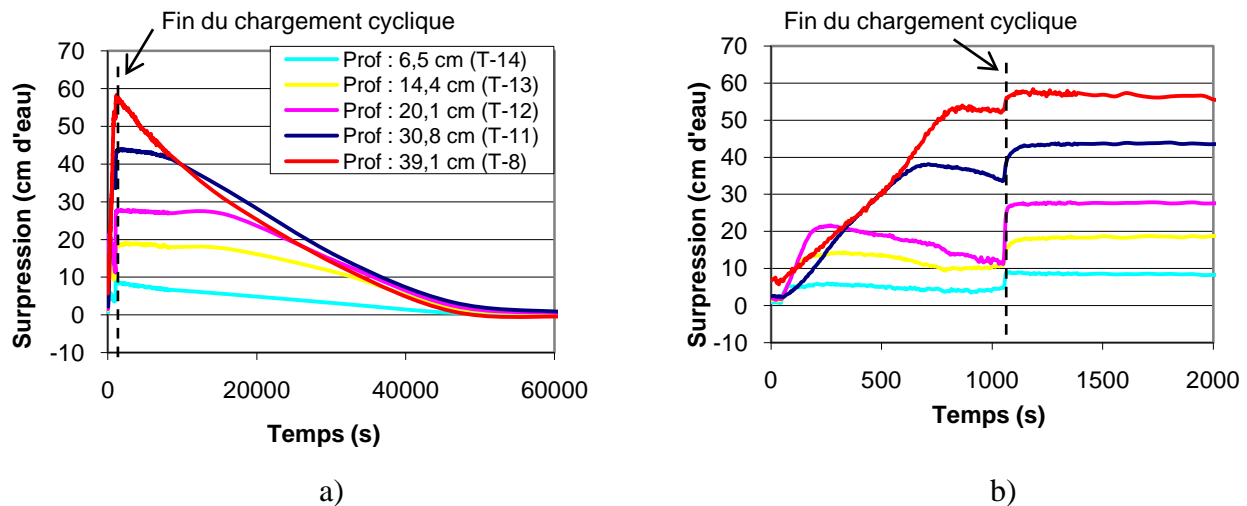


Figure 4.3. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.

La figure 4.3b montre un agrandissement du graphique des surpressions en fonction de la profondeur pour un temps $t \leq 2000$ secondes. On voit qu'au temps $t = 0$, les surpressions ne sont pas nulles. Il y aurait donc des surpressions présentes dans le résidu avant le début des

sollicitations cycliques. Comme on le verra à la section 5.1.2.2, ces suppressions sont dues au déplacement de la boîte lors de son installation sur la table sismique (n.b. la boîte n'était pas sur la table durant la mise en place des matériaux, afin de ne pas nuire aux autres programmes d'essais sur la table sismique). La forme des courbes montrée à la figure 4.3 est identique à celle montrée à la figure 4.2, mais les courbes sont un peu décalées vers le bas.

4.1.4 Contraintes effectives

L'équation de Terzaghi a été utilisée pour calculer la variation des contraintes verticales effectives σ'_v (kPa) à différentes profondeurs dans le modèle (e.g. Bowles, 1984) :

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad [4.1]$$

La contrainte totale (σ_v , en kPa) est obtenue en multipliant le poids volumique total des résidus miniers, avant le début des sollicitations dynamiques ($\gamma_{\text{résidus}}$ en kN/m³), par la profondeur d'intérêt (soit celle du capteur de pression, z en mètre). Les pressions interstitielles (u , en kPa) sont évaluées selon les pressions interstitielles théoriques à l'équilibre hydrostatique ($\gamma_w \cdot z$) additionnées aux suppressions mesurées (Δu), en kPa; le poids volumique de l'eau $\gamma_w = 9,81$ kN/m³. L'équation 4.1 devient alors :

$$\sigma'_v = (\gamma_{\text{résidus}} \cdot z) - [(\gamma_w \cdot z) + \Delta u] \quad [4.2]$$

La figure 4.4 montre la variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs (sans correction). Ces contraintes effectives ont été calculées selon les valeurs des suppressions (Δu) présentées à la figure 4.3. La figure 4.4a présente l'évolution des contraintes effectives du début de l'essai jusqu'à la stabilisation des contraintes, environ 60 000 secondes plus tard. On note que durant l'essai, les contraintes effectives chutent rapidement (au rythme de l'augmentation des pressions d'eau) jusqu'à ce qu'elles atteignent des valeurs proches de zéro.

Par la suite, les contraintes effectives augmentent graduellement jusqu'à ce que les résidus miniers retrouvent leur état d'équilibre (au repos). La figure 4.4b montre l'évolution des contraintes effectives jusqu'à $t = 2000$ secondes. Sur cette figure, on observe que les contraintes effectives diminuent durant les sollicitations cycliques, jusqu'à un point minimal (où $\sigma'_v \approx 0,5$ à $1,0$ kPa). Ce point minimal correspond au pic cyclique de la surpression, comme discuté à la section 4.1.2. Il y a ensuite une certaine augmentation des contraintes effectives jusqu'à la fin des sollicitations cycliques. Lorsque le mouvement de la table sismique cesse, les contraintes effectives diminuent rapidement à des valeurs proches de 0 (pendant au moins mille secondes) et remontent par la suite.

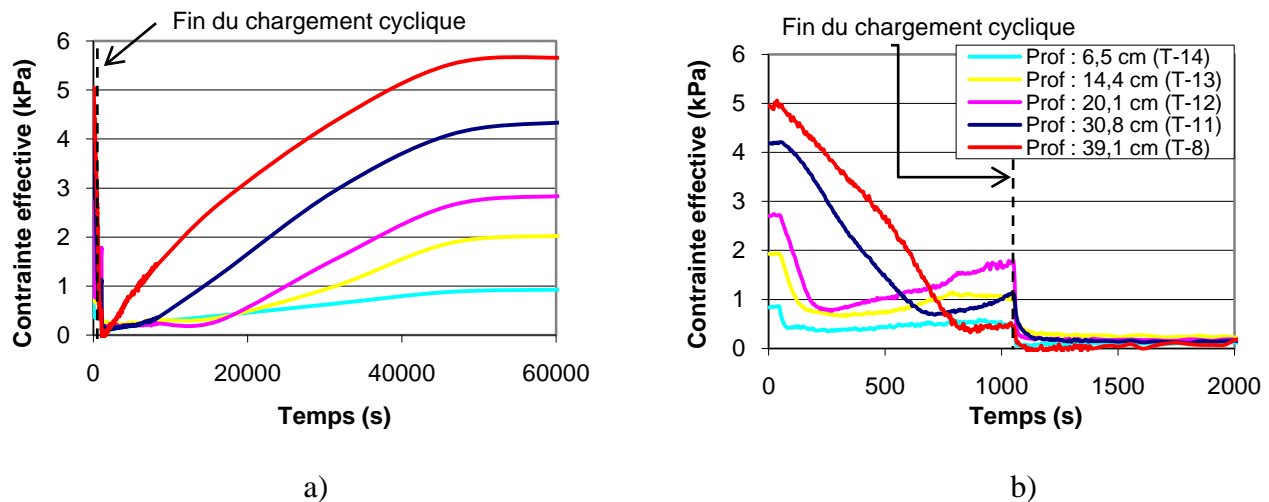


Figure 4.4. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à diverses profondeurs (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

4.1.5 Rapports des pressions interstitielles (r_u)

Le rapport des pressions interstitielles (r_u) est un paramètre souvent utilisé pour représenter l'état des contraintes dans un matériau. Il s'agit du rapport entre les surpressions interstitielles (Δu en kPa) et les contraintes effectives verticales initiales (σ'_{v0} en kPa), soit (Kramer, 1996) :

$$r_u = \Delta u / \sigma'_{vo} \quad [4.3]$$

La contrainte effective verticale initiale (σ'_{vo}) correspond ici au poids volumique déjaugé évalué lors du montage ($\gamma' = \gamma_{\text{résidus}} - \gamma_w$, en kN/m³) multiplié par la profondeur ($\sigma'_{vo} = \gamma' \cdot z$, où z est en mètre).

Les valeurs des surpressions (Δu) présentées à la figure 4.3 ont été utilisées pour calculer le rapport des pressions interstitielles (r_u). La figure 4.5 présente la variation de la valeur r_u en fonction du temps, à diverses profondeurs. On constate que le rapport r_u augmente aussitôt que les sollicitations sont appliquées, jusqu'à un point maximal (pic cyclique) avant de diminuer graduellement jusqu'à la fin du chargement. Comme il a été vu précédemment les surpressions (Δu) augmentent rapidement (jusqu'au pic post-cyclique) au moment où les cycles se terminent. Ce même phénomène est visible dans le développement du rapport r_u , étant donné que les deux paramètres sont directement liés.

La figure 4.5a montre que le rapport r_u tend vers 0 à long terme lorsque les surpressions se dissipent dans les résidus miniers. La figure 4.5b montre un agrandissement des résultats pour la variation du rapport r_u pendant et juste après l'arrêt des sollicitations cycliques. Sur cette figure, on voit que les valeurs initiales du r_u ne sont pas nulles (elles varient de 0,05 à 0,12) puisque des surpressions étaient présentes dans les résidus miniers avant l'application des contraintes cycliques. Les valeurs de r_u obtenues aux pics cycliques varient entre 0,63 et 0,93. Une fois les sollicitations terminées, les valeurs de r_u augmentent jusqu'aux pics post-cycliques ($r_u =$ entre 0,88 et 1,0), pour ensuite se stabiliser puis diminuer progressivement.

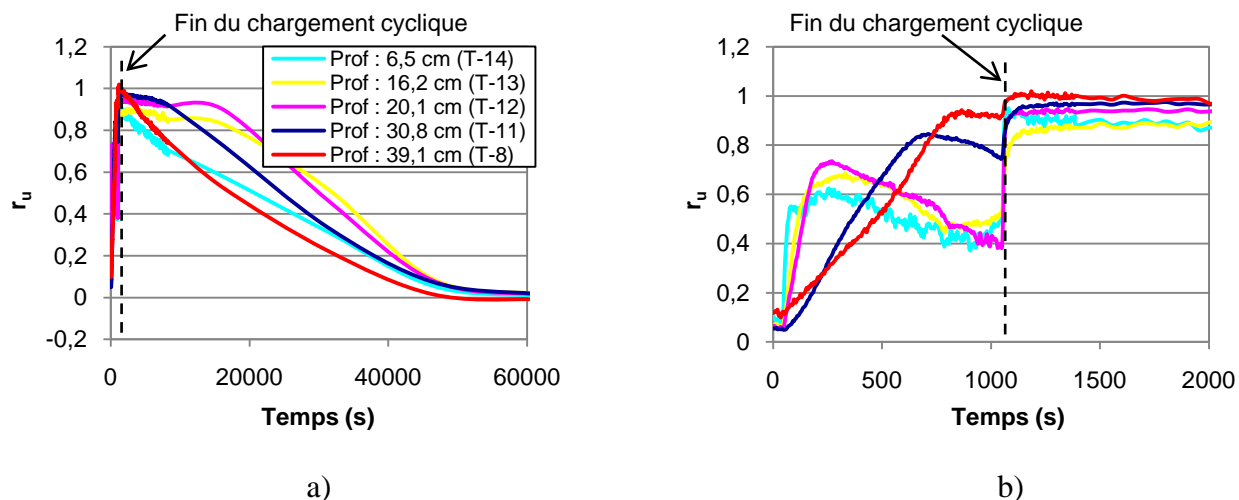


Figure 4.5. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

4.1.6 Mouvements verticaux

Durant l'application d'un chargement dynamique, un sol a usuellement tendance à se contracter s'il est lâche et à se dilater s'il est dense (avant de se contracter plus tard). Pour les essais faits dans le cadre de ce projet, les résidus miniers ont montré un comportement contractant au départ, et il pouvait ensuite y avoir une certaine dilatation (associée à une déstructuration des résidus miniers soumis au chargement cyclique sous de faibles contraintes effectives). Le tassement dû aux mouvements cycliques a été évalué avec des transducteurs de déplacement, et selon le déplacement de petites bandes de gravier (au démontage).

Transducteurs de déplacement

Durant et après l'essai, les déplacements verticaux ont été enregistrés à l'aide des transducteurs de déplacement (LVDT). La figure 4.6 présente le déplacement des plaques de plastique à différentes profondeurs durant l'essai. La réponse des transducteurs a été convertie en déplacement (en mm) à partir des différences de potentiel (en volt). Les équations de calibrage sont présentes au tableau A.2 de l'annexe A.

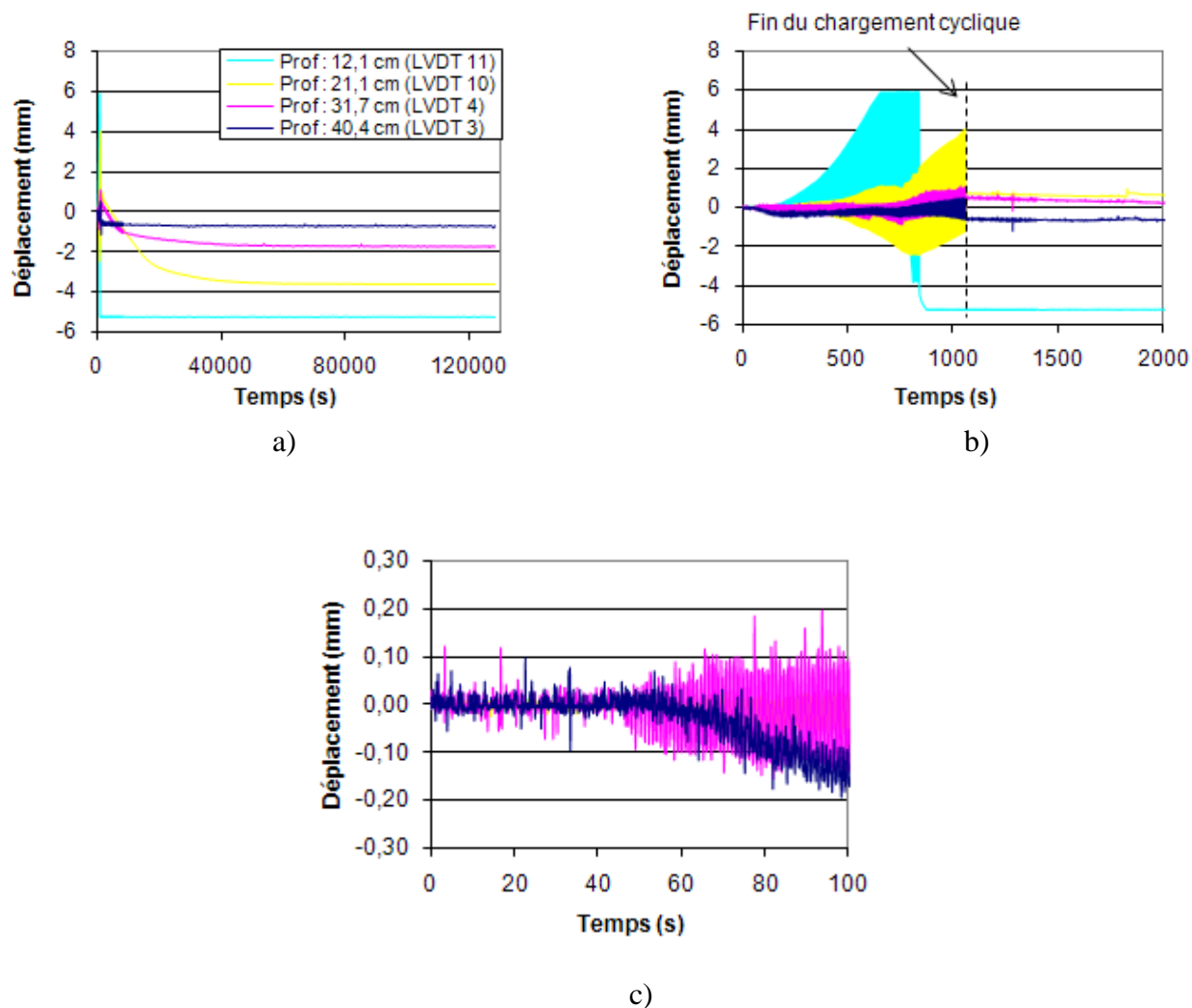


Figure 4.6. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 5 : a) de 0 à 128 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes; c) de 0 à 100 secondes.

La figure 4.6a, montre que les déplacements verticaux sont plus importants à la surface des résidus miniers. Cette figure montre aussi que les déplacements se poursuivent après l'arrêt des sollicitations cycliques. Par exemple, à 21,1 cm de profondeur dans les résidus miniers, les déplacements cessent vers la 50 000^e seconde d'enregistrement. En faisant un agrandissement de l'axe du temps sur les valeurs obtenues entre 0 et 2 000 secondes (figure 4.6b), on voit que les oscillations du déplacement sont plus importantes pour les capteurs près de la surface et qu'elles sont croissantes dans le temps. La figure 4.6c montre les oscillations enregistrées par les capteurs de déplacement pour un temps $t \leq 100$ secondes.

Afin de réduire le nombre de points à traiter et pour aider à mieux déceler les tendances, il a été décidé de « lisser » les résultats. Les déplacements enregistrés ont ainsi été traités de la même façon que les pressions interstitielles. La description détaillée de ce traitement est présentée à la section 5.1.2.1. Les graphiques résultants de l'essai après traitement sont montrés à la figure 4.7.

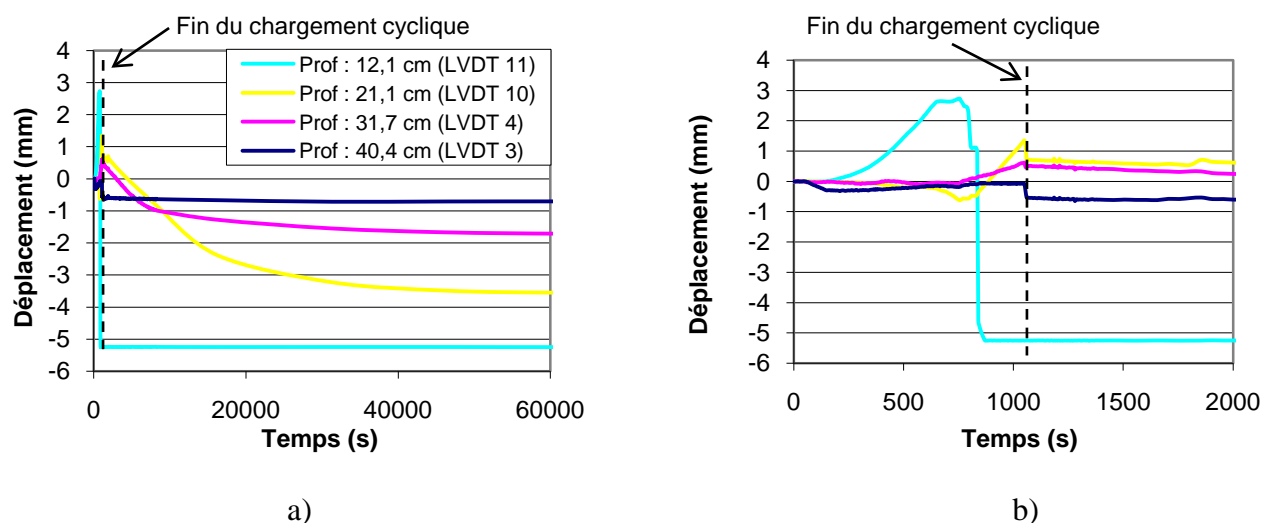


Figure 4.7. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

À la figure 4.7b, on observe que la plaque située près du sommet (LVDT 11) s'est déplacée vers le haut (déplacement positif) après seulement 110 secondes. Elle continue sa progression jusqu'à la 740^e seconde (environ), puis il y a décrochage du LVDT; à partir de ce moment, les données ne sont plus représentatives. Pour les trois autres plaques, les capteurs de déplacement montrent une certaine stabilité jusqu'à la 750^e seconde et ensuite elles remontent légèrement vers la surface (déplacement positif). À 21,1 cm de profondeur, le transducteur de déplacement (LVDT 10) montre un déplacement vers le bas (déplacement négatif), avant une remontée débutant à la 750^e seconde. Le déplacement de 0,6 mm vers le bas débute vers la 600^e seconde. À la fin de l'essai, tous les transducteurs de déplacement (encore fonctionnels) ont enregistré un déplacement significatif vers le bas. Cette tendance s'est poursuivie pendant pratiquement tout l'enregistrement (jusqu'à la 60 000^e seconde).

Observations sur les bandes de gravier

Une autre façon d'évaluer approximativement le déplacement des résidus miniers est de mesurer la position des minces bandes de gravier dans les résidus au démontage. Cette méthode ne permet pas un suivi continu des déplacements en fonction du temps, mais elle donne une idée générale des déplacements finaux subis à différentes profondeurs. La figure 4.8 montre la position verticale du gravier près de la paroi d'acrylique. La position initiale et finale des bandes de gravier est obtenue en mesurant la distance séparant les bandes de la surface de la caisse à l'aide d'un ruban à mesurer. Sur cette figure, on observe les élévations initiales et finales des trois bandes de graviers appuyées sur la surface transparente. Ces élévations montrent qu'il y a un mouvement vers le bas des trois bandes de gravier. Le déplacement des bandes est relativement uniforme. Sur cette figure on voit aussi l'épaisseur totale initiale et finale des résidus miniers (surface initiale et finale). Les dimensions du graphique sont montrées à échelle réduite à partir des dimensions réelles de la caisse avec la position des bandes de gravier durant l'essai 5.

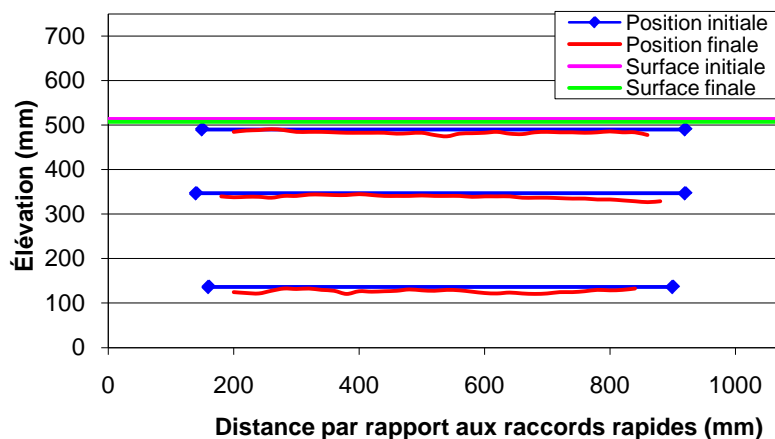


Figure 4.8. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées près de la paroi d'acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux (essai 5).

La figure 4.9 montre la position des bandes de gravier placées perpendiculairement à la surface d'acrylique, à environ 875 mm des raccords rapides. La figure 4.10 montre la position des bandes de gravier positionnées parallèlement à la surface d'acrylique, à environ 620 mm. Les résultats

obtenus sont comparables à ceux montrés à la figure 4.8. Les tassements sont relativement uniformes et ne présentent pas de tendance dominante.

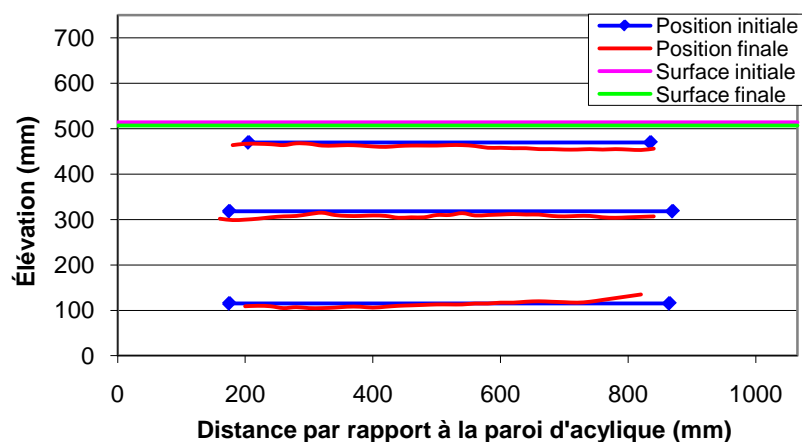


Figure 4.9. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 875 mm des raccords rapides, perpendiculairement à l'axe des déplacements horizontaux (essai 5).

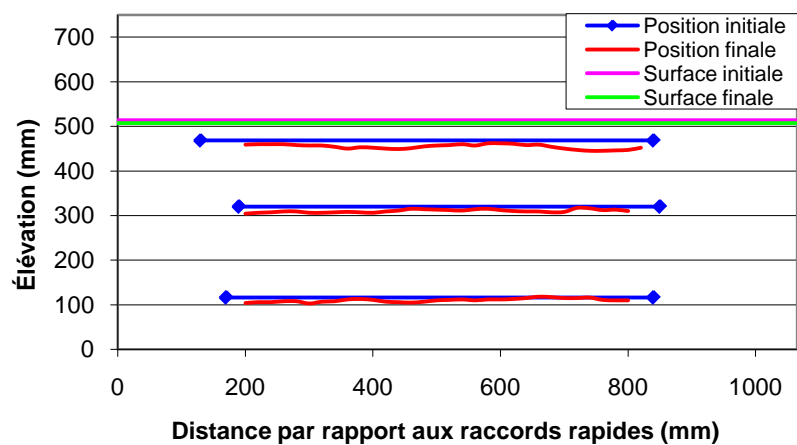
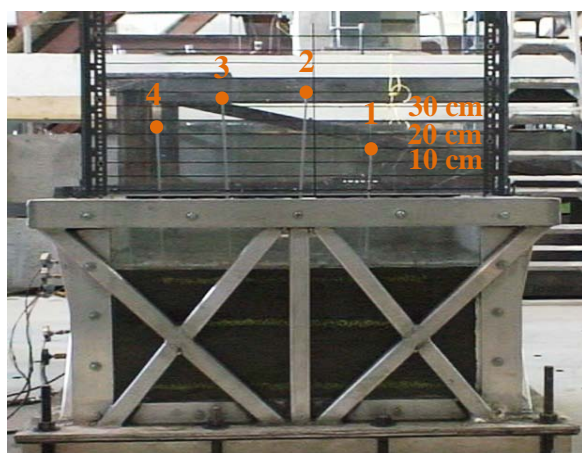


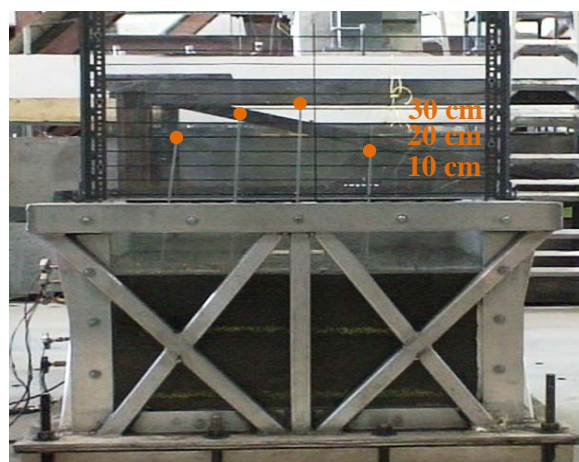
Figure 4.10. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 620 mm de la paroi en acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux (essai 5).

4.1.7 Comportement des plaques métalliques

En raison de leur poids (entre 0,75 et 0,80 kg, incluant la tige de métal), les plaques d'acier (surface d'environ 0,01 m²) appliquent une petite contrainte d'environ 0,75 kPa sur les résidus miniers. Lors du développement des surpressions interstitielles, les contraintes effectives ainsi que la capacité portante des résidus miniers diminuent graduellement. Dans certains cas, les plaques métalliques ont répondu à la diminution de la capacité portante du résidu minier. La figure 4.11 montre l'élévation des tiges (reliées aux plaques de métal) sortant de la caisse avant (figure 4.11a) et après (figure 4.11b) l'application des contraintes cycliques. Sur ces figures, chaque graduation sur le panneau gradué équivaut à 5 cm.



a)



b)

Figure 4.11. Photos montrant l'élévation du sommet des tiges fixées aux plaques métalliques : a) avant l'application des contraintes cycliques; b) après l'application des contraintes cycliques (essai 5).

Le déplacement des quatre plaques durant l'essai est montré à la figure 4.12. Les points montrés sur ce graphique ont été obtenus à partir du film de l'essai (en vue de face), en évaluant l'élévation des tiges en fonction du temps à l'aide du panneau gradué positionné derrière les tiges. La plaque métallique 1 correspond à la tige visible à la droite de la figure 4.11. Les autres sont placées en ordre (2, 3 et 4), de la droite vers la gauche. Étant donné que les plaques oscillaient avec le mouvement de la table sismique (de la même façon que les plaques de

plastique liées au LVDT), l'élévation de l'extrémité des tiges en fonction du temps était toujours mesurée au même endroit de référence (dans ce cas-ci, lorsque les tiges atteignaient l'extrême gauche de leur oscillation; à ce moment, la tige atteint une vitesse minimale ce qui permet une lecture plus précise de sa position).

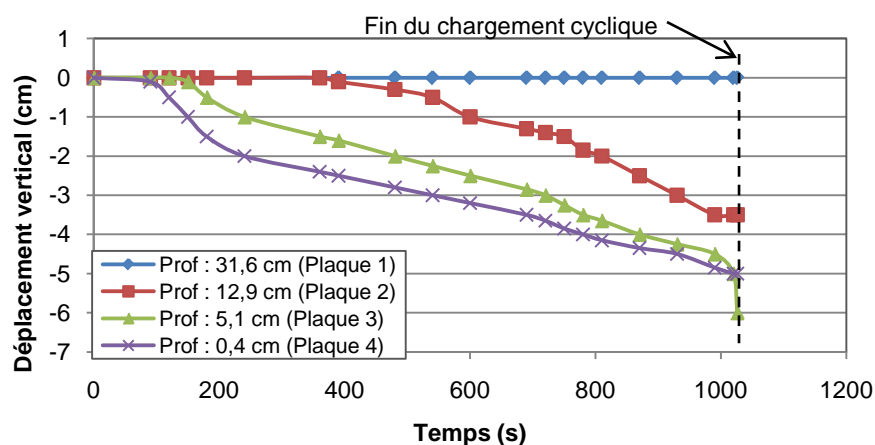


Figure 4.12. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs (essai 5).

La figure 4.12 montre que le début de l'enfoncement des quatre plaques de métal ne s'est pas fait au même moment. La plaque située au sommet (plaque 4) amorce son déplacement vers le bas en premier, suivi de la plaque située à 5,1 cm de profondeur (plaque 3), et de celle à 12,9 cm (plaque 2). La plaque la plus profonde (plaque 1, à 31,6 cm de profondeur) ne s'est pas enfoncée. Les deux plaques les moins profondes (plaques 3 et 4) se sont enfoncées d'environ 5-6 cm, alors que la plaque 2 s'est enfoncée d'environ 3,5 cm.

Le déplacement total des plaques métalliques a été estimé selon trois méthodes comparatives. La méthode principale (résultats de la figure 4.12), est basée sur l'observation directe (visuelle) de la position des tiges. La seconde façon a été de mesurer l'enfoncement en plaçant un papier collant sur chacune des tiges à une hauteur équivalente au point 0 du panneau gradué. À la fin de l'essai, la distance verticale entre le point 0 sur le panneau et le papier collant donne le déplacement vertical final de la plaque dans les résidus. La troisième façon a été de mesurer l'élévation des

plaques au montage et au démontage. Une correction a été appliquée à cette dernière méthode étant donné qu'il y a eu un certain enfoncement des plaques avant l'application du chargement dynamique. Pour quantifier l'enfoncement pré-sollicitations, une mesure a été prise entre le sommet de l'échantillon et le sommet des tiges. Le tableau 4.3 résume les déplacements totaux évalués avec les trois méthodes. Les déplacements négatifs se produisent vers le bas de la caisse et les positifs vers le haut. On constate que les trois méthodes donnent des résultats comparables.

Tableau 4.3. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (à la fin de l'essai 5).

Plaque #	Méthode		
	1 (caméra) (mm)	2 (tige) (mm)	3 (plaque) (mm)
1	0	-4	-0,5
2	-35	-36	-38,3
3	-60	-57	-55,5
4	-50	-46	-47,0

Ces résultats confirment que les contraintes effectives (σ') ont été modifiées sensiblement par les sollicitations cycliques puisque les plaques se sont déplacées vers le bas malgré la faible pression qu'elles appliquaient.

4.2 Résidus miniers (essais 4 et 10)

Les essais 4 et 10 ont aussi été faits sur des résidus sans inclusion (comme l'essai 5), mais certaines variations au protocole (décrites au chapitre 3) ont été appliquées lors de l'essai 4 ce qui en fait une base de comparaison moins représentative. L'essai 10 a une épaisseur de résidus miniers qui est inférieure à celle des autres essais ce qui rend ses résultats plus difficiles à comparer. Néanmoins, les résultats permettent de mettre en évidence certains aspects du comportement cyclique des résidus.

4.2.1 Caractéristiques des résidus

Le tableau 4.4 montre un résumé des caractéristiques des résidus miniers au montage du modèle physique pour les essais 4 et 10. Les résultats ont été obtenus de la même façon que pour l'essai 5 c'est-à-dire, en prenant la moyenne pondérée des valeurs de chaque couche. Les valeurs extrêmes au montage sont montrées entre parenthèses. Les caractéristiques de chacune des couches de résidus miniers au montage sont présentées aux tableaux B.5 et B.8 de l'annexe B.

Le tableau 4.5 montre un résumé des caractéristiques physiques des résidus miniers au démontage du modèle physique pour les essais 4 et 10. Les caractéristiques au démontage ont été mesurées de la même façon que pour l'essai 5. Les caractéristiques de chacune des couches de résidus miniers au démontage sont présentées aux tableaux B.6, B.7 et B.9 à B.11 de l'annexe B.

Pour ces deux tableaux (tableaux 4.4 et 4.5) les mêmes commentaires sur la précision des mesures, que ceux faits pour les résultats de l'essai 5, peuvent s'appliquer ici. Il en va de même pour tous les essais.

Tableau 4.4. Principales caractéristiques des résidus miniers au montage des essais 4 et 10.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes (avec minimum et maximum)	
		Essai 4	Essai 10
Épaisseur totale	(mm)	548,2 (52 à 104)	462,8 (73,6 à 98,4)
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2372 (2250 à 2522)	2448 (2401 à 2504)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	1899 (1761 à 2026)	2062 (2033 à 2111)
Indice des vides (e)	(-)	0,78 (0,67 à 0,92)	0,64 (0,60 à 0,67)
Indice de densité (I_D)	(%)	69 (55 à 80)	83 (81 à 87)
Porosité (n)	(%)	44 (40 à 48)	39 (38 à 40)
Teneur en eau (w)	(%)	25,2 (21,6 à 27,8)	18,7 (18,1 à 19,7)
Degré de saturation (S_r)	(%)	109,1 (99,4 à 123,5)	98,9 (92,1 à 104,5)

Tableau 4.5. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage pour les essais 4 et 10.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes (avec minimum et maximum)			
		Essai 4		Essai 10	
		Par couches	Petits échantillons (1 par couche)	Par couches	Petits échantillons (2 par couche)
Épaisseur	(mm)	543,8 (64,3 à 111,4)	-	455,3 (147,0 à 95,7)	-
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2294 (2062 à 2525)	2452 (2332 à 2510)	2433 (2373 à 2518)	2484 (2426 à 2543)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	1959 (1750 à 2151)	2126 (2032 à 2182)	2095 (2026 à 2209)	2182 (2145 à 2234)
Indice des vides (e)	(-)	0,73 (0,57 à 0,93)	0,59 (0,55 à 0,67)	0,62 (0,53 à 0,67)	0,55 (0,52 à 0,58)
Indice de densité (I_D)	(%)	75 (53 à 90)	88 (81 à 93)	86 (80 à 95)	93 (90 à 96)
Porosité (n)	(%)	42 (36 à 48)	37 (36 à 40)	38 (35 à 40)	36 (34 à 37)
Teneur en eau (w)	(%)	17,2 (16,0 à 20,3)	17,2 (16,0 à 20,3)	15,1 (14,0 à 17,1)	15,1 (14,0 à 17,1)
Degré de saturation (S_r)	(%)	79,8 (59,8 à 102,5)	96,7 (81,2 à 105,8)	83,4 (80,6 à 89,0)	92,4 (82,0 à 102,9)

Une analyse granulométrique a été faite sur des échantillons prélevés sur les résidus miniers à trois profondeurs différentes, une fois l'essai 4 terminé. Les résultats sont montrés à la figure 4.13. Ils indiquent que la granulométrie est identique à celle obtenue initialement (dans les limites de la précision de la mesure). La courbe granulométrique représentant les résidus miniers au montage est basée sur les valeurs mesurées en laboratoire une fois que les résidus miniers ont été mélangés (juste avant le début des essais sur table sismique).

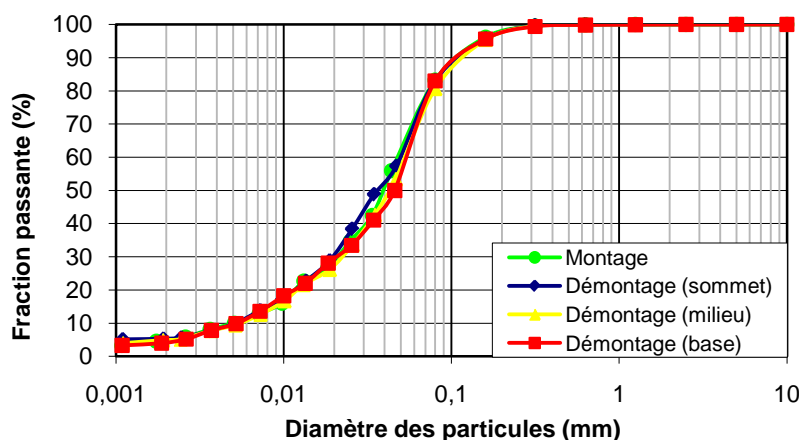
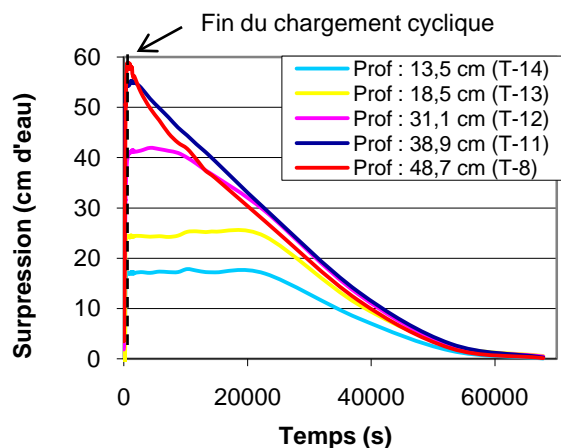


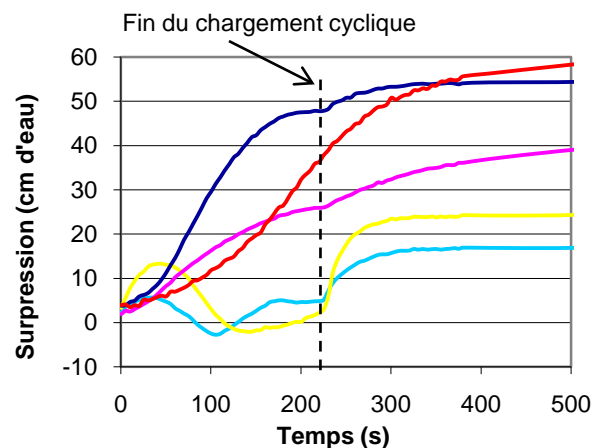
Figure 4.13. Analyse granulométrique des résidus avant et après l'essai cyclique sur des échantillons prélevés à trois profondeurs différentes dans la caisse (essai 4).

4.2.2 Surpressions interstitielles

Les figures 4.14 et 4.15 montrent l'évolution des surpressions interstitielles (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 4 et 10. Ces résultats ont déjà été lissés; les résultats originaux sont montrés aux figures C.2 et C.3 de l'annexe C. Les figures 4.14a et 4.15a montrent les résultats pour la durée complète de l'essai, tandis que les figures 4.14b et 4.15b montrent un agrandissement des valeurs des surpressions pour un temps ≤ 500 s et 1500 s respectivement. Ces figures montrent une augmentation des surpressions interstitielles dès le début des sollicitations dynamiques. Durant l'essai 4, on remarque que les surpressions n'atteignent pas un pic cyclique à toutes les profondeurs (seulement à 13,5 et 18,5 cm de profondeur). Après l'arrêt de la table sismique, il y a une augmentation rapide des surpressions. Elles progressent alors rapidement jusqu'au pic post-cyclique avant de redescendre pour atteindre les conditions hydrostatiques (où $\Delta u = 0$) à long terme. Les sollicitations cycliques ont duré plus longtemps lors de l'essai 10 (833 s) que lors de l'essai 4 (223 s). Cette différence engendre une diminution plus marquée des surpressions lorsque les maxima ont été atteints (durant les sollicitations cycliques) lors de l'essai 10.

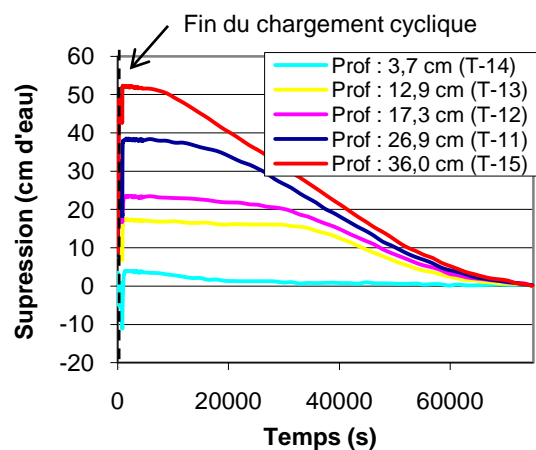


a)

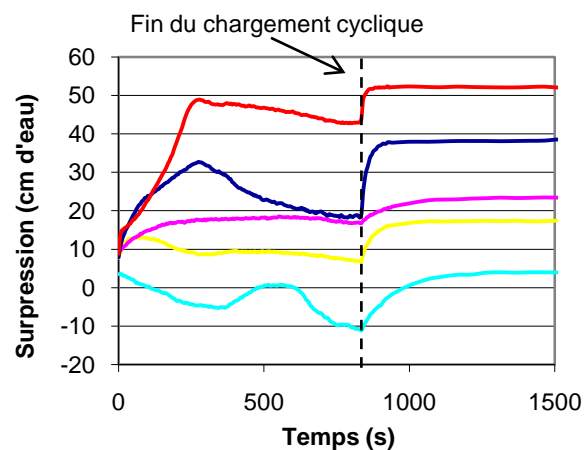


b)

Figure 4.14. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.



a)



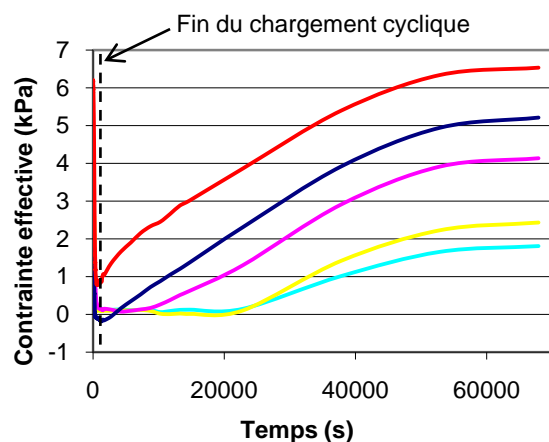
b)

Figure 4.15. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10) : a) de 0 à 75 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.

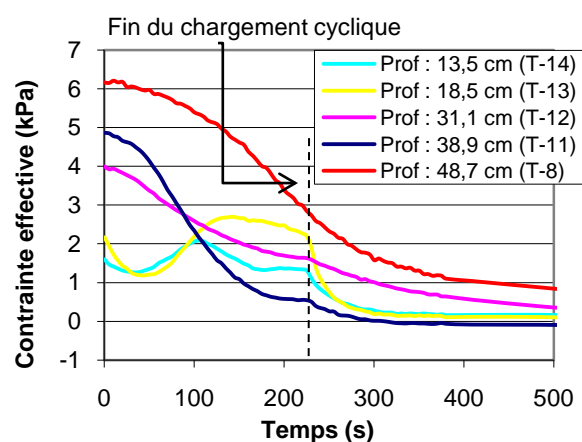
4.2.3 Contraintes effectives

Le calcul des contraintes effectives (σ'_v) a été fait selon l'équation de Terzaghi (équation 4.2). Le calcul des contraintes totales ($\gamma_{\text{résidus}} \cdot z$) et des pressions interstitielles ($(\gamma_w \cdot z) + \Delta u$) est basé sur la profondeur de lecture des capteurs de pression (z). Durant l'essai 10 (ainsi que pour les essais 5 à 11), cette profondeur demeure pratiquement inchangée puisque les filtres étaient fixés à un fil métallique (ce qui limitait leurs mouvements verticaux); la position initiale des filtres métalliques a alors été utilisée. Durant l'essai 4, les filtres métalliques se sont déplacés vers le bas de la caisse (car ils n'étaient pas attachés). La profondeur de lecture (z) des capteurs de pressions utilisée pour l'essai 4 correspond à la position finale des filtres métalliques.

Les figures 4.16 et 4.17 montrent la variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 4 et 10 respectivement. Les contraintes effectives diminuent dès le début des sollicitations cycliques. Lors de l'essai 4 (figure 4.16), elles atteignent une valeur minimale (correspondant au pic cyclique des surpressions) avant l'arrêt des sollicitations aux profondeurs 13,5 et 18,5 cm; elles ont ensuite tendance à osciller jusqu'à l'arrêt des sollicitations cycliques. Lors de l'essai 10 (figure 4.17), les contraintes effectives diminuent graduellement durant les sollicitations et remontent lorsque le pic cyclique est atteint, sauf à 3,7 cm de profondeur (où les pressions interstitielles diminuent immédiatement après le début des sollicitations cycliques, entraînant une augmentation des contraintes effectives). Lors des deux essais, les contraintes effectives diminuent à toutes les profondeurs lorsque les sollicitations cycliques arrêtent et elles atteignent des valeurs proches de 0, sauf à 48,7 cm lors de l'essai 4 (où $\sigma'_v \approx 1$ kPa). Par la suite, ces valeurs de σ'_v augmentent graduellement jusqu'à ce que les résidus miniers atteignent les conditions d'équilibre hydrostatique ($\Delta u = 0$). Dans ce cas, $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$.

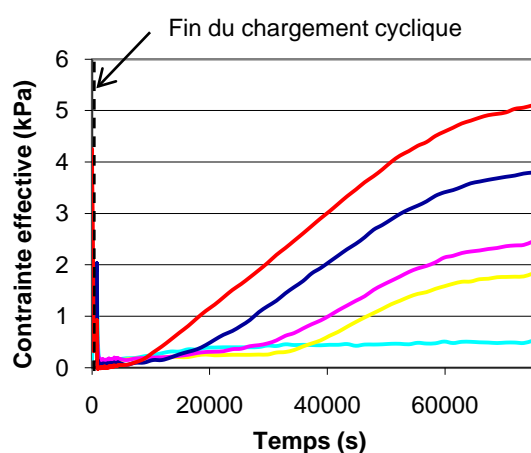


a)

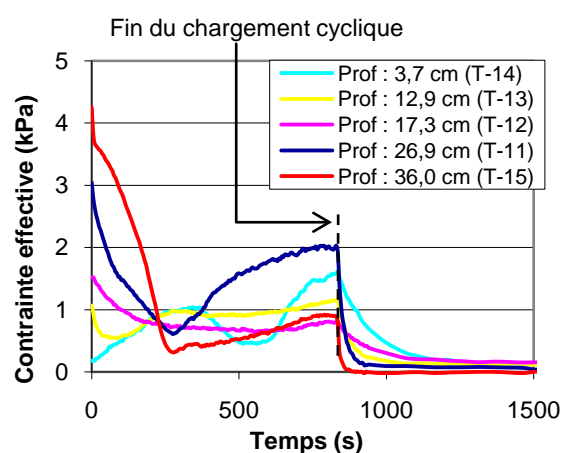


b)

Figure 4.16. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.



a)



b)

Figure 4.17. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10) : a) de 0 à 75 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.

4.2.4 Rapports des pressions interstitielles (r_u)

Le rapport des pressions interstitielles a été évalué à l'aide de l'équation 4.3. Pour l'essai 4, les contraintes effectives verticales initiales (σ'_{vo}) ont été calculées en utilisant la profondeur finale des filtres métalliques (z , en mètres). Pour l'essai 10, la profondeur initiale (\approx profondeur finale) des filtres métalliques a été utilisée.

Les figures 4.18 et 4.19 présentent le rapport r_u en fonction du temps, à diverses profondeurs pour les essais 4 et 10. Les tendances sont semblables à celles observées lors de l'essai 5. Par contre, les capteurs les plus près de la surface (à 13,5 et 18,5 cm de profondeur pour l'essai 4 et à 3,7 cm de profondeur pour l'essai 10) ont enregistré des oscillations et des valeurs négatives après avoir atteint leur pic cyclique (conformément aux mesures des surpressions). Ce comportement serait dû aux surpressions négatives causées par l'effet de vague au sommet du montage (cet aspect sera discuté au chapitre 5). Les valeurs maximales de r_u (pics post-cycliques) sont atteintes après l'arrêt des sollicitations dynamiques, et ces valeurs sont près de l'unité, sauf pour le capteur situé à 3,7 cm de profondeur lors de l'essai 10 ($r_u \approx 0,75$).

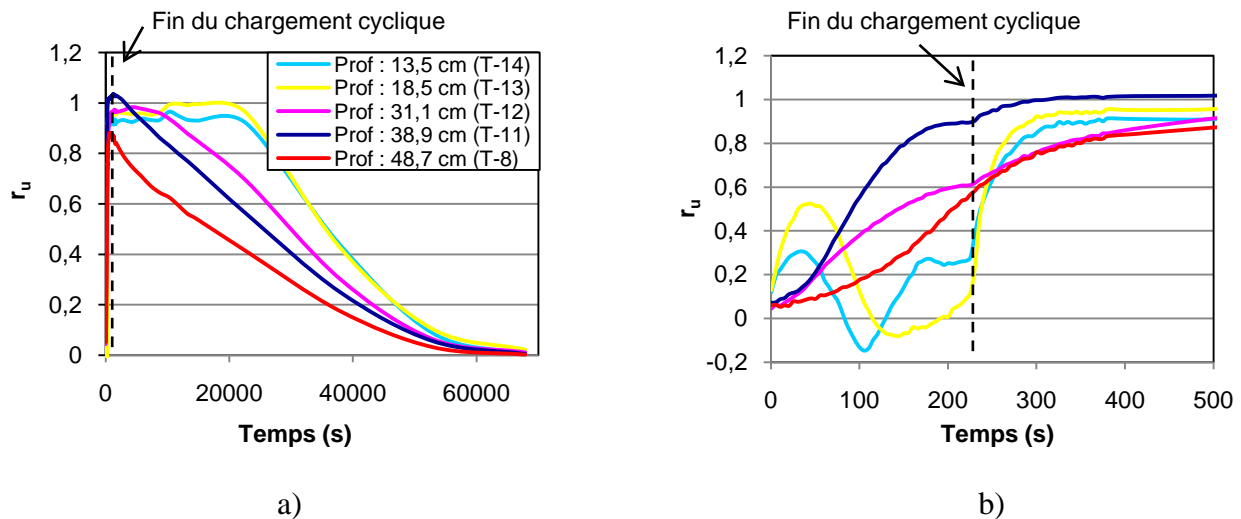


Figure 4.18. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.

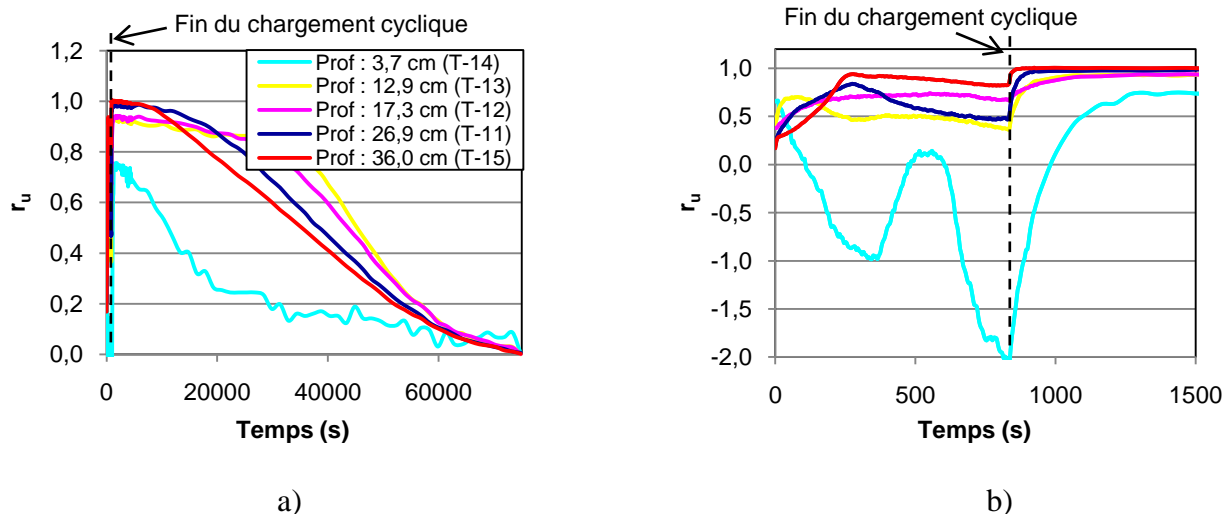


Figure 4.19. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10) : a) de 0 à 75 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.

4.2.5 Mouvements verticaux

Transducteurs de déplacement

Les résultats présentés aux figures 4.20 et 4.21 montrent le déplacement mesuré par les transducteurs (LVDT) en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 4 et 10, respectivement. Les résultats bruts (non-traités) sont présentés aux figures C.4 et C.5 de l'annexe C.

La figure 4.20 montre que les plaques se déplacent vers le haut (déplacement positif) au début de l'essai. Ensuite, les quatre plaques se déplacent vers le bas (déplacement négatif) durant l'application du chargement dynamique, puis vers le haut (sauf la plaque à 45,5 cm de profondeur). Une fois le chargement terminé, les LVDT enregistrent un mouvement significatif vers le bas en peu de temps, suivi d'une diminution graduelle du taux de déplacement jusqu'à ce qu'il y ait stabilisation des plaques. La figure 4.20a montre que les plaques ne subissent plus de déplacement à partir de la 40 000^e seconde environ.

La figure 4.21 montre que les deux plaques les plus près du sommet (liées aux LVDT 10 et 11) se sont déplacées vers le bas puis vers le haut. Il y a eu décrochement entre la plaque et le LVDT 11 (située à 7,6 cm de profondeur). La plaque située à la plus grande profondeur (liée au LVDT 3) s'est déplacée légèrement vers le haut jusqu'à la fin des sollicitations cycliques. La plaque située à 27,3 cm de profondeur (LVDT 4) s'est déplacée vers le haut au début de l'essai avant de suivre le comportement des plaques situées au-dessus. Une fois le chargement terminé, les LVDT enregistrent un mouvement significatif vers le bas en peu de temps. La figure 4.21a montre les données de 0 à 4500 secondes pour l'essai 10. Le mouvement des plaques après la 4500^e seconde d'enregistrement n'est pas présenté car les LVDT ont dû être retirés du montage (ils étaient utilisés pour un autre programme d'essai).

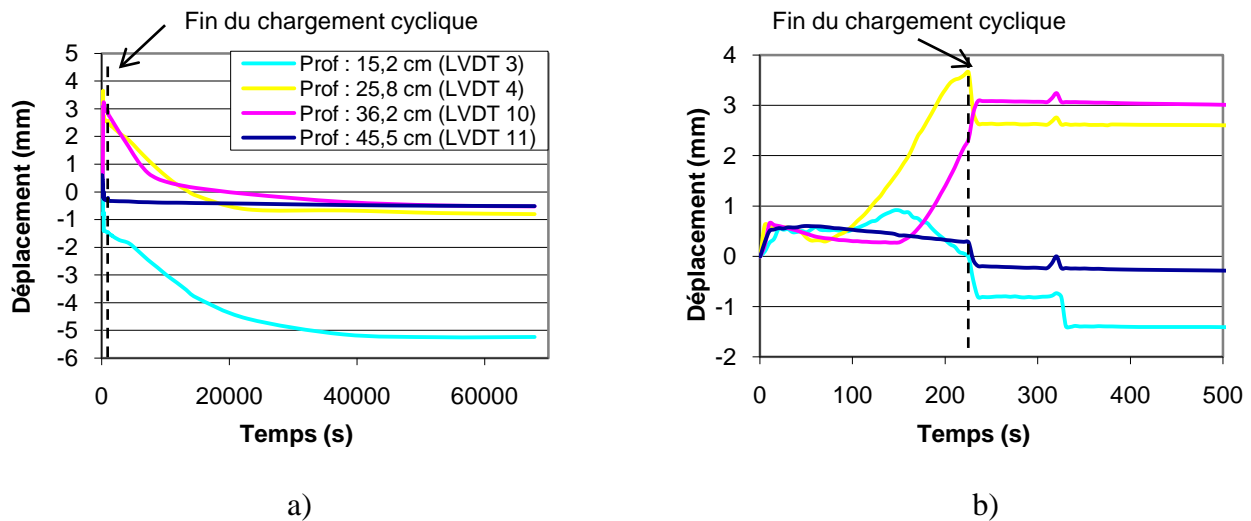


Figure 4.20. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 4 : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 500 secondes.

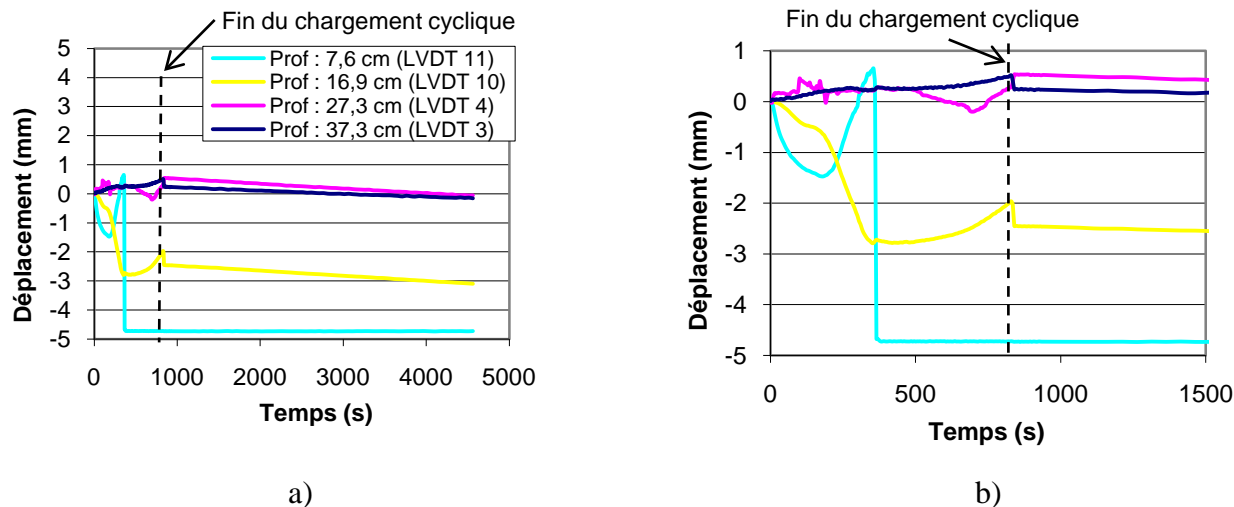
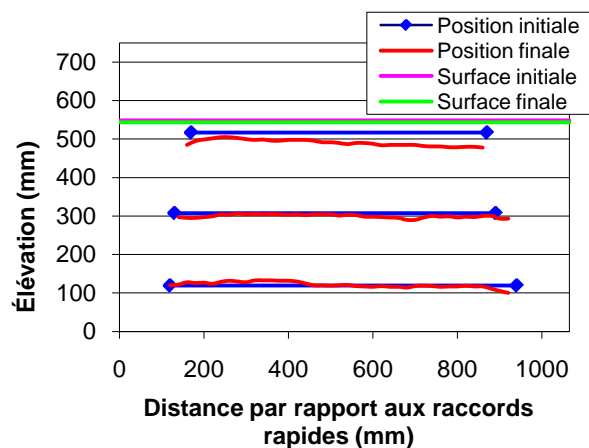


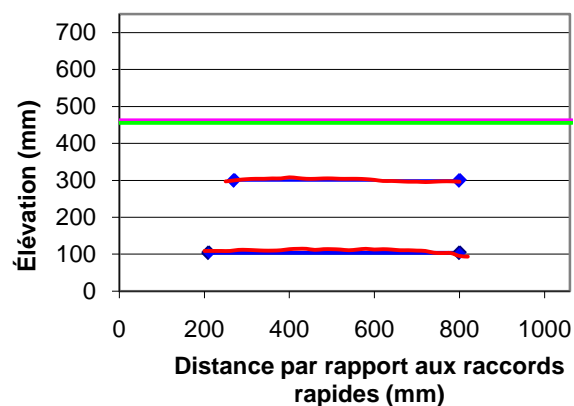
Figure 4.21. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 10 : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 1500 secondes.

Observations sur les bandes de gravier

Les figures 4.22 à 4.24 présentent le déplacement estimé selon la position des bandes de gravier lors du démontage des essais 4 et 10. Lors de l'essai 10, six bandes de gravier ont été réparties à deux différentes profondeurs, plutôt que neuf bandes réparties à trois différentes profondeurs pour l'essai 4. La figure 4.22 montre le mouvement vertical du gravier près de la paroi d'acrylique; la figure 4.23 montre le déplacement des bandes de gravier situées perpendiculairement à la surface d'acrylique, à environ 850 mm des raccords rapides; la figure 4.24 montre le mouvement des bandes de gravier positionnées parallèlement à la surface d'acrylique, à environ 600 mm de la paroi. Toutes les bandes ont subi des mouvements vers le bas, sauf les bandes de gravier situées à la base des échantillons et deux bandes du milieu pour l'essai 10 (figures 4.22b et 4.24b).

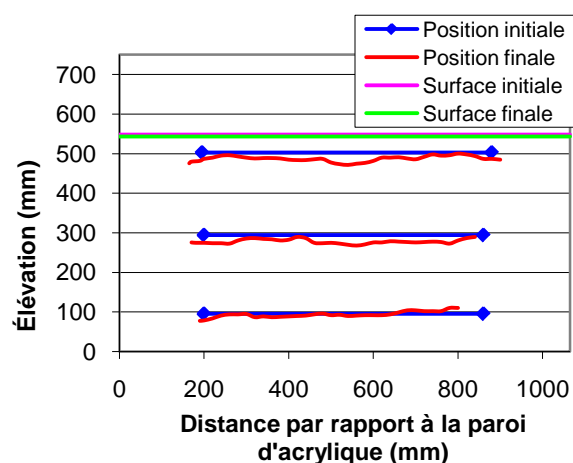


a)

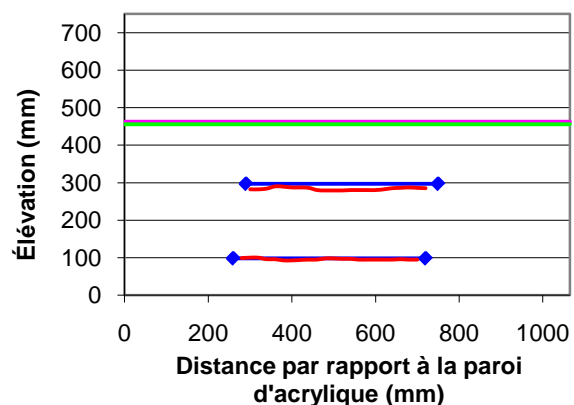


b)

Figure 4.22. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées près de la paroi d'acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 4; b) essai 10.



a)



b)

Figure 4.23. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 850 mm des raccords rapides, perpendiculairement à l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 4; b) essai 10.

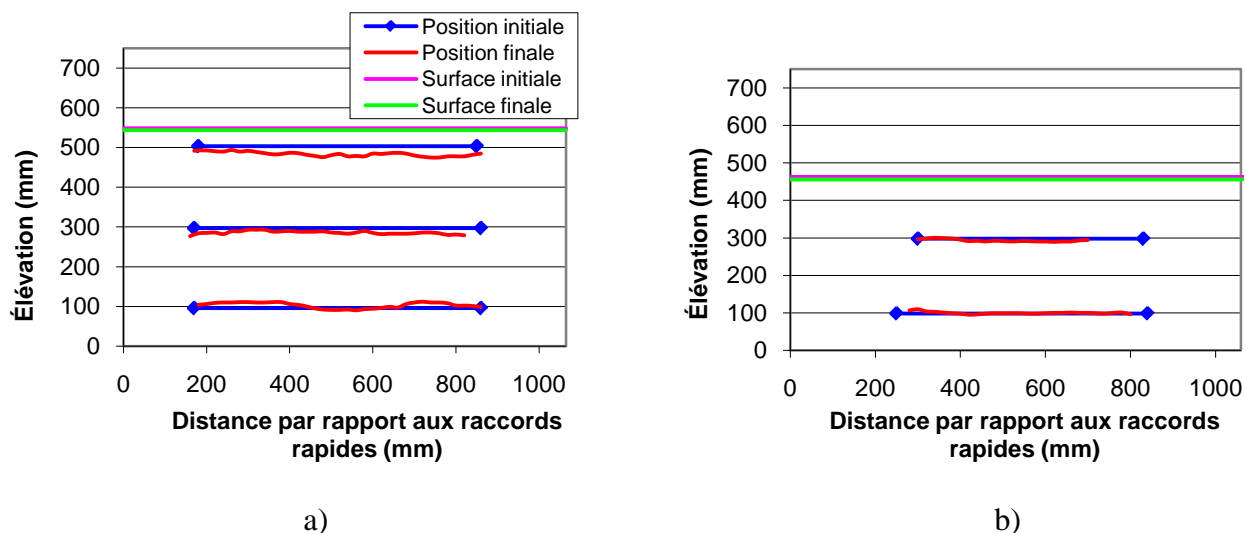


Figure 4.24. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 600 mm de la paroi en acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 4; b) essai 10.

4.2.6 Comportement des plaques métalliques

Le déplacement des plaques métalliques a été déterminé selon l'enfoncement des tiges métalliques dans les résidus miniers à l'aide d'une vidéo de l'essai. La figure 4.25 montre le déplacement de la pointe des tiges en fonction du temps pour les essais 4 et 10. L'enfoncement de la plaque 2 de l'essai 4 n'a pu être suivi avec précision étant donné la mauvaise qualité de l'image. L'enfoncement de la plaque 4 de l'essai 10 n'a pas pu être suivi puisque celle-ci a trop dévié de sa position verticale durant les sollicitations. Les résultats des trois autres plaques pour chacun des essais seront traités dans ce qui suit.

Le déplacement des trois plaques durant l'essai 4 est montré à la figure 4.25a. La figure montre que la plaque située à 36,5 cm de profondeur (plaque 1) n'a pas subi de déplacement vers le bas durant l'application des oscillations sur la table sismique. Les deux autres plaques se sont déplacées vers le bas approximativement au même rythme. Elles ont débuté leur enfoncement vers la 30^e seconde et les deux plaques se sont enfoncées d'environ 7 cm au total. La figure 4.25b montre le déplacement des plaques durant l'essai 10. La plaque la plus haute (à 7,5 cm de profondeur) s'est enfoncée en premier, suivie de celle du milieu (à 17,9 cm) et finalement de la

plaque la plus profonde (à 27,6 cm). Les résultats indiquent que plus la plaque est près de la surface, plus le déplacement total est grand.

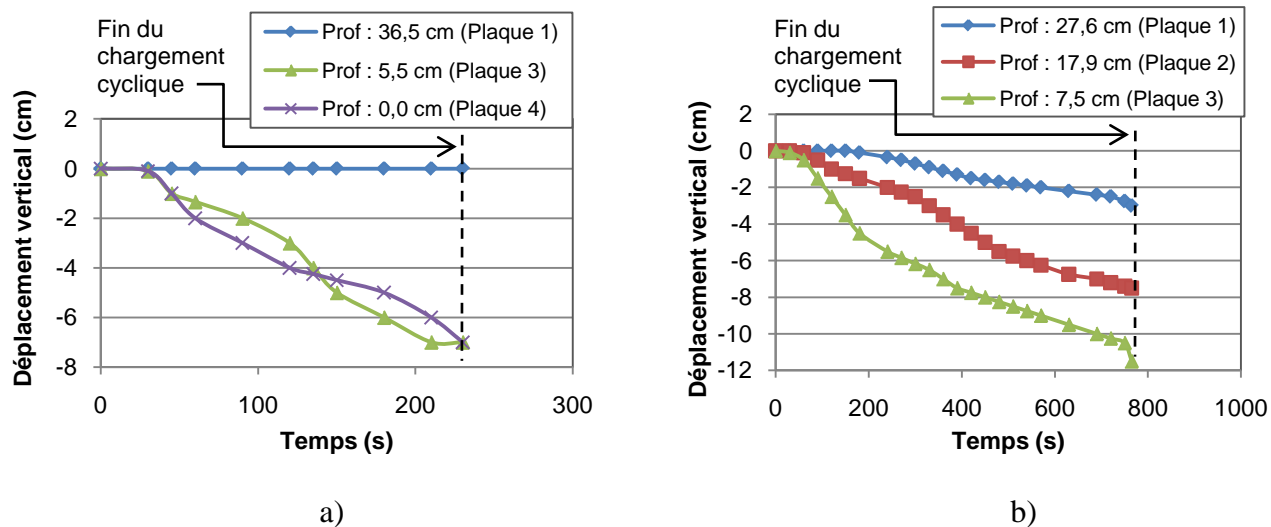


Figure 4.25. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs : a) essai 4; b) essai 10.

Le déplacement final des plaques métalliques durant l'essai cyclique a été estimé selon les trois méthodes décrites à la section 4.1.7. La méthode par déplacement des tiges (méthode #2) n'est pas appliquée à l'essai 10 puisque les données ne sont pas disponibles. Le tableau 4.6 résume les déplacements évalués selon les différentes méthodes pour les essais 4 et 10. Les déplacements négatifs se produisent vers le bas de la caisse et les positifs vers le haut. On constate à nouveau que les déplacements sont comparables pour un même essai, selon les différentes approches. Une analyse plus détaillée de ces résultats sera présentée au chapitre 5. Les résultats de ces essais (4 et 10) seront alors comparés à ceux des autres essais.

Tableau 4.6. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (à la fin des essais 4 et 10).

Plaque #	Essai 4			Essai 10	
	1 (caméra)	2 (tige)	3 (plaque)	1 (caméra)	3 (plaque)
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0	-3	3	-30	-31
2	N.D.	-42	-34	-75	-73
3	-70	-73	-65	-115	-123
4	-70	-63	-55	N.D.	-134

4.3 Résidus miniers avec inclusion cylindrique (essais 6, 7 et 8)

Une inclusion cylindrique a été ajoutée aux résidus, afin d'évaluer deux effets sur leur résistance à la liquéfaction, soit l'augmentation de la rigidité du système et la création de nouvelles voies de drainage. L'effet de l'augmentation de la rigidité (résistance mécanique) a été évalué en ajoutant un tube crépiné, faisant environ 10 cm de diamètre intérieur et 75 cm de hauteur. Le tube crépiné de PVC a été centré dans la caisse et rempli de sable grossier (essai 6) ou de résidus miniers (essai 7). Le tube a été fixé à la base et au sommet de l'échantillon, créant ainsi une inclusion rigide qui renforce les résidus miniers. Pour l'essai 8, un sable grossier a été ajouté au centre des résidus miniers sous forme de colonne. Il a été ajouté afin de créer un chemin de drainage plus court et ainsi aider à dissiper une partie des surpressions générées par le mouvement cyclique de la table sismique.

4.3.1 Caractéristiques des résidus

Le tableau 4.7 résume les caractéristiques physiques des résidus miniers au montage du modèle physique pour les essais 6, 7 et 8. Les résultats ont été obtenus de la même façon que pour l'essai 5. Les valeurs extrêmes obtenues sur chacune des couches sont montrées entre parenthèses. Les caractéristiques de chacune des couches de résidus miniers au montage sont présentées aux tableaux B.12, B.17 et B.21 de l'annexe B.

Tableau 4.7. Principales caractéristiques des résidus miniers au montage des essais 6, 7 et 8.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes (avec minimum et maximum)		
		Essai 6	Essai 7	Essai 8
Épaisseur totale	(mm)	510,2 (32,1 à 109,9)	528,9 (72,2 à 101,3)	508,2 (28,6 à 109,4)
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2461 (2361 à 2502)	2392 (2273 à 2485)	2416 (2202 à 2650)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	2040 (1943 à 2081)	1986 (1890 à 2062)	2018 (1836 à 2207)
Indice des vides (e)	(-)	0,66 (0,63 à 0,74)	0,70 (0,64 à 0,79)	0,68 (0,53 à 0,84)
Indice de densité (I_D)	(%)	82 (73 à 85)	77 (68 à 83)	80 (63 à 94)
Porosité (n)	(%)	40 (38 à 43)	41 (39 à 44)	40 (35 à 46)
Teneur en eau (w)	(%)	20,8 (20,0 à 21,5)	20,4 (20,0 à 21,0)	19,8 (18,3 à 21,5)
Degré de saturation (S_r)	(%)	105,9 (98,2 à 109,8)	98,0 (86,8 à 109,7)	98,6 (80,0 à 127,5)

Les tableaux 4.8 et 4.9 résument les caractéristiques physiques des résidus miniers au démontage du modèle physique pour les essais 6, 7 et 8. Le tableau 4.8 montre les valeurs obtenues en prenant la moyenne pondérée des caractéristiques de chacune des couches et le tableau 4.9 montre les valeurs obtenues en prenant la moyenne des caractéristiques obtenues par des mesures sur deux petits échantillons pris au centre de chaque couche (à l'aide d'un cylindre métallique). Les résultats présentés correspondent à la moyenne pondérée des résultats obtenus pour l'ensemble des couches. Les caractéristiques de chacune des couches de résidus miniers au démontage sont présentées aux tableaux B.13 à B.16, B.18 à B.20 et B.22 à B.24 de l'annexe B.

Tableau 4.8. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage des essais 6, 7 et 8.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes par couche (avec minimum et maximum)		
		Essai 6	Essai 7	Essai 8
Épaisseur	(mm)	500,1 (71,1 à 145)	512,9 (77,9 à 149,2)	501,7 (76,6 à 147 22)
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2447 (2400 à 2507)	2446 (2392 à 2498)	2450 (2326 à 2520)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	2106 (2017 à 2182)	2113 (2020 à 2192)	2121 (1990 à 2187)
Indice des vides (e)	(-)	0,61 (0,55 à 0,68)	0,60 (0,54 à 0,68)	0,60 (0,55 à 0,70)
Indice de densité (I_D)	(%)	87 (80 à 93)	88 (80 à 93)	88 (77 à 93)
Porosité (n)	(%)	39 (36 à 40)	38 (35 à 40)	37 (35 à 41)
Teneur en eau (w)	(%)	16,1 (14,8 à 19,0)	15,8 (14,0 à 18,4)	15,5 (14,9 à 16,8)
Degré de saturation (S_r)	(%)	90,2 (85,8 à 94,9)	88,7 (86,8 à 92,2)	87,9 (81,4 à 94,1)

Tableau 4.9. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage des essais 6, 7 et 8.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes par petits échantillons (2 par couche) (avec minimum et maximum)		
		Essai 6	Essai 7	Essai 8
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2454 (2382 à 2541)	2488 (2437 à 2556)	2497 (2461 à 2549)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	2135 (2083 à 2191)	2166 (2088 à 2267)	2185 (2131 à 2235)
Indice des vides (e)	(-)	0,59 (0,54 à 0,63)	0,56 (0,49 à 0,62)	0,55 (0,51 à 0,59)
Indice de densité (I_D)	(%)	89 (85 à 93)	91 (85 à 99)	93 (89 à 96)
Porosité (n)	(%)	37 (35 à 38)	36 (33 à 38)	35 (34 à 37)
Teneur en eau (w)	(%)	16,1 (14,8 à 19,0)	15,8 (14,0 à 18,4)	15,5 (14,9 à 16,8)
Degré de saturation (S_r)	(%)	94,0 (83,7 à 110,2)	95,1 (87,9 à 110,2)	95,4 (89,2 à 100,2)

Une analyse granulométrique a été faite sur des échantillons prélevés sur les résidus miniers à trois différentes profondeurs une fois l'essai 6 terminé. Les résultats sont montrés en annexe à la figure B.1 de l'annexe B. Les résultats indiquent que la granulométrie ne varie pratiquement pas en fonction de la profondeur (dans les limites de la précision de la mesure).

Lors des essais 6 et 8, le sable a été déposé à l'état sec dans le modèle. Lors de l'essai 6, un total de 7,31 kg de sable grossier a été déposé au centre du tube crépiné à un indice des vides moyen de 0,73. Pour l'essai 8, un total de 6,18 kg a été placé en colonne au centre du modèle à un indice des vides moyen de 0,72. Les caractéristiques de chacune des couches de sable au montage sont présentées aux tableaux B.16 et B.25 de l'annexe B. Les caractéristiques du sable au démontage ne sont pas disponibles puisqu'il a été retiré d'un seul coup lors de l'essai 6 et aucune mesure n'a été prise. Pour l'essai 8, le sable a été retiré en même temps que les résidus miniers et aucune mesure n'a été prise sur le sable.

4.3.2 Surpressions interstitielles

Les figures 4.26 à 4.28 montrent l'évolution des surpressions interstitielles (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, et à différentes profondeurs pour les essais 6, 7 et 8. Ces résultats ont déjà été lissés; les résultats bruts sont montrés aux figures C.6 à C.8 de l'annexe C. Les figures 4.26a à 4.28a montrent les résultats de l'enregistrement jusqu'à ce que les pressions interstitielles se stabilisent, tandis que les figures 4.26b à 4.28b montrent un agrandissement des surpressions pour un temps ≤ 3000 secondes lors de l'essai 6 et pour un temps ≤ 2000 secondes lors des essais 7 et 8.

Les résultats obtenus lors de ces essais montrent une tendance au développement des surpressions assez semblable à ceux obtenus lors des essais faits sans inclusion. L'effet des inclusions est surtout visible aux figures 4.26b et 4.28b où certaines courbes montrent un développement plus lent des surpressions : à 31,9 et 42,1 cm de profondeur de la figure 4.26b et à 41,8 cm de profondeur de la figure 4.28b les surpressions se développent plus lentement qu'aux autres profondeurs et n'atteignent pas de pic cyclique après plus de mille secondes de sollicitations

cycliques. Après l'arrêt des sollicitations, on remarque que les surpressions diminuent immédiatement pour ces trois capteurs de pression (les valeurs des surpressions n'ont pas atteint de pic post-cyclique). Par contre, les capteurs à 5,4, 16,2 et 21,0 cm de profondeur montrent une augmentation brusque des surpressions interstitielles jusqu'au pic post-cyclique, suivie d'une diminution graduelle jusqu'à atteindre les conditions d'équilibre hydrostatique ($\Delta u = 0$).

La figure 4.27 montre l'évolution des surpressions interstitielles dans les résidus miniers (à l'intérieur et à l'extérieur du tube crépiné) pour l'essai 7 (tube rempli de résidus miniers). Lors de cet essai, cinq capteurs ont été positionnés normalement dans les résidus miniers et trois autres ont été ajoutés dans les résidus miniers à l'intérieur du tube crépiné. Les pressions mesurées à l'intérieur et à l'extérieur du tube montrent un comportement semblable aux essais sur les résidus sans inclusion. Les surpressions interstitielles augmentent dès le début des sollicitations jusqu'à un pic cyclique. Après l'arrêt de la table sismique, il y a une augmentation rapide des surpressions à toutes les profondeurs. Lorsque le pic post-cyclique est atteint, les surpressions diminuent jusqu'au retour des conditions d'équilibre hydrostatique.

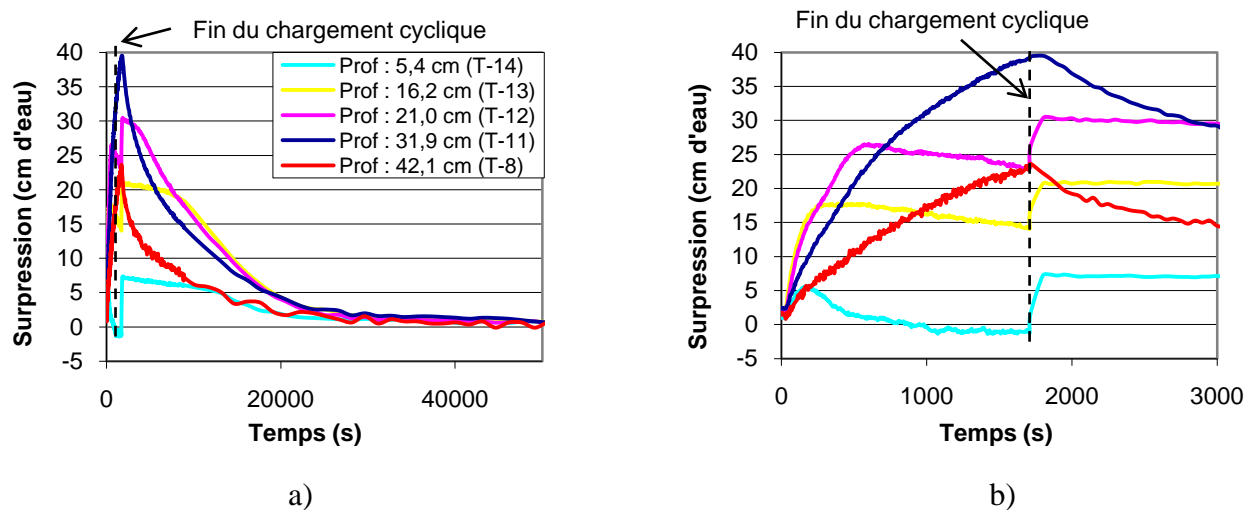


Figure 4.26. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

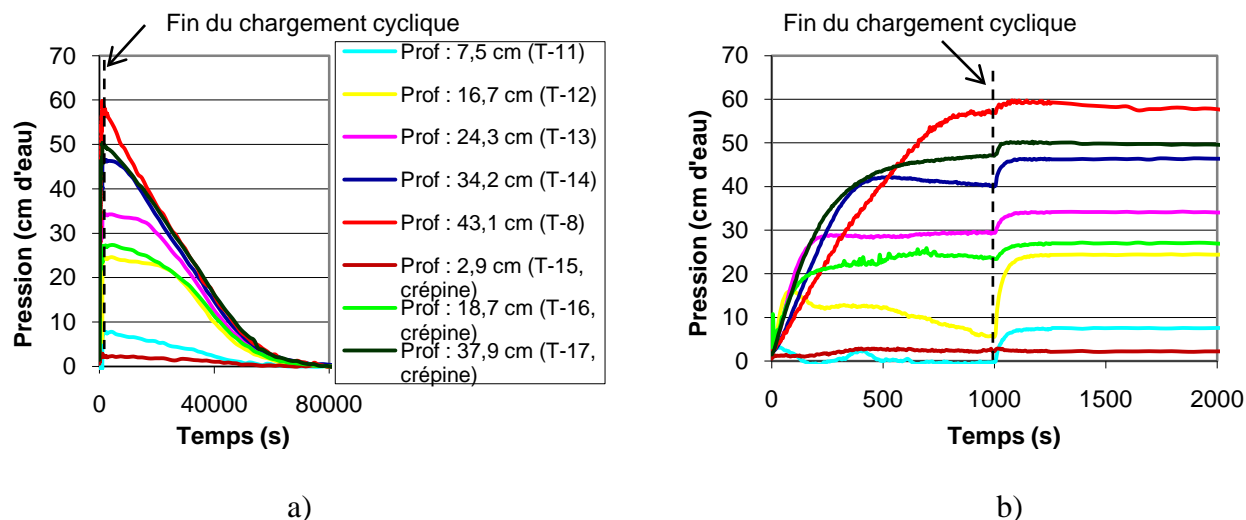


Figure 4.27. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7) : a) de 0 à 80 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

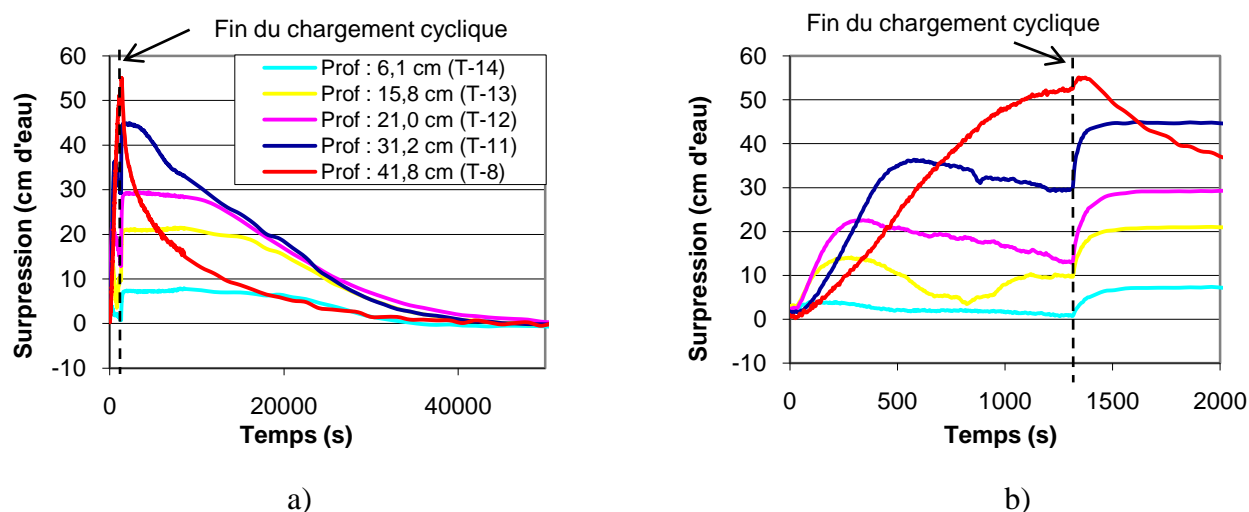


Figure 4.28. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

Les figures 4.29 et 4.30 montrent l'évolution des surpressions interstitielles (Δu) dans la colonne de sable grossier située au centre du montage pour les essais 6 et 8. Ces résultats ont déjà été lissés; les résultats bruts sont montrés aux figures C.9 et C.10 de l'annexe C. Les figures 4.29a et

4.30a montrent les résultats de l'enregistrement jusqu'à 50 000 secondes après le début des sollicitations, tandis que les figures 4.29b et 4.30b montrent un agrandissement des surpressions pour un temps ≤ 3000 secondes lors de l'essai 6 et pour un temps ≤ 2000 secondes lors de l'essai 8. L'évaluation des surpressions (Δu) dans le sable est faite de la même façon que pour les résidus miniers.

Les deux figures montrent l'évolution des surpressions avec la même échelle que pour les résidus miniers. Ainsi, on peut remarquer que les surpressions dans le sable sont très faibles et ne varient que très peu dans le temps. La figure 4.30 montre que les surpressions près du sommet de la colonne (à 3,8 cm de profondeur) sont plus variables que les autres surpressions enregistrées, et qu'elles diminuent durant l'application du chargement cyclique. Une baisse de pression est provoquée par l'onde créée au sommet des résidus miniers durant le chargement cyclique.

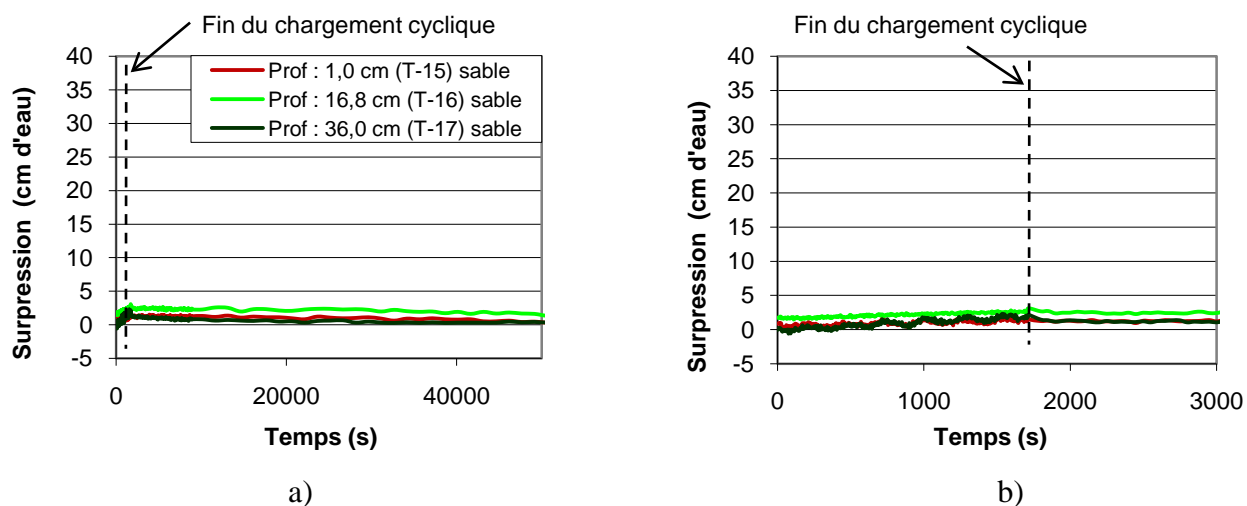


Figure 4.29. Variation des surpressions (Δu) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

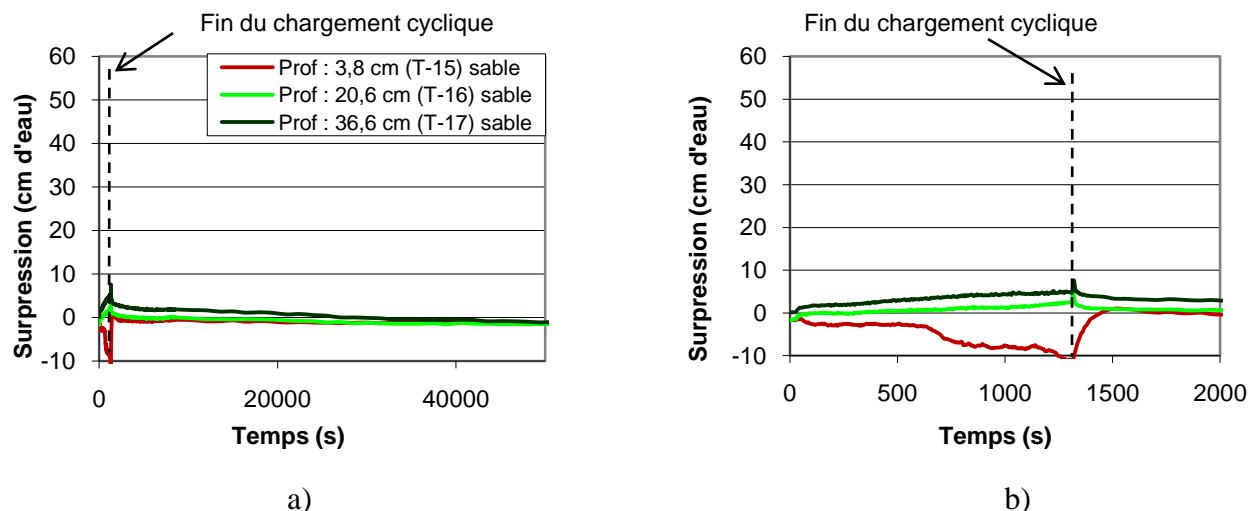


Figure 4.30. Variation des surpressions (Δu) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

4.3.3 Contraintes effectives

Le calcul des contraintes effectives (σ'_v) dans les résidus miniers et dans le sable grossier a été fait de la même façon que pour les essais 5 et 10. Les figures 4.31 à 4.33 montrent la variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 6 à 8 respectivement.

Comme les mesures des surpressions l'ont montré, l'effet des inclusions est surtout visible aux essais 6 et 8. Par exemple, les figures 4.31b et 4.33b montrent que les contraintes effectives diminuent assez lentement à 31,9 et 42,1 cm de profondeur lors de l'essai 6 (figure 4.31b) et à 41,8 cm de profondeur lors de l'essai 8 (figure 4.33b). À ces mêmes profondeurs, les contraintes effectives n'atteignent pas leurs valeurs minimales (pic cyclique) durant les sollicitations cycliques et elles remontent rapidement après l'arrêt des sollicitations cycliques. Les contraintes effectives aux autres profondeurs agissent comme lors de l'essai 5, c'est-à-dire qu'elles diminuent à des valeurs très proches de zéro après l'arrêt des sollicitations et augmentent graduellement jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de surpressions. La figure 4.32 montre la variation des contraintes effectives dans les résidus miniers en fonction du temps et à différentes profondeurs

pour l'essai 7 (à l'intérieur et à l'extérieur du tube crépiné). Dans ce cas, les résultats sont assez semblables à ceux obtenus lors des essais références (sans inclusion). À toutes les profondeurs, les contraintes effectives diminuent à des valeurs très proches de zéro après l'arrêt des sollicitations et augmentent graduellement par la suite.

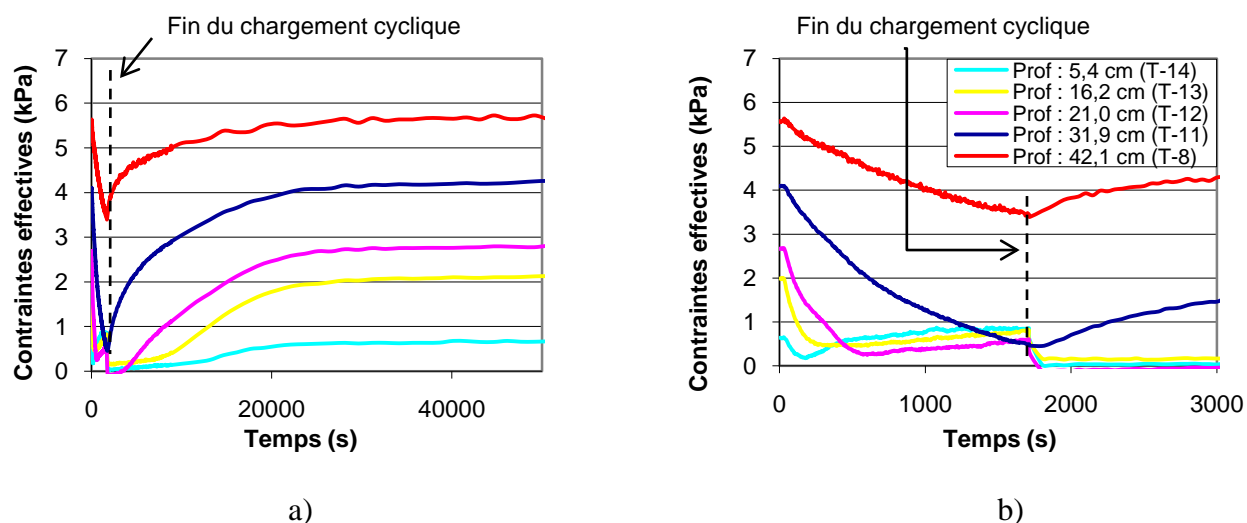


Figure 4.31. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

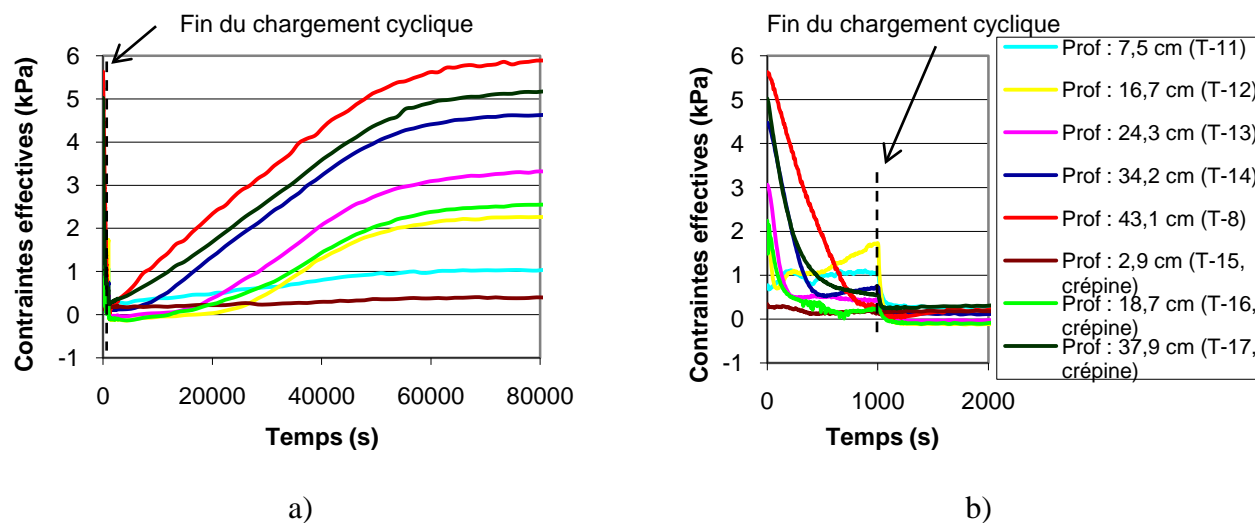


Figure 4.32. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7) : a) de 0 à 80 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

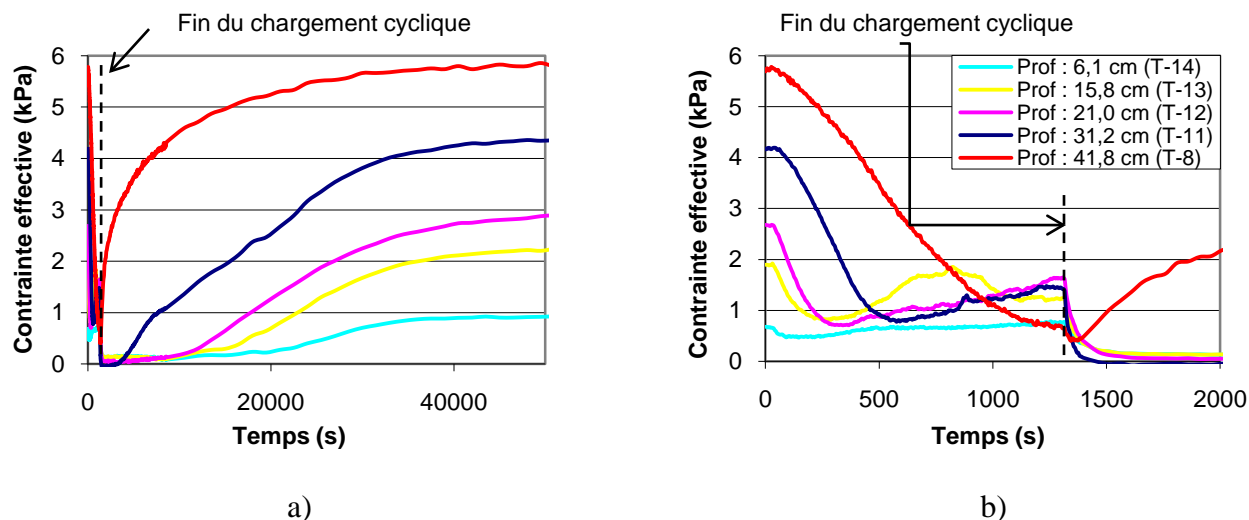


Figure 4.33. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

Les figures D.1 et D.2 de l'annexe D montrent l'évolution des contraintes effectives (σ'_v) dans la colonne de sable grossier située au centre du montage pour les essais 6 et 8. Les figures ont été mises en annexe puisqu'elles ne présentent pas de nouveaux éléments comparativement à la figure 4.30. Comme les surpressions dans le sable grossier étaient quasiment nulles, les contraintes effectives l'étaient aussi, sauf près de la surface pour l'essai 8 (à 3,8 cm de profondeur) où les contraintes effectives augmentent (dû à la diminution des surpressions). Lors du calcul des contraintes effectives dans le sable grossier, la formule 4.2 a été utilisée, mais en utilisant le poids volumique du sable ($\gamma_{\text{sable}} \approx 19,3 \text{ kN/m}^3$) plutôt que celui des résidus.

4.3.4 Rapports des pressions interstitielles (r_u)

Le calcul du rapport des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers et dans le sable grossier a été fait de la même façon que pour les essais 5 et 10. Les figures 4.34 à 4.36 montrent l'évolution du r_u dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 6, 7 et 8.

L'évaluation du rapport des pressions interstitielles (r_u) est assez semblable à celui observé pour les essais faits sans inclusion. L'effet des inclusions sur le rapport r_u est le même que pour le développement des surpressions interstitielles pour ces mêmes essais. Les figures 4.34b et 4.36b montrent que les valeurs de r_u se développent lentement à 31,9 et 42,1 cm de profondeur lors de l'essai 6 et à 41,8 cm de profondeur lors de l'essai 8. Après l'arrêt des sollicitations, on remarque que les r_u diminuent immédiatement pour ces trois capteurs de pression. Les autres capteurs montrent une augmentation brusque des r_u jusqu'à des valeurs proches de l'unité. Ensuite, les r_u diminuent graduellement jusqu'à ce que les surpressions atteignent les conditions d'équilibres hydrostatiques ($\Delta u = 0$).

La figure 4.35 montre que l'évolution des rapports de pressions interstitielles est semblable à celui observé lors de l'essai 5. Sur la figure 4.35b, on voit que les valeurs de r_u sont très instables pour les deux capteurs situés près de la surface (à 2,9 et 7,5 cm de profondeur). Lorsque le chargement cyclique est terminé, ces deux capteurs ne montrent pas des valeurs proches de l'unité. À 5,4 cm de profondeur lors de l'essai 6, les données deviennent légèrement négatives (car $\Delta u < 0$) et instables vers la 1000^e seconde de chargement.

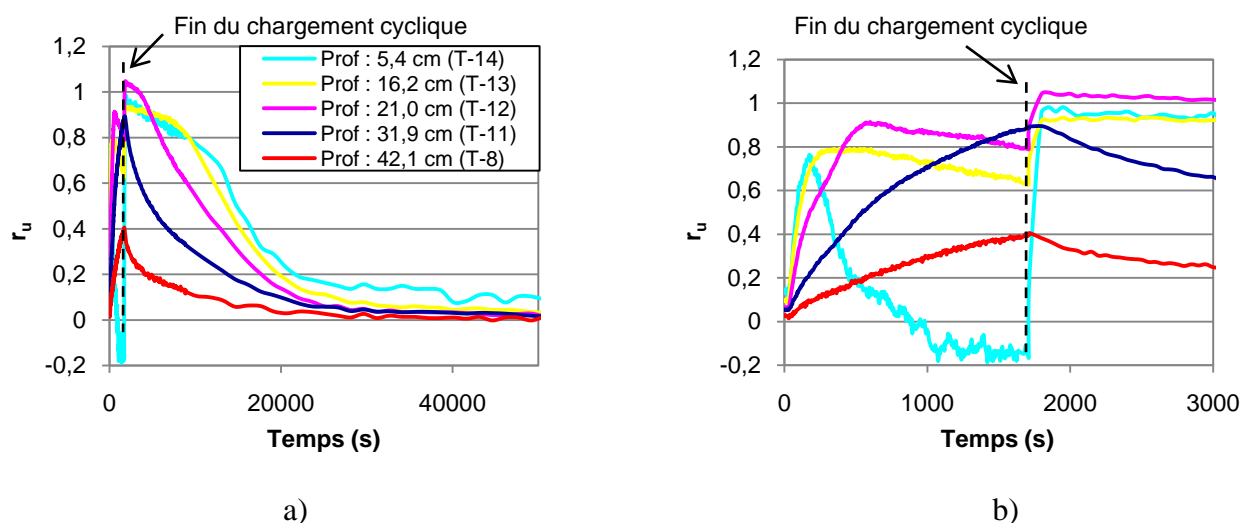


Figure 4.34. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

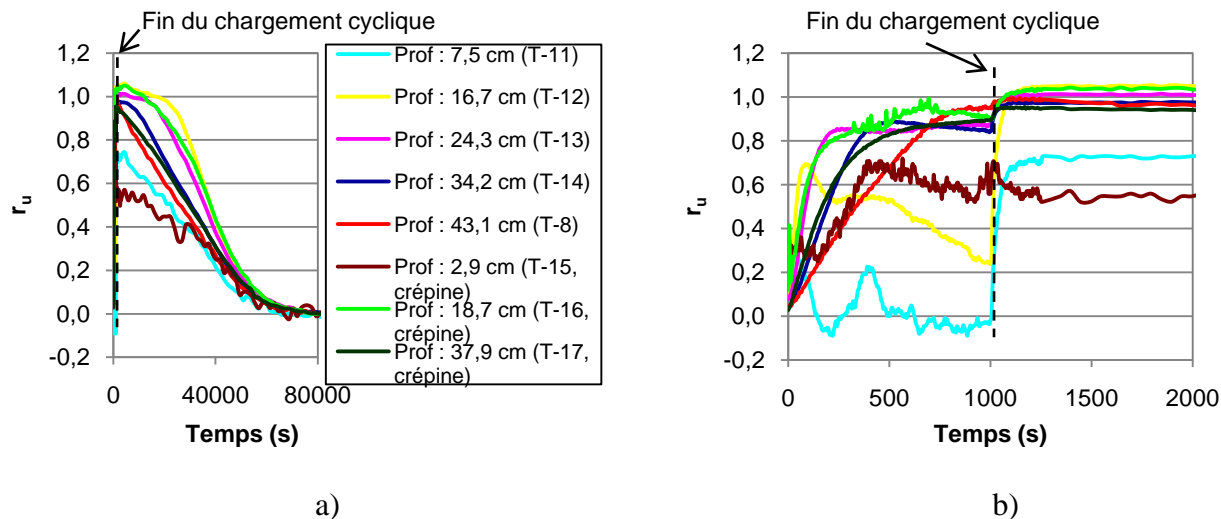


Figure 4.35. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7) : a) de 0 à 80 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

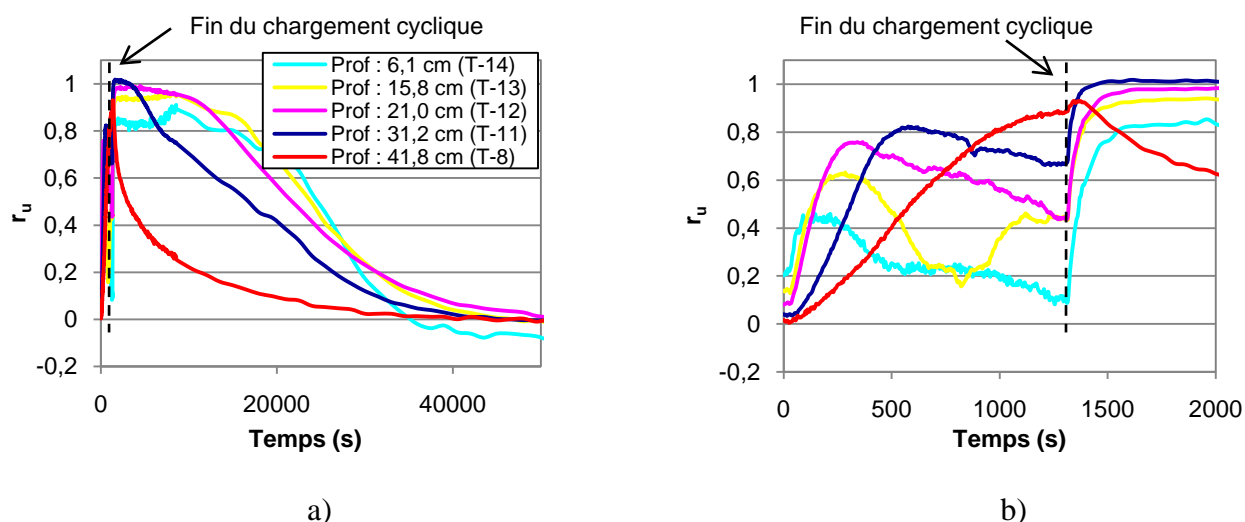


Figure 4.36. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

Les figures 4.37 et 4.38 montrent l'évolution des valeurs de r_u dans la colonne de sable grossier située au centre du montage pour les essais 6 et 8. Le rapport des pressions interstitielles dans le

sable a été calculé avec la formule 4.3, en utilisant le poids volumique déjaugé du sable ($\gamma' = \gamma_{\text{sable}} - \gamma_w$ en kN/m^3) déterminé lors du montage.

Les valeurs de r_u demeurent très faibles et constantes à 16,8 et 36,0 cm de profondeur lors de l'essai 6 et à 20,6 et 36,6 cm de profondeur lors de l'essai 8. Par contre, les capteurs de pression proches du sommet du tube crépiné (à 1 cm de profondeur pour l'essai 6 et à 3,8 cm de profondeur pour l'essai 8) donnent des résultats imprécis. Les lectures du capteur au sommet de l'essai 6 (figure 4.37b) indiquent qu'il y a une augmentation de la valeur de r_u jusqu'à des valeurs au-delà de l'unité tandis que le capteur au sommet de l'essai 8 (figure 4.38b), enregistre une diminution des pressions et donc du rapport r_u jusqu'à la fin des sollicitations. Ce comportement sera revu et discuté à la section 5.3.4.

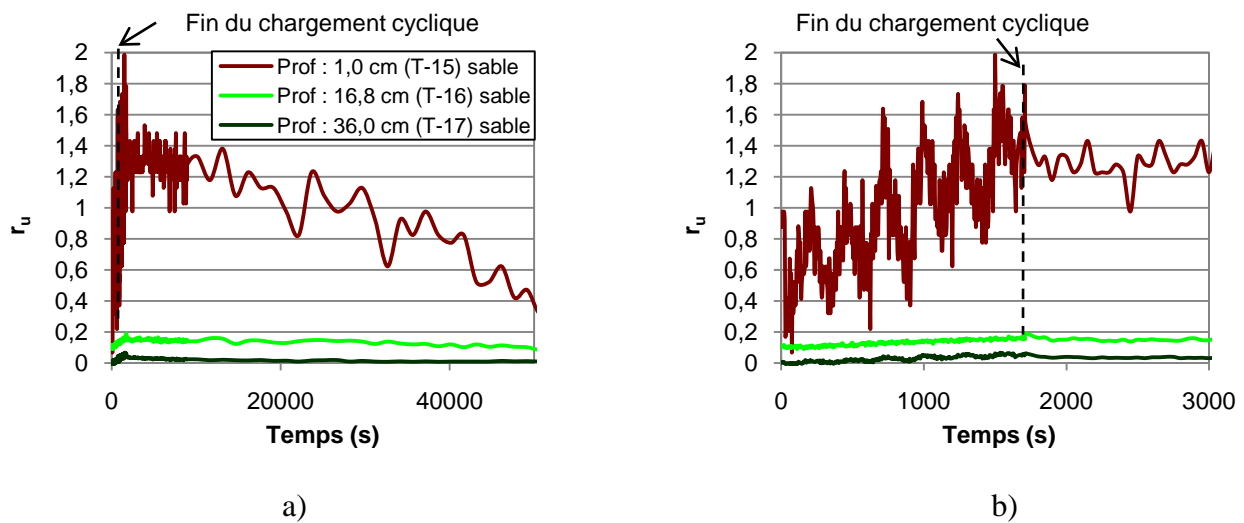


Figure 4.37. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

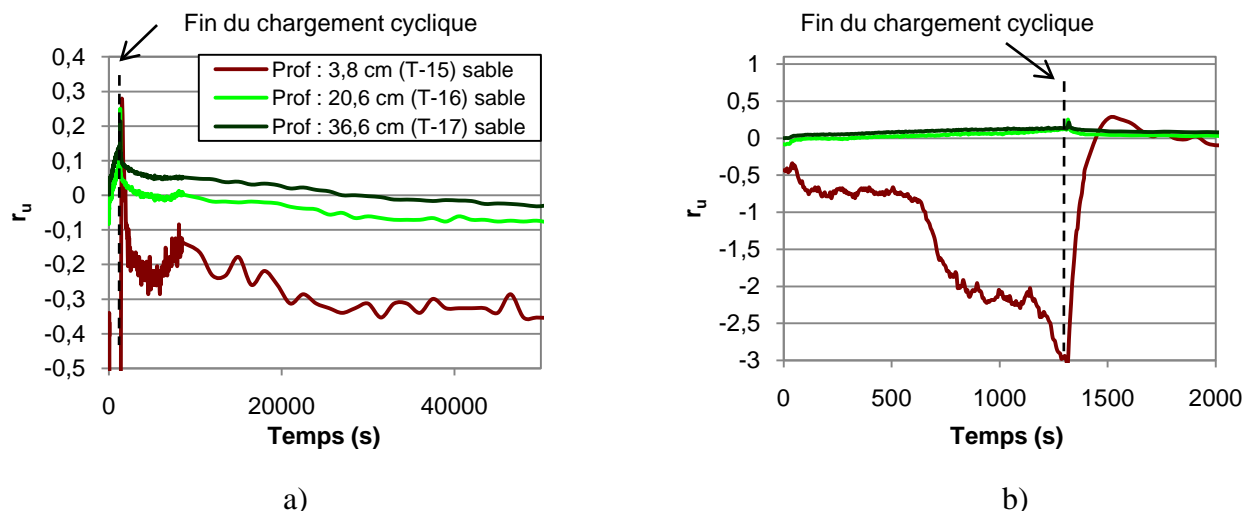


Figure 4.38. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

4.3.5 Mouvements verticaux

Transducteurs de déplacement

Les résultats présentés aux figures 4.39 à 4.41 montrent le mouvement des transducteurs de déplacement en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 6, 7 et 8 respectivement. Les résultats bruts (non-traités) sont disponibles aux figures C.11 à C.13 de l'annexe C.

La figure 4.39b montre que les deux plaques se déplacent très peu lors des 500 premières secondes de l'essai 6. Après cette durée, la plaque située à 21,5 cm de profondeur se déplace vers le haut de l'échantillon tandis que la plaque la plus profonde (à 42,4 cm de profondeur) semble se déplacer légèrement vers le haut d'abord puis vers le bas ensuite.

La figure 4.40b (essai 7) montre que la plaque située le plus près de la surface (liée au LVDT 11) se déplace vers le haut immédiatement après le début des sollicitations. La plaque située

initialement à 33,5 cm de profondeur (liée au LVDT 4) se déplace vers le bas de l'échantillon durant tout l'essai. La plaque située entre les deux (à 23,5 cm de profondeur) se déplace d'abord vers le bas de l'échantillon (durant environ 300 secondes) et ensuite vers le haut jusqu'à la 800^e seconde environ (il y a ensuite décrochement entre la plaque et le LVDT 10). Le transducteur de déplacement lié à la plaque la plus profonde, à 42,9 cm de profondeur, ne montre aucun déplacement (en raison d'une erreur de branchement lors du montage).

La figure 4.41 (essai 8) montre que les deux plaques situées le plus près de la surface (à 11,5 et 21,0 cm de profondeur) se déplacent vers le haut du montage après avoir subi un léger déplacement vers le bas. Les deux plaques les plus profondes (à 31,4 et 41,6 cm de profondeur) restent relativement stables tout au long de l'essai dynamique. Toutefois, la plaque située à 31,4 cm de profondeur montre un déplacement vers le haut très rapide au début de l'essai, mais le LVDT ne présente plus de déplacement significatif par la suite.

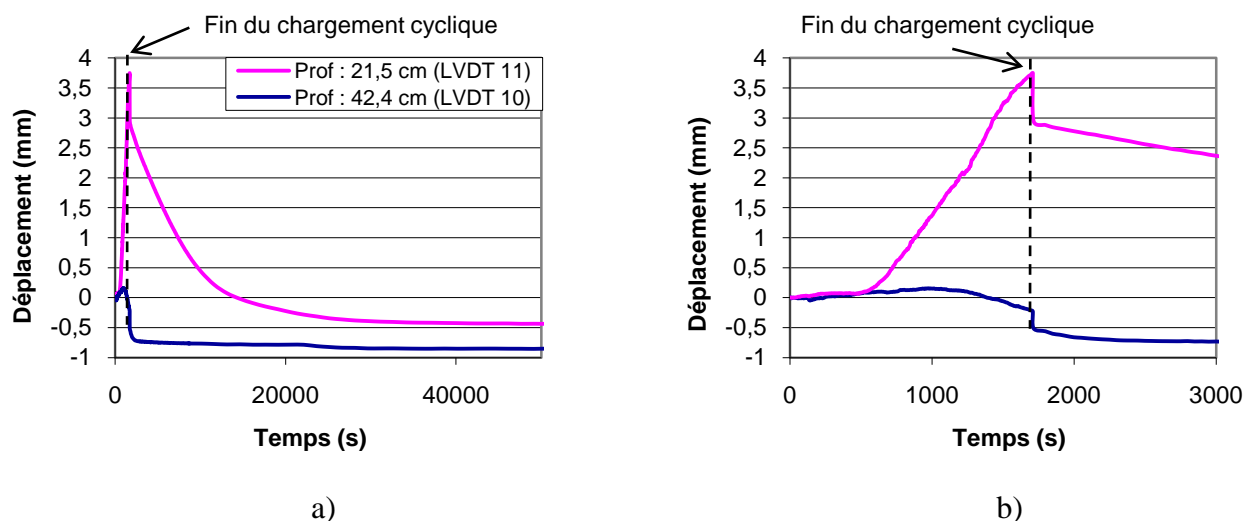
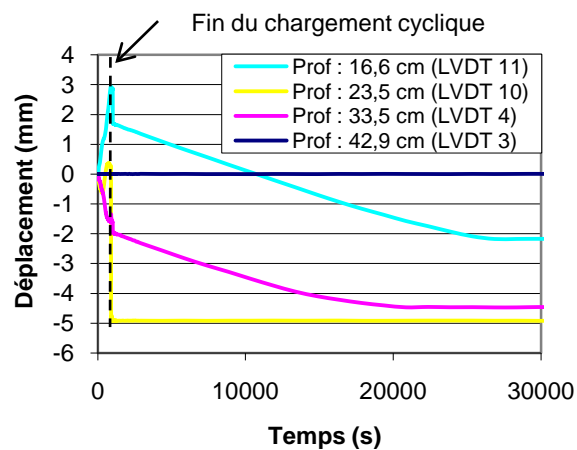
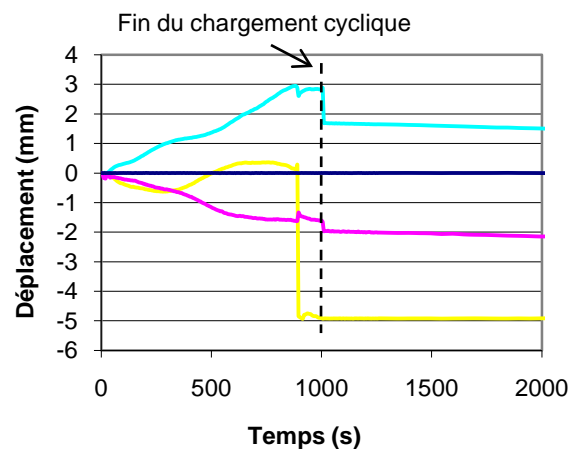


Figure 4.39. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 6 : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

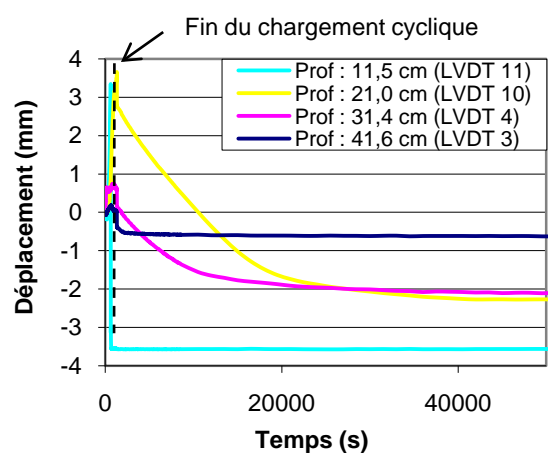


a)

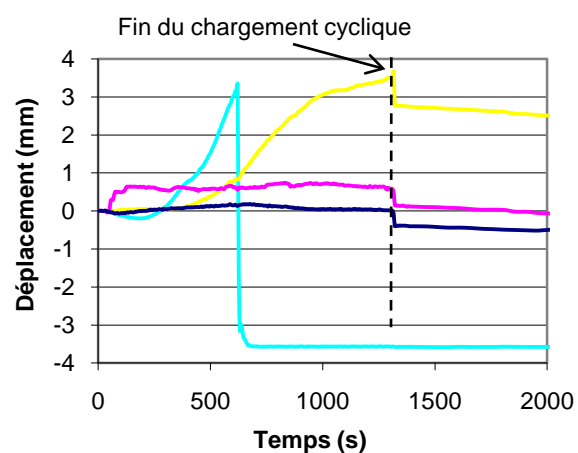


b)

Figure 4.40. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 7 : a) de 0 à 30 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.



a)



b)

Figure 4.41. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 8 : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.

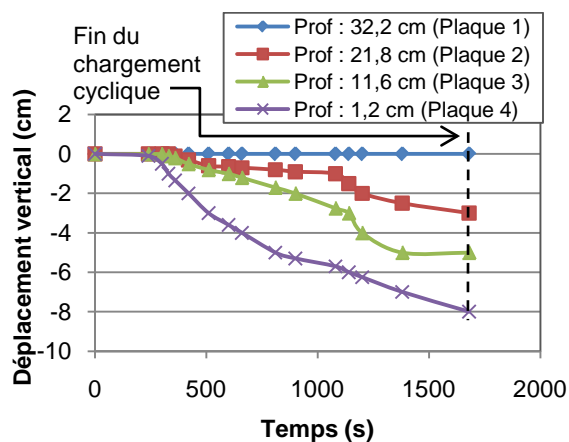
Observations sur les bandes de gravier

Les figures D.3 à D.5 de l'annexe D présentent le déplacement selon la position des bandes de gravier lors du démontage des essais 6, 7 et 8. Les figures ont été mises en annexe, car les résultats sont très semblables à ceux obtenus lors des essais précédents. Elles montrent que toutes les bandes ont subi des mouvements vers le bas, sauf les bandes de gravier situées à la base des échantillons. Ces bandes sont pratiquement restées au même endroit. Les bandes de gravier les plus près du sommet sont celles qui ont subi l'enfoncement le plus prononcé. Les figures D.3a et D.5a montrent que les bandes de gravier au sommet de l'essai 6 se sont enfoncées davantage sur le côté droit que sur le côté gauche.

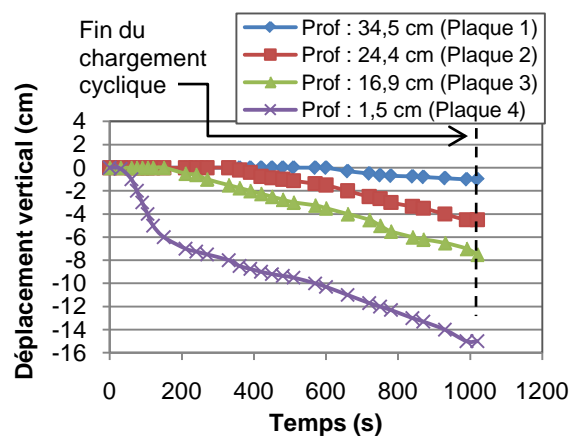
4.3.6 Comportement des plaques métalliques

Le déplacement des plaques métalliques a été déterminé de la même façon que pour l'essai 5. La figure 4.42 montre le déplacement de la pointe des tiges en fonction du temps pour les essais 6, 7 et 8. L'enfoncement des plaques 2 et 3 lors de l'essai 8 n'a pu être suivi avec précision étant donné la mauvaise qualité de l'image. Seulement le mouvement des plaques 1 et 4 pour l'essai 8 sera traité.

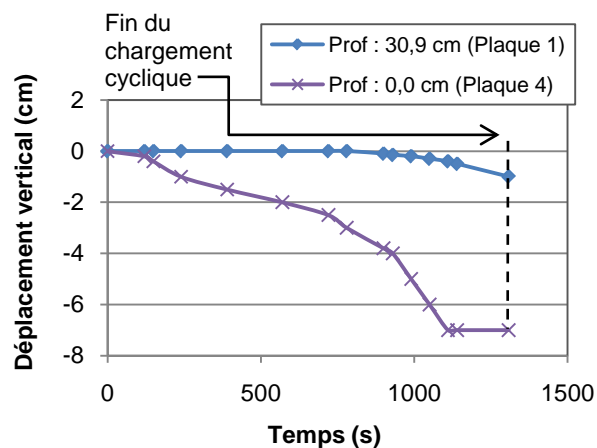
La figure 4.42 montre que pour les trois essais, la plaque située au sommet (entre 0 et 1,5 cm de profondeur) amorce son déplacement vers le bas en premier, suivi de la deuxième plaque la plus près du sommet (à 11,6 cm de profondeur pour l'essai 6 et 16,9 cm de profondeur pour l'essai 7) et de la troisième la plus près du sommet (à 21,8 cm de profondeur pour l'essai 6 et 24,4 cm de profondeur pour l'essai 7). Pour les trois essais, la plaque la plus profonde (entre 30,9 et 34,5 cm de profondeur) s'est déplacée vers le bas plus tard ou ne s'est pas déplacée du tout. Plus la plaque est près de la surface, plus le déplacement total est grand pour les trois essais.



a)



b)



c)

Figure 4.42. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs : a) essai 6; b) essai 7; c) essai 8.

Le déplacement final des plaques métalliques durant les essais cycliques 6, 7 et 8 a été estimé selon les trois méthodes comparatives décrites à la section 4.1.7. Le tableau 4.10 résume les déplacements évalués selon les différentes méthodes. Les déplacements négatifs se produisent vers le bas de la caisse et les positifs vers le haut. On constate à nouveau que les déplacements sont comparables selon les différentes approches pour un même essai. Une analyse plus détaillée de ces résultats sera présentée au chapitre 5. Les résultats de ces essais (6, 7 et 8) seront alors comparés à ceux des autres essais.

Tableau 4.10. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (à la fin des essais 6, 7 et 8).

Plaque #	Essai 6			Essai 7			Essai 8		
	1 (caméra)	2 (tige)	3 (plaque)	1 (caméra)	2 (tige)	3 (plaque)	1 (caméra)	2 (tige)	3 (plaque)
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0	-2	-4	-10	-12	-11	-10	-9	-13
2	-30	-26	-28	-45	-48	-50	N.D.	-38	-42
3	-50	-44	-47	-75	-77	-74	N.D.	-74	-76
4	-80	-69	-75	-150	-138	-125	-70	-68	-72

4.4 Résidus miniers avec inclusions continues (essais 9 et 11)

Des inclusions continues de sable grossier ont été ajoutées dans les résidus miniers pour les essais 9 et 11. Les deux essais comprenaient un mur de sable de 10 cm d'épaisseur centré perpendiculairement à l'axe des déplacements horizontaux. En plus de ce mur de sable, l'essai 11 comprenait un tapis de 10 cm d'épaisseur du même sable. Les inclusions continues procuraient une voie de drainage différente pour dissiper une partie des surpressions générées par le mouvement cyclique de la table sismique.

4.4.1 Caractéristiques des résidus

Le tableau 4.11 montre un résumé des caractéristiques physiques des résidus miniers au montage du modèle physique pour les essais 9 et 11. Les résultats ont été obtenus de la même façon que pour l'essai 5. Les valeurs extrêmes mesurées par l'ensemble des couches sont montrées entre parenthèses. Les caractéristiques de chacune des couches de résidus miniers au montage sont présentées aux tableaux B.26 et B.31 de l'annexe B.

Le tableau 4.12 résume les caractéristiques physiques des résidus miniers au démontage du modèle physique pour les essais 9 et 11. Les caractéristiques au démontage ont été mesurées de la

même façon que pour l'essai 5. Les caractéristiques de chacune des couches de résidus miniers au démontage sont présentées aux tableaux B.27 à B.29 et B.32 à B.34 de l'annexe B.

Tableau 4.11. Principales caractéristiques des résidus miniers au montage des essais 9 et 11.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes (avec minimum et maximum)	
		Essai 9	Essai 11
Épaisseur totale	(mm)	528,3 (46,8 à 107,2)	533,3 (42,8 à 108,4)
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2427 (2318 à 2572)	2426 (2372 à 2528)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	2054 (1959 à 2188)	2056 (2033 à 2141)
Indice des vides (e)	(-)	0,65 (0,55 à 0,73)	0,65 (0,58 à 0,67)
Indice de densité (I_D)	(%)	82 (75 à 93)	83 (81 à 90)
Porosité (n)	(%)	39 (35 à 42)	39 (37 à 40)
Teneur en eau (w)	(%)	18,1 (17 à 19,1)	18,1 (16,7 à 19,3)
Degré de saturation (S_r)	(%)	94,9 (85,3 à 108,4)	94,6 (84,8 à 105,3)

Tableau 4.12. Principales caractéristiques des résidus miniers au démontage des essais 9 et 11.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes (avec minimum et maximum)			
		Essai 9		Essai 11	
		Par couches	Petits échantillons (2 par couche)	Par couches	Petits échantillons (2 par couche)
Épaisseur	(mm)	518,1 (82,4 à 122,0)	-	517,6 (40,7 à 110,0)	-
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2410 (2371 à 2464)	2467 (2398 à 2555)	2504 (2389 à 2573)	2471 (2418 à 2508)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	2087 (2057 à 2149)	2163 (2097 à 2233)	2173 (2071 à 2233)	2165 (2116 à 2218)
Indice des vides (e)	(-)	0,62 (0,58 à 0,65)	0,57 (0,52 à 0,61)	0,56 (0,52 à 0,63)	0,56 (0,53 à 0,60)
Indice de densité (I_D)	(%)	85 (83 à 90)	91 (86 à 96)	92 (84 à 96)	91 (88 à 95)
Porosité (n)	(%)	38 (37 à 39)	36 (34 à 38)	36 (34 à 39)	36 (34 à 37)
Teneur en eau (w)	(%)	15,4 (14,6 à 16,4)	15,4 (14,6 à 16,4)	15,2 (13,9 à 16,7)	15,2 (13,9 à 16,7)
Degré de saturation (S_r)	(%)	84,1 (77,8 à 92,2)	92,7 (86,2 à 107,8)	92,0 (81,9 à 105,7)	91,6 (83,0 à 101,6)

Une analyse granulométrique a été faite sur des échantillons prélevés sur les résidus miniers et sur le sable à trois profondeurs différentes une fois l'essai 9 terminé. Les résultats indiquent que la granulométrie ne varie pratiquement pas dans les résidus miniers et pas du tout dans le sable (dans les limites de la précision de la mesure). Les résultats sont montrés en annexe aux figures B.2 (résidus miniers) et B.3 (sable) de l'annexe B.

Lors des essais 9 et 11, le sable a été déposé à l'état sec dans le modèle. Lors de l'essai 9 (mur de sable), un total de 93,5 kg de sable grossier a été déposé à un indice des vides moyen de 0,74. Pour l'essai 11 (mur et tapis de sable), un total de 253,7 kg a été placé à un indice des vides moyen de 0,69. Les caractéristiques de chacune des couches de sable au montage sont montrées aux tableaux B.30 et B.35 de l'annexe B.

4.4.2 Surpressions interstitielles

Les figures 4.43 et 4.44 montrent l'évolution des surpressions interstitielles (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 9 et 11. Ces résultats ont déjà été lissés; les résultats bruts sont montrés aux figures C.14 et C.15 de l'annexe C. Les figures 4.43a et 4.44a montrent les résultats de l'enregistrement jusqu'à ce que les pressions interstitielles se stabilisent, tandis que les figures 4.43b et 4.44b montrent un agrandissement des surpressions mesurées pour un temps ≤ 2000 secondes lors de l'essai 9 et pour un temps ≤ 3000 secondes lors de l'essai 11.

Les résultats obtenus lors de ces essais montrent un développement des surpressions beaucoup plus lent que ceux obtenus lors des essais faits sur les résidus sans inclusion. L'effet des inclusions est surtout visible en profondeur. Les deux capteurs de pressions du bas (T-8 et T-11) n'atteignent pas leur pic cyclique après plus de 1200 secondes de sollicitations cycliques lors des deux essais. De plus, après l'arrêt des sollicitations, on remarque que les surpressions diminuent immédiatement pour ces deux capteurs de pression (T-8 et T-11) lors des deux essais (les surpressions n'ont pas de pic post-cyclique). Les autres capteurs montrent une augmentation brusque jusqu'au pic post-cyclique suivie d'une diminution graduelle (assez rapide) des

surpressions interstitielles jusqu'à atteindre les conditions d'équilibres hydrostatiques ($\Delta u = 0$). Les surpressions n'augmentent presque pas à 43,6 cm de profondeur lors de l'essai 11 puisque ce transducteur a été placé à la jonction entre le tapis de sable et la première couche de résidus miniers.

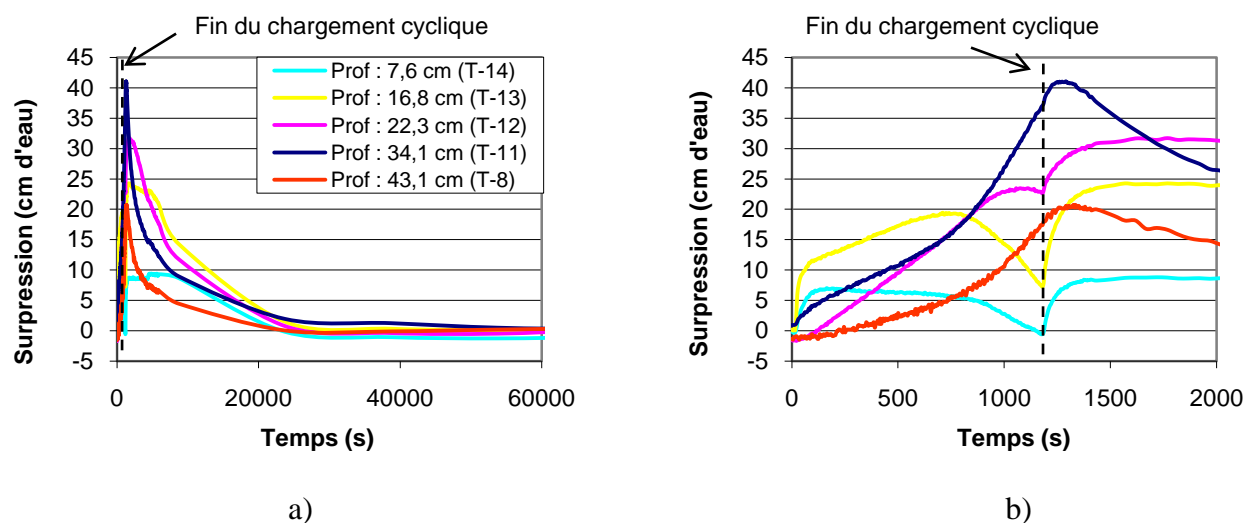


Figure 4.43. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.

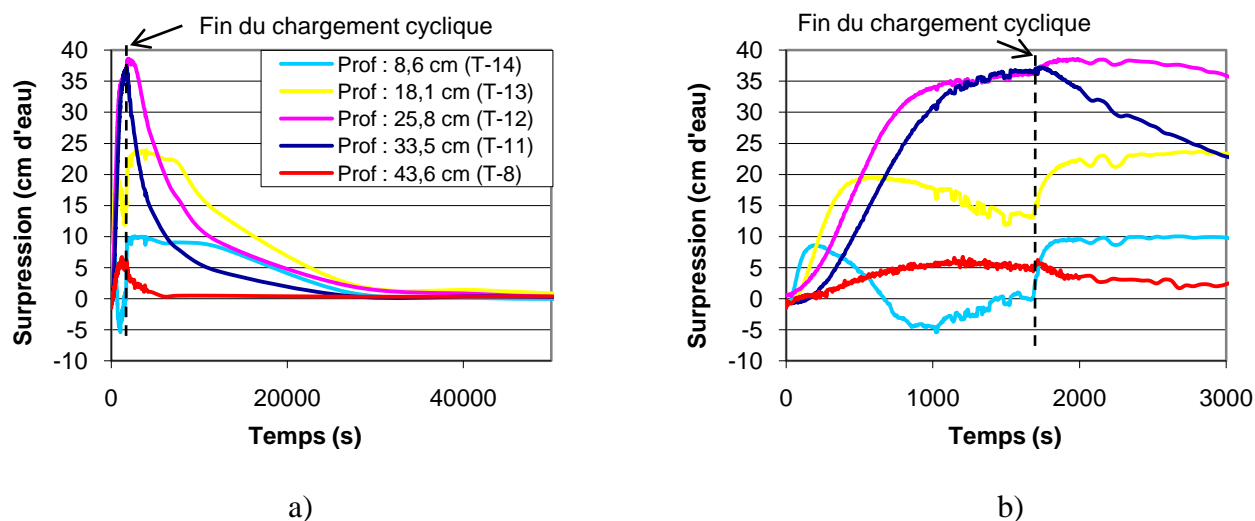


Figure 4.44. Variation des surpressions (Δu) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3 000 secondes.

Le calcul des surpressions dans le sable est fait de la même façon que pour les résidus miniers. Les résultats obtenus montrent des tendances similaires à celles de l'essai 8. L'évolution des surpressions interstitielles Δu (résultats lissés) dans le mur de sable grossier pour les essais 9 et 11 est montré aux figures D.6 et D.7 de l'annexe D. Les résultats bruts sont montrés aux figures C.16 et C.17 de l'annexe C.

4.4.3 Contraintes effectives

Le calcul des contraintes effectives (σ'_v) dans les résidus miniers et dans le sable grossier a été fait de la même façon que pour les essais 5 et 10. Les figures 4.45 et 4.46 montrent la variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 9 et 11 respectivement. Les contraintes effectives déduites des mesures des deux capteurs de pression du bas (T-8 et T-11) n'atteignent pas leurs valeurs minimales (pic cyclique) durant les sollicitations cycliques et elles remontent rapidement après l'arrêt des sollicitations (pour les deux essais). Les contraintes effectives calculées aux autres profondeurs répondent comme lors de l'essai 5, c'est-à-dire qu'après l'arrêt des sollicitations, les valeurs des contraintes effectives se rapprochent de zéro (pic post-cyclique) et elles augmentent ensuite graduellement jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de surpressions.

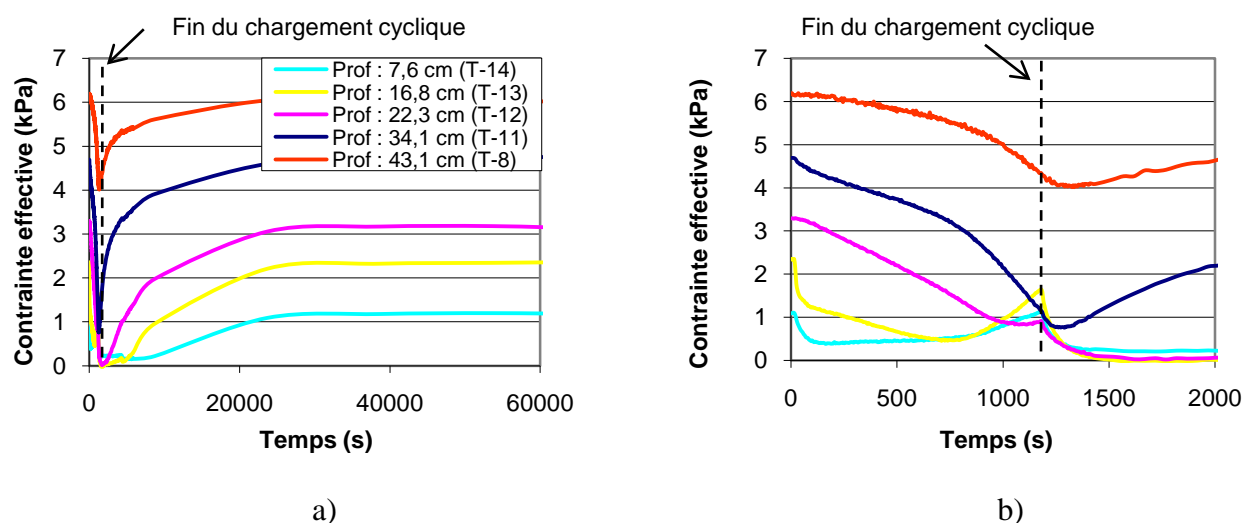


Figure 4.45. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

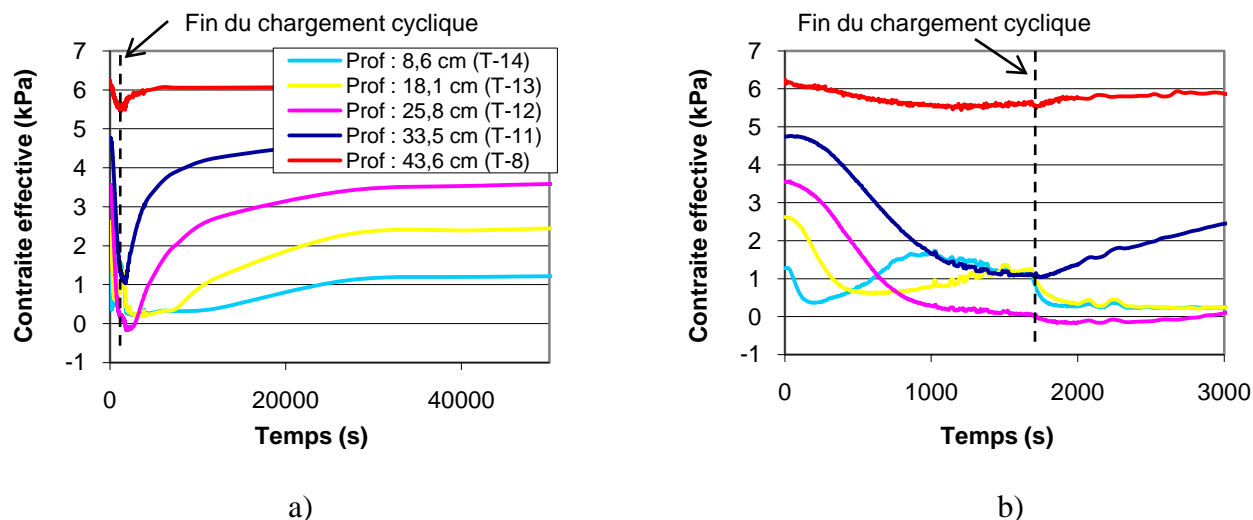


Figure 4.46. Variation des contraintes effectives dans les résidus en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

Le calcul des contraintes effectives dans le sable a été fait comme pour les essais 6 et 8. Comme les surpressions dans le sable grossier étaient pratiquement stables, les contraintes effectives l'étaient aussi, sauf près de la surface, où les contraintes effectives augmentent durant le chargement cyclique. Les figures D.8 et D.9 de l'annexe D montrent l'évolution des contraintes effectives (σ'_v) dans le mur de sable grossier pour les essais 9 et 11.

4.4.4 Rapports des pressions interstitielles (r_u)

Le calcul du rapport des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers et dans le sable grossier a été fait de la même façon que pour les essais 5 et 10. Les figures 4.47 et 4.48 montrent l'évolution des valeurs de r_u dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 9 et 11. L'effet des inclusions sur le rapport r_u suit le développement des surpressions interstitielles. Les figures 4.47b et 4.48b montrent que les valeurs de r_u augmentent plus lentement à 34,1 et 43,1 cm de profondeur lors de l'essai 9 et à 33,5 et 43,6 cm de profondeur lors de l'essai 11. On remarque aussi que les valeurs de r_u diminuent pratiquement immédiatement pour ces deux capteurs de pression après l'arrêt des sollicitations. Les autres capteurs montrent une augmentation brusque des valeurs de r_u jusqu'aux pics post-cycliques

avant de diminuer graduellement jusqu'à ce que les surpressions atteignent les conditions d'équilibres hydrostatiques ($\Delta u = 0$).

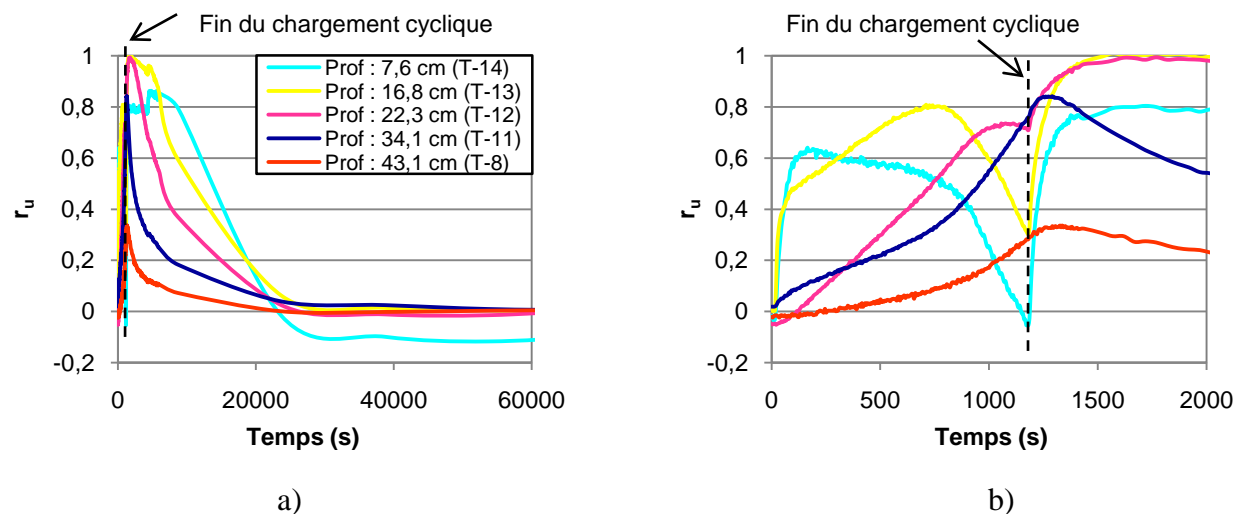


Figure 4.47. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

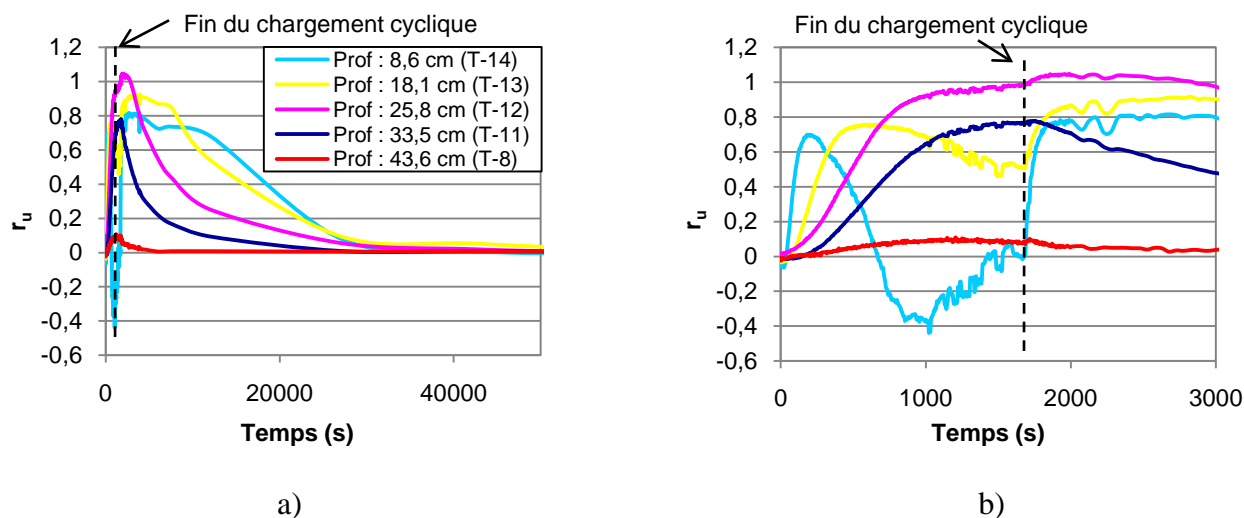


Figure 4.48. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

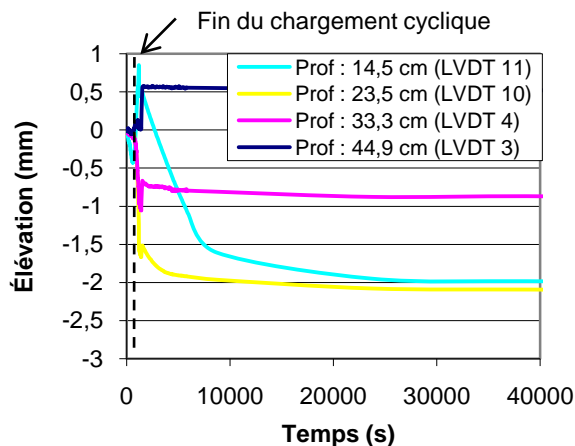
Durant le chargement cyclique, le rapport des pressions interstitielles dans le sable réagit de la même façon que pour l'essai 8 : il demeure faible et relativement constant aux plus grandes profondeurs (à 23,4 et 39,4 cm de profondeur pour l'essai 9 et à 24,6 et 37,4 cm de profondeur pour l'essai 11) et la valeur de r_u devient négative proche de la surface (à 5,8 cm de profondeur). Les figures D.10 et D.11 de l'annexe D montrent l'évolution des valeurs de r_u dans le mur de sable grossier pour les essais 9 et 11.

4.4.5 Mouvements verticaux

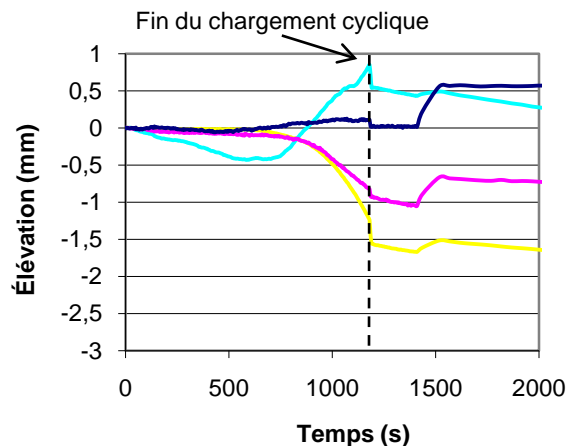
Transducteurs de déplacement

Les résultats présentés aux figures 4.49 et 4.50 montrent le mouvement des transducteurs de déplacement en fonction du temps, à différentes profondeurs pour les essais 9 et 11 respectivement. Les résultats bruts (non-traités) sont présentés aux figures C.18 et C.19 de l'annexe C.

Les deux figures montrent des résultats similaires. Les plaques positionnées près de la surface (à 14,5 et 15,1 cm de profondeur pour les essais 9 et 11 respectivement) se déplacent vers le bas durant environ 800 secondes et elles remontent ensuite vers la surface. Les plaques situées au milieu des résidus miniers (à 23,5 et 33,3 cm de profondeur pour l'essai 9 et à 24,6 et 31,5 cm de profondeur pour l'essai 11) montrent un déplacement vers le bas durant les sollicitations cycliques. Durant l'essai 11, la plaque à 24,6 cm de profondeur tend à remonter vers la surface à la fin des sollicitations cycliques (environ à la 1200^e seconde). Les plaques positionnées plus en profondeur (à 44,9 et 43,7 cm de profondeur pour les essais 9 et 11 respectivement) n'ont presque pas subi de déplacements ($\pm 0,1$ mm) durant les sollicitations cycliques. La plaque située à 43,7 cm de profondeur lors de l'essai 11 était positionnée entre les résidus miniers et le tapis de sable situé au fond de la caisse.

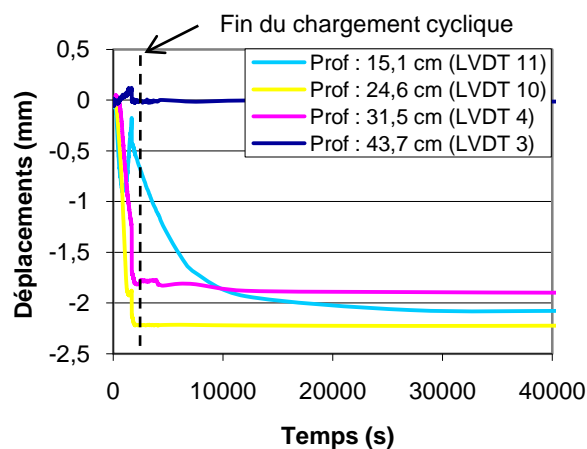


a)

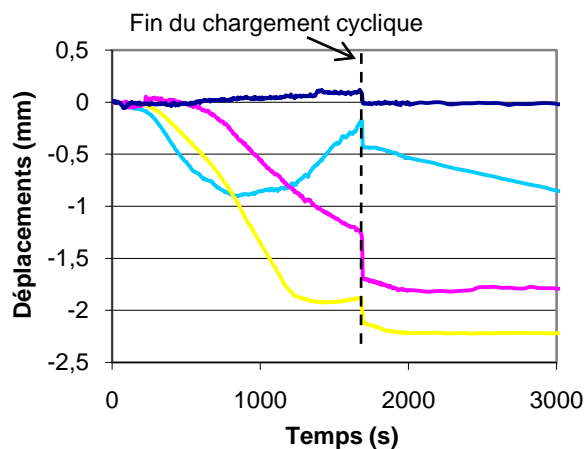


b)

Figure 4.49. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 9 : a) de 0 à 40 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.



a)



b)

Figure 4.50. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 11. a) de 0 à 40 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

Observations sur les bandes de gravier

Les figures D.12 et D.13 de l'annexe D présentent le déplacement selon la position des bandes de gravier lors du démontage des essais 9 et 11. Les figures ont été mises en annexe car les résultats sont très semblables à ceux observés lors des essais précédents. Les bandes de gravier au sommet

sont celles qui ont subi l'enfoncement le plus prononcé. Les minces bandes de gravier situées au milieu et à la base du montage n'ont presque pas subi de déplacement. La figure D.13 montre que le déplacement des bandes de gravier diminue un peu à proximité de la paroi de la caisse.

4.4.6 Comportement des plaques métalliques

Le déplacement des plaques métalliques a été déterminé de la même façon que pour l'essai 5. La figure 4.51 montre le déplacement de la pointe des tiges en fonction du temps pour l'essai 9; l'essai 11 n'a pas été filmé.

La figure 4.51 montre le déplacement des plaques 1 à 4 durant l'essai. Comme pour les autres essais, la plaque située au sommet (plaque 4) s'enfonce la première, mais seulement après plus de 700 secondes de chargement dynamique. La plaque 3 s'enfonce environ 100 secondes plus tard et les deux autres plaques (plaques 1 et 2) ne présentent aucun déplacement vertical. Le déplacement total est relativement faible comparé aux autres essais, mais on observe toujours un déplacement plus important pour les plaques en surface.

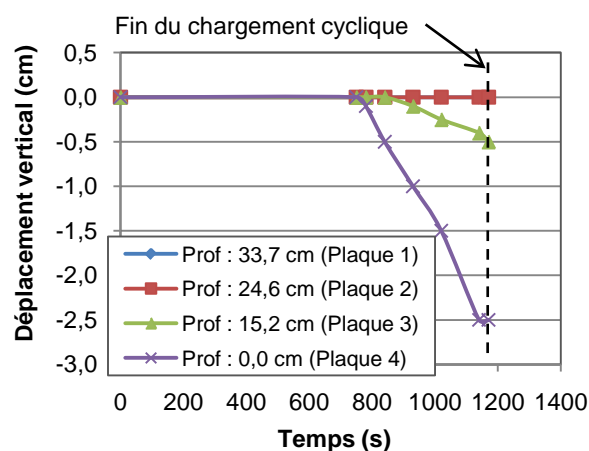


Figure 4.51. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs (essai 9).

Le déplacement final des plaques métalliques durant l'essai cyclique a été estimé selon les trois méthodes comparatives décrites à la section 4.1.7. Le tableau 4.13 résume les déplacements évalués selon les différentes méthodes pour l'essai 9. Les déplacements négatifs se produisent vers le bas de la boîte et les positifs vers le haut. On constate à nouveau que les déplacements sont comparables selon les différentes approches. Pour l'essai 11, le déplacement des plaques n'a pas été filmé, mais le déplacement total a été mesuré au démontage. Les résultats obtenus montrent que les plaques situées à 23,5 et 32,0 cm de profondeur n'ont subi aucun déplacement durant l'essai. La plaque située à une profondeur initiale de 15,5 cm a subi un déplacement total de 2,1 cm et celle à 0,8 cm de profondeur, un déplacement total de 10,2 cm. Une analyse plus détaillée de ces résultats sera présentée au chapitre 5. Les résultats de l'essai 9 seront alors comparés à ceux des autres essais.

Tableau 4.13. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (essai 9).

Plaque #	Méthode		
	1 (caméra)	2 (tige)	3 (plaque)
	(mm)	(mm)	(mm)
1	0	0	-2
2	0	-1	-4
3	-5	-3	-5
4	-25	-36	-31

4.5 Sable (essai 3)

L'essai 3 a été fait sur le sable et comportait trois phases de chargement. Chacune des phases de chargement imposait une accélération maximale différente au modèle. La section suivante présente les résultats obtenus lors de la troisième phase (accélération maximale de 0,35 g) uniquement (les instruments n'ont rien enregistré durant les phases 1 et 2).

4.5.1 Caractéristiques du sable

Le tableau 4.14 montre certaines caractéristiques physiques du sable au montage et au démontage du modèle physique. Ces caractéristiques ont été obtenues selon la masse, le volume et la teneur en eau de chacune des couches et en faisant la moyenne pondérée de celles-ci. Au montage, le sable était humide (avant d'être saturé). Le tableau 4.14 est un résumé des caractéristiques du modèle. Les caractéristiques de chacune des couches de sable au montage et au démontage sont présentées aux figures B.36 à B.38 de l'annexe B.

Tableau 4.14. Principales caractéristiques du sable au montage (avant saturation) et au démontage pour l'essai 3.

Caractéristiques	Unités	Valeurs moyennes (avec minimum et maximum)	
		Montage	Démontage
Épaisseur totale	(mm)	600 (50 à 100)	582,2 (55,6 à 184,9)
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	1634 (1490 à 1699)	1839 (1758 à 1960)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	1465 (1354 à 1513)	1505 (1445 à 1622)
Indice des vides (e)	(-)	0,88 (0,83 à 1,03)	0,82 (0,69 à 0,89)
Indice de densité (I_D)	(%)	31 (17 à 42)	42 (28 à 66)
Porosité (n)	(%)	47 (45 à 51)	45 (41 à 47)
Teneur en eau (w)	(%)	11,5 (10,0 à 13,0)	21,9 (20,9 à 23,6)
Degré de saturation (S_r)	(%)	36 (26,6 à 43,0)	74,3 (66,31 à 83,2)

4.5.2 Surpressions interstitielles

La figure 4.52 montre l'évolution des surpressions interstitielles (Δu) pour sept capteurs de pressions positionnés à différentes profondeurs. Les surpressions ont été calculées avec les valeurs au repos obtenues avant la mise en marche de la table sismique car les surpressions ne s'étaient pas dissipées à toutes les profondeurs à la fin de l'enregistrement. Ces résultats ont déjà été lissés; les résultats originaux sont disponibles à la figure C.20 de l'annexe C.

La figure 4.52a montre les résultats pour la durée complète, tandis que la figure 4.52b montre un agrandissement des surpressions pour un temps ≤ 300 secondes. Cette figure montre que les surpressions augmentent dès le début des sollicitations cycliques jusqu'au pic cyclique. Après cela, les surpressions diminuent relativement rapidement jusqu'à la fin des sollicitations cycliques. Après l'arrêt des sollicitations cycliques, les surpressions augmentent de nouveau jusqu'à atteindre le pic post-cyclique, puis redescendent progressivement pour retrouver l'état d'équilibre hydrostatique (où $\Delta u = 0$). Les pressions à 53,8 cm de profondeur augmentent très peu durant l'essai.

On observe des oscillations durant la phase de dissipation des surpressions pour les transducteurs T-5, T-7 et T-8. Ces trois transducteurs avaient une plage d'enregistrement trois fois plus grande que les autres transducteurs et leur précision (en kPa) était moindre. Ces deux facteurs peuvent être responsables de l'oscillation des surpressions observée au repos.

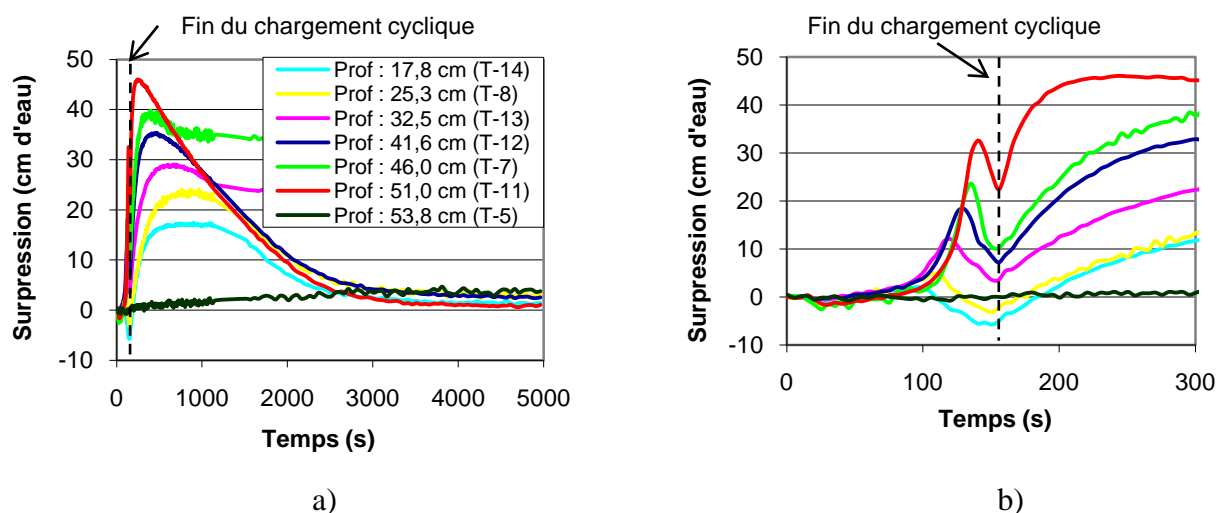


Figure 4.52. Variation des surpressions (Δu) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3) : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 300 secondes.

4.5.3 Contraintes effectives

Comme pour l'essai 4, les filtres métalliques se sont déplacés vers le bas de la boîte durant les sollicitations cycliques (car ils n'étaient pas attachés). Les contraintes effectives ont donc été calculées avec l'équation 4.2 et en utilisant la profondeur finale des filtres métalliques (z).

La figure 4.53 montre la variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs. Les contraintes effectives diminuent dès le début des sollicitations cycliques jusqu'à atteindre des valeurs situées entre 1 et 2 kPa (pic cyclique). À ce moment, les contraintes effectives augmentent jusqu'à la fin du chargement cyclique. Après l'arrêt des sollicitations cycliques, les contraintes effectives diminuent pour atteindre des valeurs proches de zéro (pic post-cyclique), sauf à 53,8 cm ($\sigma'_v \approx 4$ kPa). Par la suite, elles augmentent durant la phase de dissipation des surpressions jusqu'à ce que les conditions d'équilibres hydrostatiques soient atteintes.

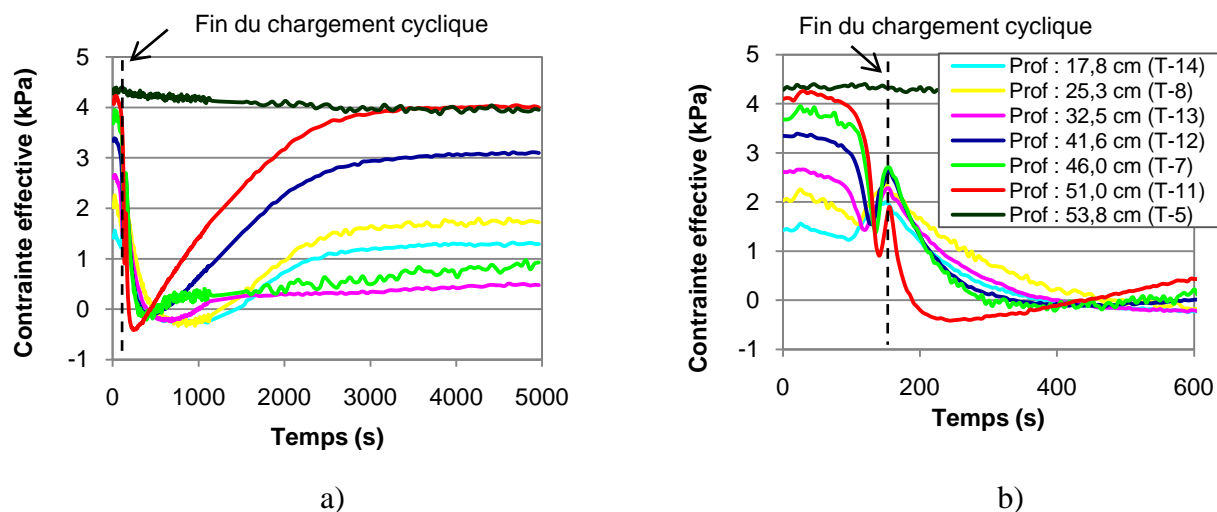


Figure 4.53. Variation des contraintes effectives en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3) : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 600 secondes.

4.5.4 Rapports des pressions interstitielles (r_u)

Le rapport des pressions interstitielles a été évalué à l'aide de l'équation 4.3. Les contraintes effectives verticales initiales (σ'_{vo}) ont été calculées comme pour l'essai 4, c'est-à-dire en prenant la profondeur finale des filtres métalliques (z).

La figure 4.54 présente le rapport r_u en fonction du temps, à diverses profondeurs. L'évolution du rapport r_u est identique à l'évolution des surpressions (figure 4.52). À l'arrêt du chargement cyclique, les rapports de pressions interstitielles augmentent jusqu'à des valeurs légèrement supérieures à l'unité (entre 1 et 1,2) sauf à 53,8 cm de profondeur ($r_u \approx 0$).

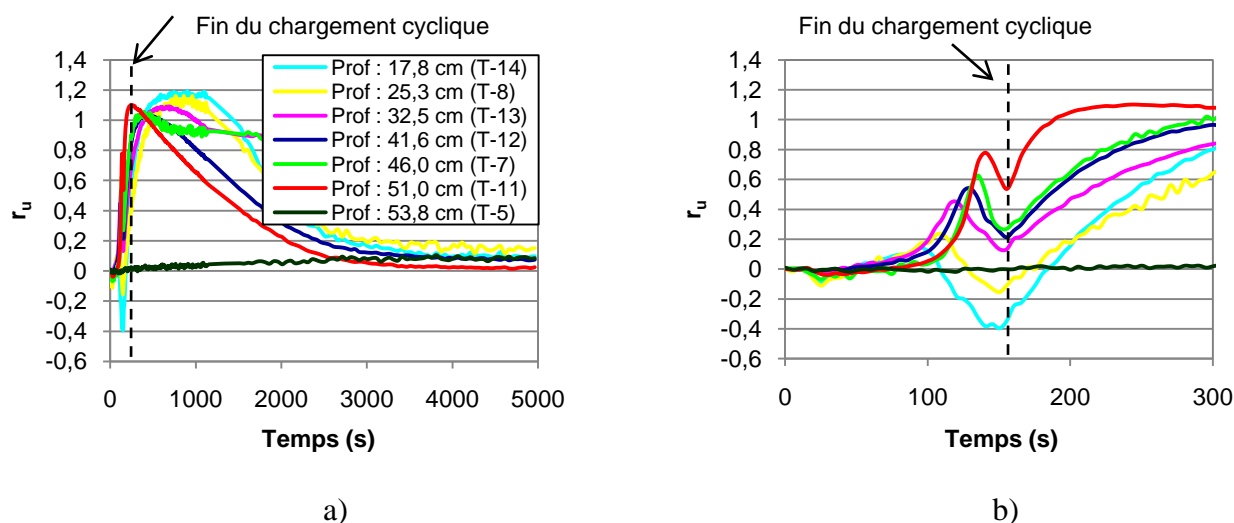


Figure 4.54. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3) : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 600 secondes.

4.5.5 Mouvements verticaux

Transducteurs de déplacement

Les résultats présentés à la figure 4.55 montrent le déplacement des transducteurs en fonction du temps, à différentes profondeurs. Les résultats bruts (non-traités) sont présentés à la figure C.21 de l'annexe C.

La figure 4.55 montre que la plaque située à 15 cm de profondeur se déplace vers le haut après la 100^e seconde environ, après le début de l'enregistrement. Environ 20 secondes plus tard, il y a décrochement entre le transducteur de déplacement et la plaque de plastique. À ce moment, les valeurs diminuent rapidement. Le même comportement est observable pour les plaques situées à 25 et 50 cm d'enfouissement. La plaque située à une profondeur de 35 cm de la surface ne présente aucun déplacement durant l'essai à cause d'un problème de connexion entre le LVDT et le système informatique.

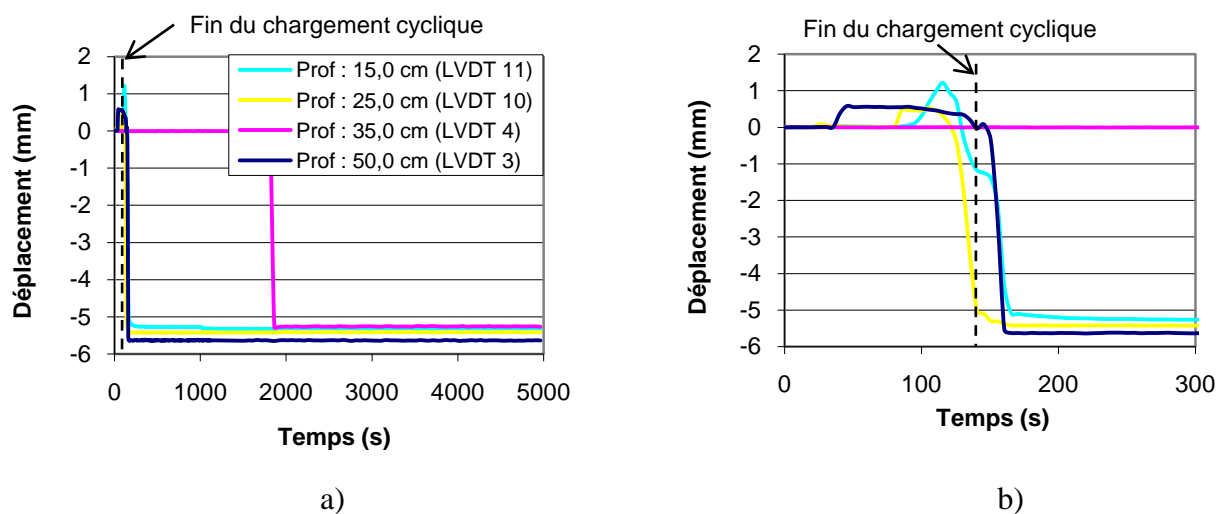


Figure 4.55. Déplacement moyen enregistré par les transducteurs durant l'essai 3 : a) de 0 à 5000 secondes; b) de 0 à 300 secondes.

Observations sur les bandes de gravier

La figure 4.56 présente le mouvement vertical du gravier lors de l'essai cyclique près de la paroi d'acrylique. L'élévation finale de la bande de gravier la plus proche de la surface n'a pas été mesurée à tous les deux centimètres comme pour les autres bandes; le déplacement de la bande a plutôt été mesuré en deux points seulement. À cause du manque de précision, l'élévation finale de la bande n'est pas visible à la figure 4.56. Le déplacement des deux autres bandes est plutôt irrégulier d'envergure uniforme.

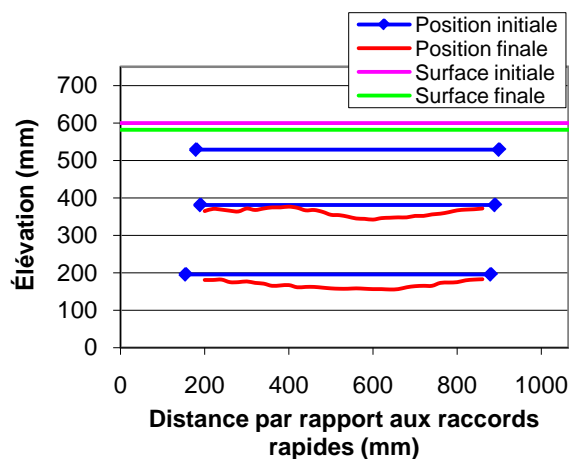


Figure 4.56. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées près de la paroi d'acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux (essai 3).

4.5.6 Comportement des plaques métalliques

Le déplacement des plaques métalliques a été déterminé de la même façon que pour l'essai 5. La figure 4.57 montre le déplacement de la pointe des tiges en fonction du temps pour l'essai 3. Comme pour les autres essais, la plaque située au sommet (plaque 4) s'enfonce la première. Par la suite, les plaques s'enfoncent en suivant l'ordre usuel, de la surface vers le bas.

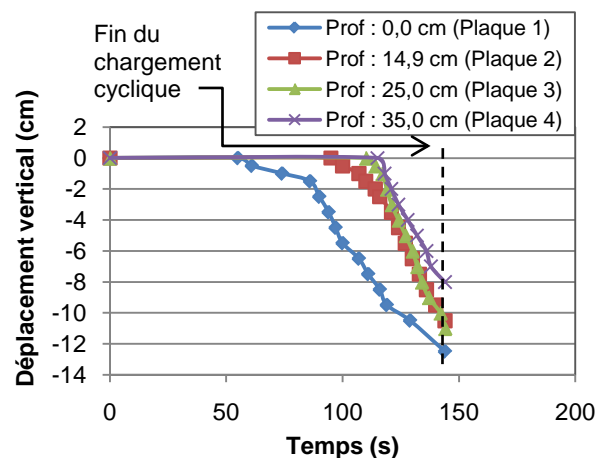


Figure 4.57. Déplacement vertical du sommet des tiges liées aux plaques métalliques en fonction du temps; les plaques sont placées à différentes profondeurs (essai 3).

Le déplacement final des plaques métalliques durant l'essai cyclique a été estimé selon les trois méthodes comparatives décrites à la section 4.1.7. Le tableau 4.15 résume les déplacements évalués selon les différentes méthodes pour l'essai 3. Les déplacements négatifs se produisent vers le bas de la caisse et les positifs vers le haut. On constate à nouveau que les déplacements sont comparables selon les différentes approches.

Tableau 4.15. Déplacements verticaux des plaques métalliques évalués selon trois différentes méthodes (essai 3).

Plaque #	Méthode		
	1 (caméra)	2 (tige)	3 (plaque)
	(mm)	(mm)	(mm)
1	-80	-74	-72
2	-110	-110	-105
3	-105	-113	-113
4	-125	-149	-151

L'ensemble des résultats présentés dans ce chapitre sont revus et analysés plus en détails au chapitre 5.

CHAPITRE 5 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

Ce chapitre présente une analyse et une discussion des résultats présentés au chapitre 4 (et en annexe). Les résultats de l'essai 5 seront d'abord traités en détail à la section 5.1. Les autres essais seront analysés de façon plus sommaire, en mettant l'accent sur les différences par rapport aux résultats obtenus lors de l'essai 5 (et lors d'essais comparables). Les essais ont été regroupés et seront présentés dans le même ordre et de la même façon qu'au chapitre 4.

5.1 Résidus miniers consolidés – Essai de référence (essai 5)

Comme expliqué au chapitre 4, les résultats de l'essai 5 servent de référence puisque l'essai a été fait sur des résidus miniers consolidés, sans inclusion. Les résultats de cet essai montrent des signes de contraction et de dilatation à toutes les profondeurs d'enregistrement.

5.1.1 Caractéristiques des résidus

Le tableau 4.1 montre que la masse volumique totale initiale ($\rho_t = 2465 \text{ kg/cm}^3$) semble avoir diminué à la fin de l'essai ($\rho_t = 2437 \text{ kg/cm}^3$). Cette diminution ne concorde pas avec un comportement contractant (pour $S_r = 100 \%$). Cette divergence s'explique par une valeur calculée trop élevée du degré de saturation au montage (108,9 %), étant donné que l'effet de l'évaporation n'a pas été considéré dans l'évaluation de la masse totale. Le taux d'évaporation au laboratoire n'est pas constant, il varie surtout en fonction de la température et de l'humidité relative. Afin de déterminer l'évaporation moyenne durant quelques essais (essais 7 à 11), un récipient rempli d'eau a été pesé chaque jour durant les opérations de mise en place des résidus miniers. Pour corriger la valeur du degré de saturation au montage de l'essai 5, la masse totale a été ajustée en soustrayant la valeur correspondant à un taux d'évaporation (1,4 mm/jour) basé sur les valeurs moyennes de l'essai 11 (qui a été réalisé à pareille date l'année suivante). Ce taux d'évaporation a été appliqué au montage, soit à la période de temps qui s'est écoulée entre la fin de la déposition d'une couche et le début de la suivante. Un total de 22,1 kg d'eau a été soustrait à la masse du modèle en considérant l'effet de l'évaporation. Les caractéristiques des résidus miniers au montage suite à cette correction sont présentées au tableau 5.1 et les résultats avant correction

sont présentés entre parenthèses. Les corrections donnent des valeurs qui sont plus réalistes en termes du degré de saturation ($S_r = 101,4$ au lieu de $108,9$ %) sans affecter la teneur en eau de façon notable.

Tableau 5.1. Principales caractéristiques des résidus miniers suite à la correction des mesures pour tenir compte de l'effet de l'évaporation (essai 5).

Caractéristiques	Unités	Valeurs corrigées (et avant correction)		
		Montage	Démontage	
			Par couches	Petits échantillons (2 par couche)
Épaisseur totale	(mm)	513,9 (513,9)	(507,4)	-
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2427 (2465)	(2413)	(2437)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	2017 (2029)	(2076)	(2117)
Indice des vides (e)	(-)	0,68 (0,67)	(0,63)	(0,60)
Indice de densité (I_D)	(%)	80 (81)	(84)	(88)
Porosité (n)	(%)	40 (40)	(39)	(37)
Teneur en eau (w)	(%)	21,3 (21,3)	(16,3)	(16,3)
Degré de saturation (S_r)	(%)	101,4 (108,9)	(87,3)	(92,2)

Les propriétés physiques des résidus miniers avant et après l'essai indiquent qu'il y a eu densification de résidus miniers. Cette densification est démontrée par la diminution de l'épaisseur du matériau (l'épaisseur totale passe de 513,9 à 507,4 mm) et de l'indice des vides e (0,68 à 0,60) et par la hausse de la masse volumique sèche ρ_d (2017 à 2121 kg/m³). On constate alors que les résidus miniers testés se comportent globalement comme un sol lâche, puisqu'ils se contractent lorsqu'ils sont soumis aux sollicitations dynamiques. Le suivi des pressions interstitielles indique aussi que les résidus se contractent avant de se dilater, puis se contracter à nouveau après la fin du chargement cyclique.

Les caractéristiques obtenues au démontage (tableau 5.1) sont relativement semblables selon les deux méthodes d'évaluation (i.e. petits échantillons vs volume global). On considère néanmoins

ici que les résultats obtenus sur les « petits échantillons » (pris à la mi-épaisseur de chacune des couches) sont plus représentatifs des conditions à la fin de l'essai de sorte qu'une importance plus grande leur sera accordée. À noter que les caractéristiques obtenues « par couches » ne tiennent pas compte de l'effet de l'évaporation, qui a peut-être affecté les résidus miniers durant les 3-4 jours de démontage. Il aurait été plus difficile d'évaluer le taux d'évaporation ici puisque les résidus miniers n'étaient pas totalement submergés (contrairement au montage) et qu'ils étaient recouverts d'une toile de plastique après chaque journée de travail.

Il est important de rappeler ici que les mesures comportent une certaine imprécision (voir section 4.1.1) et que dans le cadre de cette maîtrise, on juge suffisant d'évaluer la variation des caractéristiques moyennes d'une manière « semi-quantitative ». Il en est de même pour tous les essais.

5.1.2 Pressions et surpressions interstitielles

5.1.2.1 Lissage des résultats

Comme il a été mentionné à la section 4.1.2, les pressions interstitielles enregistrées durant l'essai oscillent en raison de la réponse des capteurs de pression et du mouvement des résidus miniers dans la caisse. Un agrandissement de la figure 4.1 entre la 90^e et la 100^e seconde, montre à la figure 5.1 le déplacement de la table sismique (en dm), l'accélération horizontale enregistrée (en g) et les pressions interstitielles (en dm d'eau) enregistrées à 6,5 cm de profondeur et centré à l'origine. Les pressions interstitielles enregistrées prennent la forme d'une onde ayant la même fréquence que le déplacement de la table et son accélération horizontale, c'est-à-dire un Hertz. Le mouvement de la table affecte donc les pressions enregistrées puisque les deux signaux sont en phase et suivent la même fréquence.

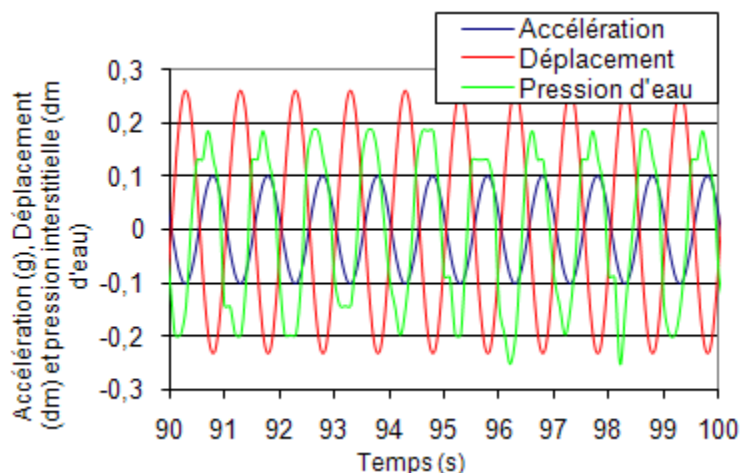


Figure 5.1. Déplacements et accélérations horizontales de la table sismique et charges de pression interstitielle mesurées à 6,5 cm de profondeur, entre la 90e et la 100e seconde lors de l'essai 5.

Afin de réduire l'influence des oscillations sur l'analyse des pressions enregistrées, il a été décidé de diminuer le nombre de points de mesure considérés (qui était de dix lectures à la seconde durant le chargement dynamique). Les opérations suivantes ont été appliquées aux résultats :

- On a d'abord calculé la moyenne des dix premières lectures des pressions interstitielles enregistrées (points 1 à 10) afin de créer le premier point montré à la figure 4.2. La moyenne de dix points consécutifs correspond à la moyenne sur un cycle entier (cycle de la figure 5.1).
- Les quarante points suivants sont laissés de côté et on fait une moyenne des lectures des pressions interstitielles selon les dix points suivants (points 51 à 60) qui deviennent alors le second point de la courbe lissée (figure 4.2).
- Les mêmes opérations ont été répétées jusqu'à la fin des essais. La figure 4.1 montre donc les valeurs moyennes des dix premiers points de lecture (pressions interstitielles) sur un intervalle de cinquante points. Cette méthode a permis de réduire le nombre de points par un facteur près de 50, passant de 21 230 à 420 points par courbe pour l'essai 5.

La courbe moyenne résultante ainsi que les valeurs maximales et minimales obtenues selon cette approche sont montrées à la figure 5.2; on y présente les valeurs des charges de pressions interstitielles obtenues à deux profondeurs, lors des 2 000 premières secondes. Les autres courbes sont présentées à la figure D.14 de l'annexe D. Pour obtenir les valeurs de pressions maximales et minimales, les valeurs extrêmes des dix premiers points ont été choisies plutôt que les valeurs moyennes.

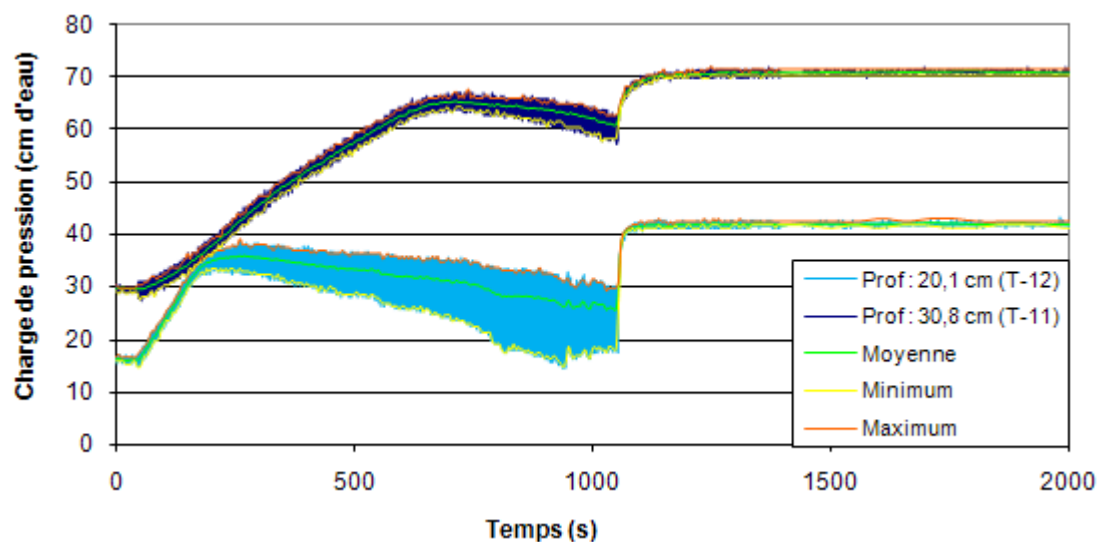


Figure 5.2. Résultats complets et simplifiés pour les charges de pression enregistrées à 20,1 et 30,8 cm de profondeur, entre 0 et 2 000 secondes (essai 5); voir détails dans le texte.

5.1.2.2 Choix de la valeur de référence pour le calcul des surpressions

À la section 4.1.3, les surpressions ont été déterminées en prenant les pressions interstitielles finales comme valeurs de référence. Si les pressions interstitielles initiales avaient été utilisées pour effectuer le calcul des surpressions, les résultats auraient été un peu différents, comme montré à la figure 5.3. Sur cette figure, les surpressions ont été calculées en soustrayant les pressions enregistrées pendant l'essai de la valeur moyenne des pressions avant la mise en marche de la table sismique (enregistrement d'une durée de 45 secondes qui a été réalisé juste avant le début de l'essai).

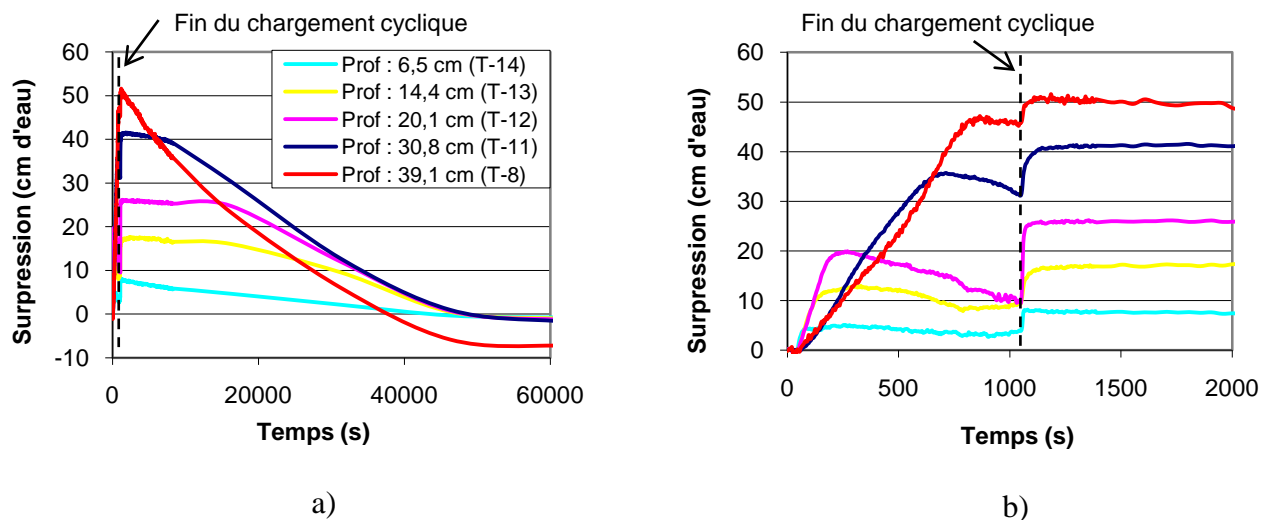


Figure 5.3. Variation des surpressions Δu (calculées à partir des pressions interstitielles initiales) en fonction du temps, à diverses profondeurs (essai 5) : (a) de 0 à 60 000 secondes; (b) de 0 à 2 000 secondes.

On remarque un certain décalage entre les valeurs des pressions interstitielles au début et à la fin de l'essai (tableau 4.2 et figure 5.3a). Les valeurs initiales et finales devraient correspondre à l'équilibre hydrostatique mais le tableau 4.2 rapporte une différence de pression interstitielle variant de 1 à 7 cm d'eau, selon la profondeur. Cet écart indique qu'il y a une différence entre les pressions interstitielles initiales et finales. Comme les pressions finales sont stables (elles ne varient plus dans le temps), on peut postuler que ces pressions correspondent à la condition d'équilibre hydrostatique. Ceci indique que les pressions initiales ne seraient pas représentatives d'un état à l'équilibre. Il y aurait donc de légères surpressions dans les résidus miniers avant le début des sollicitations dynamiques. Ces surpressions initiales pourraient être le résultat du déplacement de la caisse avec le pont roulant afin de la placer sur la table sismique. Les sollicitations appliquées sur le montage (lors du déplacement) auraient ainsi engendré une augmentation des pressions interstitielles qui n'aurait pas eu le temps de se dissiper entièrement (étant donné que le test a eu lieu environ cinq heures après le déplacement de la boîte). Nous ne pouvions toutefois pas faire autrement, car la disponibilité de la table sismique et du pont roulant du laboratoire de structure était limitée.

La figure 5.4 indique qu'il y a eu une faible diminution des pressions durant le temps d'attente avant la mise en marche de la table sismique (faible pente négative des courbes). Des résultats similaires ont été obtenus pour les deux autres essais faits sur les résidus miniers sans inclusion (essais 4 et 10). Ces résultats renforcent l'hypothèse que les pressions initiales n'étaient pas totalement représentatives d'un état stationnaire et que de petites surpressions étaient présentes dans les résidus miniers avant l'application des charges dynamiques.

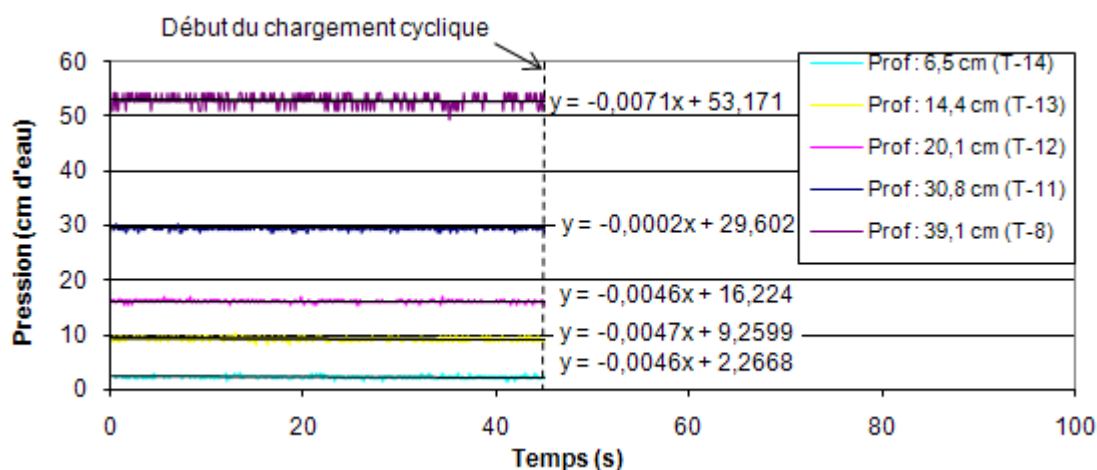


Figure 5.4. Variation des pressions avant l'application du chargement dynamique à diverses profondeurs mesurées à partir de la surface des résidus (essai 5); les (faibles) pentes négatives indiquent qu'il y a une certaine dissipation des pressions d'eau à cette étape.

En présence de surpressions d'eau dans les résidus avant le premier mouvement de la table sismique, il est plus juste d'évaluer les surpressions en se basant sur les valeurs finales (i.e. $\Delta u = 0$ à un temps $t \gg 0$). La figure 4.3 montre les résultats obtenus lorsque l'on soustrait les pressions enregistrées à la valeur moyenne de la pression finale obtenue. Cette valeur moyenne a été calculée selon les pressions interstitielles enregistrées entre 85 000 et 128 000 secondes; selon cette durée, les pressions interstitielles sont demeurées stables. Les résultats présentés au chapitre 4 ont donc été obtenus de cette façon pour la détermination de Δu .

5.1.2.3 Contraction et dilatation des résidus miniers

Les figures 4.1 à 4.3 montrent l'évolution des pressions interstitielles à diverses profondeurs dans les résidus miniers pendant et après les sollicitations dynamiques. On voit que lorsque le modèle physique subit les mouvements de la table sismique, les pressions interstitielles ont tendance à augmenter, lorsque les résidus miniers tendent à se contracter. Selon la figure 2.1 (adaptée de Bowles, 1984), la contraction se poursuit jusqu'à un certain point (pic cyclique) à partir duquel les résidus miniers vont se dilater, ce qui engendre une baisse des pressions interstitielles. Ce type de comportement est observé lors de tous les essais réalisés dans le cadre de ce projet. Il ressemble à la réaction d'un sol soumis à un essai triaxial sous des contraintes de confinements (σ'_{3c}) très faibles (e.g. Holtz et Kovacs, 1991). Par exemple, la figure 2.12 montre les essais faits par Lee (1965) sur un sable lâche soumis à des essais triaxiaux drainés à chargement monotone pour diverses contraintes de confinement. Lors des essais faits à des pressions de confinements relativement faibles (de 100 à 440 kPa), le sol tend à se contracter ($\Delta V/V_o$ diminue) d'abord pour ensuite se dilater ($\Delta V/V_o$ augmente) au fur et à mesure que la déformation axiale (ϵ) augmente. Le comportement sur table sismique est analogue puisque nos essais impliquent des contraintes de confinement (ou des valeurs de p') très faibles, étant donné que l'échantillon est ouvert au sommet.

Le même type de phénomène a aussi été observé lors d'une étude menée par de Alba et al. (1975) sur le potentiel de liquéfaction d'un sable sur table sismique. Leurs résultats ont montré des pressions interstitielles qui augmentent jusqu'à atteindre un point maximal avant de diminuer (figure 2.14) et ce, autant pour les montages sur des sols lâches que denses (I_D de 54 à 90 %). Ils ont attribué ce comportement à une dissipation des pressions interstitielles due à la dilatation du sol (suite à une contraction initiale). Les pressions de confinement appliquées étant faibles (55 kPa), le comportement du sol observé par de Alba et al. (1975) peut être comparé avec les résultats obtenus à la figure 2.12 lorsque les contraintes de confinement (σ'_{3c}) sont petites (≈ 100 kPa). Leurs résultats ressemblent aussi à ceux obtenus dans le cadre de nos essais.

Aux figures 4.1 à 4.3, on voit aussi une augmentation rapide des pressions interstitielles (à toutes les profondeurs) après l'arrêt des sollicitations cycliques. Cette augmentation peut être attribuée à l'arrêt des sollicitations dynamiques qui interrompt le comportement dilatant des résidus miniers (qui deviennent alors contractant). À ce moment, les particules vont se « redéposer » et se restructurer, engendrant des surpressions interstitielles significatives en peu de temps. L'augmentation des surpressions à partir de la fin de l'essai jusqu'au pic post-cyclique est différente selon la profondeur. Cette augmentation semble être principalement affectée par l'ampleur de la chute des surpressions durant la phase de dilatance. Comme la chute des surpressions (en kPa) est plus grande vers le centre du montage, l'augmentation des surpressions (en kPa) après le chargement cyclique est aussi plus grande. Vers la base du montage, les résidus ne semblent pas avoir subis une dilatance suffisante pour engendrer un aussi grand pic post-cyclique. Vers la surface, la chute des surpressions est plus faible étant donné que l'augmentation des surpressions durant la phase de contraction est aussi plus faible.

5.1.2.4 Progression des pics de surpression du sommet vers la base

En observant le développement des surpressions interstitielles (Δu), on note que les pics cycliques sont enregistrés au sommet d'abord et qu'ils progressent ensuite vers la base de l'échantillon. Cette tendance a été observée lors de plusieurs autres études. Par exemple, des essais dynamiques à la centrifugeuse faits par Adalier et al. (2003) sur des sables silteux non plastiques ont montré une progression du front de liquéfaction (où $r_u = 1$) du haut de l'échantillon vers le bas. Ce phénomène peut être associé à des contraintes de confinement plus faibles en surface de l'échantillon. Étant donné que la résistance à la liquéfaction, pour un indice de densité donné, augmente avec les pressions de confinement, il n'est pas surprenant de voir les couches supérieures atteindre un état proche de la liquéfaction en premier. Ainsi, le front de liquéfaction se propage du sommet vers la base de l'échantillon pour les essais cycliques sur table sismique. D'autres types de sollicitations pourraient cependant produire une réaction différente.

5.1.3 Contraintes effectives

Calcul des contraintes verticales

Les contraintes verticales effectives ont été calculées en utilisant l'équation de Terzaghi (équation 4.2). Elles n'ont pas été calculées directement avec les pressions mesurées (u) durant l'essai puisque ces pressions ne sont pas suffisamment précises. Ceci est montré au tableau 4.2 où les pressions enregistrées (en cm d'eau) à la fin de l'essai (lorsque $\Delta u = 0$) ne sont pas identiques aux profondeurs de lecture des transducteurs de pression (en cm). En d'autres mots, lorsque les Δu sont nuls, les lectures des capteurs de pression ne sont pas exactement représentatives de la profondeur d'enfouissement de ces derniers. Pour cette raison, les pressions interstitielles (u) ont plutôt été calculées en ajoutant les surpressions moyennes (Δu) aux pressions interstitielles hydrostatiques ($\gamma_w \cdot z$).

Le calcul des contraintes verticales effectives est donc directement lié à l'évaluation des surpressions interstitielles (Δu). Les surpressions (Δu) ont été calculées à partir des mesures des pressions interstitielles (u) durant l'essai et des pressions enregistrées à la fin de l'essai ($\Delta u = u_t - u_{\text{final}}$, voir section 4.1.3). Comme on l'a vu, le calcul des surpressions basé sur les pressions initiales, engendre des contraintes effectives légèrement différentes (présentées à la figure D.15 de l'annexe D).

Lors du calcul des contraintes verticales effectives, on ne tient pas compte des tassements subis par les résidus miniers, ni du mouvement des filtres métalliques (qui ont subi de petits déplacements malgré la présence d'un fil de cuivre pour les maintenir en place). Ces deux facteurs affectent la profondeur des points de lecture (z) et par conséquent les contraintes totales et les pressions interstitielles, mais il est difficile d'évaluer la variation de ces paramètres dans le temps. Des calculs en ce sens (non présentés ici) ont aussi montré que les variations causées par ce facteur sont faibles (environ 2 %). Il a donc été décidé de maintenir ces valeurs constantes pour le calcul des contraintes effectives.

Variation des contraintes effectives

Les contraintes effectives évoluent directement en réponse aux pressions interstitielles (équation 4.2). Comme expliqué par Kramer (1996), les surpressions interstitielles (Δu) n'ont pas à égaler les contraintes effectives verticales initiales (σ'_{v0}) pour que la structure du matériau devienne instable. En d'autres mots, les contraintes effectives n'ont pas à être totalement nulles pour qu'il y ait des déformations significatives dans le matériau. Par exemple, comme il a été discuté à la section 2.1.2, une mobilité aux charges cycliques peut se produire lorsque les contraintes se situent sous la ligne de « FLS », avec des contraintes effectives non nulles. Dans ce cas, les chargements cycliques peuvent amener le matériau dans un état problématique suite à des déformations importantes.

On a vu qu'après l'arrêt des sollicitations dynamiques de plusieurs essais, les contraintes verticales effectives ont atteint un niveau très près de 0 (pic post-cyclique). Ce comportement post-cyclique est directement lié à l'augmentation des pressions, après la fin du comportement dilatant. À ce moment, les contraintes effectives sont devenues presque nulles et les pressions interstitielles enregistrées sont presque équivalentes aux contraintes totales (i.e. $u = \sigma_v$ et $\sigma'_v = 0$). Pour l'essai 5, cette caractéristique est montrée à la figure 4.4. Wijewickreme et al. (2005) ont obtenu des résultats semblables par des essais cycliques de cisaillement simple sur des résidus miniers (voir section 2.1.4.3).

5.1.4 Rapport des pressions interstitielles

Calcul du rapport des pressions interstitielles

Le calcul du rapport des pressions interstitielles a été fait à l'aide de l'équation 4.3. Les valeurs des surpressions interstitielles (Δu) présentées à la section 5.1.2 ont été utilisées. La contrainte effective verticale initiale $\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$.

Rappelons que lorsque le calcul des surpressions (Δu) est basé sur les pressions interstitielles initiales (au lieu des pressions interstitielles finales), le graphique du rapport r_u en fonction du temps est légèrement différent (tel que montré à la figure D.16 de l'annexe D).

Variation du rapport des pressions interstitielles

La figure 4.5 présente l'évolution du rapport des pressions interstitielles r_u en fonction du temps, à différentes profondeurs. On remarque que les valeurs de r_u sont nulles à la fin de l'essai (puisque $\Delta u = 0$). Durant les sollicitations cycliques, les pressions interstitielles augmentent graduellement jusqu'à atteindre le pic cyclique. Des résultats similaires ont été observés sur des sables dans plusieurs recherches, dont Yegian et al. (2007). Il a aussi été observé que la valeur de r_u atteinte au pic cyclique semble être fonction de la profondeur ($r_u \approx 0,63$ à 6,5 cm de profondeur et $r_u \approx 0,93$ à 39,1 cm de profondeur).

Il a été mentionné à la section 5.1.3 que les contraintes effectives n'ont pas à être nulles pour que le matériau devienne instable. Il en est de même pour le rapport r_u , qui ne doit pas nécessairement atteindre l'unité pour que le matériau devienne instable. La figure 4.5 montre que le rapport r_u augmente durant les sollicitations cycliques, mais qu'il redescend (vraisemblablement à cause de la dilatation des résidus) avant d'atteindre l'unité. Une fois le chargement cyclique terminé, le rapport des pressions interstitielles augmente rapidement et se rapproche d'une valeur unitaire (pic post-cyclique). À ce moment, les grains semblent être supportés par les pressions interstitielles, créant ainsi un mélange eau-résidus possédant une densité proche de celle du matériau saturé mais qui se comporte presque comme un fluide. Les pressions enregistrées sont alors régies par le poids unitaire du mélange d'eau et de résidus miniers (à contrainte effective nulle, i.e. $\sigma' = 0$ et $\sigma = \gamma_{\text{sat}} \cdot z = u$). Dans le cas où un pic cyclique avait été atteint, il a été vérifié que la pression atteinte au pic post-cyclique égalait la contrainte totale ($\sigma_v = \gamma_{\text{résidus}} \cdot z$) à environ 2 % près (cette relation a été vérifiée pour tous les essais).

Lors du calcul de l'évolution progressive du rapport des pressions interstitielles, nous n'avons pas pris en compte le tassement des résidus miniers ni le mouvement des filtres métalliques

(variations de z dans le temps). Cette petite correction aurait alors produit des valeurs de r_u encore plus proches de l'unité.

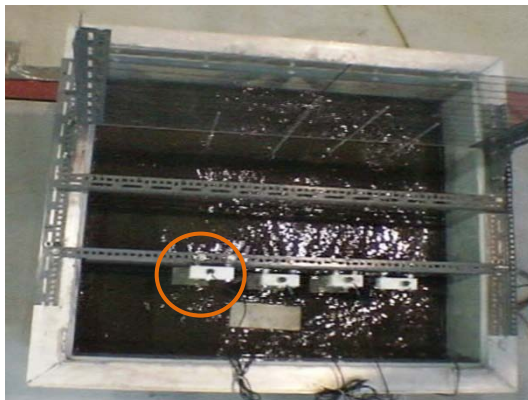
5.1.5 Déplacement vertical des résidus miniers

L'analyse du déplacement vertical des résidus miniers a été réalisée selon les valeurs enregistrées par les transducteurs de déplacement, ainsi que ceux déduits du mouvement des bandes de gravier.

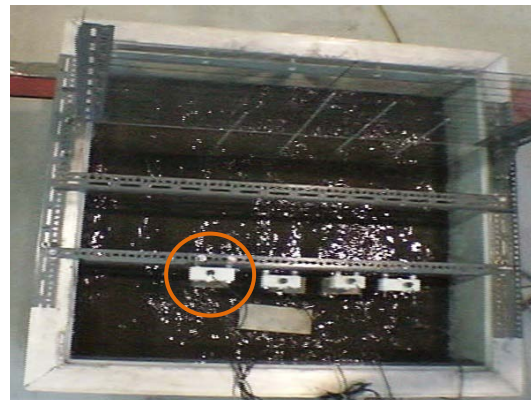
5.1.5.1 Transducteurs de déplacement

Oscillation enregistrée

La figure 4.6b montre que la position des plaques de plastique varie en peu de temps au début de l'essai. Ces variations sont liées à l'oscillation des tiges métalliques liant les plaques de plastiques aux plaques d'acrylique supportant les LVDT. La figure 5.5 montre deux photos du montage (en vue de haut) à deux instants différents durant les sollicitations cycliques. On y observe le mouvement horizontal des plaques d'acrylique.



a)



b)

Figure 5.5. Vue de haut des plaques d'acrylique au sommet des tiges métalliques durant l'essai 5 : a) position suite au déplacement vers la gauche des plaques; b) position suite au déplacement vers la droite des plaques.

Les observations indiquent que le mouvement des résidus miniers dans la caisse entraîne les tiges dans un mouvement de va-et-vient en arc (observé visuellement lors des essais). Le schéma de la figure 5.6 illustre ce mouvement.

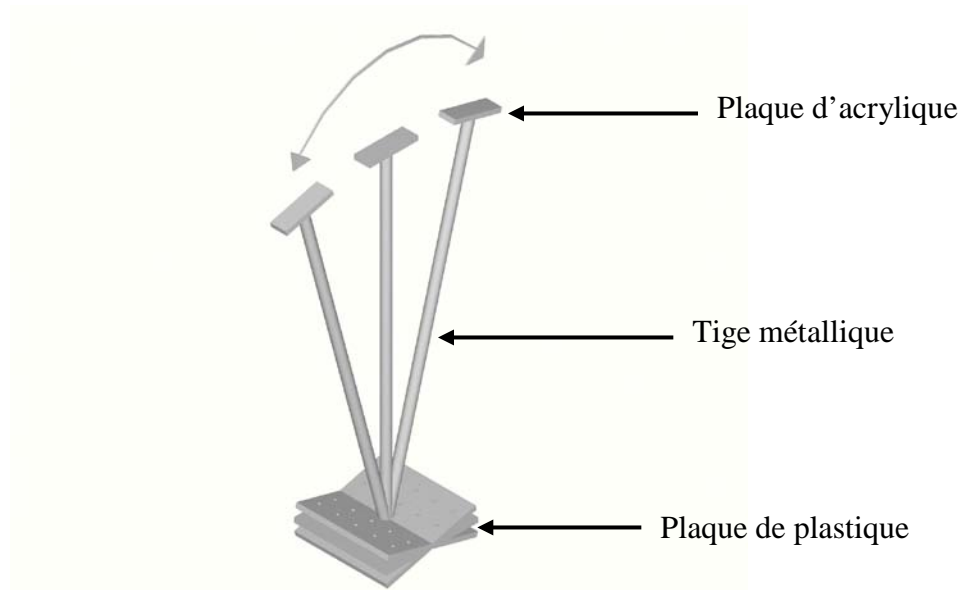


Figure 5.6. Schématisation de l'oscillation des tiges métalliques liées aux LVDT.

Ce mouvement oscillatoire a pour effet de soulever les capteurs de déplacement à chaque demi-cycle. Il y a donc une oscillation dans l'enregistrement du déplacement vertical des plaques de plastique, causée par le déplacement de la tige, à raison de deux cycles par seconde. La figure 5.7 montre qu'il y a concordance des cycles pour le déplacement des LVDT (mm), le déplacement de la table sismique (dm) et l'accélération de la table sismique (g). Cette figure met en évidence les mouvements du LVDT 4 (lié à la plaque située à 31,7 cm de profondeur), entre la 355^e et la 360^e seconde d'enregistrement. Le LVDT 4 a enregistré un déplacement vertical avec une amplitude d'environ 3 mm selon une période d'une demi-seconde.

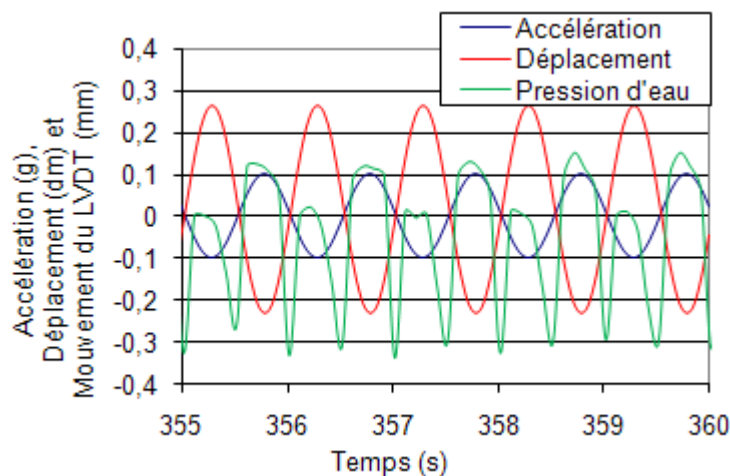


Figure 5.7. Déplacements (dm), accélérations horizontales (g) de la table sismique, et mouvement du LVDT 4 (mm) entre la 355e et la 360e seconde de l'essai 5.

À la figure 4.6, on peut aussi remarquer que l'ampleur des déplacements périodiques augmente avec le temps. Cet accroissement dans le temps semble lié à la perte progressive de capacité portante des résidus miniers lorsqu'ils sont soumis aux chargements cycliques. L'accroissement des oscillations est initialement plus marqué pour les transducteurs de déplacement situés au sommet de l'échantillon puisque la perte de capacité portante des résidus débute au sommet et progresse vers le bas.

Déplacement des plaques de plastique

On peut observer le mouvement moyen des plaques de plastique en fonction du temps à la figure 4.7. Les LVDT enregistrent un déplacement initial vers le bas, suite au tassement des résidus miniers dans la caisse. Par la suite, il y a un mouvement vers le haut, correspondant à l'état de dilatation des résidus (causé par de grandes surpressions interstitielles). Ces observations concordent bien avec les valeurs de pressions interstitielles (i.e. augmentation puis diminution de Δu). On note en particulier que lorsque les sollicitations cycliques arrêtent, les LVDT enregistrent un mouvement rapide des plaques de plastique vers le bas. À ce moment, le rapport r_u était très proche de l'unité suite à l'augmentation rapide des surpressions interstitielles (jusqu'au pic post-cyclique). Ce mouvement vertical s'est poursuivi avec le tassement associé à la dissipation des

pressions. La plaque située à la plus grande profondeur (40,4 cm) a pris moins de temps à se stabiliser (voir figure 4.7).

La figure 5.8 compare les déplacements enregistrés et les rapports de pressions interstitielles r_u . On constate que les déplacements des plaques sont assez bien synchronisés avec les phases (contraction-dilatation) de l'évaluation de r_u . Par exemple, on voit que la plaque située à 12,1 cm de profondeur (liée au LVDT 11) amorce un déplacement vers le haut environ 150 secondes après le début des sollicitations, soit lorsque le pic cyclique du r_u est atteint à 16,2 cm de profondeur (T-13). La diminution du rapport de pressions interstitielles est liée à la dilatation des résidus (section 5.1.4), il est donc logique d'observer un déplacement vers le haut lorsque le rapport r_u diminue. Ceci est aussi observable à 31,7 cm de profondeur où le LVDT 4 montre que le déplacement vers le haut débute à peu près au moment où le rapport de pression interstitielle du capteur T-11 (à 30,8 cm de profondeur) baisse (environ à 750 secondes), c'est-à-dire lorsque le pic cyclique est atteint. Ce lien est toutefois moins direct dans le cas des deux autres transducteurs de déplacement (LVDT 10 et 3).

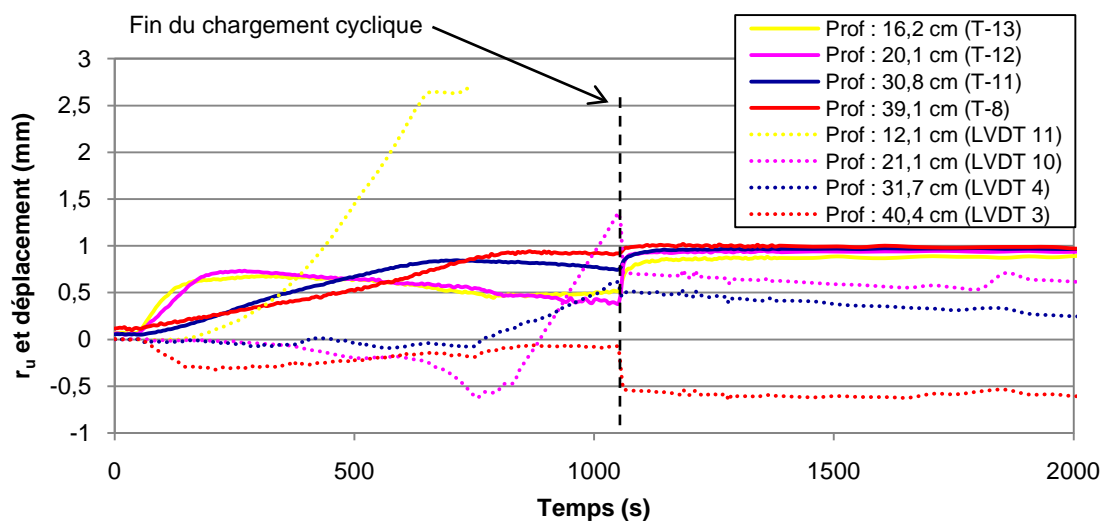


Figure 5.8. Déplacements des plaques de plastique et variation des valeurs du rapport de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs (essai 5).

5.1.5.2 Observations sur les bandes de gravier

Les déplacements des bandes de gravier permettent d'estimer l'allure générale du déplacement global des résidus à la fin de l'essai. Les trois bandes supérieures (située à environ 38 mm de profondeur) ont subi un déplacement moyen de 9,9 mm vers le bas. Les trois bandes médianes (à environ 186 mm) ont subi un déplacement moyen de 9,7 mm vers le bas, et les trois bandes inférieures (à environ 391 mm) ont subi un déplacement moyen de 5,5 mm vers le bas. Ces valeurs incluent toutes les phases de tassement des résidus. De plus, les mesures avec un ruban gradué n'ont pas une précision suffisante pour bien quantifier les déplacements, de sorte qu'il est hasardeux de comparer ces mesures avec celles des transducteurs. Les observations sur les bandes de gravier ont néanmoins permis de confirmer le mouvement général vers le bas, ainsi que la relative uniformité des déplacements verticaux selon les axes horizontaux dans la caisse.

5.1.6 Comportement des plaques métalliques

La figure 4.12 montre que la plaque métallique placée en surface sur les résidus miniers a été la première à s'enfoncer. La séquence de déplacement a suivi celle des valeurs de Δu . La perte de capacité portante des résidus débute donc au sommet de l'échantillon et progresse vers le bas. Ceci est conséquent avec le déplacement d'un front du pic des pressions interstitielles du sommet vers la base de l'échantillon. Notons que la plaque métallique située à 31,6 cm de profondeur ne s'est pas déplacée verticalement malgré une contrainte effective minimale d'environ 0,7 kPa (à 30,8 cm de profondeur). Il se peut que cette plaque se soit enfoncée si l'essai avait été plus long.

La position initiale et finale des plaques métalliques est résumée aux tableaux A.7 et A.8 de l'annexe A. On y rapporte des déplacements totaux de 38,5, 60,25, 70,50 et 53,0 mm pour les plaques 1 à 4 respectivement. Ces déplacements sont supérieurs à ceux rapportés au tableau 4.3 puisque dans ce tableau, l'enfoncement des plaques lors du montage n'est pas pris en compte (voir aussi figure 4.12). Dans plusieurs cas, les plaques se sont enfoncées avant le début du chargement cyclique. Pour mieux évaluer l'enfoncement des plaques durant les essais dynamiques, une marque a été faite sur les tiges métalliques à leur position de départ. La différence d'élévation entre la mise en place des plaques et juste avant la mise en marche de la

table sismique donne l'enfoncement avant le début du chargement cyclique. Une correction est alors appliquée sur le déplacement total afin d'isoler le déplacement subi lors du chargement cyclique. Une fois cette correction apportée, on observe que les trois méthodes utilisées pour évaluer le déplacement donnent des résultats très semblables (tableau 4.3).

5.2 Résidus miniers (essais 4 et 10)

5.2.1 Caractéristiques des résidus

Les caractéristiques physiques des résidus miniers obtenues au montage ont été ajustées pour l'essai 4 afin de prendre en compte l'évaporation. L'évaporation estimée est de 2,23 mm/jour, selon la valeur moyenne obtenue lors de l'essai 9 fait à pareille date l'année suivante (i.e. en mars 2008). Un total de 29,0 kg d'eau a été soustrait de la masse du modèle en considérant l'évaporation. Les caractéristiques des résidus miniers suite à cette correction sont présentées au tableau 5.2, avec les valeurs avant correction (entre parenthèses). La saturation obtenue ainsi est plus réaliste (104,4 % au lieu de 109,1 %). Les caractéristiques physiques des résidus obtenues au montage de l'essai 10 n'ont pas été ajustées puisque l'évaporation a déjà été prise en compte pour cet essai (1,82 mm/jour).

Tableau 5.2. Principales caractéristiques des résidus miniers suite à la correction pour tenir compte de l'effet de l'évaporation (essai 4).

Caractéristiques	Unités	Valeurs corrigées (et avant correction)		
		Montage	Démontage	
			Par couches	Petits échantillons (1 par couche)
Épaisseur totale	(mm)	548,2 (548,2)	(543,8)	-
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2325 (2372)	(2294)	(2452)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	1861 (1899)	(1959)	(2126)
Indice des vides (e)	(-)	0,82 (0,78)	(0,73)	(0,59)
Indice de densité (I_D)	(%)	65 (69)	(75)	(88)
Porosité (n)	(%)	45 (44)	(42)	(37)
Teneur en eau (w)	(%)	25,2 (25,2)	(17,2)	(17,2)
Degré de saturation (S_r)	(%)	104,4 (109,1)	(79,8)	(96,7)

En comparant les caractéristiques physiques de ces résidus miniers avec ceux de l'essai de référence (essai 5), on constate une différence dans l'indice de densité (I_D), qui est beaucoup plus faible pour l'essai 4 (65 %) que pour l'essai 5 (80 %) et aussi pour l'essai 10 (83 %). Les tableaux 4.1 et 4.4 montrent que les caractéristiques physiques au montage des essais 5 et 10 se ressemblent. L'état initial des résidus miniers ne devrait donc pas être un facteur influençant leur comportement lorsqu'on les compare les uns aux autres. Les résidus lors des ces trois essais (essais 4, 5 et 10) ont tendance à se comporter comme des sols lâches et contractants au début de l'essai. Il ne semble pas y avoir eu ségrégation des particules comme le montrent les granulométries (à trois profondeurs différentes au démontage de l'essai 4) à la figure 4.14.

Pour l'essai 10, l'épaisseur totale initiale du montage (463 mm) est inférieure à celle des autres essais faits avec des résidus miniers (entre 508 et 548 mm). Cependant, leur comportement ne semble pas être affecté par l'épaisseur totale initiale du montage. En comparant les propriétés au montage et au démontage, on remarque que les résidus miniers mis en place pour les essais 4 et 10 se sont densifiés durant l'essai cyclique.

5.2.2 Surpressions interstitielles

Les figures 4.14 et 4.15 montrent l'évolution des surpressions pour les essais 4 et 10. Les courbes moyennes, maximales et minimales, obtenues lors du lissage de ces courbes sont présentées aux figures D.17 et D.18 de l'annexe D. Les résultats sont comparés ici avec ceux obtenus lors de l'essai 5.

Le développement des surpressions à différentes profondeurs pour les essais 4 et 5 est montré à la figure 5.9a et pour les essais 5 et 10 à la figure 5.10a. Les courbes de même couleur représentent les variations de surpressions à des profondeurs similaires. On peut remarquer les similitudes, avec des pics semblables pour chacune des profondeurs. Les valeurs de Δu aux pics cycliques et post-cycliques lors de l'essai 10 sont légèrement inférieures à celles de l'essai 5. Cette différence peut être due à la profondeur d'enregistrement des capteurs de pressions lors de l'essai 10 qui sont moins profonds (entre 1,5 et 4 cm) que ceux de l'essai 5. Après avoir atteint leur pic post-

cyclique, les surpressions diminuent à un rythme similaire pour les essais 4 et 5 jusqu'à ce qu'elles atteignent les conditions d'équilibres hydrostatiques (i.e. $\Delta u = 0$, $u = \gamma_w \cdot z$). Les surpressions générées lors de l'essai 10 se dissipent un peu plus lentement que celles de l'essai 5.

Les figures 5.9b et 5.10b montrent que les surpressions se développent plus rapidement dans les essais 4 et 10 que dans l'essai 5. Ceci tend à indiquer que les résidus les plus denses pourraient mieux résister à la liquéfaction et aux chargements cycliques. Cette tendance est bien visible pour les capteurs les plus profonds, mais l'est moins pour les capteurs près de la surface (profondeurs < 20 cm). Les pics cycliques sont d'abord atteints au sommet pour les trois essais et ils progressent vers le bas de l'échantillon. À l'arrêt des sollicitations cycliques, les pressions interstitielles augmentent rapidement à toutes les profondeurs, sauf à 48,7 cm lors de l'essai 4 (où les pressions augmentent au même rythme que durant les sollicitations). L'augmentation rapide des pressions à l'arrêt de sollicitations cycliques est attribuée à la fin du comportement dilatant. Il semble donc normal de ne pas voir cet effet aux profondeurs où les pressions n'ont pas atteint un véritable pic cyclique.

Il est plus difficile d'analyser le comportement des résidus miniers proches de la surface lors des essais 4 et 10 (à 13,5 et 18,5 cm de profondeur pour l'essai 4 et à 3,7 cm de profondeur pour l'essai 10) puisque les pressions interstitielles sont instables et peuvent même devenir négatives durant les sollicitations cycliques. Ce comportement est attribuable aux ondes (vagues) créées en surface lors des sollicitations. Elles engendrent des déformations et des fluctuations de pression supplémentaires et peuvent entraîner une certaine dilatation des résidus menant à des surpressions négatives.

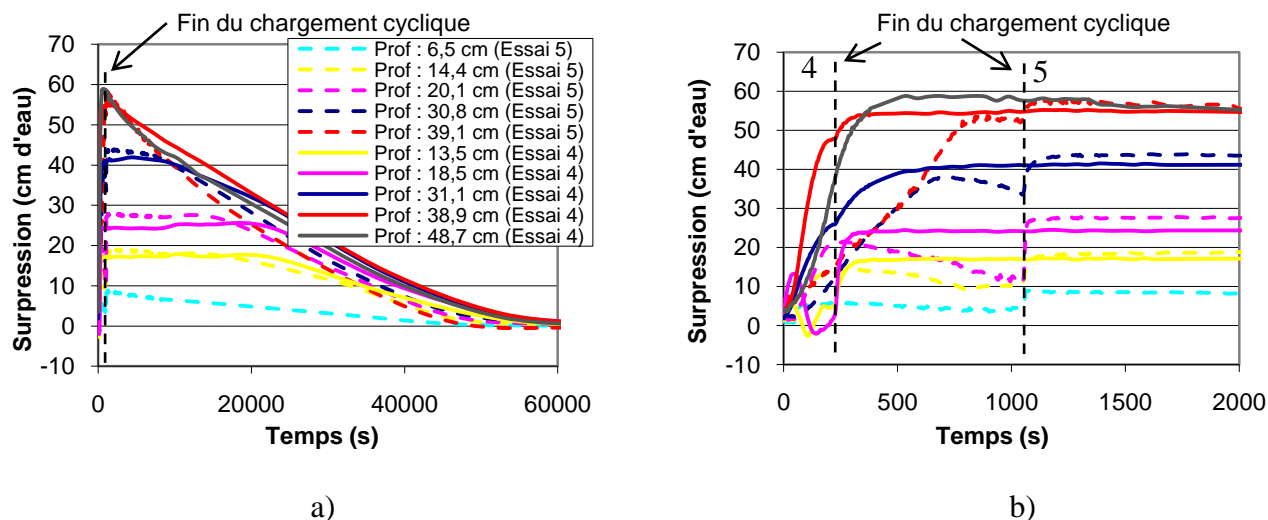


Figure 5.9. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 4 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.

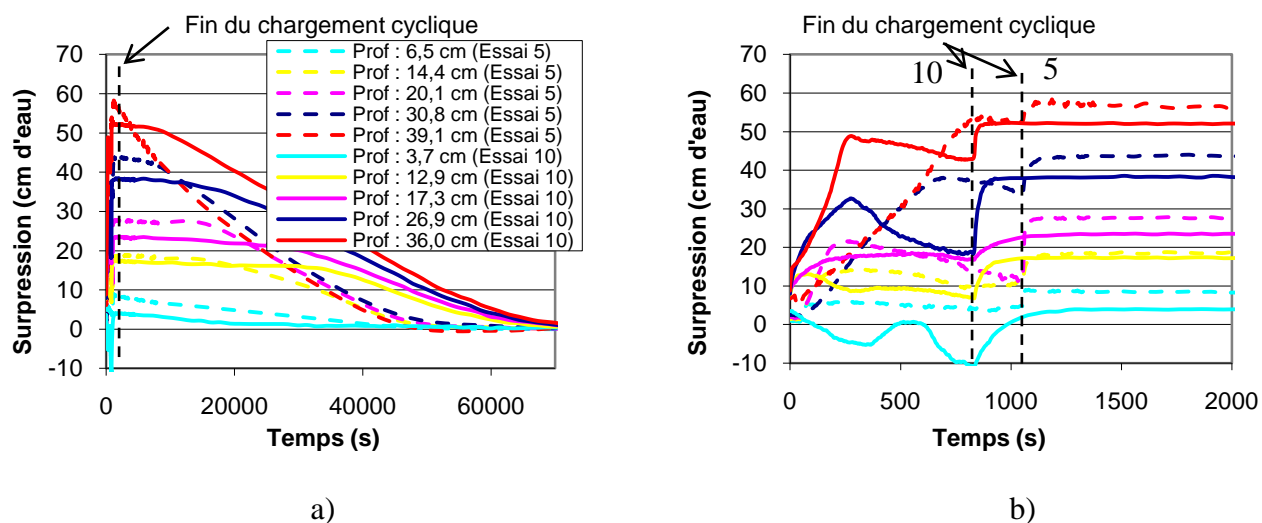


Figure 5.10. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 5 et 10 : a) de 0 à 70 000 secondes; b) de 0 à 2 000 secondes.

Comme il a été mentionné à la section 4.2, les filtres métalliques se sont déplacés vers le bas de la caisse durant l'essai 4 puisqu'ils n'étaient pas fixés. Ce déplacement a eu pour effet de changer la profondeur (z) des transducteurs de pression. La profondeur finale de lecture des transducteurs (z) a été utilisée pour interpréter cet essai. À la figure D.19 de l'annexe D, on retrouve les courbes

de surpressions basées sur la profondeur initiale des transducteurs de pression pour l'essai 4. Cette différence n'engendre pas de variation notable des résultats pour les surpressions interstitielles.

5.2.3 Contraintes effectives

Comme expliqué à la section 4.2.3, les contraintes effectives pour l'essai 4 ont été calculées à partir de la profondeur finale de lecture des filtres métalliques (z) connectés aux capteurs de pression, puisque les filtres se sont enfoncés dans les résidus lors du chargement cyclique. Cet ajustement n'est pas applicable pour les essais 5 à 11 puisqu'un fil de cuivre empêchait les filtres métalliques de s'enfoncer. La figure D.20 de l'annexe D montre les contraintes effectives pour l'essai 4, calculées selon la profondeur initiale des filtres métalliques. Dans ce graphique, les contraintes effectives atteindraient des valeurs négatives à l'arrêt des sollicitations cycliques, puisque la contrainte totale (σ_v) est sous-estimée. La sous-estimation de la contrainte totale est due au fait que le calcul ne tient pas compte de l'enfoncement du filtre métallique qui a pour effet d'augmenter la profondeur z (et donc la valeur de la contrainte totale). Les profondeurs finales ont été utilisées puisqu'elles représentent mieux l'état des résidus miniers, surtout lorsque les contraintes effectives sont faibles.

Les figures 4.16 et 4.17, qui montrent la variation des contraintes effectives en fonction du temps pour les essais 4 et 10 respectivement, indiquent que les contraintes effectives sont proches de zéro après l'arrêt des sollicitations cycliques. Les contraintes effectives à 48,7 cm de profondeur sont toutefois plus élevées. Ceci peut être dû aux surpressions interstitielles (Δu) qui n'ont pas atteint un niveau suffisamment élevé (pic cyclique et post-cyclique) pour entraîner des contraintes effectives nulles à cette profondeur (selon la durée des sollicitations cycliques).

Les contraintes effectives évoluent en réponse directe aux variations des pressions interstitielles. La comparaison entre les contraintes effectives obtenues lors des essais 4 et 10 ne sera pas présentée ici puisqu'une comparaison entre les pressions interstitielles a déjà été faite à la section 5.2.2; cette comparaison est montrée aux figures D.21 à D.24 de l'annexe D.

5.2.4 Rapport des pressions interstitielles

Pour l'essai 4, le calcul du rapport des pressions interstitielles (r_u) a été fait en se basant sur la position finale des filtres métalliques. L'évolution des rapports r_u calculés avec la profondeur initiale des filtres métalliques pour l'essai 4 est présentée à la figure D.25 de l'annexe D. Pour l'essai 10, les valeurs de r_u ont été calculées en se basant sur la position initiale des filtres métalliques.

Les figures 4.18 et 4.19 montrent la variation des valeurs de r_u en fonction du temps pour les essais 4 et 10 respectivement. Le rapport des pressions interstitielles augmente au début des sollicitations cycliques à toutes les profondeurs, sauf à 3,7 cm de profondeur dans l'essai 10 (où le rapport r_u diminue dès la mise en marche de la table sismique). En observant les résultats des autres essais faits sur les résidus miniers, on remarque que les valeurs de r_u (à de faibles profondeurs similaires) diminuent lorsqu'elles atteignent un pic cyclique compris entre 0,35 à 0,75 (dépendamment de l'essai). Il est donc possible que la valeur de r_u soit suffisamment élevée au début de l'essai ($\approx 0,66$) pour que les résidus miniers à faible profondeur se dilatent et dissipent les surpressions après les premières oscillations. On note ici que la présence d'un $r_u \gg 0$ avant l'application des sollicitations cyclique est due à la faible profondeur d'enfouissement du capteur et aux pressions d'eau générées lors du déplacement de la caisse. Dans ce cas, les contraintes effectives verticales initiales (σ'_{vo}) sont faibles et une légère surpression (Δu) peut produire une variation significative du rapport des pressions interstitielles.

Pour l'essai 4, les contraintes effectives à la base des résidus miniers (profondeur de 48,7 cm) sont demeurées positives (i.e. $\sigma' > 0$, avec $u < \sigma$). Le rapport des pressions interstitielles r_u n'atteint donc pas l'unité pour la durée des sollicitations cycliques.

Puisque la valeur de r_u est fonction de la variation des surpressions (Δu), l'évolution des valeurs de r_u pour les essais 4, 5 et 10 ressemble à celle des surpressions (section 5.2.2); ces comparaisons sont montrées aux figures D.26 à D.29 de l'annexe D.

5.2.5 Déplacement vertical des résidus miniers

Transducteurs de déplacement

Les figures 4.20 et 4.21 montrent le déplacement moyen des LVDT reliés aux plaques de plastiques pour les essais 4 et 10 respectivement. Au début des sollicitations cycliques lors de l'essai 4, les quatre LVDT enregistrent un déplacement vers le haut d'environ 0,7 mm. Ce déplacement est lié à la mise en marche de la table sismique. On note aussi que la plaque à 15,2 cm de profondeur ne suit pas le mouvement théoriquement attendu, c'est-à-dire un déplacement vers le bas suivi d'un déplacement vers le haut. On peut expliquer cela en observant les résultats non traités (à la figure C.4 de l'annexe C), qui montrent que les résultats oscillent beaucoup trop pour qu'une tendance soit dégagée. Les résultats mesurés par le LVDT 3 (à 15,2 cm de profondeur) devraient donc être ignorés. Les deux plaques à 25,8 et 36,2 cm de profondeur suivent le mouvement théoriquement attendu, c'est-à-dire un déplacement vers le bas (comportement contractant) suivi d'un déplacement vers le haut (comportement dilatant). Lors de l'essai 10, les trois plaques (à 7,6, 16,9 et 27,3 cm de profondeur) se déplacent aussi selon la tendance prévue. On remarque de plus que la plaque du sommet initie la transition vers un comportement dilatant et que la séquence suit celle des valeurs de Δu .

La figure 5.11 montre les déplacements enregistrés et les rapports de pressions interstitielles r_u à des profondeurs similaires pour les essais 4 et 10. À la figure 5.11a, on voit que la plaque située à une profondeur initiale de 25,8 cm se déplace vers le bas, puis vers le haut à partir de la 65^e seconde. À ce moment, on voit que le transducteur de pression situé à 18,5 cm de profondeur a déjà atteint le pic cyclique, mais pas celui situé à 31,1 cm de profondeur. Ces résultats indiquent que les plaques se déplacent vers le bas lorsque les résidus sont en contraction et vers le haut après que le pic cyclique des pressions ait été atteint (dilatation). Les mêmes résultats sont observables pour la plaque située à 36,2 cm de profondeur. Par contre, la plaque située à une profondeur initiale de 45,5 cm ne remonte pas vers le sommet de la caisse. Ce comportement était prévisible puisqu'à cette profondeur les résidus miniers sont en contraction tout au long de l'essai (à 48,7 cm, au capteur T-8). La figure 5.11b montre que la plaque à 16,9 cm de profondeur suit la variation du r_u . Les plaques de plastique situées à 27,3 cm et à 37,3 cm de profondeur semblent cependant se déplacer indépendamment du rapport r_u (ou de la variation de Δu). Pour l'essai 10, la

concordance entre la remontée des plaques et le moment où le pic cyclique du rapport des pressions interstitielles est atteint n'est pas clairement perçue.

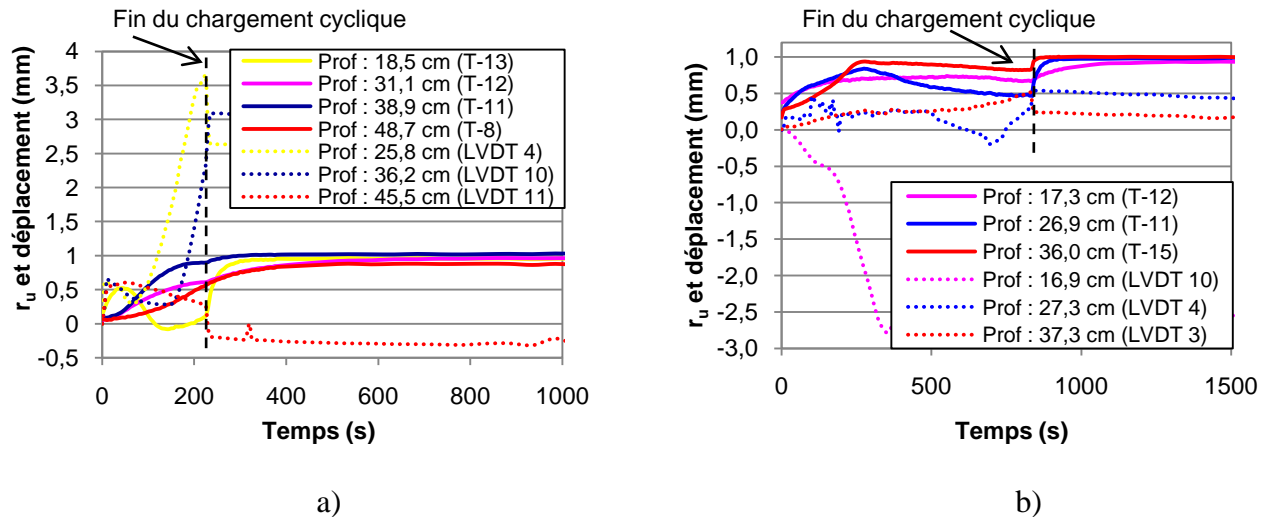


Figure 5.11. Déplacements moyens des plaques de plastique et variation des rapports de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs : a) essai 4; b) essai 10.

Observations sur les bandes de gravier

Le tableau 5.3 résume le déplacement moyen des bandes de gravier pour les essais 4 et 10. Une valeur négative représente un déplacement moyen vers le bas et une valeur positive représente un déplacement moyen vers le haut. Ce tableau montre que le déplacement des bandes est plus important proche du sommet des résidus et qu'il s'atténue en profondeur, conformément au tassement des résidus. Les bandes du bas semblent s'être déplacées vers le sommet des résidus, mais étant donné la précision limitée des mesures, il est possible qu'elles n'aient subi aucun déplacement. On voit aussi que les déplacements moyens des bandes sont supérieurs lors de l'essai 4 comparativement aux essais 5 et 10. L'indice de densité (I_D) initial des résidus miniers de l'essai 4 (65 % comparativement à 80 et 83 % pour les essais 5 et 10) peut avoir influencé la grandeur des déplacements.

Tableau 5.3. Déplacement moyen subi par les bandes de gravier pour les essais 4 et 10.

Essai #	Déplacement moyen (mm)		
	Bandes supérieures	Bandes médianes	Bandes inférieures
4	-20,5	-11,8	2,5
10	-	-5,8	1,6

5.2.6 Comportement des plaques métalliques

La figure 4.25 montre le déplacement vertical des trois plaques métalliques dans les résidus miniers durant les essais 4 et 10. Durant l'essai 4, les deux plaques métalliques du haut débutent leur enfoncement approximativement trente secondes après le début des sollicitations. Ces deux plaques s'enfoncent au même rythme et atteignent un déplacement total similaire. Durant cet essai, les surpressions se développent rapidement dans les résidus miniers et les deux plaques situées à des profondeurs semblables (0 et 5,5 cm) montrent une similitude dans leurs déplacements. Durant l'essai 10, les plaques s'enfoncent successivement dans les résidus miniers en commençant par la plaque la plus près de la surface. On remarque aussi que le déplacement total des plaques est plus important pour les plaques proches de la surface. Comme pour l'essai 5, il est possible de dire que l'enfoncement des plaques suit le « front du pic des pressions interstitielles » en partant du sommet des résidus miniers vers le bas.

La figure 4.14b montre que les surpressions (Δu) à 38,9 cm de profondeur de l'essai 4 ont tout juste atteint une valeur au pic cyclique (stabilisée) durant le chargement cyclique. Le front du pic des pressions interstitielles devait donc être situé près de cette profondeur après l'arrêt des sollicitations cycliques. La plaque métallique à 36,5 cm de profondeur ne s'est toutefois pas enfoncée durant l'essai (en allongeant la durée des sollicitations, la plaque de métal se serait possiblement enfoncée). La figure 4.15b montre que les surpressions (Δu) durant l'essai 10 ont atteint le pic cyclique à toutes les profondeurs. À la fin des sollicitations, le front du pic des pressions interstitielles devait être rendu plus profond que le plus profond des transducteurs de pression (soit 36,0 cm). La progression front du pic des pressions interstitielles semble bien concorder avec l'enfoncement des plaques métalliques.

La vitesse à laquelle les plaques débutent leur enfoncement dans les résidus miniers est supérieure pour l'essai 4 que pour l'essai 10. La plaque au sommet prend environ 200 secondes pour atteindre un déplacement de 8 mm pour l'essai 4, comparativement à plus de 400 secondes pour l'essai 10. L'indice de densité (I_D) initial des résidus miniers de l'essai 4 (65 % comparativement à 80 et 83 % pour les essais 5 et 10) peut avoir influencé la vitesse d'enfoncement des plaques. Toutefois, le déplacement total de la plaque du sommet est supérieur lors de l'essai 10, probablement en raison de la plus grande durée des sollicitations cycliques.

5.3 Résidus miniers avec inclusion cylindrique (essais 6, 7 et 8)

5.3.1 Caractéristiques des résidus

Le volume occupé par les inclusions a été pris en compte lors de l'évaluation des caractéristiques des résidus miniers pour ces essais. Les caractéristiques des résidus miniers au montage pour l'essai 6 ont été ajustées afin de prendre en compte l'effet de l'évaporation. La perte d'eau par évaporation est estimée à 2,53 mm/jour, selon la valeur moyenne obtenue lors de l'essai 7. Un total de 44,4 kg d'eau a donc été soustrait de la masse du modèle en considérant l'évaporation. Les caractéristiques corrigées des résidus miniers sont présentées au tableau 5.4 ainsi que les résultats avant correction, qui sont présentés entre parenthèses. Le degré de saturation des résidus miniers après correction (97,9 %) semble plus réaliste que la valeur obtenue avant correction (105,9 %).

Les caractéristiques des résidus pour les essais 7 et 8 n'ont pas été modifiées par rapport aux résultats montrés au chapitre 4, puisque l'évaporation était déjà considérée (voir tableaux 4.7 à 4.9). Au démontage de l'essai 8, la colonne de sable a été retirée (et pesée) en même temps que les résidus miniers. Afin d'obtenir la masse des résidus miniers pour chaque couche, la masse de sable humide a été soustraite de la masse totale. Cette dernière a été estimée en fonction de la masse de sable sec placée au montage, de l'épaisseur de la couche retirée et d'un degré de saturation de 100 %.

Tableau 5.4. Principales caractéristiques des résidus miniers suite à la correction des mesures pour tenir compte de l'effet de l'évaporation (essai 6).

Caractéristiques	Unités	Valeurs corrigées (et avant correction)		
		Montage	Démontage	
			Par couches	Petits échantillons (2 par couche)
Épaisseur totale	(mm)	510,2 (510,2)	(500,1)	-
Masse volumique totale (ρ_{tot})	(kg / m ³)	2383 (2461)	(2447)	(2454)
Masse volumique sèche (ρ_d)	(kg / m ³)	1976 (2040)	(2106)	(2135)
Indice des vides (e)	(-)	0,71 (0,66)	(0,61)	(0,59)
Indice de densité (I_D)	(%)	76 (82)	(87)	(89)
Porosité (n)	(%)	42 (40)	(39)	(37)
Teneur en eau (w)	(%)	20,8 (20,8)	(16,1)	(16,1)
Degré de saturation (S_r)	(%)	97,9 (105,9)	(90,2)	(94,0)

Les caractéristiques des résidus miniers au montage des trois essais sont pratiquement semblables à celles de l'essai 5. L'état initial des résidus miniers ne devrait donc pas être un facteur influençant leur comportement lorsqu'on les compare les uns aux autres.

Les résultats montrent qu'il y a eu densification des résidus miniers lors des essais 6, 7 et 8. Cette densification se manifeste par un changement de l'épaisseur totale (par exemple, de 510,2 à 500,1 cm pour l'essai 6) et par une augmentation de la masse volumique (par exemple, de 2383 à 2454 kg/m³ pour l'essai 6) et l'indice de densité (par exemple, de 76 à 89 % pour l'essai 6). Durant les trois essais, l'eau s'est accumulée au sommet faisant diminuer la teneur en eau massique (par exemple, de 20,8 à 16,1 % pour l'essai 6).

On a observé une légère différence dans la granulométrie des résidus miniers au sommet de l'échantillon pour l'essai 6, où il y a moins de particules fines (figure B.1 de l'annexe B). Cette différence n'a pas été observée au démontage des autres essais. Cet écart est probablement dû à une variation locale plutôt qu'à une ségrégation des particules suite aux chargements cycliques.

5.3.2 Surpressions interstitielles

Les surpressions lors des essais 6, 7 et 8 ont été traitées de la même façon que pour l'essai 5, tant pour le sable que pour les résidus miniers. Les courbes moyennes, maximales et minimales, obtenues par lissage sont présentées aux figures D.30 à D.34 de l'annexe D. Les surpressions interstitielles sont comparées ici avec celles obtenues lors de l'essai 5. Il est utile de rappeler ici que les surpressions dans les résidus miniers ont été mesurées à 15 cm des inclusions cylindriques.

Lorsque l'on compare les essais 5 et 6 (figure 5.12), on voit l'influence du tube crépiné rempli de sable sur le développement des surpressions. Par exemple, les pressions à 31,9 et à 42,1 cm de profondeur lors de l'essai 6 n'atteignent pas leur pic cyclique après plus de 1500 s, contrairement à l'essai 5. Ces résultats indiquent que le tube crépiné rempli de sable retarde le développement des surpressions, particulièrement en profondeur. On voit aussi, à la fin des sollicitations cycliques, que la dissipation des surpressions interstitielles est plus rapide lors de l'essai 6. Cette dissipation plus rapide serait attribuable au sable très perméable, qui réduit le temps nécessaire au retour des conditions d'équilibres hydrostatiques (environ 20 000 s au lieu de 50 000 s). La figure 5.14 montre que l'essai 8 (avec colonne de sable) montre une réponse similaire à celle de l'essai 6. Par contre, lorsque l'on compare les essais 7 et 5 (figure 5.13), on voit que le tube crépiné rempli de résidus n'a pas d'effet notable sur la dissipation des surpressions interstitielles après l'arrêt des sollicitations cycliques, avec un taux de dissipation qui est à peu près le même pour les deux essais.

Les figures 5.12b à 5.14b montrent que les surpressions se développent plus lentement pour les essais 6 et 8 que pour l'essai 5, et plus rapidement pour l'essai 7 que pour l'essai 5. L'ajout d'une inclusion de sable drainante ralentit le développement des surpressions dans les résidus miniers, mais l'effet du tube crépiné rempli de résidus n'est pas aussi bénéfique (figure 5.13). L'effet de l'inclusion sur le développement des surpressions est plus marqué lors de l'essai 6 que lors de l'essai 8. La présence d'une inclusion plus rigide (tube crépiné) lors de l'essai 6 aurait donc un effet supplémentaire qui ralentirait le développement des surpressions. Dans ce cas, le développement des surpressions a été suffisamment lent pour qu'il n'y ait pas de dilatation des

résidus miniers durant l'application des sollicitations cycliques à des profondeurs de 31,9 et 42,1 cm pour l'essai 6, et à 41,8 cm de profondeur lors de l'essai 8. À ces profondeurs, les pressions se dissipent rapidement après l'arrêt des sollicitations cycliques de sorte que les résidus miniers sont demeurés en phase de contraction (sans redéposition des grains qui entraîne l'augmentation rapide des surpressions). Pour les autres capteurs plus en surface, le développement des surpressions est toutefois similaire à celui de l'essai 5 (référence). Les inclusions cylindriques auraient donc moins d'effet sur les résidus miniers proche de la surface.

La figure 5.13b suggère que les résidus de l'essai 5 (résidus consolidés) résistent mieux aux sollicitations cycliques que ceux de l'essai 7 (avec tube crépiné rigide rempli de résidus miniers), étant donné que les pressions s'y développent moins rapidement. Rappelons toutefois que les résidus de l'essai 5 ont été consolidés (délai de 3 semaines entre le montage et l'essai) avant l'application du chargement cyclique. Une autre comparaison qui illustre l'effet de l'inclusion rigide est montré aux figures D.35 et D.36 de l'annexe D où les surpressions durant l'essai 7 sont comparées avec celles de l'essai 4 (résidus peu consolidés). Dans ce cas, l'effet du tube crépiné est surtout perceptible à des profondeurs d'environ 38 et 45 cm où le développement des surpressions est plus lent lors de l'essai 7 que lors de l'essai 4.

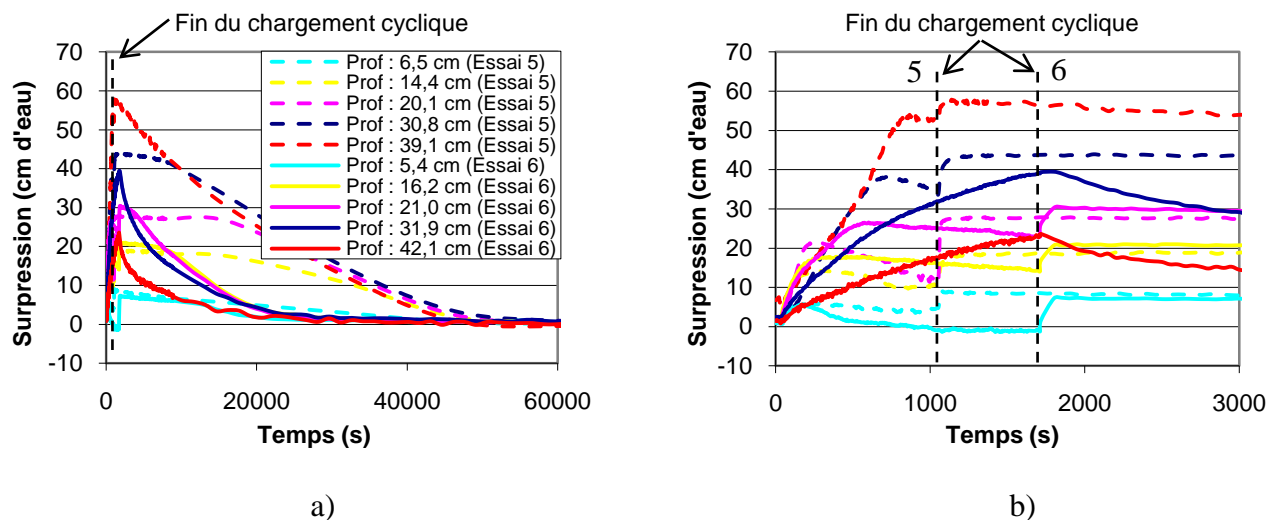


Figure 5.12. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 6 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

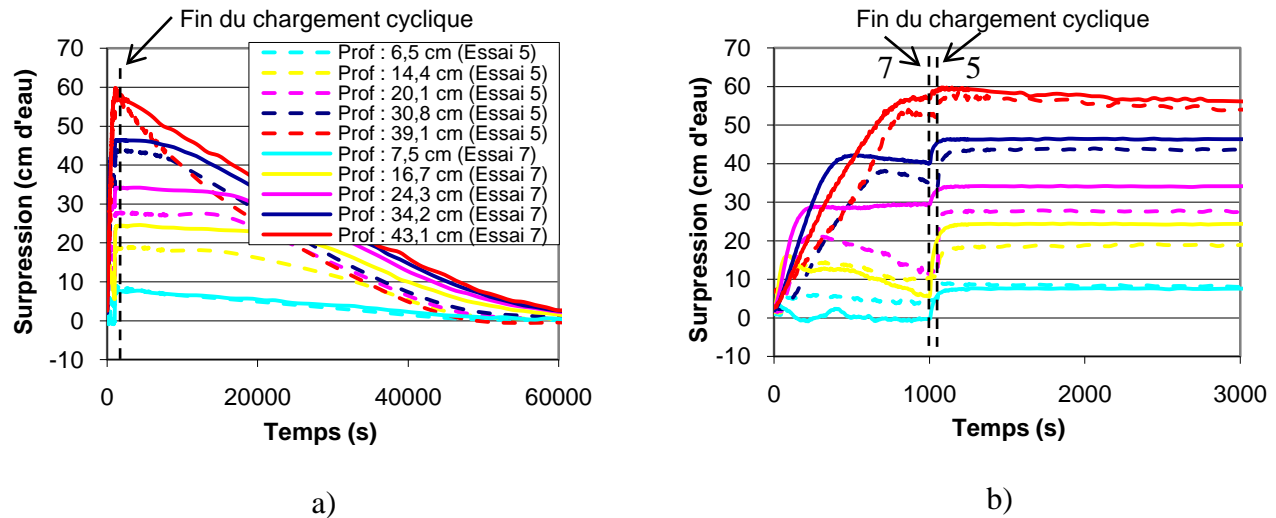


Figure 5.13. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 7 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

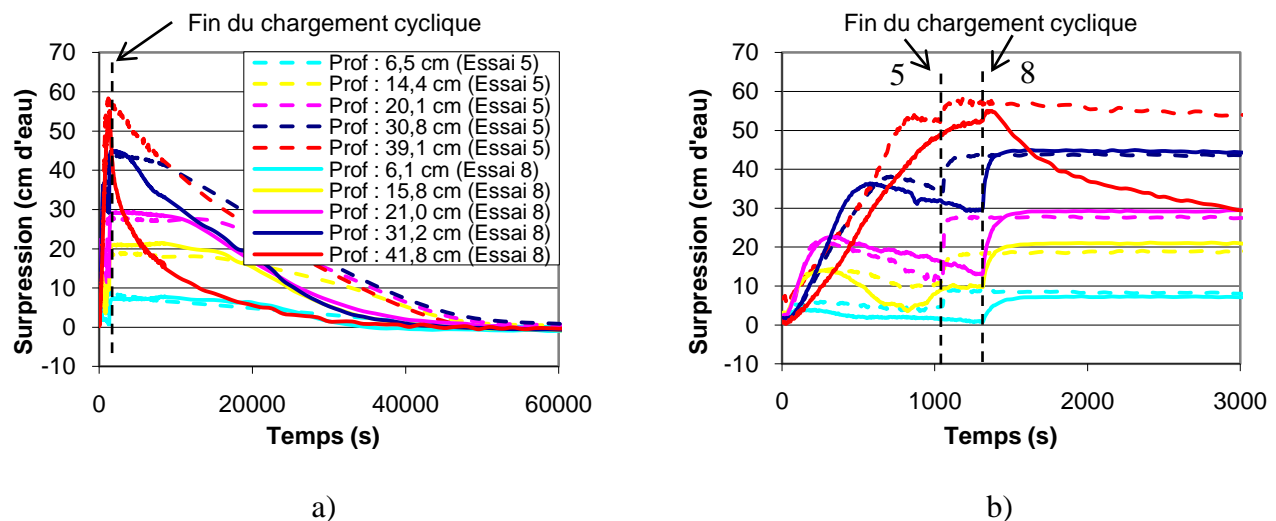


Figure 5.14. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 8 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

Les figures 4.29 et 4.30 montrent de plus que le sable grossier dans l'inclusion ne subit pas d'augmentation significative des pressions interstitielles. Les pressions sont donc efficacement dissipées dans le sable grossier.

On a vu aussi que les surpressions interstitielles (Δu) deviennent négatives au sommet de l'essai 8. Ce comportement serait attribuable aux ondes créées en surface lors des sollicitations (effet de vague). Il n'est pas possible d'observer ce comportement au sommet de l'essai 6 puisque le tube crépiné a pour effet de protéger le sable des déformations engendrées par l'onde de surface.

5.3.3 Contraintes effectives

Les contraintes effectives dans les résidus miniers pour les essais 6, 7 et 8 ont été calculées comme pour l'essai 5. Pour les essais 6 et 8 les contraintes effectives dans le sable grossier ont été calculées avec la masse volumique saturée (ρ_{sat}) du sable grossier (estimée selon ρ_d , n et $S_r = 100\%$ puisque le sable grossier a été déposé sec dans la caisse). Pour l'essai 6, la masse volumique saturée du sable est estimée à 1967 kg/m^3 et à 1969 kg/m^3 pour l'essai 8.

Les figures 4.31 à 4.33 montrent la variation des contraintes effectives en fonction du temps pour les essais 6, 7 et 8 respectivement. On peut remarquer que les contraintes effectives sont proches de zéro après l'arrêt des sollicitations cycliques (i.e. au pic post-cyclique). Les contraintes effectives à des profondeurs de 31,9 et 42,1 cm pour l'essai 6, et à 41,8 cm pour l'essai 8 sont cependant plus élevées en raison des surpressions interstitielles qui n'ont pas atteint le pic cyclique durant la durée des sollicitations cycliques).

Les contraintes effectives évoluent en réponse directe aux variations des pressions interstitielles. La comparaison entre les contraintes effectives obtenues lors des essais 6, 7 et 8 ne sera pas présentée ici puisqu'une comparaison entre les pressions interstitielles a déjà été faite à la section 5.3.2; cette comparaison est montrée aux figures D.37 à D.42 de l'annexe D.

5.3.4 Rapport des pressions interstitielles

L'évaluation du rapport des pressions interstitielles (r_u) a été faite pour les essais 6, 7 et 8 de la même façon que pour l'essai 5. Pour les essais 6 et 8 les valeurs de r_u dans le sable grossier ont

été calculées à partir de l'équation 4.3 avec la masse volumique saturée (estimée à la section 5.3.3).

Les figures 4.34 à 4.36 montrent la variation des valeurs de r_u en fonction du temps pour les essais 6, 7 et 8. À des profondeurs de 31,9 et 42,1 cm pour l'essai 6 et de 41,8 cm pour l'essai 8, les contraintes effectives dans les résidus miniers sont demeurées positives (i.e. $\sigma' > 0$, avec $u < \sigma$). Les valeurs de r_u n'ont pas atteint leur pic cyclique et par conséquent, il n'y a pas de pic post-cyclique (car il n'y a pas eu de dilatance préalable). Si on avait poursuivi les sollicitations cycliques, il est probable qu'on aurait atteint le pic cyclique et le pic post-cyclique avec $r_u \approx 1$. Aux autres profondeurs, les valeurs de r_u ont atteint le pic post-cyclique après l'arrêt des sollicitations cycliques. Ces valeurs de r_u sont près de l'unité correspondant à des contraintes effectives presque nulles. À des faibles profondeurs (5,4 cm pour l'essai 6; 7,5 et 16,7 cm pour l'essai 7; et 6,1 cm pour l'essai 8), les valeurs de r_u deviennent irrégulières durant les sollicitations cycliques (avec des valeurs négatives à certains moments). Ces comportements peuvent être reliés à l'effet de la vague créée au sommet du montage, qui entraîne le sable dans un mouvement sinusoïdal de haut en bas qui peut causer une baisse des pressions dans le matériau. De plus, la faible profondeur d'enfouissement des filtres métalliques cause de grandes variations du rapport r_u malgré une faible variation de la surpression, puisque les contraintes effectives initiales sont très faibles.

Les figures 4.37 et 4.38 montrent la variation des valeurs de r_u dans le sable pour les essais 6 et 8 respectivement. Ces figures montrent notamment qu'à des faibles profondeurs (à 1 cm pour l'essai 6; et à 3,8 cm pour l'essai 8), la valeur du rapport r_u est très irrégulière. Ce comportement s'explique par les mêmes raisons que dans les résidus miniers. Il y a aussi une tendance à la hausse du rapport r_u lors de l'application du chargement cyclique durant l'essai 6, car le tube crépiné sert de « protection » contre les ondes créées en surface.

La comparaison des valeurs de r_u pour les essais 6, 7 et 8 ressemble à celle des surpressions (section 5.3.2); ces comparaisons directes sont montrées aux figures D.43 à D.48 de l'annexe D.

5.3.5 Déplacement vertical des résidus miniers

Transducteurs de déplacement

Les figures 4.39 à 4.41 montrent le déplacement moyen des LVDT reliés aux plaques de plastique pour les essais 6, 7 et 8. Lors de l'essai 6, seulement deux capteurs de déplacement étaient disponibles. La plaque à 21,5 cm de profondeur suit le mouvement théoriquement attendu, c'est-à-dire un déplacement vers le bas (comportement contractant) suivi d'un déplacement vers le haut (comportement dilatant). Le déplacement vers le bas est bien visible à la figure C.11 de l'annexe C.

La figure 4.40 montre le déplacement de trois capteurs de déplacement durant l'essai 7. Le capteur lié à la plaque de plastique située à 42,9 cm de profondeur n'a pas fonctionné en raison d'une erreur de branchement. Les trois plaques situées à 16,6, 23,5 et 33,5 cm de profondeur se déplacent globalement selon la tendance prévue. On remarque aussi que la plaque du sommet initie la transition vers un comportement dilatant et que la séquence suit celle des valeurs de Δu .

Lors de l'essai 8, le capteur de déplacement (LVDT 11) s'est décroché de la plaque de plastique située à 11,5 cm de profondeur, vers la 600^e seconde. Durant cet essai, les deux plaques les moins profondes (à 11,5 et 21,0 cm de profondeur) suivent aussi le mouvement théoriquement attendu. Les deux autres plaques ne montrent presque pas de déplacement vertical.

La figure 5.15 montre les déplacements enregistrés et les rapports de pression interstitielle r_u à des profondeurs similaires pour les essais 6, 7 et 8. À la figure 5.15a, on voit par exemple que la plaque située à une profondeur initiale de 21,5 cm se déplace vers le haut à partir de la 500^e seconde environ. À peu près au même moment, le transducteur de pression situé à 21,0 cm de profondeur atteint un pic cyclique. Dans le même essai à 42,1 cm de profondeur, la valeur du r_u maximal est inférieure à 0,5 et la plaque de plastique à 42,4 ne remonte pas vers la surface après s'être déplacée vers le bas. Les mêmes résultats sont observables pour les essais 7 et 8 (figure 5.15b et c) où la transition du comportement contractant vers un comportement dilatant (au pic cyclique) entraîne les plaques de plastique vers la surface des résidus miniers.

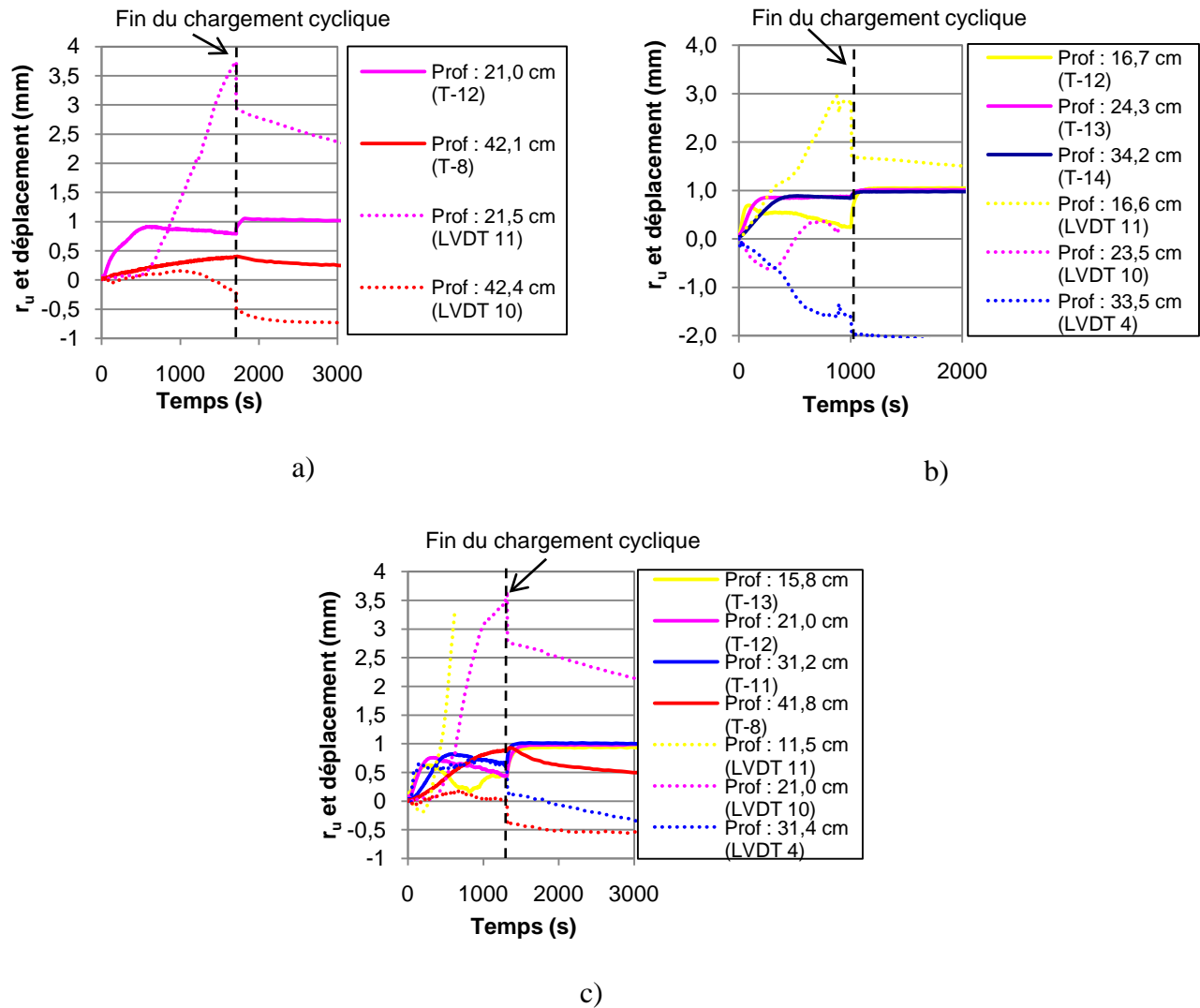


Figure 5.15. Déplacements moyens des plaques de plastique et variation des rapports de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs : a) essai 6; b) essai 7; c) essai 8.

Observations sur les bandes de gravier

Le tableau 5.5 résume le déplacement moyen des bandes de gravier pour les essais 6, 7 et 8. Une valeur négative représente un déplacement moyen vers le bas et une valeur positive représente un déplacement moyen vers le haut. Ce tableau montre que le déplacement des bandes est plus important proche du sommet des résidus et qu'il s'atténue en profondeur, conformément au tassement des résidus. L'essai 7 ne semble pas respecter pas cette tendance puisque les bandes supérieures se déplacent moins que les bandes médianes. Par contre, la figure D.4 de l'annexe D

montre que le déplacement moyen de la bande supérieure est biaisé par la remontée de la bande au côté gauche du montage. Cette remontée est probablement associée à l'effet de vague créé en surface. Les bandes de gravier placées au sommet, parallèlement au mouvement de la table lors de l'essai 6 ont subi un enfoncement plus marqué vers la droite du montage (voir figure D.3a et D.5a de l'annexe D). Il est fort probable que l'effet de vague au sommet des résidus miniers affecte la position finale des bandes de gravier.

Tableau 5.5. Déplacement moyen subi par les bandes de gravier pour les essais 6, 7 et 8.

Essai #	Déplacement moyen (mm)		
	Bandes supérieures	Bandes médianes	Bandes inférieures
6	-17,3	-9	-3,5
7	-7,3	-9,9	-7,7
8	-22,8	-6,7	4,3

5.3.6 Comportement des plaques métalliques

La figure 4.42 montre le déplacement vertical des plaques métalliques dans les résidus miniers durant les essais 6, 7 et 8. Durant ces essais, les diverses plaques s'enfoncent successivement dans les résidus miniers en commençant par la plaque la plus près de la surface. Le déplacement total des plaques est plus important pour les plaques proches de la surface. Comme pour l'essai 5, l'enfoncement des plaques semble suivre le front du pic des pressions interstitielles, du sommet des résidus miniers vers le bas.

La figure 4.26b montre que les surpressions (Δu) à 21,0 cm de profondeur de l'essai 6 ont atteint leur pic cyclique, mais pas à 31,9 cm de profondeur. Après l'arrêt des sollicitations cycliques, on en déduit que le front du pic des pressions interstitielles devait se situer entre 21,0 cm et 31,9 cm de profondeur à partir de la surface des résidus miniers. Le déplacement des plaques métalliques est en accord avec la progression de ce front, puisque la plaque à 21,8 cm s'est déplacée vers le bas, mais pas celle à 32,2 cm de profondeur. Le même comportement est observable pour l'essai 7. La figure 4.27b montre qu'à l'arrêt des sollicitations cycliques, le front du pic des pressions

interstitielles devait se situer entre 34,2 cm et 37,9 cm de profondeur à partir de la surface des résidus miniers. Ici aussi le déplacement des plaques métalliques semble suivre ce front, puisque la plaque à 34,5 cm ne s'est déplacée que faiblement vers le bas comparativement aux autres plaques. L'essai 8 respecte aussi cette tendance. La figure 4.28b montre qu'après l'arrêt du chargement cyclique, le front du pic des pressions interstitielles devait se situer entre 31,2 et 41,8 cm de profondeur. La plaque métallique la plus profonde (à 30,9 cm de profondeur) s'est déplacée vers le bas, suggérant que le front du pic des pressions interstitielles avait dépassé cette profondeur.

5.4 Résidus miniers avec inclusions continues (essais 9 et 11)

5.4.1 Caractéristiques des résidus

Le calcul de la masse de résidus miniers mis en place au montage a été fait comme pour les essais précédents. Ici, la masse de l'eau surnageant sur les résidus miniers, qui a migré vers le mur de sable grossier, a été soustraite des calculs. Lors du démontage, le mur de sable des essais 9 et 11 a été retiré (et pesé) en même temps que les résidus miniers. La masse de sable humide ($S_r = 100\%$) a été soustraite de la masse des résidus miniers pour chaque couche (de la même façon que pour l'essai 8). Les résidus miniers contaminés par le sable ont été mis de côté. Les caractéristiques physiques des résidus miniers au montage et au démontage sont montrées aux tableaux 4.11 et 4.12. Ces caractéristiques tiennent compte d'une évaporation moyenne de 2,23 mm/jour pour l'essai 9 et de 1,35 mm/jour pour l'essai 11.

On voit que les caractéristiques physiques initiales des résidus miniers lors des essais 9 et 11 sont semblables à celles de l'essai 5. Par exemple, l'indice de densité des résidus ($I_D = 82\%$ et 83% lors des essais 9 et 11, respectivement) est proche de celui de l'essai 5 ($I_D = 80\%$). Le sable grossier mis en place au montage des essais 9 et 11 ($e = 0,74$ pour l'essai 9 et $e = 0,69$ pour l'essai 11), a une valeur proche à l'indice des vides du sable grossier mis en place dans le tube crépiné lors de l'essai 6 ($e = 0,73$). Étant donné que l'état des matériaux se ressemble d'un essai à l'autre, leur état initial ne devrait pas être un facteur influençant leur comportement.

Comme pour les autres essais, les résultats soutiennent qu'il y a eu densification des résidus miniers lors des essais 9 et 11. L'eau a remonté vers la surface faisant diminuer la teneur en eau massique (par exemple, de 18,1 % à 15,4 % pour l'essai 9).

On a observé une légère différence entre les granulométries des résidus miniers obtenues à différentes profondeurs lors du démontage de l'essai 9 (figure B.2 de l'annexe B). On peut toutefois penser que cette différence est attribuable à des variations locales ou à la précision des mesures plutôt qu'à une ségrégation des particules, puisqu'il ne semble pas y avoir de tendance en ce sens lorsque l'on compare les granulométries initiales et finales pour les autres essais. La figure B.3 montre que les granulométries du sable grossier avant et après l'essai 9 sont pratiquement identiques. Il n'y a donc pas eu contamination significative du sable par les résidus miniers ou de ségrégation durant l'essai.

5.4.2 Surpressions interstitielles

Les surpressions calculées lors des essais 9 et 11 ont été traitées de la même façon que pour l'essai 5, pour le sable et les résidus miniers. Les courbes moyennes, maximales et minimales, obtenues par un lissage de ces courbes sont présentées aux figures D.49 à D.52 de l'annexe D. Les surpressions interstitielles sont comparées ici avec celles obtenues lors de l'essai 5. Rappelons que les surpressions dans les résidus miniers ont été mesurées à 15 cm des inclusions continues.

Lorsque l'on compare les essais 9 et 5 (figure 5.16) ainsi que les essais 11 et 5 (figure 5.17), on peut déceler l'influence du mur de sable sur le développement des surpressions. Aux figures 5.16a et 5.17a, on voit par exemple que les surpressions se dissipent plus rapidement pour les essais 9 et 11 que pour l'essai 5 (environ 20 000 s au lieu de 50 000 s). Le mur de sable agirait donc de façon à dissiper les surpressions interstitielles dans les résidus durant les sollicitations. Sasaki et Taniguchi (1982) ont obtenu des résultats assez semblables lors d'essais sur table sismique faits pour un sable comprenant des inclusions de gravier (mur de gravier). Leurs travaux ont été décrits plus en détail au chapitre 2 (section 2.1.4.3).

Les figures 5.16b et 5.17b montrent (sur un agrandissement de Δu pour les essais 9 et 5 et pour les essais 11 et 5) que l'ajout d'un mur de sable ralenti le développement des surpressions dans les résidus miniers, surtout en profondeur. À la figure 5.16b, on voit que cet effet est particulièrement marqué sur les capteurs situés à 22,3, 34,1 et 43,1 cm de profondeur. Plus en surface (à 7,6 et 16,8 cm de profondeur), le développement des surpressions Δu est peu affecté par la présence du mur de sable. À la figure 5.17b, on voit que le comportement des résidus miniers lors de l'essai 11 est très semblable à celui lors de l'essai 9. Par contre, on remarque que le développement des surpressions à 43,6 cm de profondeur est plus lent que lors de l'essai 9 à la même profondeur. Ceci est dû au tapis de sable présent à la base du montage de l'essai 11 qui contribue aussi à dissiper les surpressions interstitielles durant le chargement cyclique.

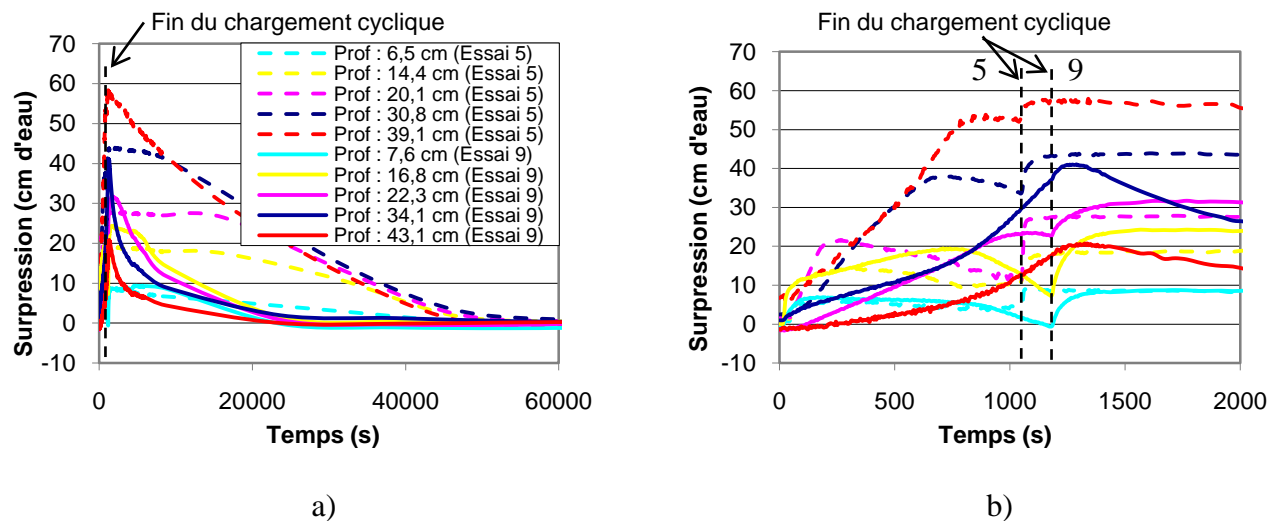


Figure 5.16. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 9 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

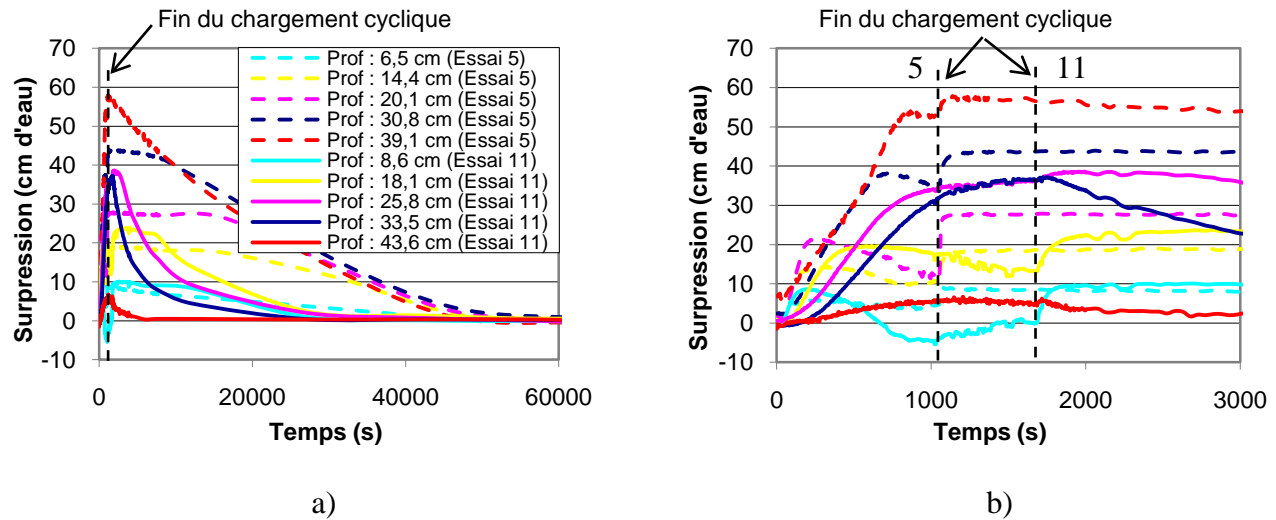


Figure 5.17. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 11 et 5 : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

En comparant les résultats de l'essai 9 avec ceux de l'essai 8 (résidus avec colonne de sable d'un diamètre de 10 cm), on remarque que le développement des surpressions est beaucoup plus lent lors de l'essai 9 (cette comparaison est montrée à la figure 5.19). Le mur de sable serait donc plus efficace que la colonne de sable pour retarder le développement des surpressions, et aussi pour dissiper ces surpressions après la fin du chargement cyclique.

Les figures D.6 et D.7 de l'annexe D montrent que les surpressions dans le mur de sable varient peu lors des essais 9 et 11. La valeur négative de Δu au sommet du mur de sable serait causée par l'effet de vague.

5.4.3 Contraintes effectives

Les contraintes effectives dans les résidus miniers et dans le sable grossier ont été calculées de la façon présentée à la section 5.1.3. La masse volumique saturée (ρ_{sat}) du sable grossier a été estimée à 1961 kg/m³ pour l'essai 9 et 1942 kg/m³ pour l'essai 11 (selon ρ_d , n et $S_r = 100\%$).

Les figures 4.45 et 4.46 montrent la variation des contraintes effectives en fonction du temps pour les essais 9 et 11 respectivement. Les résultats des deux essais sont semblables. Les deux capteurs les plus profonds ont enregistré des contraintes effectives minimales significativement supérieures à zéro. À ces mêmes profondeurs, il y a une augmentation rapide des contraintes effectives une fois les sollicitations cycliques terminées (par rapport aux autres profondeurs). Comme les surpressions n'ont pas atteint leur pic cyclique (durant la durée des sollicitations cycliques), il n'y a pas eu d'augmentation subséquente des surpressions causée par la « redéposition » des résidus (durant la phase post-cyclique).

La comparaison entre les contraintes effectives obtenues lors des essais 9 et 11 est montrée aux figures D.53 à D.56 de l'annexe D.

5.4.4 Rapport des pressions interstitielles

Pour les essais 9 et 11, l'évaluation du rapport des pressions interstitielles r_u dans les résidus miniers et dans le sable a été faite de la même façon que pour l'essai 6 (voir section 5.3.4). Les figures 4.47 et 4.48 montrent la variation des valeurs de r_u en fonction du temps pour les essais 9 et 11 respectivement. Ces figures montrent que les rapports r_u évoluent de manière comparable pour les deux essais. Pour les capteurs de pression les plus proches de la surface (à 7,6 cm de profondeur pour l'essai 9 et à 8,6 cm de profondeur pour l'essai 11) le pic post-cyclique est inférieur à l'unité ($r_u \approx 0,8$). Cette valeur inférieure à l'unité (en apparence) pourrait être causée par un mouvement des filtres métalliques et au tassement des résidus miniers qui influencent la valeur de la contrainte effective verticale dans le calcul du rapport r_u . Comme la valeur de σ'_v est faible en surface, une légère variation peut influencer significativement le rapport des pressions interstitielles (r_u).

Durant l'essai 11, on observe que la valeur de r_u à 43,6 cm de profondeur est demeurée très faible tout au long de l'essai (inférieure à 0,1), ce qui tend à démontrer l'efficacité du tapis de sable à la base du montage. Le capteur à 8,6 cm de profondeur dans l'essai 11 donne des résultats

irréguliers et à certains moments négatifs (i.e. $\Delta u < 0$). Ce comportement a été commenté à la section 5.3.4.

Les figures D.10 et D.11 de l'annexe D montrent la variation des valeurs de r_u dans le sable pour les essais 9 et 11 respectivement. Ces figures montrent qu'à des faibles profondeurs le rapport r_u est irrégulier et peut même devenir négatif. Ce comportement est dû aux mêmes raisons que pour les résidus.

La comparaison des valeurs de r_u pour les essais 9 et 11 ressemble à celle des surpressions (section 5.4.2); ces comparaisons sont montrées aux figures D.57 à D.60 de l'annexe D.

5.4.5 Déplacement vertical des résidus miniers

Transducteurs de déplacement

Les figures 4.49 et 4.50 montrent le déplacement moyen des plaques de plastique liées aux LVDT, pour les essais 9 et 11. Durant l'essai 9 (figure 4.49), la plaque la moins profonde (à 14,5 cm) suit le mouvement attendu, c'est-à-dire un déplacement vers le bas (comportement contractant) suivi d'un déplacement vers le haut (comportement dilatant). Les deux plaques du milieu (à 23,5 et 33,3 cm de profondeur) ne montrent qu'un comportement contractant. La plus profonde (à 44,9 cm de profondeur) ne subit presque pas de déplacement. Durant l'essai 11, la figure 4.50 montre que les deux plaques les moins profondes (à 15,1 et 24,6 cm de profondeur) ont subi un déplacement vers le bas (comportement contractant) suivi d'un déplacement vers le haut (comportement dilatant). La plaque à 31,5 cm de profondeur ne montre qu'un comportement contractant et la plus profonde (à 43,7 cm de profondeur) n'a presque pas subi de déplacement.

La figure 5.18a compare les déplacements enregistrés et les rapports de pressions interstitielles r_u à des profondeurs similaires pour l'essai 9. À 14,5 cm de profondeur, la plaque de plastique se déplace d'abord vers le bas de la caisse et remonte vers la 700^e seconde après le début des sollicitations. Approximativement à la même profondeur (16,8 cm), le rapport des pressions

interstitielles (r_u) atteint son pic cyclique vers la 750^e seconde. La plaque de plastique située à 23,5 cm de profondeur se déplace uniquement vers le bas du montage. En prolongeant l'essai, la plaque de plastique se serait probablement déplacée vers le haut. Pour les deux plaques les plus profondes, les valeurs de r_u n'ont pas atteint leurs valeurs maximales (pic cyclique) durant les sollicitations cycliques et les LVDT ne présentent qu'un petit mouvement vers le bas (contraction). Les mêmes résultats sont observables pour l'essai 11 (figure 5.18b) où la transition du comportement contractant vers un comportement dilatant (au pic cyclique) entraîne les plaques de plastique vers la surface des résidus miniers.

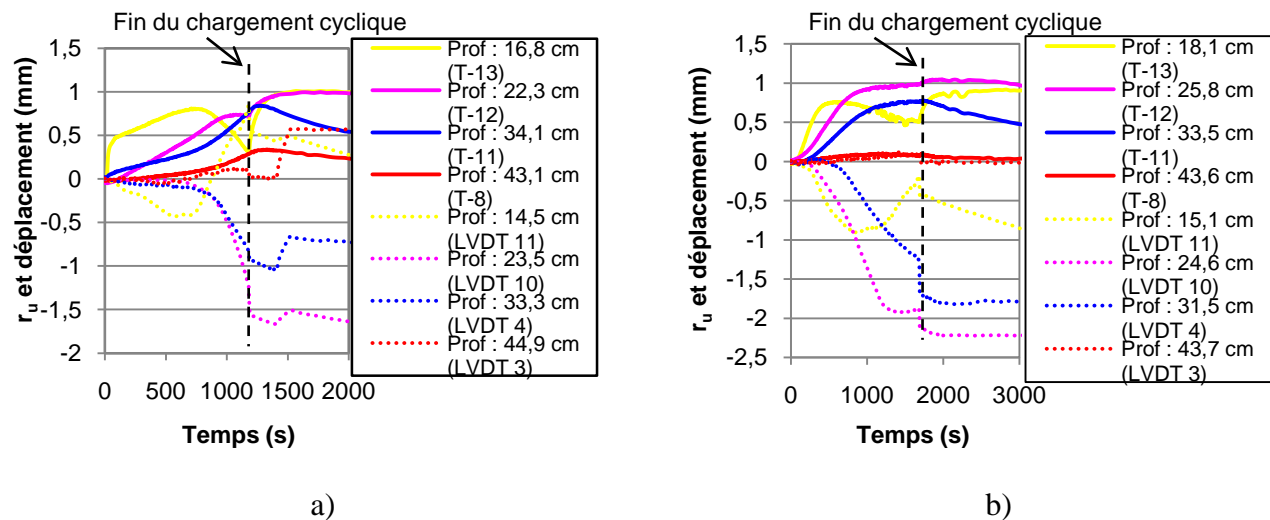


Figure 5.18. Déplacements moyens des plaques de plastique et variation des rapports de pression interstitielle (r_u) en fonction du temps, à diverses profondeurs : a) essai 9; b) essai 11.

Observations sur les bandes de gravier

Le tableau 5.6 résume le déplacement moyen des bandes de gravier pour les essais 9 et 11. Ces valeurs sont négatives puisqu'elles représentent un déplacement moyen vers le bas. Le tableau montre que le déplacement des bandes est plus grand proche du sommet des résidus et qu'il s'atténue en profondeur, conformément au tassement des résidus. Les déplacements moyens sont semblables lors de ces deux essais. La figure D.13 montre que les bandes de gravier n'ont pas subi de déplacement (à la fin de l'essai) lorsqu'elles s'accotent à la paroi de la caisse. La paroi pourrait empêcher les résidus miniers (qui y sont appuyés) de se déformer librement. Il sera

discuté à la section 5.6 que l'ajout d'inclusion n'a pas eu un effet majeur sur le déplacement des bandes de gravier.

Tableau 5.6. Déplacement moyen subi par les bandes de gravier pour les essais 9 et 11.

Essai #	Déplacement moyen (mm)		
	Bandes supérieures	Bandes médianes	Bandes inférieures
9	-14,1	-6,8	-0,4
11	-11,7	-4,0	-1,3

5.4.6 Comportement des plaques métalliques

La figure 4.51 montre le déplacement vertical des plaques métalliques dans les résidus miniers durant l'essai 9. Durant cet essai, les plaques s'enfoncent successivement dans les résidus miniers en commençant par la plaque la plus près de la surface. Le déplacement total des plaques est plus grand pour les plaques les plus près de la surface. Comme pour l'essai 5, l'enfoncement des plaques suit le front du pic des pressions interstitielles, du sommet des résidus vers le bas.

La figure 4.43b montre que les surpressions (Δu) à 22,3 cm de profondeur de l'essai 9 ont atteint un pic cyclique (suivi d'une diminution des surpressions), mais pas à 34,1 cm de profondeur. À l'arrêt des sollicitations cycliques, le front du pic des pressions interstitielles devait donc se situer entre 22,3 cm et 34,1 cm de profondeur. Comme la plaque métallique située à 24,6 cm de profondeur ne présente pas de déplacement significatif on peut penser que le front se trouvait à proximité. Pour l'essai 11, la figure 4.44b montre qu'à l'arrêt des sollicitations cycliques, le front du pic des pressions interstitielles devait se situer entre 25,9 cm et 31,5 cm de profondeur. La plaque métallique située à 23,5 cm de profondeur ne présente pas de déplacement vers le bas de sorte que le front se trouvait probablement proche de cet endroit. En prolongeant l'essai, cette plaque aurait probablement bougé vers le bas de la caisse.

5.5 Essais sur le sable (essai 3)

Rappelons ici que l'essai 3 a été fait sur le sable et comportait trois phases de chargement. La section suivante présente l'analyse des résultats obtenus lors de la troisième phase uniquement (accélération maximale de 0,35 g comparativement à 0,12 g pour les essais faits avec des résidus).

5.5.1 Caractéristiques du sable

Les résultats présentés au tableau 4.14 montrent que le sable s'est densifié durant l'essai 3. Le sable s'est donc comporté comme un sol lâche, ce qui est normal étant donné le faible indice de densité ($I_D = 31\%$) au début de l'essai. La hauteur totale de l'échantillon est passée de 60,0 à 58,2 cm suite aux sollicitations cycliques. À la fin de l'essai, une couche d'eau d'environ 1,7 cm recouvrait le sable. L'eau a donc été drainée vers la surface au fur et à mesure que ce dernier se contractait.

5.5.2 Surpressions interstitielles

Pour cet essai, les pressions mesurées initialement ont été utilisées comme valeurs de références pour le calcul des surpressions interstitielles. Le lissage des résultats a été fait de la même façon que pour les essais sur les résidus miniers. Les courbes moyennes, maximales et minimales sont présentées à la figure D.61 de l'annexe D. Les pressions finales n'ont pas nécessairement atteint les conditions hydrostatiques à toutes les profondeurs; la figure 4.52a montre qu'il y a encore des surpressions présentes à la fin de l'enregistrement, à certaines profondeurs (il aurait fallu attendre plus longtemps pour que $\Delta u = 0$).

La figure 4.52 montre le développement des surpressions pour l'essai 3, à différentes profondeurs. Les surpressions dans le sable évoluent comme pour les résidus miniers, mais sur une échelle de temps plus courte. Au début de l'essai, les surpressions augmentent (comportement contractant) jusqu'au pic cyclique, avant de diminuer (comportement dilatant) jusqu'à l'arrêt du chargement cyclique. Une fois le chargement terminé, le comportement dilatant

cesse et les surpressions interstitielles (Δu) augmentent à nouveau jusqu'au pic post-cyclique puis diminuent graduellement jusqu'aux conditions d'équilibres hydrostatiques. Le pic cyclique est atteint au sommet d'abord et progresse vers le bas (comme pour les résidus miniers).

Les surpressions interstitielles atteignent un pic cyclique plus rapidement dans le sable que dans les résidus miniers, mais cela ne signifie pas que le sable testé est nécessairement plus sensible aux sollicitations sismiques que les résidus. Rappelons d'abord que l'indice de densité du sable (31 %) est nettement inférieur à celui des résidus miniers (environ 80 %). Donc, l'indice de densité est un facteur qui peut avoir influencé ici la susceptibilité au chargement cyclique. Il faut aussi prendre en compte l'accélération horizontale maximale (PGA) produite par la table sismique qui est trois fois supérieure lors de l'essai sur le sable (0,35 g pour le sable et 0,12 g pour les résidus). Ces facteurs pourraient expliquer, du moins en partie, le fait que le sable réagisse plus rapidement au chargement cyclique.

Par ailleurs, il est difficile de comparer l'évolution des surpressions interstitielles obtenue lors cette étude avec les résultats obtenus lors d'autres études sur des sables soumis aux sollicitations sur une table sismique, car les conditions sont souvent différentes. Plusieurs conditions peuvent influencer les résultats obtenus, comme par exemple : les propriétés physiques du sol (i.e. la granulométrie, la densité relative des grains D_r et la conductivité hydraulique), les dimensions du modèle, le type de caisse utilisée (i.e. caisse à parois rigides, laminaires ou flexibles), la contrainte sismique appliquée (i.e. signal d'un séisme ou signal sinusoïdal, durée, fréquence et accélération horizontale maximale) et l'état du sol (en terme de l'indice de densité initial I_D et des contraintes de confinement σ'_c). Néanmoins, plusieurs similitudes sont observées lorsque l'on compare l'évolution des surpressions interstitielles obtenue dans cette étude et celles rapportées par d'autres auteurs qui ont fait des essais sur table sismique sur des sables. Par exemple, de Alba et al. (1975) montrent que le sable passe d'un état de contraction vers un état de dilatance lorsqu'un pic cyclique (pression maximale Δu durant les sollicitations) est atteint. Ce même comportement est visible à la figure 4.52 pour le sable utilisé dans cette étude. Yegian et al. (2007) ont aussi obtenu des résultats semblables aux nôtres. Dans leur étude, ces auteurs ont étudié l'effet du degré de saturation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable à l'aide d'essais sur

table sismique dans une boîte à parois flexibles. Les résultats obtenus avec un sable saturé sont qualitativement comparables à ceux obtenus lors de nos essais, bien que leur signal sinusoïdal utilisé fût de 4 Hz (comparativement à 1 Hz dans notre cas). Ils ont observés, par exemple que les surpressions interstitielles augmentent durant les sollicitations jusqu'à un pic cyclique et qu'elles redescendent par la suite. Une autre ressemblance avec nos résultats est que les valeurs de r_u n'égale pas nécessairement l'unité lorsqu'elles atteignent un pic cyclique. Tout comme pour nos essais, cet aspect est plus visible proche de la surface du sable qu'en profondeur (voir à la section 2.1.3.4).

5.5.3 Contraintes effectives

Les contraintes effectives pour l'essai 3 ont été calculées à partir de la profondeur finale de lecture des filtres métalliques (z) connectés aux capteurs de pression, comme mentionné à la section 4.5.3, puisque les filtres métalliques se sont enfoncés dans les résidus lors du chargement cyclique.

La figure 4.53 montre la variation des contraintes effectives en fonction du temps, à diverses profondeurs. On note que les contraintes effectives s'approchent de zéro une fois les sollicitations cycliques terminées. Les valeurs de σ'_v légèrement négatives, observables sur cette figure, proviendraient d'un manque de précision des mesures.

5.5.4 Rapport des pressions interstitielles

Le calcul du rapport des pressions interstitielles (r_u) a été fait à l'aide de l'équation 4.3. Comme pour le calcul des contraintes effectives (σ'), le rapport des pressions interstitielles a été évalué en se basant sur la position finale des filtres métalliques (z). De cette façon, les résultats obtenus représentent mieux les conditions du sable au moment où les pressions sont maximales.

La figure 4.54 présente l'évolution du rapport des pressions interstitielles r_u en fonction du temps, à diverses profondeurs. On remarque que le r_u est nul au début de l'essai (car $\Delta u = 0$). Une fois les sollicitations cycliques terminées, le r_u atteint des valeurs légèrement supérieures à l'unité (pic post-cyclique).

5.5.5 Déplacement vertical du sable

Transducteurs de déplacement

La figure 4.55 montre le déplacement moyen des plaques de plastique liées aux LVDT. Ces données sont difficilement interprétables car les mouvements sont affectés par des oscillations excessives. Durant cet essai, les plaques d'acryliques n'avaient pas été vissées au sommet des tiges. Il y a donc eu décrochement entre les trois tiges et les LVDT.

Observations sur les bandes de gravier

La figure 4.56 montre que les deux couches de gravier ont subi un déplacement vers le bas de la caisse. La couche du haut s'est déplacée en moyenne de 39 mm vers le bas, la couche médiane a subi un déplacement moyen de 20 mm vers le bas, et la couche inférieure a subi un déplacement moyen de 28 mm vers le bas. Ces déplacements sont supérieurs à ceux subis par les résidus miniers. Le faible indice de densité (I_D) du sable et l'accélération de la sismique imposée sont deux facteurs qui pourraient être responsables de ces tassements importants.

5.5.6 Comportement des plaques métalliques

La figure 4.57 montre le déplacement vertical des quatre plaques métalliques dans le sable. Le comportement des plaques est semblable à celui observé lors des essais sur les résidus miniers. La séquence d'enfoncement des plaques commence avec la plaque au sommet et se termine avec la plaque la plus profonde. On remarque aussi que le déplacement total des plaques est plus grand pour les plaques les plus près de la surface.

5.6 Discussion complémentaire sur les résultats d'essais

Les résultats analysés plutôt dans ce chapitre montrent que les différentes inclusions ont modifié la réponse des résidus miniers lors des sollicitations. Cette influence est perceptible lors de l'analyse de la variation des pressions interstitielles, du tassement final des résidus et du mouvement de ceux-ci durant les sollicitations cycliques. Cette section discute l'influence des différentes inclusions et résume certains des aspects les plus intéressants.

5.6.1 Variation des pressions interstitielles

L'ajout de divers types d'inclusion a eu un effet sur le développement des pressions interstitielles durant les sollicitations cycliques (i.e. ralentissement du développement des surpressions) et après les sollicitations cycliques (i.e. dissipation accélérée des surpressions). Ces aspects sont discutés dans ce qui suit.

Développement des surpressions durant les sollicitations cycliques

Durant les sollicitations cycliques, les pressions interstitielles varient différemment en fonction de la profondeur, de la présence et du type d'inclusion ajoutée au montage. L'évolution des surpressions durant les sollicitations cycliques lors des différents essais est montrée à la figure 5.19, pour des profondeurs comparables (lorsqu'un essai n'est pas représenté sur le graphique, il n'y avait pas de transducteur de pression à cette profondeur).

La figure 5.19a montre le développement des surpressions proche de la surface (entre 5,4 et 8,6 cm de profondeur). Pour les six résultats présentés dans ce graphique, les diverses courbes sont proches les unes des autres jusqu'à ce qu'elles atteignent leur pic cyclique. L'effet des inclusions n'est pas clairement perceptible lors du développement des surpressions près de la surface des résidus miniers.

La figure 5.19b montre que l'effet de certaines inclusions est plus significatif à des profondeurs variant entre 14,4 et 18,5 cm qu'à des profondeurs variant entre 5,4 et 8,6 cm. Par exemple, pour l'essai 11 (résidus miniers avec un mur et un tapis de sable), il faut plus de 400 secondes pour que les surpressions atteignent leur pic cyclique comparativement à moins de 200 secondes pour les autres essais.

La figure 5.19c montre le développement des surpressions à des profondeurs variant entre 30,8 et 34,2 cm. L'effet des inclusions est perceptible pour tous les essais, sauf pour l'essai 7 (inclusion rigide) où les résultats ressemblent beaucoup à ceux de l'essai 4. La présence de la colonne rigide (mais non drainante) ne semble pas affecter le développement des surpressions à cette profondeur. Par contre, lorsque l'on compare l'essai 6 (colonne rigide remplie de sable) et l'essai 8 (colonne de sable), on voit que la colonne rigide semble avoir pour effet de ralentir quelque peu le développement des surpressions. La présence d'un mur de sable (essais 9 et 11) a aussi un effet très marqué sur le développement des surpressions dans les résidus miniers. Le développement se fait alors beaucoup plus lentement que pour les autres essais puisqu'elles se dissipent (durant les sollicitations) plus efficacement par le mur de sable.

La figure 5.19d montre la variation des surpressions à des profondeurs variant entre 36,0 cm et 43,6 cm. Les résultats obtenus sont assez semblables à ceux de la figure 5.19c pour des profondeurs intermédiaires. La figure 5.19d montre aussi un effet de la colonne rigide (essai 7) sur le développement des surpressions, qui évoluent plus lentement que dans les essais sans inclusions (essais 4 et 10). On note aussi qu'à la base de l'essai 11, les pressions n'augmentent presque pas en raison du tapis de sable. Les résultats du graphique de développement des surpressions entre 20,1 et 26,9 cm de profondeur sont très similaires à ceux de la figure 5.19c (entre 30,8 et 34,2 cm de profondeur). Pour cette raison, le graphique est disponible à la figure D.62 de l'annexe D.

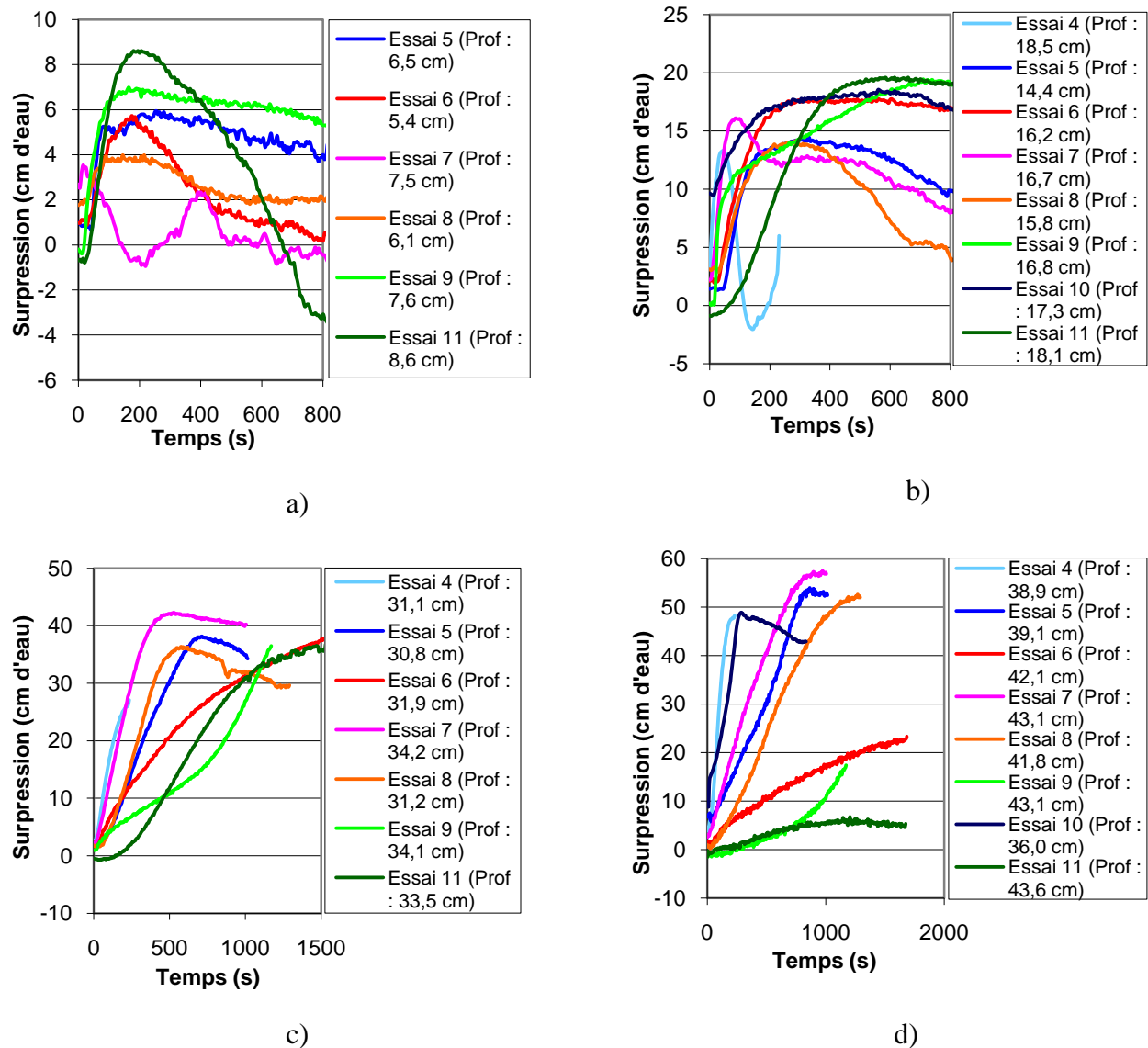


Figure 5.19. Développement des surpressions dans les résidus miniers durant les sollicitations cycliques pour les différents essais, à des profondeurs comparables : a) profondeur variant entre 5,4 et 8,6 cm; b) profondeur variant entre 14,4 et 18,5 cm; c) profondeur variant entre 30,8 et 34,2 cm; d) profondeur variant entre 36,0 et 43,6 cm.

Dissipation des surpressions interstitielles après l'arrêt des sollicitations

L'évolution des surpressions interstitielles après l'arrêt des sollicitations cycliques est influencée par différents facteurs, mais elle dépend surtout de l'état initial des résidus miniers et du type d'inclusion. La figure 5.20 montre l'évolution des surpressions après l'arrêt des sollicitations

cycliques pour les différents essais, à deux différentes profondeurs. La figure 5.20a montre la variation des surpressions à une profondeur variant entre 5,4 et 8,6 cm, et la figure 5.20b à une profondeur entre 36,0 et 43,6 cm. On observe que les surpressions se dissipent beaucoup mieux lorsqu'il y a une inclusion drainante dans le modèle (essais 6, 8, 9 et 11). Les essais faits avec un mur de sable (essais 9 et 11) dissipent les surpressions le plus efficacement. Il y a une différence entre les résultats obtenus lors des deux essais faits avec une colonne de sable (essai 6 et 8). Cet écart pourrait être attribuable au tube crépiné présent dans l'essai 6 (mais pas lors de l'essai 8) qui sépare le sable grossier des résidus miniers, ce qui semble aider les surpressions à se dissiper plus efficacement. Les graphiques de l'évolution des surpressions aux autres profondeurs (entre 14,4 à 18,5 cm, entre 20,1 et 26,9 cm et entre 30,8 et 34,2 cm) présentent des cas intermédiaires entre la figure 5.20a et la figure 5.20b. Comme ces figures ne présentent pas d'éléments nouveaux, elles sont montrées à la figure D.63 de l'annexe D.

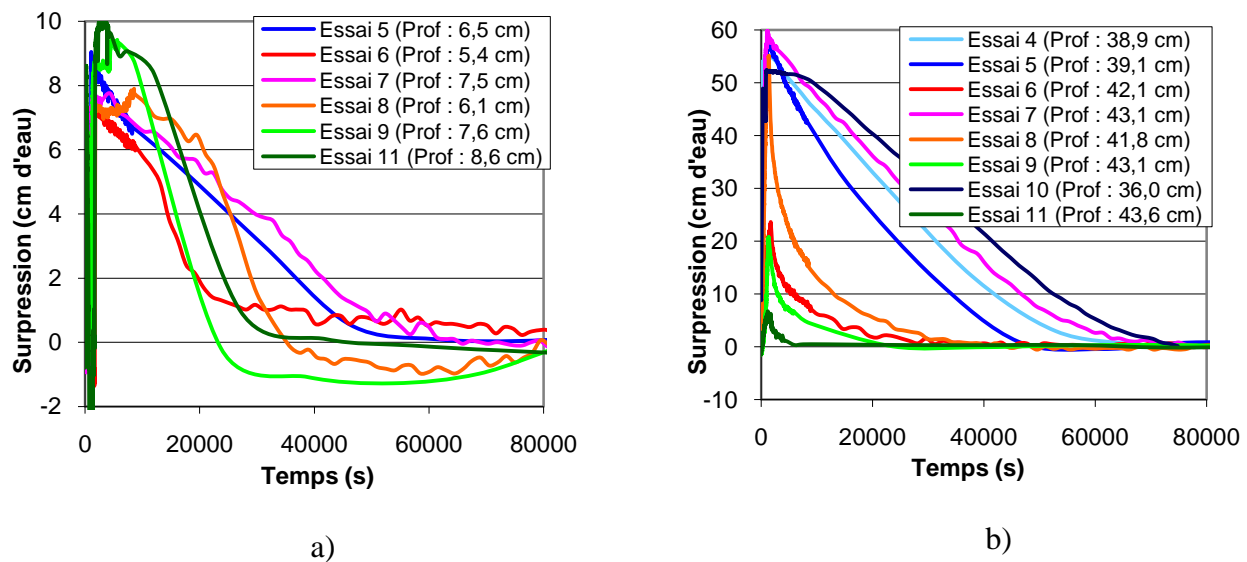


Figure 5.20. Évolution des surpressions dans les résidus miniers après l'arrêt des sollicitations cycliques pour les différents essais, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 5,4 et 8,6 cm; b) profondeur variant entre 36,0 et 43,6 cm.

5.6.2 Facteurs qui influencent le mouvement des résidus

Durant les essais, les résidus miniers sont souvent passés d'un état de contraction vers un état de dilatance suivi d'une phase de contraction en phase post-cyclique. Globalement, les déplacements totaux (Δz) montrent que les résidus se sont contractés entre le début et la fin des essais. Ce tassement engendre une variation des caractéristiques physiques et de la contrainte effective verticale (σ'_v). L'effet du tassement sur la contrainte effective verticale est visible aux figures du chapitre 4 où les valeurs post-cyclique n'atteignent pas zéro, car la variation des valeurs de σ'_v n'a pas été considérée.

Le tableau 5.7 résume le tassement des matériaux en surface ainsi que différentes caractéristiques qui ont influencé la déformation. La déformation a été obtenue selon l'épaisseur initiale de l'échantillon (i.e. $\varepsilon = \Delta h/h_0$).

Tableau 5.7. Caractéristiques qui ont influencé le déplacement vertical total mesuré en surface lors du démontage des essais.

Essai	Déplacement (tassement) vertical	Épaisseur initiale de l'échantillon	Déformation verticale (ε_v)	Indice de densité initiale I_D	Durée de la sollicitation
#	(mm)	(mm)	(-)	(%)	(s)
4	4,4	548,2	$0,80 \times 10^{-2}$	65	233
5	6,5	513,9	$1,26 \times 10^{-2}$	80	1 010
6	10,1	510,2	$1,98 \times 10^{-2}$	76	1 685
7	16,0	528,9	$3,03 \times 10^{-2}$	77	1 002
8	6,5	508,2	$1,28 \times 10^{-2}$	80	1 287
9	10,2	528,3	$1,93 \times 10^{-2}$	82	1 166
10	7,5	462,8	$1,62 \times 10^{-2}$	83	833
11	15,8	533,5	$2,96 \times 10^{-2}$	83	1 670

Les résultats présentés au tableau 5.7 indiquent que la déformation verticale est influencée par le type d'inclusion ajouté au montage, l'état initial du matériau et par la durée des sollicitations

cycliques. Ces trois facteurs influencent le mouvement des résidus miniers et ils seront discutés plus en détail dans ce qui suit en mettant l'accent sur l'influence des inclusions étant donné que les deux autres facteurs ont été étudiés superficiellement.

5.6.2.1 Type d'inclusion

Le type d'inclusion ajouté au montage peut avoir un effet sur la déformation verticale finale observée à la fin de l'essai (tableau 5.7) et sur le déplacement des résidus durant les sollicitations cycliques. Le déplacement durant les sollicitations a été observé par les plaques de plastique et il a été influencé par la perte de capacité portante causée par l'augmentation des pressions interstitielles (observée par le mouvement des plaques métalliques). Cette section présente les effets de l'ajout d'inclusion sur la déformation et le déplacement des résidus.

Déformation verticale totale

L'ajout d'inclusions drainantes (essais 6 et 8 avec colonne de sable et essais 9 et 11 avec mur de sable) semble produire une augmentation de la déformation verticale totale (tableau 5.7). Ainsi pour les essais 6, 9 et 11, les déformations verticales (ϵ de $1,98 \cdot 10^{-2}$, $1,93 \cdot 10^{-2}$ et $2,96 \cdot 10^{-2}$, respectivement) sont au-dessus de la moyenne pour les essais faits sur les résidus miniers (ϵ de $1,86 \cdot 10^{-2}$). Par contre l'essai 8 a subi une déformation (ϵ de $1,28 \cdot 10^{-2}$) inférieure à la moyenne. Il est cependant important de rappeler ici que la contraction verticale est évaluée à partir de la mise en place des résidus miniers et non à partir du début des sollicitations cycliques. Il peut y avoir un tassement du matériau avant le début de l'essai, et celui-ci peut être accéléré par la présence des inclusions drainantes. Cet effet peut aussi être lié à un meilleur drainage provoqué par les inclusions drainantes (e.g. Barksdale et Bachus, 1983).

Déplacement des plaques de plastique

L'insertion de différents types d'inclusion a influencé le déplacement des résidus miniers durant et après les sollicitations cycliques. L'effet des inclusions sur le mouvement des résidus miniers est présenté à la figure 5.21, qui montre le déplacement enregistré par les LVDT à des

profondeurs comparables pour les différents essais durant les sollicitations cycliques (lorsqu'un essai n'est pas représenté, il n'y avait pas de capteur de déplacement à cette profondeur). Les déplacements sont montrés jusqu'à ce que les sollicitations cycliques soient terminées ou jusqu'à ce qu'il y ait décrochement du LVDT.

La figure 5.21 montre que les déplacements sont plus grands à proximité de la surface des échantillons. La figure 5.21a montre qu'à des faibles profondeurs (entre 11,5 et 16,9 cm), les résidus miniers ont un comportement initialement contractant, puis dilatant pour les essais 8, 9, 10 et 11. Par contre, les essais 5 et 7 ne montrent pas de comportement contractant à cette profondeur. Il semblerait aussi que l'ajout d'une inclusion drainante (sous forme d'une colonne de sable pour l'essai 8 et d'un mur de sable pour les essais 9 et 11) retarde la phase de dilatation (mouvement vers le haut de la plaque de plastique) des résidus miniers à cette profondeur. Ceci implique que les résidus miniers sont stables plus longtemps, puisque la dilatance apparaît lorsque les contraintes effectives sont trop faibles pour maintenir la stabilité des résidus. L'effet de retard est plus marqué avec l'ajout d'un mur de sable (comportement dilatant vers la 800^e seconde pour l'essai 9 et environ vers la 1000^e seconde pour l'essai 11) que pour une colonne de sable (comportement dilatant vers la 300^e seconde pour l'essai 8).

La figure 5.21b montre le déplacement des plaques à des profondeurs comprises entre 21,0 et 27,3 cm. Il est hasardeux de comparer directement les résultats des essais 6, 7 et 8 avec les essais sur les résidus seulement (essais 5 et 10), puisque les résidus ont été consolidés (sous leur propre poids) avant le chargement cyclique lors de l'essai 5 (I_D plus élevé), alors que la plaque de plastique lors de l'essai 10 est plus profonde que les autres (27,3 cm pour l'essai 10 et entre 21,0 et 23,5 cm pour les essais 6 à 8). On voit néanmoins que l'effet du mur de sable (essais 9 et 11) est significatif : il retarde le comportement dilatant des résidus miniers avec un pic cyclique qui n'est pas atteint durant l'essai. Donc, ces inclusions drainantes continues allongent la période de stabilité lors des sollicitations cycliques.

Les figures 5.21c et d montrent que les déplacements sont moins importants en profondeur. Les déplacements sont alors trop faibles pour en tirer des conclusions. Notons toutefois que les

plaques des essais 9 et 11 (figure 5.21c) s'enfoncent un peu tandis que les plaques des essais 5 et 10 présentent un léger déplacement vers le haut. Les plaques qui se déplacent vers le bas indiqueraient que les résidus sont encore en contraction et que les pressions ne sont pas encore suffisamment élevées pour causer une instabilité (ce qui n'est pas le cas pour les essais 5 et 10).

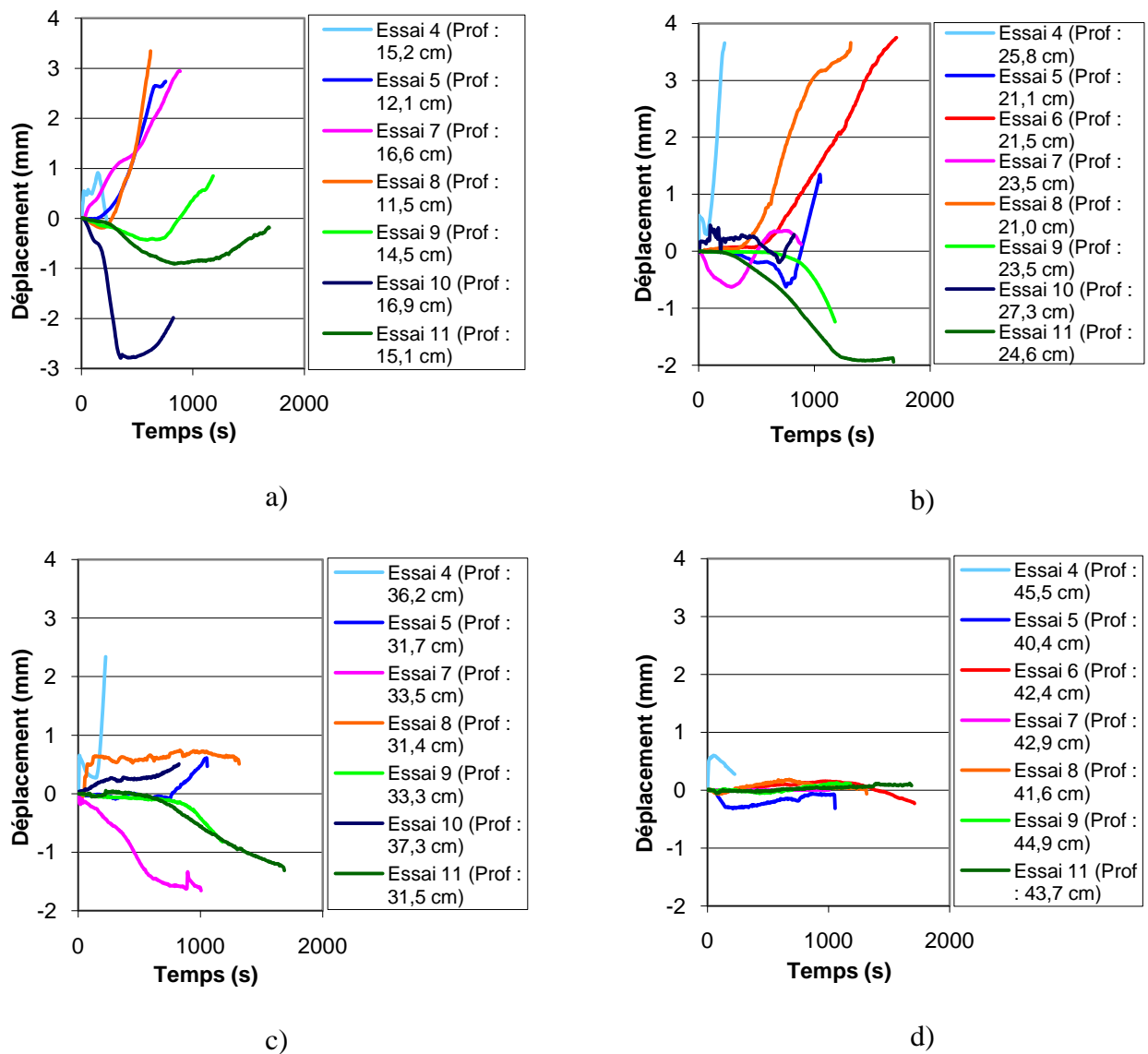


Figure 5.21. Déplacements enregistrés pour les différents essais durant les sollicitations cycliques, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 11,5 et 16,9 cm; b) profondeur variant entre 21,0 et 27,3 cm; c) profondeur variant entre 31,4 et 37,3 cm; d) profondeur variant entre 40,4 et 45,5 cm.

Déplacement des plaques métalliques

L'ajout d'inclusions dans les résidus miniers peut affecter le développement des surpressions, des contraintes effectives, et par conséquent la capacité portante du matériau. Dans ce cas, la déformation totale et le déplacement des résidus durant l'essai cyclique seront aussi affectés. L'effet des inclusions sur le déplacement des plaques métalliques est montré à la figure 5.22.

La figure 5.22a montre le déplacement des plaques métalliques à la surface des résidus miniers (entre 0 et 1,5 cm de profondeur). On voit que pour l'essai 7 (inclusion rigide), la plaque réagit de façon similaire à celle de l'essai 4 (résidus seulement), c'est-à-dire qu'elle s'enfonce plus rapidement que les autres. L'inclusion rigide (non drainante) n'aurait donc pas d'effet significatif sur la résistance des résidus miniers en surface. Pour les essais 6 (inclusion rigide remplie de sable) et 8 (colonne de sable), les plaques s'enfoncent plus lentement que pour les essais 4 et 7. Ce constat tend à confirmer que l'inclusion drainante ralentit la perte de capacité portante. Comme les plaques des essais 6 et 8 s'enfoncent au même rythme, il semblerait que la colonne rigide influence peu le comportement des résidus miniers lors des sollicitations cycliques pour ces essais. La plaque au sommet de l'essai 9 (mur de sable) prend beaucoup plus de temps que les autres à s'enfoncer. Le mouvement des plaques métallique indique que les inclusions de sable (essais 6, 8, 9 et 11) ont pour effet de retarder la perte de capacité portante (et le développement des surpressions) sur toute la hauteur du modèle, même proche de la surface où cet aspect n'est pas clairement perçu par le mouvement des plaques de plastique et par le développement des surpressions.

La figure 5.22b montre le déplacement des plaques métalliques à des profondeurs comprises entre 11,6 cm et 17,9 cm de profondeur. L'effet des différentes inclusions semble être le même qu'en surface. Il est possible de tirer les mêmes conclusions sur les autres plaques positionnées dans les résidus miniers. Le déplacement des autres plaques est donc présenté à la figure D.64 de l'annexe D.

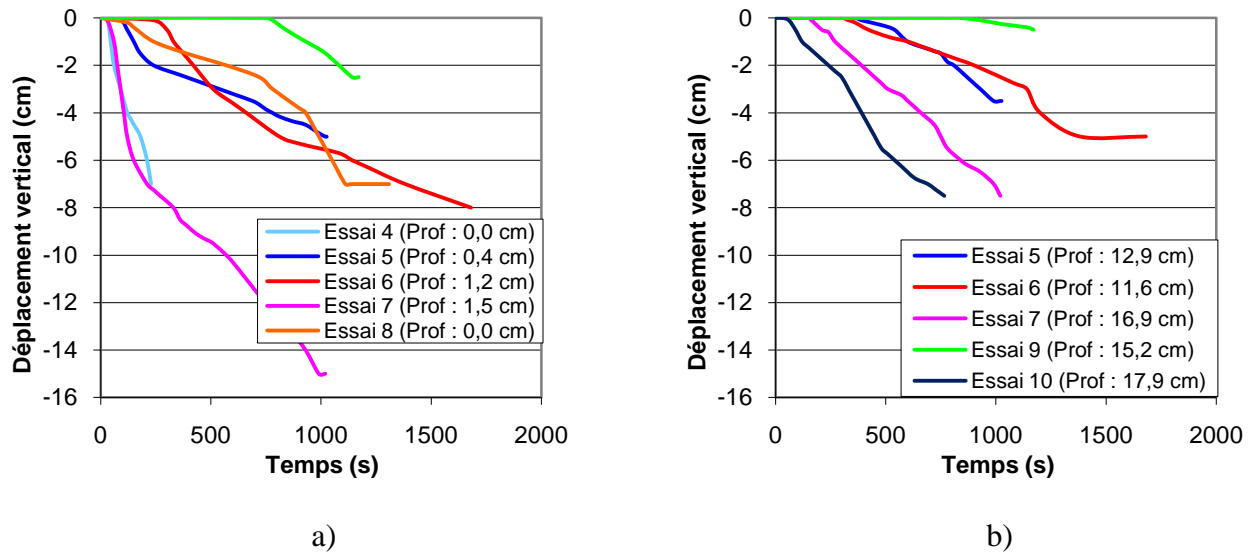


Figure 5.22. Déplacements des plaques métalliques lors des différents essais durant les sollicitations cycliques, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 0 et 1,5 cm; b) profondeur variant entre 11,6 et 17,9 cm.

5.6.2.2 État initial

L'état initial des résidus peut avoir un effet sur la déformation verticale finale observée à la fin de l'essai (tableau 5.7) et sur le déplacement des résidus durant les sollicitations cycliques. En particulier, l'indice de densité (I_D) est un facteur important qui affecte la compressibilité d'un matériau (e.g. Lade et al. 2009). Lors des essais faits sur les résidus miniers, l'effet de l'indice de densité est peu perceptible puisque cette valeur est relativement constante d'un essai à l'autre (sauf pour l'essai 4 où $I_D = 65\%$, mais la durée des sollicitations est tellement faible qu'on ne peut pas comparer directement la contraction verticale avec celle des autres essais). Rappelons que les valeurs de e_{\min} et de e_{\max} qui ont servi au calcul de l'indice de densité I_D ont été données au tableau 3.2.

Les graphiques de la figure 5.21 montrent que le comportement lors de l'essai 4, sur les résidus plus lâche, est différent de celui des autres essais ($I_D = 65\%$ pour l'essai 4). Il a été mentionné à la section 5.2.2 que l'indice de densité initial (I_D) n'avait pas eu d'influence apparente sur le développement des suppressions interstitielles. Par contre, il semblerait qu'il affecte le

mouvement des plaques de plastique. On note alors un déplacement initial vers le bas suivi d'un déplacement vers le haut plus rapide pour l'essai 4 que pour les autres essais. Le fait que les résidus miniers réagissent plus rapidement aux sollicitations que lors des autres essais est probablement lié à l'indice de densité initial plus faible ($I_D = 65\%$). Comme les résidus sont plus lâches, ils se contractent plus rapidement entraînant l'augmentation des surpressions interstitielles et l'état de dilatance plus rapidement.

À l'inverse, les figures 5.21b et c montrent que les résidus miniers de l'essai 5 (résidus consolidés sous leur propre poids) prennent plus de temps avant que les plaques remontent vers la surface (état de dilatance) comparativement aux essais 4 et 10. La consolidation ayant eu lieu avant le chargement cyclique aurait donc eu pour effet de diminuer l'indice de densité des résidus et d'augmenter la résistance des résidus durant les sollicitations cycliques. On observe aussi cette corrélation à la figure 5.22, où le déplacement vers le bas des plaques métalliques est retardé comparativement aux essais 4, 7 et 10. La déformation totale (tableau 5.7) obtenue lors de l'essai 5 ($1,26 \cdot 10^{-2}$) tend à confirmer l'augmentation de la résistance des résidus durant les sollicitations puisqu'elle est moins importante que tous les autres essais, sauf l'essai 4. Des résultats assez semblables ont aussi été observés par Ishihara et al. (1980).

Déplacement observé par les bandes de gravier

Le déplacement des bandes de gravier est présenté dans cette section étant donné que l'état initial est le seul facteur qui influence distinctivement le mouvement des bandes de gravier. Le tableau 5.8 montre le déplacement vertical moyen des bandes de gravier pour chacun des essais. L'essai 4 présente le deuxième plus grand déplacement moyen des couches supérieures et le plus grand déplacement moyen des couches du centre pour les essais faits avec des résidus. À l'inverse, l'essai 5 (résidus consolidés) montre un déplacement moyen des couches supérieures bien en-dessous de la moyenne. Comme l'indice de densité (I_D) de l'essai 4 est inférieur aux autres et que les résidus de l'essai 5 ont été consolidés sous leur propre poids, ces résultats semblent confirmer l'influence de l'état initial sur la déformation finale des matériaux.

Le tableau 5.8 montre aussi que les différentes inclusions ne semblent pas avoir influencé significativement le mouvement des bandes de gravier. On remarque néanmoins que le déplacement est plus grand proche de la surface pour pratiquement tous les essais, et que le déplacement total des bandes de gravier est plus marqué dans le sable (essai 3) que dans les essais sur les résidus miniers (essais 4 à 11). Rappelons cependant que le sable a été soumis à des sollicitations avec une accélération horizontale maximale (PGA) plus grande que les résidus miniers.

Il faut aussi se rappeler que cette évaluation des déplacements avec les bandes de gravier est peu précise. De plus, il est possible que les bandes de gravier se soient un peu déplacées lors du montage, avant le début des sollicitations cycliques, mais ce déplacement n'est pas quantifiable.

Tableau 5.8. Déplacement vertical moyen des bandes de gravier à diverses profondeurs.

Essai	Déplacement total du gravier		
	Couche supérieure	Couche du centre	Couche inférieure
#	(mm)	(mm)	(mm)
3	39,0	20,0	28,0
4	20,5	11,8	2,5*
5	9,9	9,7	5,5
6	17,3	9,0	3,5
7	7,3	9,9	7,7
8	22,8	6,7	4,3*
9	14,1	6,8	0,4
10	-	5,8	1,6*
11	11,7	4,0	1,3

* Déplacement vers le haut

5.6.2.3 Durée des sollicitations

La durée des sollicitations cycliques peut avoir un effet sur la déformation verticale finale observée à la fin de l'essai (tableau 5.7). Rappelons que la durée a été ajustée en fonction de la réponse des transducteurs de pression. Comme les surpressions se développaient plus lentement

lors des essais avec les inclusions drainantes (essais 6, 8, 9 et 11), la durée des sollicitations a été allongée. La déformation mesurée pour ces essais plus longs est plus grande que la moyenne. Le résultat de l'essai 4 tend à confirmer qu'en diminuant la durée des sollicitations on diminue la déformation verticale.

En résumé, le comportement des matériaux dans les conditions étudiées a été significativement influencé par l'ajout d'une inclusion, par l'état initial des résidus et par la durée des sollicitations. L'influence de ces facteurs a été mise en évidence par la variation des surpressions interstitielles (Δu), des contraintes effectives (σ') et des rapports de pressions interstitielles (r_u), par le déplacement des plaques de plastique et de métal ainsi que des bandes de gravier. Les conclusions générales du projet qui découlent de ces observations sont présentées au chapitre 6.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les rejets du concentrateur de mines en roches dures, comme ceux que l'on retrouve dans la ceinture de roches vertes de l'Abitibi, dans l'Ouest du Québec, sont des matériaux meubles qui peuvent être très sensibles aux sollicitations dynamiques. Plusieurs investigations ont été menées sur le comportement des sols naturels soumis à des sollicitations dynamiques, mais ce n'est pas le cas pour les rejets entreposés en surface dans des parcs à résidus miniers. Puisqu'ils ne réagissent pas nécessairement de la même façon que les sols naturels, il est important d'en faire l'étude par le biais d'essais sous chargement cyclique.

Ce projet avait comme objectif premier d'observer les changements physiques engendrés lorsque des rejets de concentrateur provenant de mines en roches dures sont soumis à des sollicitations cycliques. Le comportement des résidus miniers a été analysé ici de manière comparative afin d'évaluer l'influence de divers types d'inclusions sur leur réponse mécanique. Une série de huit essais a été réalisée sur un modèle physique placé sur une table sismique; trois essais ont été faits sur des résidus miniers uniquement, trois essais comprenaient une inclusion cylindrique placée au centre du modèle et deux essais comprenaient une inclusion continue traversant le modèle. En plus de ces essais menés sur les résidus miniers, un essai a été fait sur un sable afin de comparer le comportement des deux matériaux. Tous les essais ont été réalisés sur un montage instrumenté afin d'observer le développement des pressions interstitielles, les déplacements et l'évolution approximative de la capacité portante des résidus miniers (et du sable) à différentes profondeurs. Les informations fournies par ces mesures nous ont permis de dégager certaines tendances relatives au comportement de ces matériaux lorsque soumis aux sollicitations cycliques. Ces tendances, qui sont rappelées dans ce qui suit, sont valides pour les conditions de laboratoire propres à ce projet, mais elles pourraient varier pour d'autres conditions.

Voici un résumé des principales observations découlant des neuf essais réalisés sur la table sismique :

- Les matériaux étudiés (résidus de mines en roches dures et sable) sont sujets à des variations de volume (ΔV) et à la création de surpressions (Δu) lors de chargements cycliques. Ceci indique qu'ils pourraient être susceptibles à la liquéfaction.
- Durant les sollicitations cycliques, les pressions interstitielles atteignent un pic proche de la surface des résidus d'abord; ce pic progresse ensuite vers le bas. Une fois que les pressions ont atteint leur pic cyclique, les matériaux passent d'un comportement contractant à un comportement dilatant, malgré des contraintes verticales effectives supérieures à zéro ($\sigma'_v > 0$).
- Le rapport des pressions interstitielles r_u ($\Delta u / \sigma'_{vo}$) ne doit pas nécessairement atteindre une valeur unitaire pour que les matériaux passent d'un comportement contractant à un comportement dilatant. Les résultats montrent aussi que cette transition se produit à des valeurs de r_u qui augmentent avec la profondeur.
- Les résidus miniers pour lesquels les surpressions ont atteint un pic cyclique, et qui passent ensuite à un état de dilatance, subissent une augmentation rapide des surpressions interstitielles (Δu) à l'arrêt des sollicitations cycliques jusqu'à l'atteinte d'un pic post-cyclique. Le rapport des pressions interstitielles (r_u) peut alors égaler l'unité lors de l'atteinte du deuxième pic. Toutefois, pour les résidus miniers qui sont dans un état de contraction à la fin du chargement cyclique (i.e. les surpressions n'ont pas atteint un pic cyclique), les pressions interstitielles redescendent immédiatement après l'arrêt des sollicitations. Cette différence de comportement serait attribuable au fait que les particules doivent se « redéposer » et se restructurer lorsque le matériau termine sa phase de dilatance sous chargement cyclique.
- La différence entre les indices de densité (I_D) initiaux (65 % pour l'essai 4 et 80 % pour l'essai 5) ne semble pas influencer significativement le développement des surpressions

interstitielles. Par contre, la valeur de I_D affecte le déplacement des résidus miniers durant les essais. Les plaques de plastique montrent un déplacement initial vers le bas (comportement contractant) suivi d'un déplacement vers le haut (comportement dilatant), et ce plus rapidement pour un matériau lâche que pour un matériau dense.

L'ajout de diverses inclusions a influencé le comportement des résidus miniers en ralentissant le développement des surpressions interstitielles. Ainsi, pour nos essais :

- La contraction verticale totale et le déplacement des résidus durant les sollicitations semblent être principalement affectés par trois facteurs : le type d'inclusion ajouté dans les résidus, l'état initial du matériau et la durée des sollicitations. Cependant, l'effet de l'état initial est difficile à quantifier car les valeurs de I_D sont relativement proches pour la plupart des essais.
- L'ajout d'inclusions drainantes et rigides permet de ralentir le développement des surpressions dans les résidus miniers. Cet effet est plus marqué à la base qu'au sommet des résidus miniers dans le montage. Les inclusions drainantes dissipent les surpressions interstitielles durant les sollicitations cycliques. Pour les essais avec une inclusion rigide (essais 6 et 7), il semblerait que l'interaction avec le tube crépiné augmente la résistance mécanique des résidus en profondeur. Une inclusion drainante a un effet plus marqué sur le développement des pressions interstitielles qu'une inclusion rigide non drainante.
- La présence d'un mur de sable (essais 9, et 11 avec tapis de sable) a un plus grand impact sur le développement des surpressions. L'inclusion continue ralentit de façon plus marquée le développement des surpressions et le moment où celles-ci atteignent leur pic cyclique. Ces inclusions drainantes favorisent aussi la consolidation des résidus avant le début de l'essai (durant la mise en place de la caisse). Cette consolidation préalable pourrait avoir un effet sur l'indice des vides au début de l'essai et sur la résistance à la liquéfaction.

- Les inclusions drainantes permettent une dissipation des surpressions interstitielles plus rapide après la fin des sollicitations cycliques.

Des travaux supplémentaires à ceux présentés ici pourraient aider à valider certains résultats obtenus lors de ce projet et élargir nos connaissances sur le sujet. Par exemple, il serait intéressant de comparer les résultats obtenus expérimentalement avec ceux calculés à l'aide d'un logiciel de modélisation numérique. James (2009) a développé et utilisé un modèle numérique à partir du code FLAC (Itasca) afin de simuler le comportement des résidus miniers lorsqu'ils sont soumis à des séismes. Ce modèle numérique pourrait être utilisé afin de reproduire les conditions de laboratoire de notre étude. Cette comparaison permettrait de valider certains résultats obtenus dans le cadre de ce projet et aussi de transposer les résultats pour d'autres conditions et à une autre échelle. Des essais de laboratoire supplémentaires seraient également utiles afin de mieux comprendre l'influence de facteurs additionnels liés à la problématique de la liquéfaction des résidus miniers. Voici quelques cas d'intérêt :

- Étudier plus précisément l'impact de l'indice de densité (I_D) sur le comportement des résidus miniers, en mettant une emphase sur les indices de densité normalement retrouvés dans les parcs à résidus miniers.
- Insérer une inclusion rigide perméable qui traverserait verticalement le modèle et qui serait perpendiculaire à l'axe du mouvement de la table.
- Insérer une inclusion continue drainante et/ou rigide traversant verticalement l'échantillon et parallèle à l'axe du mouvement de la table sismique.

- Évaluer le comportement d'autres résidus miniers ayant des caractéristiques physiques (e_{\min} , e_{\max} , k_{sat} ...) différentes (et non-générateurs d'acide), pour les mêmes conditions que celles utilisées lors de ce projet.
- Varier les sollicitations appliquées par la table sismique (fréquence, accélération maximale, spectre).
- Étudier l'effet d'une alternance entre des couches de résidus miniers ayant une granulométrie plus grossière et plus fine.
- Reproduire les essais faits sur du sable par d'autres auteurs.
- Utiliser des instruments supplémentaires afin de mieux suivre l'évolution de la teneur en eau volumique $\Delta\theta$ et de la porosité n durant les différentes phases du comportement des résidus miniers (par exemple, des sondes Echo ou TDR).

On peut conclure ce mémoire en mentionnant que ces travaux ont permis de développer un nouveau protocole expérimental pour des essais cycliques sur table sismique avec des résidus provenant de mines en roches dures. Ce protocole pourra servir pour la réalisation d'autres essais sur table sismique avec des résidus miniers. Les résultats obtenus tendent à montrer qu'il serait possible de réduire le potentiel de liquéfaction des résidus de mines en roches dures en installant des inclusions drainantes. Ils ont aussi montré que le comportement de ces résidus utilisés ressemble à celui des sols naturels (sables). Dans le futur, il serait intéressant d'observer le comportement d'inclusions dans les résidus miniers directement dans les parcs, afin de compléter les résultats obtenus dans ce mémoire et dans les projets de recherche complémentaires actuellement en cours.

BIBLIOGRAPHIE

- Adalier, K. & Elgamal A.W. (2002). Seismic response of adjacent dense and loose saturated sand columns. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(2), 115-127.
- Adalier, K., Elgamal, A.W., Meneses, J. & Baez, J.I. (2003). Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(7), 571-584.
- Adalier, K. & Sharp, M.K. (2004). Embankment dam on liquefiable foundation – dynamic behavior and densification remediation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1214-1224.
- Andrus, R.D. & Chung, R.M. (1995). *Ground improvement techniques for liquefaction remediation near existing lifelines* (NISTIR 5714). Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology.
- Andrus, R.D. & Stokoe II, K.H. (1997). Liquefaction resistance based on shear wave velocity. *Proceeding of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, (pp. 89-128). Buffalo, NY: T.Y. Youd and I.M. Idriss, Eds.
- Andrus, R.D. & Stokoe II, K.H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 126(11), 1015-1025.
- Aubertin, M. & 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. & Chapuis, R.P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 470-482.
- Aubertin, M., Bussière, B. & Bernier, L. (2002a). *Environnement et gestion des rejets miniers*. [CD-ROM]. Montréal, Qc : Presses Internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jollette, D., Bussière, B., Chapuis, R.P., James, M. & Riffon, O. (2002b). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle. *Comptes-Rendus du Symposium: Environnement et les Mines: Défis et Perspectives, Rouyn-Noranda, Qc* (pp. 526-552).
- Barksdale, R.D. & Bachus, R.C. (1983). *Design and construction of stone columns Vol.1* (FHWA/RD-83/026). Washington, DC: FHWA Geotechnical Engineering Publication.
- Barksdale, R.D. (1987). *Application of the state of the art of stone columns – liquefaction, local bearing failure, and example calculations* (REMR-GT-7). Washington, DC: US Army Corps of Engineers.
- Black, J.A., Sivakumar, V., Madhav, M.R. & Hamill, G.A. (2007). Reinforced stone columns in weak deposits: laboratory model study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(9), 1154-1161.
- Boulanger, R.W. & Idriss, I.M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), 1413-1426.

- Bowles, J.E. (1984). *Physical and geotechnical properties of soils* (2^e édition). New York, NY: McGraw-Hill.
- Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L. & Chang, D. (2007). Static pushover analyses of pile groups in liquefied and laterally spreading group in centrifuge tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(9), 1055-1066.
- Bray, J.D. & Sancio, R.B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 132(9), 1165-1177.
- Brennan, A. J. & Madabhushi, S.P.G. (2005). Liquefaction and drainage in stratified soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), 876-885.
- 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), 1019-1052.
- Chang, W.J., Rathje, E.M., Stokoe II, K.H. & Hazirbaba, K. (2007). In situ pore-pressure generation behavior of liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(8), 921-931.
- Davies, M.P. & Lighthall P.C. (2001). Geotechnical aspects of several recent mine tailings impoundment failures. *Proceedings of the 54th Canadian Geotechnical Conference, Calgary, Canada* (pp. 321-326).

- Davies, M.P. (2002). Tailings impoundment failures: are geotechnical engineers listening? *Geotechnical News*, 31-36.
- deAlba, P., Chan, C.K. & 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.
- Dou, Y., Liu, X. & Li, Y. (2004). Shaking table testing of vibration reduction of sand cushion. *Proceedings of the 2004 International Symposium on Safety and Technology*, (Vol. 4, pp. 703-708).
- Finn W.D.L., Pickering, D.J., & Bransby, P.L. (1972). Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 97(4), 639-659.
- Fourie, A.B. (2006). Liquefaction potential of surface deposits of high-density thickened tailings. *Proceedings of the 9th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Paste 2006 Limerick, Ireland* (pp. 107–116). Perth, Australia: Édité par R. Jewell, S. Lawson et P. Newman (Australian Centre for Geomechanics).
- Garga, V. & McKay, L.D. (1984). Cyclic triaxial strength of mine tailings. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(8), 1091-1105.
- Guilbert, J.M. & Park C.F. (1986). *The geology of ore deposits*. New York, NY: W.H. Freeman and company.

- Han, J. & Ye, S.L. (2002). A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects. *The International Journal of Geomechanics*, 2(2), 135-151.
- Hausmann, M.R. (1990). *Engineering principles of ground modification*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Holtz, R.D. & Kovacs, 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.
- Hyde, A.F.L., Higuchi, T. & Yasuhara, K. (2006). Liquefaction, cyclic mobility, and failure of silt. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 132(6), 716-735.
- Hyde, A.F.L., Higuchi, T. & Yasuhara, K. (2007). Postcyclic recompression, stiffness and consolidated cyclic strength of silt. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(4), 416- 423.
- Indraratna, B., Attya, A. & Rujikiatkamjorn, C. (2009). Experimental investigation of effectiveness of a vertical drain under cyclic loads. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 135(6), 835-839.
- International Commission on Large Dam & 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.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 15(1), 29-44.

Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., & Takahashi, Y. (1980). Cyclic strength characteristics of tailings materials. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 20(4), 127-142.

Ishihara, K., Sodekawa, M. & 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.

James, M., Jolette, D., Aubertin, M. & Bussière, B. (2003). An experimental set-up to investigate tailings liquefaction and control measures. *Proceedings of the International Symposium on Major Challenges in Tailings Dams (ICOLD), Montreal, Canada* (pp. 153-164).

James, M., Aubertin, M. & Wilson, G.W. (2006). Evaluation of the dynamic stability of a tailings dam using FLAC. *Proceedings of the 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Madrid, Espagne* (pp. 161-169).

- 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.
- Jaouhar, M. (2011). *Étude de l'effet d'inclusions de roches stériles sur la consolidation des résidus miniers*. Mémoire à paraître, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Jinguuji, M., Toprak, S. & Kunitatsu, S. (2007). Visualization technique for liquefaction process in chamber experiments by using electrical resistivity monitoring. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(3), 191-199.
- Jolette, Darcy. (2002). *Élaboration d'un système sur simulateur sismique afin d'étudier le potentiel de liquéfaction des sols*. Projet de fin d'étude, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Kagawa, T., Taji, Y., Sato, M. & Minowa, C. (1997). Soil-pile-structure interaction in liquefying sand from large-scale shaking table tests and centrifuge tests. *ASCE Geotechnical Special Publication No.70*, 69-84.
- Koester, J.P. (1994). The influence of fines type and content on cyclic strength. *Ground failures under seismic conditions, ASCE Geotechnical Special Publication No.44*, 17-33.
- Kokusho, T. & Kojima T. (2002). Mechanism for postliquefaction water film generation in layered sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 128(2), 129-137.

- Kokusho, T., Hara, T. & 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), 621-629.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.
- Kramer S.L. & Mayfield, R.T. (2007). Return period of soil liquefaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(7), 802-813.
- Kumar, S. (2001). Reducing liquefaction potential using dynamic compaction and construction of stone columns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19(2), 169-182.
- Lade, P.V., Yamamuro, J.A. & Liggio Jr., C.D. (2009). Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand. *Geomechanics and Engineering*, 1(1), 1-15.
- Lee, K.L. (1965). *Triaxial compressive strength of saturated sand under seismic loading conditions*. Thèse de Ph.D., University of California, Berkeley, USA.
- Lee, K.L. & Fitton, J.A. (1968). Factors affecting the cyclic loading strength of soil. *First Annual Meeting ASTM: Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations* ASTM STP 450, 71-95.
- Lew, M. & Hudson, M.B. (2004). *Liquefaction Basics*. STRUCTURE magazine. Consulté le 26 février 2006, tiré de <http://www.structuremag.org/archives/2004/june/Liquefaction.pdf>.

- Liang, J., Elias D. & Le Roux, G. (2009). Application of earthquake ground motion simulation in the evaluation of tailings storage facility performance. *Australian Centre for Geomechanics - Newsletter*, 32, 8-10.
- Liyanapathirana, D.S. & Poulos, H.G. (2005). Seismic lateral response of piles in liquefying soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 131(12), 1466-1479.
- Lo, R.C., Kloth, E.J. & Finn, W.D.L. (1988). Stability of hydraulic sandfill tailings dams. *Hydraulic Fill Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No.21*, 549-572.
- Low, B.K. & Wilson, H.T. (1997). Reliability analysis of reinforced embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 672-685.
- Malvick, E.J., Kutter, B.L., Boulanger, R.W. & Kulasingam, R. (2006). Shear localization due to liquefaction-induced void redistribution in a layered infinite slope. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 132(10), 1293-1303.
- Martin, G. R., Finn, W.D.L. & Seed, H.B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(GT5), 423-438.
- Martin II, J.R., Olgun, C.G., Mitchell, J.K. & Durgunoglu, H.T. (2004). High-modulus columns for liquefaction mitigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(6), 561-571.
- McCarthy, D.F. (2007). *Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics* (7^e édition). Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.

- McManus, K.J., Charton, G. & Turner, J.P. (2004). Effect of micropiles on seismic shear strain. *ASCE Geotechnical Special Publication No.124*, 134-145.
- Mitchell, J.K. & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (3^e édition). New York, NY: John Wiley Interscience.
- Mittal, H. & Morgenstern, N.R. (1977). Design and performance of tailings dams. *Proceedings of Conference, Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material (ASCE), Ann Arbor, USA* (pp. 475-492).
- Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K. & Arulanandan, K. (1977). Effect of sample preparation on sand liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT2), 91-108.
- Okamura, M. & Teraoka, T. (2005). Shaking table tests to investigate soil desaturation as liquefaction countermeasure. *ASCE Geotechnical Special Publication No.145*, 282-293.
- Özener, P.T., Özeydin, K. & Berilgen, M.M. (2008). Investigation of liquefaction and porewater pressure development in layered sands. *Bulletin Earthquake Engineering*, 7(1), 199-219.
- 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. & Matin II, J.R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5), 408-415.

Prakash, S. (1981). *Soil Dynamics*. New York, NY: McGraw-Hill.

Prasad, S.K., Towhata, I., Chandradhara, G.P. & Nanjundaswamy, P. (2004). Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering. *Current Science*, 87(10), 1398-1404.

Qiu, Y. & Sego, D.C. (2001). Laboratory properties of mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(1), 183-190.

Riemer, M., Moriwaki, Y. & 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. & Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459.

Robinsky, E.I. (1999). *Thickened tailings disposal in the mining industry*. Toronto, On: E.I. Robinsky Associates.

Rollins K.M., Olsen, K.G., Jensen, D.K., Garret, B.H., Olsen, R.J. & Egbert, J.J. (2006). Pile spacing effects on lateral pile group behavior: load tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 132(10), 1262-1271.

Rollins K.M., Olsen, K.G., Jensen, D.K., Garret, B.H., Olsen, R.J. & Egbert, J.J. (2006). Pile spacing effects on lateral pile group behavior: analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 132(10), 1272-1283.

- Rollins, K.M., Quimby, M., Jonhson S.R. & Price, B. (2009). Effectiveness of stone columns for liquefaction mitigation of silty sands with and without wick drains. *Proceedings of the 2009 US-China Workshop on Ground Improvement Technologies, ASCE Geotechnical Special Publication No.188*, 160-169.
- Sanin, M.V. & Wijewickreme, D. (2006). Cyclic shear response of channel-fill Fraser delta silt. *Soils Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), 854-869.
- Sasaki, Y. & Taniguchi, E. (1982). Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 22(3), 1-14.
- Seed, H.B. & Lee, K.L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 92(6), 105-134.
- Seed, H.B. & Idriss I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal Geotechnical Engineering*, 97(9), 1249-1273.
- Seed, H.B. & Idriss I.M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Sonu, C.J., Ito, K. & Oishi, H. (1993). Harry Seed, liquefaction and the gravel drain. *Civil Engineering Magazine*, 63(12), 58-60.
- Tan, S.A., Tjahyono, S. & Oo. K.K. (2008). Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 134(2), 185-194.

- Tao, X., Kagawa, M., Minowa, C. & Abe, A. (1998). Verification of dynamic soil-pile interaction. *Geotechnical Special Publication*, 75(2), 1199-1210.
- Towhata, I., Vargas-Monge, W., Orense, R.P. & Yao, M. (1999). Shaking table tests on subgrade reaction of pipe embedded in sandy liquefied subsoil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18(5), 347-361.
- Troncoso, J.H. (1986). Critical state of tailings silty sands for earthquake loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(4), 248-252.
- U.S. Environmental Protection Agency (EPA). (1994). *Design and evaluation of tailings dams* (EPA530-R-94-038). Washington, DC: U.S. Government Printing Office.
- Vick, S.G. (1983). *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, Australia (pp. 53-62). Hobart, Australia: Australian National Committee on Large Dams.
- Walker, A.J. & Stewart, H.E. (1989). *Cyclic undrained behaviour of nonplastic and low plasticity silts* (NCEER-89-0035). Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.

- 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., Sanin, M.V. & Greenaway, G. (2005). Cyclic shear response of fine-grained mine tailings, *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), 1408-1421.
- Yamamoto, Y., Hyodo, M & Orense, R.P. (2009). Liquefaction resistance of sandy soils under partially drained condition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 135(8), 1032-1043.
- Yamamuro, J.A. & Lade, P.V. (2006). Mechanics of instability of sand at high pressures. *Second Japan-U.S Workshop on Testing, Modeling and Simulation, Kyoto, Japon* (pp. 374-389).
- Yegian, M.K., Eseller-Bayat, E., Alshawabkeh, A. & Ali, S. (2007). Induced-partial saturation for liquefaction mitigation: experimental investigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(4), 372-380.
- 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), 817-833.
- Zhou, Y.G. & Chen, Y.M. (2007). Laboratory investigation on assessing liquefaction resistance of sandy soils by shear wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(8), 959-972.

ANNEXES

ANNEXE A – Calibrage, positionnement des instruments au montage et essais de caractérisation

Tableau A.1. Courbe de calibrage des transducteurs de pression utilisés.

Transducteur No.	Plage de lecture	Équation de calibrage, y = pression (cm d'eau) et x = tension électrique (volt)
T-7	± 15 PSI	$y = 522,11186x - 1577,39025$
T-8	± 15 PSI	$y = 342,89427x - 1502,42408$
T-11	± 5 PSI	$y = 111,91641x - 496,03118$
T-12	± 5 PSI	$y = 112,47594x - 500,88317$
T-13	± 5 PSI	$y = 112,22252x - 502,07610$
T-14	± 5 PSI	$y = 111,63153x - 496,73724$
T-15	± 5 PSI	$y = 111,95167x - 499,08618$
T-16	± 5 PSI	$y = 112,50472x - 500,47986$
T-17	± 5 PSI	$y = 112,07268x - 497,77128$

Tableau A.2. Courbe de calibrage des transducteurs de mouvement utilisés.

Transducteur No.	Équation de calibrage, y = déplacement (mm) et x = tension électrique (volt)
LVDT-3	$y = -1,1229x + 0,0203$
LVDT-4	$y = -1,1025x - 0,0110$
LVDT-10	$y = -1,1252x - 0,0038$
LVDT-11	$y = -1,1134x - 0,0133$

Tableau A.3. Position des instruments mis en place lors de l'essai 3.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	105	613	836
LVDT 4	250	611	620
LVDT 10	350	614	406
LVDT 11	451	620	205
Plaque métallique			
Plaque 1	250	344	851
Plaque 2	350	332	672
Plaque 3	451	332	437
Plaque 4	600,0	323	219
Transducteurs de pression			
T-5	50	430	595
T-11	105	435	595
T-7	173	431	600
T-12	252	418	599
T-13	350	454	587
T-8	451	439	596
T-14	500	437	595
Gravier coloré			
Couche 1	196	-	155 à 880
Couche 2	381	-	190 à 890
Couche 3	529	-	180 à 900

Tableau A.4. Position des instruments au démontage de l'essai 3.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	94	N.D.	N.D.
LVDT 4	203	N.D.	N.D.
LVDT 10	293	N.D.	N.D.
LVDT 11	402	N.D.	N.D.
Plaque métallique			
Plaque 1	178	N.D.	N.D.
Plaque 2	245	N.D.	N.D.
Plaque 3	338	N.D.	N.D.
Plaque 4	449	N.D.	N.D.
Transducteurs de pression			
T-5	44	420	596
T-11	72	426	585
T-7	122	455	602
T-12	166	444	591
T-13	257	484	561
T-8	329	463	553
T-14	404	450	548
Gravier coloré			
Couche 1	155 à 183	0	200 à 860
Couche 2	342 à 377	0	200 à 860
Couche 3	456 à 523	0	201 à 860

Tableau A.5. Position des instruments mis en place lors de l'essai 4.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	93	752	702
LVDT 4	186	749	536
LVDT 10	290	735	415
LVDT 11	396	743	243
Plaque métallique			
Plaque 1	183	246	726
Plaque 2	390	249	581
Plaque 3	493	250	424
Plaque 4	548	250	215
Transducteurs de pression			
T-8	93	436	596
T-11	186	401	596
T-12	293	483	605
T-13	390	515	590
T-14	491	510	592
Gravier coloré			
Couche 1	119	0	120 à 940
Couche 1	95	200 à 860	840
Couche 1	95	610	170 à 860
Couche 2	308	0	130 à 890
Couche 2	297	610	170 à 860
Couche 2	294	200 à 860	855
Couche 3	517	0	170 à 870
Couche 3	503	195 à 880	860
Couche 3	504	610	180 à 850

Tableau A.6. Position des instruments au démontage de l'essai 4.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	90	748	745
LVDT 4	185	746	594
LVDT 10	283	725	426
LVDT 11	389	737	254
Plaque métallique			
Plaque 1	166	242	743
Plaque 2	324	240	585
Plaque 3	407	247	416
Plaque 4	484	242	192
Transducteurs de pression			
T-8	61	475	585
T-11	159	408	602
T-12	237	495	596
T-13	363	509	586
T-14	413	508	554
Gravier coloré			
Couche 1	105 à 133	0	120 à 920
Couche 1	78 à 110	190 à 800	875
Couche 1	90 à 112	620	180 à 860
Couche 2	290 à 306	0	140 à 920
Couche 2	268 à 290	170 à 840	842
Couche 2	277 à 293	620	160 à 820
Couche 3	478 à 505	0	160 à 860
Couche 3	472 à 500	165 à 900	875
Couche 3	475 à 494	623	170 à 860

Tableau A.7. Position des instruments mis en place lors de l'essai 5.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	110	792	714
LVDT 4	197	781	525
LVDT 10	313	780	358
LVDT 11	393	781	213
Plaque métallique			
Plaque 1	198	251	709
Plaque 2	385	264	531
Plaque 3	463	266	354
Plaque 4	510	270	176
Transducteurs de pression			
T-8	123	440	601
T-11	206	432	595
T-12	313	457	599
T-13	370	450	592
T-14	449	465	585
Gravier coloré			
Couche 1	136	0	160 à 900
Couche 1	115	175 à 865	840
Couche 1	117	635	170 à 840
Couche 2	347	0	140 à 920
Couche 2	318	175 à 870	850
Couche 2	320	630	190 à 850
Couche 3	490	0	150 à 920
Couche 3	470	205 à 835	840
Couche 3	468	635	130 à 840

Tableau A.8. Position des instruments au démontage de l'essai 5.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	107	788	732
LVDT 4	190	785	532
LVDT 10	299	784	365
LVDT 11	392	788	232
Plaque métallique			
Plaque 1	159	250	707
Plaque 2	325	277	519
Plaque 3	393	260	354
Plaque 4	457	261	172
Transducteurs de pression			
T-8	122	461	606
T-11	204	463	594
T-12	311	488	598
T-13	367	468	594
T-14	448	467	584
Gravier coloré			
Couche 1	121 à 133	0	200 à 840
Couche 1	105 à 135	200 à 820	855
Couche 1	103 à 118	655	200 à 800
Couche 2	327 à 345	0	180 à 880
Couche 2	299 à 315	160 à 840	850
Couche 2	304 à 317	630	200 à 800
Couche 3	475 à 491	0	200 à 860
Couche 3	453 à 468	180 à 840	835
Couche 3	445 à 462	620	200 à 820

Tableau A.9. Position des instruments mis en place lors de l'essai 6.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 10	86	865	813
LVDT 11	295	851	397
Plaque métallique			
Plaque 1	188	222	825
Plaque 2	292	242	618
Plaque 3	394	242	420
Plaque 4	498	234	229
Transducteurs de pression			
T-8	89	425	300
T-11	191	420	300
T-12	300	430	306
T-13	348	501	291
T-14	456	489	305
T-15	500	au centre du tube crépiné	
T-16	342	au centre du tube crépiné	
T-17	150	au centre du tube crépiné	
Gravier coloré			
Couche 1	113	0	160 à 880
Couche 1	97	200 à 720	810
Couche 1	96	695	180 à 840
Couche 2	312	0	160 à 920
Couche 2	307	280 à 710	770
Couche 2	306	700	210 à 800
Couche 3	491	0	170 à 900
Couche 3	481	350 à 730	800
Couche 3	486	710	160 à 800

Tableau A.10. Position des instruments au démontage de l'essai 6.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 10	88	857	837
LVDT 11	299	850	422
Plaque Métal			
Plaque 1	175	236	832
Plaque 2	255	235	600
Plaque 3	329	237	406
Plaque 4	430	220	213
Transducteurs de pression			
T-8	65	440	303
T-11	195	423	300
T-12	299	445	309
T-13	353	490	295
T-14	444	475	308
T-15	500	au centre du tube crépiné	
T-16	342	au centre du tube crépiné	
T-17	150	au centre du tube crépiné	
Gravier coloré			
Couche 1	93 à 110	0	140 à 840
Couche 1	91 à 100	220 à 720	775
Couche 1	89 à 102	660	220 à 740
Couche 2	292 à 320	0	160 à 880
Couche 2	291 à 298	280 à 720	775
Couche 2	289 à 301	680	220 à 760
Couche 3	465 à 488	0	160 à 900
Couche 3	450 à 466	360 à 740	785
Couche 3	455 à 485	675	200 à 780

Tableau A.11. Position des instruments mis en place lors de l'essai 7.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	99	825	830
LVDT 4	194	848	634
LVDT 10	294	822	448
LVDT 11	363	834	248
Plaque métallique			
Plaque 1	184	215	837
Plaque 2	285	220	654
Plaque 3	360	221	451
Plaque 4	514	209	257
Transducteurs de pression			
T-8	98	423	290
T-11	187	423	300
T-12	286	415	305
T-13	362	436	300
T-14	454	430	291
T-15	500	487	512
T-16	342	487	512
T-17	150	487	512
Gravier coloré			
Couche 1	121	0	160 à 890
Couche 1	110	300 à 700	800
Couche 1	107	675	190 à 800
Couche 2	302	0	200 à 850
Couche 2	303	300 à 700	775
Couche 2	305	675	190 à 800
Couche 3	469	0	210 à 800
Couche 3	456	380 à 710	780
Couche 3	455	685	235 à 800

Tableau A.12. Position des instruments au démontage de l'essai 7.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	96	830	845
LVDT 4	180	829	662
LVDT 10	289	833	464
LVDT 11	363	849	260
Plaque métallique			
Plaque 1	161	220	835
Plaque 2	225	218	646
Plaque 3	279	212	425
Plaque 4	388	169	235
Transducteurs de pression			
T-8	107	411	285
T-11	187	433	302
T-12	285	473	312
T-13	347	482	302
T-14	460	450	305
T-15	500	487	512
T-16	342	487	512
T-17	150	487	512
Gravier coloré			
Couche 1	98 à 118	0	160 à 880
Couche 1	94 à 109	260 à 680	785
Couche 1	95 à 107	675	240 à 760
Couche 2	288 à 307	0	200 à 840
Couche 2	281 à 300	280 à 680	765
Couche 2	285 à 302	710	220 à 720
Couche 3	453 à 471	0	180 à 840
Couche 3	437 à 467	340 à 680	735
Couche 3	442 à 450	765	360 à 720

Tableau A.13. Position des instruments mis en place lors de l'essai 8.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	92	865	850
LVDT 4	194	866	633
LVDT 10	298	861	406
LVDT 11	393	862	217
Plaque métallique			
Plaque 1	200	202	833
Plaque 2	298	203	635
Plaque 3	389	202	425
Plaque 4	508	215	204
Transducteurs de pression			
T-8	90	432	311
T-11	196	452	310
T-12	298	455	300
T-13	350	460	295
T-14	447	454	292
T-15	470	480	515
T-16	302	480	514
T-17	142	490	542
Gravier coloré			
Couche 1	100	0	200 à 840
Couche 1	96	290 à 720	810
Couche 1	97	700	280 à 830
Couche 2	317	0	210 à 900
Couche 2	308	350 à 710	780
Couche 2	307	690	280 à 800
Couche 3	492	0	200 à 840
Couche 3	487	320 à 690	775
Couche 3	488	665	330 à 790

Tableau A.14. Position des instruments au démontage de l'essai 8.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	85,	868	847
LVDT 4	184	867	633
LVDT 10	287	861	397
LVDT 11	404	853	210
Plaque métallique			
Plaque 1	183	202	840
Plaque 2	251	200	629
Plaque 3	302	218	404
Plaque 4	427	189	169
Transducteurs de pression			
T-8	105	431	308
T-11	193	462	310
T-12	301	485	307
T-13	349	475	302
T-14	444	465	290
T-15	473	465	509
T-16	297	480	506
T-17	144	490	541
Gravier coloré			
Couche 1	96 à 111	0	240 à 840
Couche 1	94 à 109	260 à 680	780
Couche 1	95 à 107	685	240 à 760
Couche 2	310 à 330	0	220 à 880
Couche 2	288 à 306	320 à 680	780
Couche 2	287 à 300	685	300 à 800
Couche 3	470 à 483	0	160 à 820
Couche 3	457 à 472	300 à 640	775
Couche 3	453 à 465	765	360 à 780

Tableau A.15. Position des instruments mis en place lors de l'essai 9.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	83	857	921
LVDT 4	195	860	739
LVDT 10	293	860	334
LVDT 11	383	860	161
Plaque métallique			
Plaque 1	191	178	936
Plaque 2	282	178	741
Plaque 3	376	175	345
Plaque 4	531	174	160
Transducteurs de pression			
T-8	97	445	315
T-11	187	445	298
T-12	305	445	300
T-13	360	442	308
T-14	452	448	297
T-15	470	470	505
T-16	294	465	517
T-17	134	479	530
Gravier coloré			
Couche 1	100	320 à 685	815
Couche 1	98	520	590 à 1065
Couche 2	298	350 à 750	835
Couche 2	298	545	590 à 1065
Couche 3	482	350 à 740	825
Couche 3	483	560	585 à 1065

Tableau A.16. Position des instruments au démontage de l'essai 9.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	85	868	847
LVDT 4	192	864	722
LVDT 10	283	855	344
LVDT 11	377	866	166
Plaque métallique			
Plaque 1	176	175	942
Plaque 2	270	174	744
Plaque 3	366	168	364
Plaque 4	499	155	145
Transducteurs de pression			
T-8	99	425	314
T-11	186	443	295
T-12	293	449	305
T-13	353	448	310
T-14	445	466	294
T-15	465	462	500
T-16	287	464	513
T-17	134	474	538
Gravier coloré			
Couche 1	93 à 105	330 à 680	825
Couche 1	93 à 102	540	650 à 1060
Couche 2	286 à 294	360 à 760	820
Couche 2	287 à 299	555	660 à 1060
Couche 3	459 à 474	340 à 700	840
Couche 3	462 à 481	520	640 à 1060

Tableau A.17. Position des instruments mis en place lors de l'essai 10.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	90	867	857
LVDT 4	189	862	627
LVDT 10	294	855	430
LVDT 11	386	851	221
Plaque métallique			
Plaque 1	187	210	845
Plaque 2	284	220	623
Plaque 3	388	225	407
Plaque 4	461	237	196
Transducteurs de pression			
T-11	194	427	306
T-12	290	421	282
T-13	334	415	282
T-14	426	420	297
T-15	103	406	312
T-16	292	449	536
T-17	145	500	512
Gravier coloré			
Couche 1	104	0	210 à 800
Couche 1	99	700	250 à 840
Couche 1	98	260 à 720	815
Couche 2	300	0	270 à 800
Couche 2	298	730	300 à 830
Couche 2	297	290 à 750	800

Tableau A.18. Position des instruments au démontage de l'essai 10.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	85	858	852
LVDT 4	186	857	632
LVDT 10	288	850	420
LVDT 11	399	850	254
Plaque métallique			
Plaque 1	148	226	845
Plaque 2	208	228	613
Plaque 3	262	231	380
Plaque 4	330	230	197
Transducteurs de pression			
T-11	192	462	313
T-12	285	459	295
T-13	332	455	291
T-14	422	446	305
T-15	101	420	313
T-16	308	475	517
T-17	149	451	500
Gravier coloré			
Couche 1	93 à 115	0	200 à 820
Couche 1	95 à 110	705	280 à 800
Couche 1	93 à 100	280 à 700	805
Couche 2	295 à 308	0	250 à 800
Couche 2	289 à 300	750	300 à 780
Couche 2	279 à 290	300 à 720	810

Tableau A.19. Position des instruments mis en place lors de l'essai 11.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	97	854	925
LVDT 4	218	852	727
LVDT 10	287	852	327
LVDT 11	382	855	148
Plaque métallique			
Plaque 1	213	178	936
Plaque 2	298	180	735
Plaque 3	378	185	335
Plaque 4	525	187	162
Transducteurs de pression			
T-8	97	421	315
T-11	198	443	300
T-12	275	475	290
T-13	352	450	294
T-14	447	445	295
T-15	475	460	532
T-16	287	470	532
T-17	159	476	535
Gravier coloré			
Couche 1	107	525	585 à 1065
Couche 1	106	330 à 735	825
Couche 2	314	540	585 à 1065
Couche 2	314	330 à 740	830
Couche 3	493	535	602 à 1065
Couche 3	495	300 à 760	830

Tableau A.20. Position des instruments au démontage de l'essai 11.

	Élévation par rapport à la base du montage	Distance par rapport au mur d'acrylique	Distance par rapport aux raccords rapides
Plaque de PVC	(mm)	(mm)	(mm)
LVDT 3	98	856	925
LVDT 4	210	858	718
LVDT 10	286	853	340
LVDT 11	377	873	160
Plaque métallique			
Plaque 1	204	175	922
Plaque 2	288	187	731
Plaque 3	344	182	355
Plaque 4	431	150	172
Transducteurs de pression			
T-8	108	425	317
T-11	203	445	295
T-12	258	490	297
T-13	351	449	300
T-14	445	451	294
T-15	474	460	501
T-16	292	474	515
T-17	159	475	538
Gravier coloré			
Couche 1	102 à 109	540	585 à 1060
Couche 1	102 à 108	320 à 700	825
Couche 2	309 à 316	530	585 à 1060
Couche 2	297 à 313	340 à 740	830
Couche 3	468 à 490	530	585 à 1060
Couche 3	481 à 488	320 à 760	825

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE / GRAIN SIZE ANALYSIS

Provenance de l'échantillon:		Laronde 60% - Doyon 40%		Manipulation	NP		
Site location of sample:				Date:	2007-03-12		
ASTM : D421 - D422 - D1140 - D2217 - E11		Tamis (mm)	Masse retenue (g)	après sédimento (g)	Matériel passant (%)	après sédimento (%)	
Teneur en eau		116	75,00		100,0	100,0	
Masse sol hum. + tare		756	50,00		100,0	100,0	
Masse sol sec + tare		631,50	25,00		100,0	100,0	
Masse sol sec		504,54	20,00		100,0	100,0	
Masse tare		126,96	14,00		100,0	100,0	
Teneur en eau		24,676	10,00		100,0	100,0	
Masse total		1863,0	5,00		100,0	100,0	
Masse retenue 5mm		0,0	2,50	0,00	100,0	100,0	
Masse passant 5mm hum.		1863	1,250	0,05	0,00	100,0	
Masse passant 5mm sec		1863,0	0,630	0,15	0,03	100,0	
Masse utilisée pour petite granulo		504,54	0,315	2,38	0,27	99,5	
numéro de la tare		116	0,160	23,60	2,30	95,3	
masse tare		126,96	0,080	98,73	10,06	80,4	
Sédimentométrie		B24	Commentaires:		D	%	
Masse sol sec + tare		171,52			mm	P	
Masse sol hum + tare		186,32			100,000	100,0	
Masse tare		111,54			75,000	100,0	
Masse sol sec		59,98			50,000	100,0	
Masse sol humide		74,78			25,000	100,0	
Masse sol utilisée sec		59,98			20,000	100,0	
Masse sol utilisée humide		74,78			14,000	100,0	
Densité relative des grains		3,385			10,000	100,0	
k =		0,01047			5,000	100,0	
a =		0,853			2,500	100,0	
Hydromètre utilisée		152 H			1,250	100,0	
					0,630	99,9	
					0,315	99,5	
TEMP.	T	R	dR	R-dR	L	0,160	96,2
°C	min					0,080	83,2
25,0	0,5	44,5	5,2	39,4	8,828	0,0440	56,0
25,0	1	35,0	5,2	29,9	10,386	0,0338	42,5
25,0	2	29,5	5,2	24,4	11,288	0,0249	34,6
25,0	4	23,9	5,2	18,8	12,206	0,0183	26,7
25,0	8	21,1	5,2	16,0	12,666	0,0132	22,7
24,9	15,5	16,3	5,0	11,3	13,453	0,0098	16,1
24,8	30	14,0	5,0	9,0	13,830	0,0071	12,8
24,9	60	12,2	5,2	7,1	14,125	0,0051	10,0
24,8	120	10,5	4,8	5,7	14,404	0,0036	8,1
24,7	240	9,1	5,0	4,1	14,634	0,0026	5,8
24,7	540	8,0	4,8	3,2	14,814	0,0017	4,6
24,3	1440	6,5	4,2	2,3	15,060	0,0011	3,3

Analyse granulométrique (Grain size analysis)

Diamètre des grains (mm)	% Passant (%)
0,001	5
0,002	5
0,004	6
0,006	8
0,008	10
0,010	15
0,012	22
0,015	28
0,020	35
0,025	42
0,030	48
0,040	55
0,050	65
0,060	75
0,075	85
0,100	95
0,150	98
0,250	99
0,500	100
1,000	100
2,000	100
5,000	100
10,000	100
20,000	100
50,000	100
100,000	100
200,000	100
500,000	100
1,000,000	100

Figure A.1. Résultats de l'analyse granulométrique des résidus miniers Laronde-Doyon.

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE / GRAIN SIZE ANALYSIS

Provenance de l'échantillon: Sigma - Demers				Manipulation	DF
Site location of sample:				Date:	2007-01-26
ASTM : D421 - D422 - D1140 - D2217 - E11		Tamais (mm)	Masse retenue (g)	après sédimento	Matériel passant (%)
Teneur en eau	104	75,00	0,0		100,0
Masse sol hum. + tare	578,53	50,00	0,0		100,0
Masse sol sec + tare	493,34	25,00	0,0		100,0
Masse sol sec	368,91	20,00	0,0		100,0
Masse tare	124,4	14,00	0,0		100,0
Teneur en eau	23,092	10,00	0,0		100,0
Masse total	1863,0	5,00	0,0		100,0
Masse retenue 5mm	0,0	2,50	1,2		99,7
Masse passant 5mm hum.	1863	1,250	1,8		99,5
Masse passant 5mm sec	1863,0	0,630	9,5		97,4
Masse utilisée pour petite granulo	368,91	0,315	65,7		82,2
numéro de la tare	104	0,160	167,0		54,7
masse tare	124,4	0,080	271,0		26,5
Sédimentométrie	B1	Commentaires :		D	%
Masse sol sec + tare	268,66			mm	P
Masse sol hum + tare	281,24			100,000	100,0
Masse tare	214,2			75,000	100,0
Masse sol sec	54,46			50,000	100,0
Masse sol humide	67,04			25,000	100,0
Masse sol utilisée sec	54,46			20,000	100,0
Masse sol utilisée humide	67,04			14,000	100,0
Densité relative des grains	2,756			10,000	100,0
k =	0,01225476			5,000	100,0
a =	0,979			2,500	99,7
Hydromètre utilisée	152 H			1,250	99,5
				0,630	97,4
				0,315	82,2
				0,160	54,7
				0,080	26,5
TEMP.	T	R	dR	R-dR	L
°C	min				
25,8	0,5	12,0	3,6	8,4	14,158
	1	9,8		6,2	14,519
	2	9,0		5,4	14,650
	4	8,8		5,2	14,683
	8	7,6		4,0	14,880
	15	7,2		3,6	14,945
	31	6,8		3,2	15,011
	60	6,3		2,7	15,093
	121	5,8		2,2	15,175
	260	5,7		2,1	15,191
	481	5,7		2,1	15,191
	1525	5,7		2,1	15,191

Analyse granulométrique (Grain size analysis)

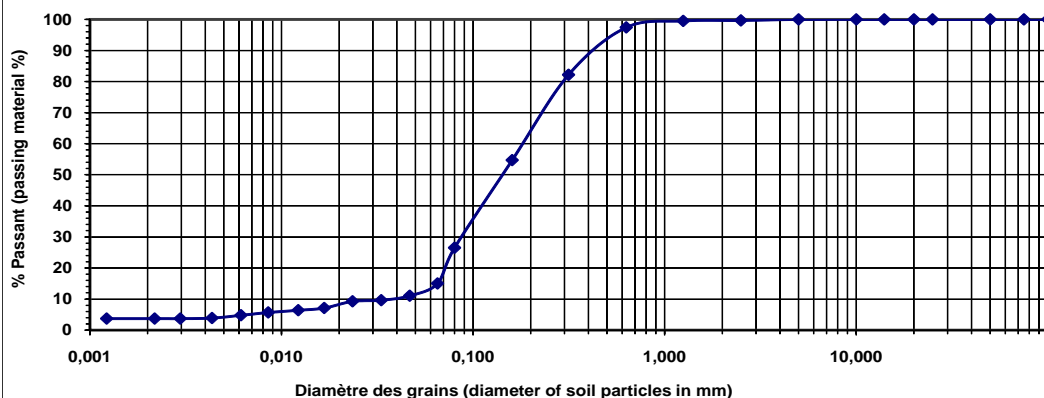


Figure A.2. Résultats de l'analyse granulométrique du sable Sigma-Demers.

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE / GRAIN SIZE ANALYSIS

Provenance de l'échantillon:		Sable grossier		Manipulation	NP
Site location of sample:				Date:	2008-04-09
ASTM : D421 - D422 - D1140 - D2217 - E11		Tamis (mm)	Masse retenue (g)	après sédimento	Matériel passant (%)
Teneur en eau	109	75,00	0,0		100,0
Masse sol hum. + tare		50,00	0,0		100,0
Masse sol sec + tare	542,60	25,00	0,0		100,0
Masse sol sec	408,64	20,00	0,0		100,0
Masse tare	133,96	14,00	0,0		100,0
Teneur en eau	0,000	10,00	0,0		100,0
Masse total	1863,0	5,00	0,0		100,0
Masse retenue 5mm	0,0	2,50	0,00		100,0
Masse passant 5mm hum.	1863	1,250	0,06		100,0
Masse passant 5mm sec	1863,0	0,630	27,24		93,3
Masse utilisée pour petite granulo	408,64	0,315	290,89		28,8
numéro de la tare	109	0,160	393,13		3,8
masse tare	133,96	0,080	406,78		0,5

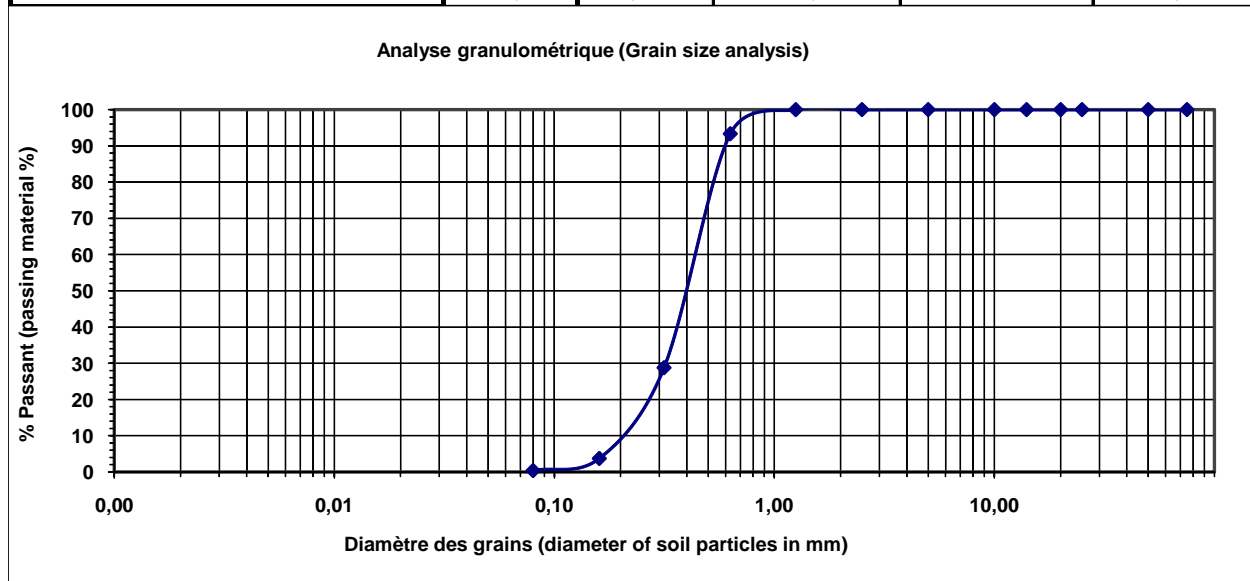


Figure A.3. Résultats de l'analyse granulométrique du sable grossier.

Tableau A.21. Résultats de la densité relative des grains des résidus miniers Laronde-Doyon.

Provenance de l'échantillon:	Mélange Laronde (60%) -Doyon (40%)
Site location of sample:	
Date:	2007-03-15

Norme : ASTM D - 854

Pycnomètre no	11	5	8
Masse pycnomètre + eau +sol g	707,31	732,91	728,19
Température ° C	25,5	25,5	25,3
Masse pycnomètre + eau g	664,80	685,20	686,34
No tare	67	64	62
Masse de la tare + sol sec g	389,04	386,08	380,45
Masse de la tare g	328,71	318,35	321,16
Masse du sol sec g	60,33	67,73	59,29
Masse volumique de l'eau @ 20° C	0,99691	0,99691	0,99696
Masse volumique de l'eau @ 20° C	0,99823	0,99823	0,99823
Densité relative	3,386	3,383	3,400
Densité relative corrigé @ 20°C)	3,382	3,379	3,395
Moyenne		3,385	

Tableau A. 22. Résultats de la densité relative des grains du sable Sigma-Demers.

Provenance de l'échantillon:	Mélange Sigma-Demers
Site location of sample:	
Date:	2006-11-01

Norme : ASTM D - 854

Pycnomètre no	11	5	8
Masse pycnomètre + eau +sol g	725,79	746,69	759,32
Température ° C	26,2	26,2	26,2
Masse pycnomètre + eau g	664,74	685,15	686,26
No tare	62	61	63
Masse de la tare + sol sec g	416,78	412,99	430,05
Masse de la tare g	321,13	316,40	315,49
Masse du sol sec g	95,65	96,59	114,56
Masse volumique de l'eau @ 20° C	0,99675	0,99675	0,99675
Masse volumique de l'eau @ 20° C	0,99823	0,99823	0,99823
Densité relative	2,765	2,756	2,761
Densité relative corrigé @ 20°C)	2,761	2,752	2,757
Moyenne		2,756	

Tableau A. 23. Résultats de la densité relative des grains du sable grossier.

Provenance de l'échantillon:	Sable Grossier
Site location of sample:	
Date:	2008-04-09

ASTM D - 854

Pycnomètre no	21	22	23
Masse pycnomètre + eau +sol g	735,81	736,76	740,69
Température ° C	25,9	25,7	26,1
Masse pycnomètre + eau g	676,25	673,19	675,15
No tare	65	64	67
Masse de la tare + sol sec g	459,87	420,03	433,41
Masse de la tare g	364,74	318,38	328,71
Masse du sol sec g	95,13	101,65	104,7
Masse volumique de l'eau @ 20° C	0,99681	0,99686	0,99676
Masse volumique de l'eau @ 20° C	0,99823	0,99823	0,99823
Densité relative	2,675	2,670	2,674
Densité relative corrigé @ 20°C)	2,671	2,666	2,670
Moyenne		2,669	

Provenance de l'échantillon:	Laronde-Doyon
------------------------------	---------------

Essai #	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Masse moule + sol compacté (g)	6562,0	6622,6	6645,7	6639,8	6647,4	6622,4	6613,7	6546,4	6504,3
Masse moule (g)	4295,0	4295,4	4294,1	4294,9	4294,4	4295,4	4294,5	4295,4	4295,2
Masse sol compacté (g)	2267,0	2327,2	2351,6	2344,9	2353,0	2327,0	2319,2	2251,0	2209,1
	2422,0	2486,3	2512,4	2505,2	2513,9	2486,1	2477,8	2404,9	2360,1
Masse vol. sec (g)	2237,5	2261,2	2274,4	2259,4	2253,9	2220,7	2209,3	2109,1	2034,4
No tare	12	1	126	124	126	13	106	7	14
Masse tare + sol humide (g)	693,4	796,0	797,4	818,1	943,0	762,6	996,4	789,0	897,5
Masse tare + sol sec (g)	650,5	735,8	731,8	749,7	856,4	695,1	902,2	708,5	791,8
Masse eau (g)	42,9	60,2	65,6	68,4	86,6	67,5	94,2	80,5	105,7
Masse tare (g)	130,3	131,1	105,0	121,1	105,8	130,4	127,0	134,6	131,6
Masse sol sec (g)	520,2	604,7	626,8	628,6	750,6	564,7	775,2	573,9	660,2
Teneur en eau (%)	8,2	10,0	10,5	10,9	11,5	12,0	12,2	14,0	16,0
Indice des Vides	0,513	0,497	0,488	0,498	0,502	0,524	0,532	0,605	0,664
Teneur en eau volumique	0,185	0,225	0,238	0,246	0,260	0,265	0,268	0,296	0,326
Porosité	0,339	0,332	0,328	0,333	0,334	0,344	0,347	0,377	0,399
Volume du moule (cm ³)	936,0	936,0	936,0	936,0	936,0	936,0	936,0	936,0	936,0
Densité relative des grains	3,385								
Degré de saturation (%)	54,4	67,8	72,5	73,9	77,8	77,2	77,3	78,5	81,6
Teneur en eau opt. (%)	11,1								
Opt. Proctor modifié (kg/m ³)	2285,0								

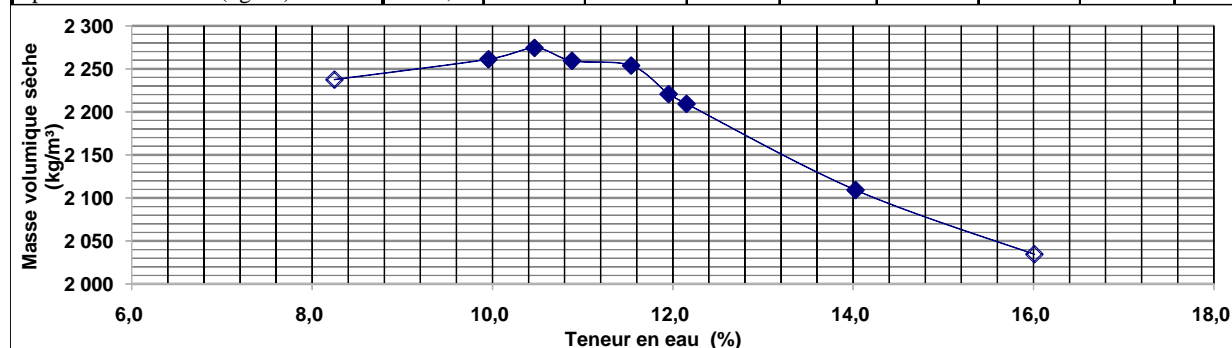


Figure A.4. Résultats du test Proctor modifié pour les résidus miniers Laronde-Doyon.

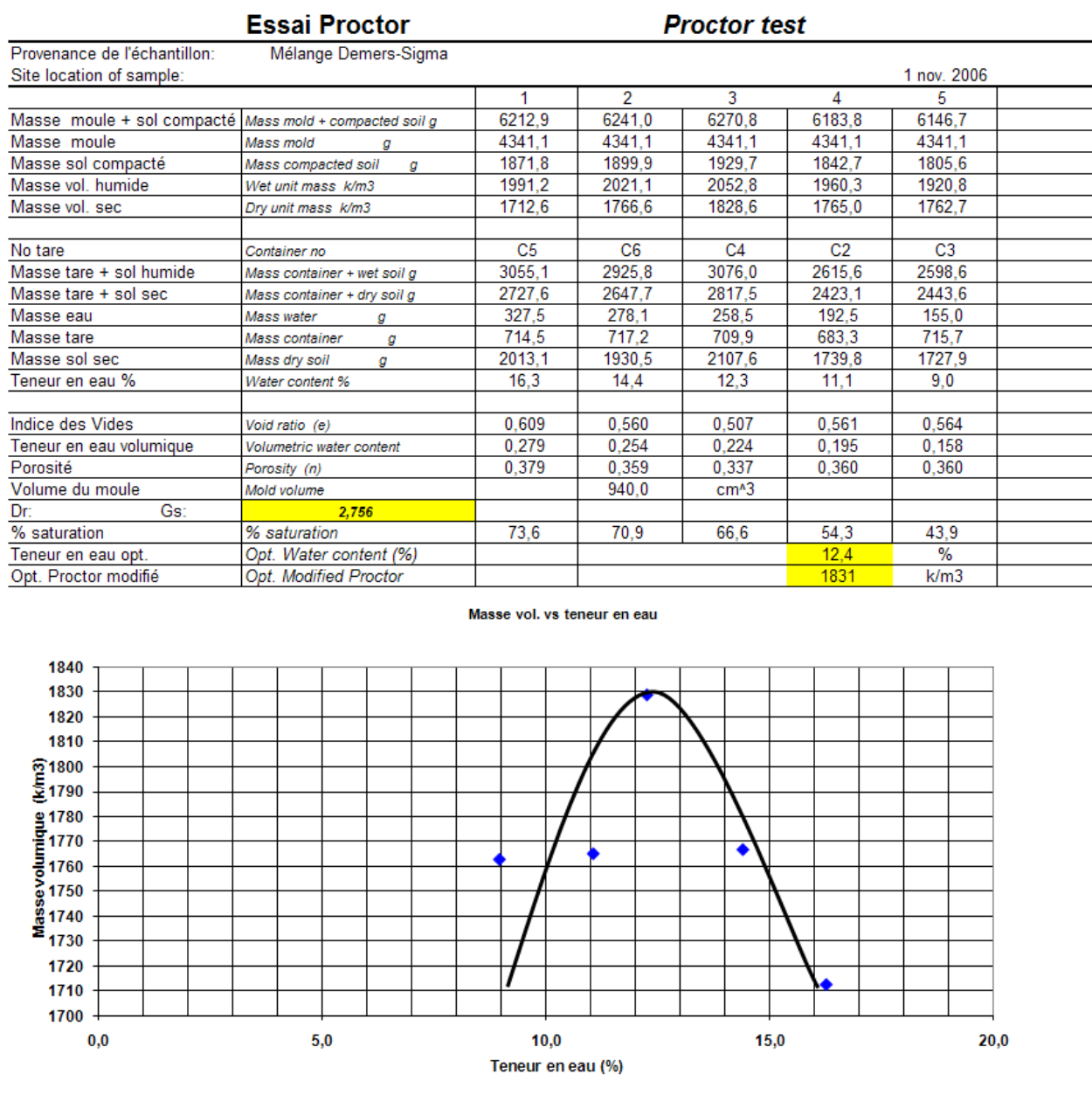


Figure A.5. Résultats du test Proctor modifié pour le sable Sigma-Demers.

Tableau A.25. Résultats de l'essai de conductivité hydraulique (à paroi rigide) dans le sable Sigma-Demers.

ESSAI DE PERMEABILITE PERMEABILITE A CHARGE VARIABLE									
Date:		22/01/2007							
Provenance de l'échant.:		Mélange Demers 57% et Sigma 43%							
Site location of sample:		silt et sable							
Géométrie	(moule #P6	Masse		Indice des vides: (e)				0,629	
Epaisseur initiale	10,75	Masse initiale humide g	1703,4	Porosité (n)				0,386	
Diamètre	10,33	Masse finale humide g	1867,9	Perméabilité (cm/s)				1,25E-03	
Surface	83,78	Masse finale sec g	1524,0	Commentaires:					
Volume	900,91	Densité relative	2,76						
Conditions de l'essai									
Saturation		Masse volum. Humide	1,89						
Par séchage (%) init.	51,56	Masse volum. Sec	1,69	Moule + eau:	4312,60				
Par séchage (%) fin.	98,84	Opt. Proctor	1,83	Moule + eau + sol:	5261,00	5273,40			
Teneur en eau initiale	11,77	Teneur en eau opt.	12,40	Masse eau init. / finale:	325,31	337,71			
Teneur en eau finale	22,57	% opt. Proctor	92,39	Degré de saturation	93,5	97,1			
Calibration (cm)			Burette utilisée		entrée cm ³	100	Sect. Burette entrée / sect. Test tube in 1,845		
o/s tête	head	75,6	Test tube used		sortie cm ³	100	Sect. Burette sortie / sect. Test tube out 1,845		
o/s base	base	25,3					Température		23,7
23/01/2007									
temps	temps	Lecture	Lecture	Volume	Volume	charge	diff	k	k20
min	s	tête	base	entrée	Sortie	cm	s	cm/s	cm/s
		cm ³	cm ³	cm ³	cm ³				
0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	50,3	0,0	-	-
0,20	12,0	6,0	6,0	6,0	6,0	43,8	12,0	1,37E-03	1,26E-03
0,35	21,0	10,0	10,0	10,0	10,0	39,5	21,0	1,37E-03	1,26E-03
0,50	30,0	14,0	13,8	14,0	13,8	35,2	30,0	1,41E-03	1,29E-03
0,70	42,0	18,0	17,8	18,0	17,8	30,9	42,0	1,37E-03	1,27E-03
0,92	55,0	22,0	21,7	22,0	21,7	26,6	55,0	1,37E-03	1,26E-03
1,18	71,0	26,0	25,7	26,0	25,7	22,3	71,0	1,36E-03	1,25E-03
1,50	90,0	30,0	29,6	30,0	29,6	18,0	90,0	1,35E-03	1,25E-03

Tableau A.26. Résultats de l'essai #1 de conductivité hydraulique à charge constante (paroi rigide) dans le sable grossier.

Constant Head Hydraulic Conductivity Test																				
Sample information:		Sable Filtrant #50						Apparatus:		Perméamètre à paroi rigide										
Details:		poche #3																		
Date:	2008-04-14																			
By:	NP		Cell #:	P-1		Burette #:	-		G _s (-)	2,669										
Sample dimensions:			Mass (of the material sample):						Water content:				Sample parameters:				Burette Calibration:			
Height (mm)	108,25		# Tare	Initial		Final		# Tare	Initial		Final		γ (g/cm ³)	Initial		Final		Height 0 ml (cm)	In	Out
Diameter (mm)	103,15			P-1	14	14	5-13		C-18	γ _w (g/cm ³)	1,72	2,05		Height max vol (cm)	52,8	53,6				
Height (cm)	10,83		M _{T + tare} (g)	4623,20	2344,00	-----	M _{T + tare} (g)	170,30	2344,00	γ _w (g/cm ³)	0,9972	0,9972	Height max vol (cm)	18,8	18,6					
Diameter (cm)	10,31		M _{Tare} (g)	3063,00	493,50	169,8	M _{Tare} (g)	38,15	493,50	γ _d (g/cm ³)	1,65	1,64	Burette volume (ml)	10	10					
Area (cm ²)	83,56		M _T (g)	1560,20	1850,50	-----	M _T (g)	132,15	1850,50	γ _s (g/cm ³)	2,66	2,66	cm per ml	3,40	3,50					
Volume (cm ³)	904,58		M _{d + tare} (g)		1970,40	176,1	M _{d + tare} (g)	164,33	1970,40	S _r (-)	20,49%	108,33%	a (cm ²)	0,294117647	0,28571429					
			M _d (g)	1489,72	1476,90	6,3	M _d (g)	126,18	1476,90	e (-)	0,62	0,62	Test conditions:							
						1483,20				n (-)	0,38	0,38	D piezo. (cm)	5,72						
										θ (-)	0,08	0,42	T (°C)	24,4						
										w (-)	4,73%	25,30%	k _{moy} (cm/s)	1,2E-02						
													k _{moy} (m/s)	1,2E-04						
t (s)	h _{in} (ml)	h _{out} (ml)	h _{in} (cm)	h _{out} (cm)	Δh (cm)	Δh' (cm)	Δt (s)	Δh/Δt (cm/s)	H _{moy} (cm)	i	h ₁ /h ₂	M _w out (g)	V _w (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)				
0	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	-----	-----	-----	-----	1,18	-----	-----	-----	-----	-----	-----				
60	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	76,51	76,72	1,279	1,29E-02	1,17E-02				
120	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	152,74	153,16	1,276	1,29E-02	1,16E-02				
180	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	228,91	229,55	1,275	1,29E-02	1,16E-02				
240	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	304,69	305,54	1,273	1,29E-02	1,16E-02				
300	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	380,96	382,02	1,273	1,29E-02	1,16E-02				
360	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	457,35	458,62	1,274	1,29E-02	1,16E-02				
420	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	536,69	538,18	1,281	1,30E-02	1,17E-02				
480	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	610,39	612,08	1,275	1,29E-02	1,16E-02				
540	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	685,89	687,79	1,274	1,29E-02	1,16E-02				
600	5,75	7,75	33,3	26,5	6,78	0,0	60,0	0,0	6,8	1,18	1,0	762,10	764,22	1,274	1,29E-02	1,16E-02				

Tableau A.28. Résultats de l'essai #1 de conductivité hydraulique à charge variable (paroi rigide) dans le sable grossier.

Variable Head Hydraulic Conductivity Test																			
Sample information:				Apparatus:															
Details:				Perméamètre à paroi rigide															
Date:	2008-04-15																		
By:	NP			Cell #:	P-1			Burette #:	-			G _s (-)	2,669						
Sample dimensions:				Mass (of the material sample):				Water content:				Sample parameters:				Burette Calibration:			
Height (mm)	108,25			Initial		Final		Initial		Final		Initial		Final		In		Out	
Diameter (mm)	103,15			# Tare	P-1	14	14	# Tare	5--13	C-18	γ (g/cm ³)	1,72	2,05	Height 0 ml (cm)	75,5		75,8		
Height (cm)	10,83			M _{T + tare} (g)	4623,20	2344,00	-----	M _{T + tare} (g)	170,30	2344,00	γ _w (g/cm ³)	0,9972	0,9972	Height max vol (cm)	28,5		28,8		
Diameter (cm)	10,31			M _{Tare} (g)	3063,00	493,50	169,8	M _{Tare} (g)	38,15	493,50	γ _d (g/cm ³)	1,65	1,64	Burette volume (ml)	500		500		
Area (cm ²)	83,56			M _T (g)	1560,20	1850,50	-----	M _T (g)	132,15	1850,50	γ _s (g/cm ³)	2,66	2,66	cm per ml	0,09		0,09		
Volume (cm ³)	904,58			M _{d + tare} (g)	1970,40		176,1	M _{d + tare} (g)	164,33	1970,40	S _r (-)	20,49%	108,33%	a (cm ²)	10,638298		10,638		
				M _d (g)	1489,72		6,3	M _d (g)	126,18	1476,90	e (-)	0,62	0,62	Test conditions:					
							1483,20	M _w (g)	5,97	373,60	n (-)	0,38	0,38	D piezo. (cm)					
								w (-)	4,73%	25,30%	θ (-)	0,08	0,42	T (°C)	24,4				
											k _{moy} (cm/s)	1,3E-02							
											k _{moy} (m/s)	1,3E-04							
t (s)	h _{in} (ml)	h _{out} (ml)	h _{in} (cm)	h _{out} (cm)	Δh (cm)	Δh' (cm)	Δt (s)	Δh/Δt (cm/s)	H _{moy} (cm)	i	Σt (s)	h ₁ /h ₂	k (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)					
0,00	0,00	493,00	75,5	29,5	46,0	-----	-----	-----	-----	4,3	-----	-----	-----	-----					
7,86	25,00	468,00	73,2	31,8	41,3	4,7	7,9	0,60	43,7	3,8	7,86	1,1	9,44E-03	8,52E-03					
16,26	50,00	443,00	70,8	34,2	36,6	4,7	8,4	0,56	39,0	3,4	16,26	1,3	9,68E-03	8,73E-03					
25,51	75,00	418,00	68,5	36,5	31,9	4,7	9,3	0,51	34,3	3,0	25,51	1,4	9,88E-03	8,91E-03					
35,76	100,00	393,00	66,1	38,9	27,2	4,7	10,3	0,46	29,6	2,5	35,76	1,7	1,01E-02	9,12E-03					
47,48	125,00	368,00	63,8	41,2	22,5	4,7	11,7	0,40	24,9	2,1	47,48	2,0	1,04E-02	9,35E-03					
60,67	150,00	343,00	61,4	43,6	17,8	4,7	13,2	0,36	20,2	1,6	60,67	2,6	1,08E-02	9,72E-03					
76,86	175,00	318,00	59,1	45,9	13,1	4,7	16,2	0,29	15,5	1,2	76,86	3,5	1,12E-02	1,01E-02					
98,09	200,00	293,00	56,7	48,3	8,4	4,7	21,2	0,22	10,8	0,8	98,09	5,5	1,19E-02	1,08E-02					
131,92	225,00	270,00	54,4	50,4	3,9	4,5	33,8	0,13	6,2	0,4	131,92	11,7	1,29E-02	1,16E-02					
175,09	240,00	255,00	52,9	51,8	1,1	2,8	43,2	0,07	2,5	0,1	175,09	41,5	1,47E-02	1,32E-02					

Tableau A.29. Résultats de l'essai #2 de conductivité hydraulique à charge variable (paroi rigide) dans le sable grossier.

Variable Head Hydraulic Conductivity Test

Sample information:		Sable Filtrant #50		Apparatus:		Perméamètre à paroi rigide								
Details:		poche #3												
Date:	2008-04-15													
By:	NP		Cell #:	P-1	Burette #:	-	G _s (-)	2,669						
Sample dimensions:		Mass (of the material sample):		Water content:		Sample parameters:		Burette Calibration:						
Height (mm)	108,25	# Tare	Initial	Final	# Tare	Initial	Final	Initial	Final	In	Out			
Diameter (mm)	103,15													
Height (cm)	10,83	M _{T + tare} (g)	P-1	14	14	M _{T + tare} (g)	5--13	C-18	γ (g/cm ³)	1,72	2,05	Height 0 ml (cm)	75,5	75,8
Diameter (cm)	10,31	M _{Tare} (g)	4623,20	2344,00	-----	M _{Tare} (g)	170,30	2344,00	γ _w (g/cm ³)	0,9972	0,9972	Height max vol (cm)	28,5	28,8
Area (cm ²)	83,56	M _T (g)	3063,00	493,50	169,8	M _T (g)	38,15	493,50	γ _d (g/cm ³)	1,65	1,64	Burette volume (ml)	500	500
Volume (cm ³)	904,58	M _{d + tare} (g)	1560,20	1850,50	-----	M _T (g)	132,15	1850,50	γ _s (g/cm ³)	2,66	2,66	cm per ml	0,09	0,09
		M _d (g)	164,33	1970,40	176,1	M _{d + tare} (g)	164,33	1970,40	S _r (-)	20,49%	108,33%	a (cm ²)	10,638298	10,638
			1489,72	1476,90	6,3	M _d (g)	126,18	1476,90	e (-)	0,62	0,62	Test conditions:		
				1483,20		M _w (g)	5,97	373,60	n (-)	0,38	0,38	D piezo. (cm)	0,00	
						w (-)	4,73%	25,30%	θ (-)	0,08	0,42	T (°C)	24,4	
												k _{moy} (cm/s)	1,1E-02	
												k _{moy} (m/s)	1,1E-04	
t (s)	h _{in} (ml)	h _{out} (ml)	h _{in} (cm)	h _{out} (cm)	Δh (cm)	Δh' (cm)	Δt (s)	Δh/Δt (cm/s)	H _{moy} (cm)	i	Σt (s)	h _i /h ₂	k (cm/s)	k ₂₀ (cm/s)
0,00	0,00	502,00	75,5	28,6	46,9	-----	-----	-----	-----	4,3	-----	-----	-----	-----
8,01	25,00	477,00	73,2	31,0	42,2	4,7	8,0	0,59	44,5	3,9	8,01	1,1	9,09E-03	8,20E-03
16,48	50,00	452,00	70,8	33,3	37,5	4,7	8,5	0,55	39,8	3,5	16,48	1,3	9,36E-03	8,44E-03
26,09	75,00	427,00	68,5	35,7	32,8	4,7	9,6	0,49	35,1	3,0	26,09	1,4	9,45E-03	8,52E-03
36,22	100,00	402,00	66,1	38,0	28,1	4,7	10,1	0,46	30,4	2,6	36,22	1,7	9,75E-03	8,80E-03
48,09	125,00	377,00	63,8	40,4	23,4	4,7	11,9	0,40	25,7	2,2	48,09	2,0	9,97E-03	8,99E-03
62,13	150,00	352,00	61,4	42,7	18,7	4,7	14,0	0,33	21,0	1,7	62,13	2,5	1,02E-02	9,21E-03
77,82	175,00	327,00	59,1	45,1	14,0	4,7	15,7	0,30	16,3	1,3	77,82	3,4	1,07E-02	9,66E-03
98,92	200,00	303,00	56,7	47,3	9,4	4,6	21,1	0,22	11,7	0,9	98,92	5,0	1,12E-02	1,01E-02
129,22	225,00	278,00	54,4	49,7	4,7	4,7	30,3	0,16	7,0	0,4	129,22	10,0	1,23E-02	1,11E-02

ANNEXE B – Caractéristiques physiques des couches lors des différents essais

Tableau B.1. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 5.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	111	199	316	389	463	0
Élévation du sommet	(mm)	111	199	316	389	463	514	514
Volume	(m ³)	0,126	0,100	0,132	0,083	0,084	0,058	0,583
Masse humide	(kg)	301,8	257,0	320,5	201,9	215,7	139,9	1436,8
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,40	2,57	2,42	2,43	2,57	2,43	2,47
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,91	2,12	2,00	2,00	2,17	2,03	2,03
Teneur en eau (w)	(%)	25,9	20,9	20,7	21,8	18,4	19,8	-
Indice des vides (e)	(-)	0,78	0,59	0,69	0,70	0,56	0,67	0,67
Porosité (n)	(-)	0,44	0,37	0,41	0,41	0,36	0,40	0,40
Indice de densité (I_D)	(-)	0,70	0,88	0,79	0,78	0,92	0,80	0,81
Degré de saturation (S_r)	(%)	112,9	119,2	101,9	105,9	111,4	100,2	108,9

Tableau B.2. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 5, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	438	362	271	188	81	0	0
Élévation du sommet	(mm)	507	438	362	271	188	81	507
Volume	(m ³)	0,079	0,086	0,103	0,094	0,122	0,092	0,576
Masse humide	(kg)	181,2	206,0	247,4	226,3	299,8	228,5	1389,1
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,30	2,39	2,40	2,40	2,47	2,49	2,41
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,93	2,09	2,06	2,08	2,12	2,13	2,08
Teneur en eau (w)	(%)	19,1	14,5	16,2	15,6	16,1	16,7	-
Indice des vides (e)	(-)	0,75	0,62	0,64	0,63	0,59	0,59	0,63
Porosité (n)	(-)	0,43	0,38	0,39	0,39	0,37	0,37	0,39
Indice de densité (I_D)	(-)	0,72	0,86	0,84	0,85	0,88	0,89	0,84
Degré de saturation (S_r)	(%)	85,8	79,3	85,8	84,1	91,7	96,1	87,3

Tableau B.3. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 5, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	1	2	2	3	3
Élévation de la base	(mm)	438	438	362	362	271	271
Élévation du sommet	(mm)	507	507	438	438	362	362
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	76,8	75,9	76,7	76,4	75,8	74,6
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,48	2,45	2,48	2,47	2,45	2,41
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,17	2,09	2,17	2,18	2,12	2,10
Teneur en eau (w)	(%)	19,9	18,3	15,1	13,9	16,2	16,3
Indice des vides (e)	(-)	0,56	0,62	0,56	0,55	0,60	0,61
Porosité (n)	(-)	0,36	0,38	0,36	0,36	0,37	0,38
Indice de densité (I_D)	(%)	0,92	0,86	0,92	0,93	0,88	0,87
Degré de saturation (S_r)	(%)	115,6	104,7	87,5	89,2	92,1	90,1

Tableau B.4. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 5, démontage « petits échantillons » (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		4	4	5	5	6	6	Moy.
Élévation de la base	(mm)	188	188	81	81	0	0	0
Élévation du sommet	(mm)	271	271	188	188	81	81	507
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	75,9	75,4	72,9	74,2	77,2	75,0	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,45	2,44	2,35	2,40	2,49	2,42	2,44
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,12	2,11	2,05	2,08	2,15	2,09	2,12
Teneur en eau (w)	(%)	15,6	15,6	16,1	16,1	16,6	16,9	16,3
Indice des vides (e)	(-)	0,59	0,60	0,65	0,63	0,57	0,62	0,60
Porosité (n)	(-)	0,37	0,38	0,40	0,39	0,36	0,38	0,37
Indice de densité (I_D)	(%)	0,88	0,88	0,82	0,85	0,91	0,86	0,88
Degré de saturation (S_r)	(%)	89,1	88,0	83,1	86,7	99,1	91,8	92,2

Tableau B.5. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 4.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	total
Élévation de la base	(mm)	0	104	195	293	396	497	0
Élévation du sommet	(mm)	104	195	293	396	497	548	548
Volume	(m ³)	0,118	0,103	0,111	0,118	0,114	0,059	0,622
Masse humide	(kg)	274,8	235,6	260,1	286,2	286,3	131,7	1474,7
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2330	2282	2345	2434	2522	2250	2372
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1840	1824	1864	2002	2026	1761	1899
Teneur en eau (w)	(%)	26,6	25,1	25,8	21,6	24,5	27,8	-
Indice des vides (e)	(-)	0,84	0,86	0,82	0,69	0,67	0,92	0,78
Porosité (n)	(-)	0,46	0,46	0,45	0,41	0,40	0,48	0,44
Indice de densité (I_D)	(-)	0,84	0,86	0,82	0,69	0,67	0,92	0,78
Degré de saturation (S_r)	(%)	107,3	99,4	107,0	105,8	123,5	102,0	109,1

Tableau B.6. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 4, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Moy.
Élévation de la base	(mm)	457	393	301	190	90	0	0
Élévation du sommet	(mm)	544	457	393	301	190	90	544
Volume du moule	(cm ³)	N.D.	79,49	80,01	30,95	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	N.D.	188,1	186,5	77,7	77,6	77,5	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	N.D.	2,37	2,33	2,51	2,51	2,50	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	N.D.	2,05	2,03	2,16	2,18	2,17	2,13
Teneur en eau (w)	(%)	N.D.	16,0	16,0	16,6	16,8	17,4	16,6
Indice des vides (e)	(-)	N.D.	0,65	0,67	0,56	0,55	0,56	0,59
Porosité (n)	(-)	N.D.	0,39	0,40	0,36	0,36	0,36	0,37
Indice de densité (I_D)	(%)	N.D.	0,83	0,81	0,91	0,93	0,91	0,88
Degré de saturation (S_r)	(%)	N.D.	105,8	81,2	96,0	101,7	100,9	96,7

Tableau B.7. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 4, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Moy
Élévation de la base	(mm)	457	393	301	190	90	0	0
Élévation du sommet	(mm)	544	457	393	301	190	90	544
Volume du moule	(cm ³)	N.D.	79,49	80,01	30,95	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	N.D.	188,1	186,5	77,7	77,6	77,5	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	N.D.	2,37	2,33	2,51	2,51	2,50	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	N.D.	2,05	2,03	2,16	2,18	2,17	2,13
Teneur en eau (w)	(%)	N.D.	15,2	14,8	16,0	14,8	15,5	15,3
Indice des vides (e)	(-)	N.D.	0,65	0,67	0,56	0,55	0,56	0,59
Porosité (n)	(-)	N.D.	0,39	0,40	0,36	0,36	0,36	0,37
Indice de densité (I_D)	(%)	N.D.	0,83	0,81	0,91	0,93	0,91	0,88
Degré de saturation (S_r)	(%)	N.D.	79,5	75,0	96,1	91,1	93,4	87,9

Tableau B.8. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 10.

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	2	3	4	5	Total
Élévation de la base	(mm)	0	98	196	294	389	0
Élévation du sommet	(mm)	98	196	294	389	463	463
Volume	(m ³)	0,111	0,112	0,112	0,107	0,083	0,525
Masse humide	(kg)	265,6	274,9	276,1	259,5	208,9	1285,1
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,40	2,46	2,47	2,41	2,50	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,03	2,07	2,07	2,04	2,11	2,06
Teneur en eau (w)	(%)	18,1	18,7	19,7	18,5	18,6	-
Indice des vides (e)	(-)	0,67	0,63	0,64	0,66	0,60	0,64
Porosité (n)	(-)	0,40	0,39	0,39	0,40	0,38	0,39
Indice de densité (I_D)	(-)	0,81	0,84	0,84	0,81	0,87	0,83
Degré de saturation (S_r)	(%)	92,1	100,3	104,3	94,8	104,5	98,9

Tableau B.9. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 10, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #				
		1	2	3	4	5
Élévation de la base	(mm)	356	261	147	0	0
Élévation du sommet	(mm)	455	356	261	147	455
Volume	(m ³)	0,112	0,109	0,129	0,167	0,516
Masse humide	(kg)	266,2	263,0	325,0	402,2	1256,5
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,37	2,42	2,52	2,41	2,43
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,03	2,10	2,21	2,11	2,10
Teneur en eau (w)	(%)	17,1	15,2	14,0	14,4	-
Indice des vides (e)	(-)	0,67	0,61	0,53	0,61	0,62
Porosité (n)	(-)	0,40	0,38	0,35	0,38	0,38
Indice de densité (I_D)	(-)	0,80	0,87	0,95	0,87	0,86
Degré de saturation (S_r)	(%)	86,5	84,5	89,0	80,6	83,4

Tableau B.10. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 10, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	1	2	2	3	3
Élévation de la base	(mm)	356	356	261	261	147	147
Élévation du sommet	(mm)	455	455	356	356	261	261
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	77,7	77,6	78,7	76,8	77,2	75,1
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,51	2,51	2,54	2,48	2,49	2,43
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,16	2,16	2,23	2,18	2,22	2,15
Teneur en eau (w)	(%)	17,2	17,0	15,6	14,7	15,0	13,0
Indice des vides (e)	(-)	0,57	0,56	0,52	0,55	0,53	0,58
Porosité (n)	(-)	0,36	0,36	0,34	0,36	0,35	0,37
Indice de densité (I_D)	(-)	0,91	0,91	0,96	0,92	0,95	0,90
Degré de saturation (S_r)	(%)	102,4	102,9	99,8	92,6	89,9	82,0

Tableau B.11. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 10, démontage « petits échantillons » (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #		
		4	4	Moy.
Élévation de la base	(mm)	0	0	0
Élévation du sommet	(mm)	147	147	455
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	76,4	76,3	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,47	2,47	2,49
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,18	2,18	2,18
Teneur en eau (w)	(%)	14,3	14,5	15,1
Indice des vides (e)	(-)	0,55	0,55	0,55
Porosité (n)	(-)	0,36	0,36	0,36
Indice de densité (I_D)	(%)	0,92	0,92	0,93
Degré de saturation (S_r)	(%)	88,3	88,1	92,4

Tableau B.12. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 6.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	90	189	299	396	478	0
Élévation du sommet	(mm)	90	189	299	396	478	510	510
Volume	(m ³)	0,099	0,112	0,124	0,109	0,093	0,036	0,572
Masse humide	(kg)	246,4	279,9	300,7	271,5	223,6	85,2	1407,2
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,48	2,50	2,43	2,50	2,42	2,36	2,46
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,05	2,08	2,02	2,08	1,99	1,94	2,04
Teneur en eau (w)	(%)	21,1	20,0	20,3	20,1	21,5	21,5	-
Indice des vides (e)	(-)	0,65	0,63	0,67	0,63	0,70	0,74	0,66
Porosité (n)	(-)	0,39	0,39	0,40	0,38	0,41	0,43	0,40
Indice de densité (I_D)	(-)	0,82	0,85	0,80	0,85	0,77	0,73	0,82
Degré de saturation (S_r)	(%)	109,8	108,3	102,2	109,0	103,7	98,2	105,9

Tableau B.13. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 6, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	2	3	4	5	Total
Élévation de la base	(mm)	429	338	238	145	0	0
Élévation du sommet	(mm)	500	429	338	238	145	500
Volume	(m ³)	0,078	0,102	0,112	0,105	0,163	0,561
Masse humide	(kg)	188,1	251,1	275,5	263,0	393,9	1371,5
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,40	2,46	2,45	2,51	2,42	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,02	2,12	2,14	2,18	2,07	2,08
Teneur en eau (w)	(%)	19,0	16,0	14,8	14,9	16,9	-
Indice des vides (e)	(-)	0,68	0,60	0,58	0,55	0,64	0,63
Porosité (n)	(-)	0,40	0,37	0,37	0,36	0,39	0,39
Indice de densité (I_D)	(-)	0,80	0,88	0,89	0,93	0,84	0,85
Degré de saturation (S_r)	(%)	94,9	90,9	85,8	91,4	89,7	88,5

Tableau B.14. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 6, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	2	2	3	3	4
Élévation de la base	(mm)	429	338	338	238	238	145
Élévation du sommet	(mm)	500	429	429	338	338	238
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	76,7	74,9	73,7	75,5	75,4	74,7
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,48	2,42	2,38	2,44	2,44	2,42
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,14	2,09	2,08	2,13	2,14	2,11
Teneur en eau (w)	(%)	18,0	15,7	16,3	15,1	14,6	14,4
Indice des vides (e)	(-)	0,58	0,62	0,63	0,59	0,58	0,60
Porosité (n)	(-)	0,37	0,38	0,38	0,37	0,37	0,38
Indice de densité (I_D)	(-)	0,89	0,86	0,85	0,88	0,89	0,87
Degré de saturation (S_r)	(%)	110,2	87,8	86,5	84,6	86,0	83,7

Tableau B.15. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 6, démontage « petits échantillons » (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #			
		4	5	5	Moy.
Élévation de la base	(mm)	145	0	0	0
Élévation du sommet	(mm)	238	145	145	500
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	76,1	78,6	76,0	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,46	2,54	2,46	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,17	2,19	2,13	2,14
Teneur en eau (w)	(%)	15,4	16,8	17,0	16,1
Indice des vides (e)	(-)	0,56	0,54	0,59	0,59
Porosité (n)	(-)	0,36	0,35	0,37	0,37
Indice de densité (I_D)	(%)	0,92	0,93	0,89	0,89
Degré de saturation (S_r)	(%)	90,0	104,9	97,2	94,0

Tableau B.16. Caractéristiques physiques des couches de sable lors du montage de l'essai 6.

Caractéristiques	Unités	Couche #				
		1	2	3	4	Total
Élévation de la base	(mm)	0	124	228	406	0
Élévation du sommet	(mm)	124	228	406	591	591
Volume	(m ³)	0,0010	0,0008	0,0014	0,0015	0,0048
Masse sèche	(kg)	1,49	1,38	2,19	2,25	7,31
Masse volumique avec $S_r = 100\%$ (ρ_{tot})	(g / cm ³)	1,50	1,65	1,53	1,51	1,54
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,94	2,03	1,96	1,94	1,97
Indice des vides (e)	(-)	0,78	0,62	0,75	0,77	0,73
Porosité (n)	(-)	0,44	0,38	0,43	0,43	0,42

Tableau B.17. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 7.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	97	197	298	370	448	0
Élévation du sommet	(mm)	97	197	298	370	448	529	529
Volume	(m ³)	0,109	0,112	0,115	0,082	0,088	0,091	0,597
Masse humide	(kg)	270,2	264,9	263,8	202,8	218,7	207,6	1428,0
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,49	2,36	2,30	2,48	2,47	2,27	2,39
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,05	1,97	1,91	2,05	2,06	1,89	1,99
Teneur en eau (w)	(%)	21,0	20,0	20,4	20,7	20,0	20,3	
Indice des vides (e)	(-)	0,65	0,72	0,77	0,65	0,64	0,79	0,70
Porosité (n)	(-)	0,39	0,42	0,44	0,39	0,39	0,44	0,41
Indice de densité (I_D)	(-)	0,83	0,75	0,70	0,83	0,83	0,68	0,77
Degré de saturation (S_r)	(%)	109,7	93,9	89,4	108,3	105,3	86,8	98,0

Tableau B.18. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 7, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	2	3	4	5	Total
Élévation de la base	(mm)	412	334	247	149	0	0
Élévation du sommet	(mm)	513	412	334	247	149	513
Volume	(m ³)	0,112	0,088	0,099	0,111	0,169	0,579
Masse humide	(kg)	268,4	216,2	239,7	277,4	414,5	1416,2
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,39	2,45	2,43	2,50	2,45	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,02	2,13	2,10	2,19	2,12	2,11
Teneur en eau (w)	(%)	18,4	15,2	15,7	14,0	15,7	
Indice des vides (e)	(-)	0,68	0,59	0,61	0,54	0,60	0,60
Porosité (n)	(-)	0,40	0,37	0,38	0,35	0,37	0,38
Indice de densité (I_D)	(-)	0,80	0,89	0,86	0,93	0,88	0,87
Degré de saturation (S_r)	(%)	92,2	87,2	86,8	86,8	89,2	88,7

Tableau B.19. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 7, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	1	2	2	3	3
Élévation de la base	(mm)	412	412	334	334	247	247
Élévation du sommet	(mm)	513	513	412	412	334	334
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	75,6	78,2	77,3	76,6	75,4	75,9
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,44	2,53	2,50	2,47	2,44	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,09	2,16	2,18	2,15	2,13	2,13
Teneur en eau (w)	(%)	18,4	18,4	15,4	15,0	16,0	15,3
Indice des vides (e)	(-)	0,62	0,57	0,55	0,57	0,59	0,59
Porosité (n)	(-)	0,38	0,36	0,36	0,36	0,37	0,37
Indice de densité (I_D)	(-)	0,85	0,91	0,93	0,90	0,88	0,89
Degré de saturation (S_r)	(%)	100,3	110,2	93,6	89,9	89,6	90,2

Tableau B.20. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 7, démontage « petits échantillons » (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #				
		4	4	5	5	Moy.
Élévation de la base	(mm)	149	149	0	0	0
Élévation du sommet	(mm)	247	247	149	149	513
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	79,1	77,4	75,6	78,6	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,56	2,50	2,44	2,54	2,49
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,27	2,20	2,14	2,20	2,17
Teneur en eau (w)	(%)	13,3	14,7	15,5	15,9	15,8
Indice des vides (e)	(-)	0,49	0,54	0,59	0,54	0,56
Porosité (n)	(-)	0,33	0,35	0,37	0,35	0,36
Indice de densité (I_D)	(%)	0,99	0,94	0,89	0,94	0,91
Degré de saturation (S_r)	(%)	95,8	87,9	90,9	99,3	95,1

Tableau B.21. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 8.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	89	198	301	398	480	0
Élévation du sommet	(mm)	89	198	301	398	480	508	508
Volume	(m ³)	0,100	0,123	0,116	0,109	0,092	0,032	0,572
Masse humide	(kg)	240,0	271,5	286,4	263,4	236,5	85,3	1383,0
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,40	2,20	2,47	2,42	2,56	2,65	2,42
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,03	1,84	2,06	1,99	2,16	2,21	2,02
Teneur en eau (w)	(%)	18,3	19,9	19,8	21,5	18,8	20,1	-
Indice des vides (e)	(-)	0,67	0,84	0,64	0,70	0,57	0,53	0,68
Porosité (n)	(-)	0,40	0,46	0,39	0,41	0,36	0,35	0,40
Indice de densité (I_D)	(-)	0,81	0,63	0,83	0,78	0,91	0,94	0,80
Degré de saturation (S_r)	(%)	92,9	80,0	103,9	104,3	112,1	127,5	98,6

Tableau B.22. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 8, démontage « par couches ».

Propriétés	Unités	Couche #					
		1	2	3	4	5	Total
Élévation de la base	(mm)	410	334	246	147	0	0
Élévation du sommet	(mm)	502	410	334	246	147	502
Volume	(m ³)	0,103	0,086	0,099	0,111	0,166	0,565
Masse humide	(kg)	239,5	217,3	245,7	275,7	405,9	1384,2
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,33	2,52	2,49	2,48	2,45	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,99	2,19	2,16	2,16	2,12	2,12
Teneur en eau (w)	(%)	16,8	15,2	14,9	15,0	15,4	
Indice des vides (e)	(-)	0,70	0,55	0,57	0,57	0,60	0,60
Porosité (n)	(-)	0,41	0,35	0,36	0,36	0,37	0,37
Indice de densité (I_D)	(-)	0,77	0,93	0,91	0,91	0,88	0,88
Degré de saturation (S_r)	(%)	81,4	94,0	89,4	89,3	87,5	87,9

Tableau B.23. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 8, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	1	2	2	3	3
Élévation de la base	(mm)	410	410	334	334	246	246
Élévation du sommet	(mm)	502	502	410	410	334	334
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	76,3	76,7	77,1	78,9	77,1	78,3
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,47	2,48	2,49	2,55	2,49	2,53
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,13	2,16	2,18	2,24	2,18	2,23
Teneur en eau (w)	(%)	16,6	17,0	15,2	15,3	14,8	15,0
Indice des vides (e)	(-)	0,59	0,57	0,56	0,51	0,55	0,52
Porosité (n)	(-)	0,37	0,36	0,36	0,34	0,36	0,34
Indice de densité (I_D)	(-)	0,89	0,91	0,92	0,96	0,93	0,96
Degré de saturation (S_r)	(%)	97,0	99,9	92,8	100,2	91,7	97,6

Tableau B.24. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 8, démontage « petits échantillons » (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #				
		4	4	5	5	Moy.
Élévation de la base	(mm)	147	147	0	0	0
Élévation du sommet	(mm)	246	246	147	147	502
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	76,2	77,1	77,4	77,7	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,46	2,49	2,50	2,51	2,50
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,16	2,19	2,20	2,19	2,18
Teneur en eau (w)	(%)	15,1	14,9	14,9	15,9	15,5
Indice des vides (e)	(-)	0,57	0,55	0,54	0,54	0,55
Porosité (n)	(-)	0,36	0,35	0,35	0,35	0,35
Indice de densité (I_D)	(%)	0,91	0,93	0,94	0,93	0,93
Degré de saturation (S_r)	(%)	89,2	92,9	96,7	95,9	95,4

Tableau B.25. Caractéristiques physiques des couches de sable lors du montage de l'essai 8.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	121	224	309	384	477	0
Élévation du sommet	(mm)	121	224	309	384	477	508	508
Volume	(m ³)	0,0010	0,0008	0,0007	0,0006	0,0007	0,0002	0,0040
Masse sèche	(kg)	1,52	1,33	0,99	0,83	1,14	0,37	6,18
Masse volumique avec $S_r = 100\%$ (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,00	2,03	1,93	1,88	1,97	1,95	1,97
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,60	1,65	1,49	1,41	1,55	1,52	1,55
Indice des vides (e)	(-)	0,67	0,62	0,79	0,89	0,72	0,76	0,72
Porosité (n)	(-)	0,40	0,38	0,44	0,47	0,42	0,43	0,42

Tableau B.26. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 9.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	88	197	296	382	482	0
Élévation du sommet	(mm)	88	197	296	382	482	528	528
Volume	(m ³)	0,089	0,112	0,102	0,089	0,103	0,048	0,542
Masse humide	(kg)	217,1	259,5	243,7	219,8	252,8	123,1	1316,1
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,43	2,32	2,40	2,48	2,46	2,57	2,43
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,07	1,96	2,01	2,11	2,07	2,19	2,05
Teneur en eau (w)	(%)	17,0	18,3	19,1	17,9	18,7	17,5	-
Indice des vides (e)	(-)	0,63	0,73	0,68	0,61	0,63	0,55	0,65
Porosité (n)	(-)	0,39	0,42	0,41	0,38	0,39	0,35	0,39
Indice de densité (I_D)	(-)	0,84	0,75	0,79	0,87	0,84	0,93	0,83
Degré de saturation (S_r)	(%)	91,3	85,3	94,8	99,7	99,9	108,4	94,9

Tableau B.27. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 9, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	2	3	4	5	Total
Élévation de la base	(mm)	436	340	233	122	0	0
Élévation du sommet	(mm)	518	436	340	233	122	518
Volume	(m ³)	0,084	0,097	0,109	0,114	0,124	0,528
Masse humide	(kg)	206,6	230,6	268,2	270,5	296,7	1272,5
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,46	2,37	2,46	2,38	2,39	2,41
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,11	2,07	2,15	2,06	2,06	2,09
Teneur en eau (w)	(%)	16,4	14,6	14,7	15,8	15,8	-
Indice des vides (e)	(-)	0,60	0,64	0,58	0,65	0,64	0,62
Porosité (n)	(-)	0,38	0,39	0,37	0,39	0,39	0,38
Indice de densité (I_D)	(-)	0,87	0,84	0,90	0,83	0,83	0,85
Degré de saturation (S_r)	(%)	92,2	77,8	86,5	82,7	83,2	84,1

Tableau B.28. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 9, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	1	2	2	3	3
Élévation de la base	(mm)	436	436	340	340	233	233
Élévation du sommet	(mm)	518	518	436	436	340	340
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	77,7	79,1	76,0	75,2	77,2	76,0
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,51	2,56	2,45	2,43	2,49	2,46
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,20	2,23	2,17	2,15	2,19	2,16
Teneur en eau (w)	(%)	15,9	16,9	14,8	14,5	14,6	14,8
Indice des vides (e)	(-)	0,54	0,52	0,56	0,57	0,54	0,57
Porosité (n)	(-)	0,35	0,34	0,36	0,36	0,35	0,36
Indice de densité (I_D)	(-)	0,94	0,96	0,91	0,90	0,93	0,91
Degré de saturation (S_r)	(%)	102,7	107,8	88,0	86,2	91,4	87,9

Tableau B.29. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 9, démontage « petits échantillons » (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #				
		4	4	5	5	Moy.
Élévation de la base	(mm)	122	122	0	0	0
Élévation du sommet	(mm)	233	233	122	122	518
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	-
Masse humide	(g)	76,8	74,2	76,1	76,1	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,48	2,40	2,46	2,46	2,47
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,17	2,10	2,14	2,15	2,16
Teneur en eau (w)	(%)	15,3	16,2	15,8	15,8	15,4
Indice des vides (e)	(-)	0,56	0,61	0,58	0,58	0,57
Porosité (n)	(-)	0,36	0,38	0,37	0,37	0,36
Indice de densité (I_D)	(%)	0,92	0,86	0,90	0,90	0,91
Degré de saturation (S_r)	(%)	95,5	86,9	92,4	92,8	92,7

Tableau B.30. Caractéristiques physiques des couches de sable lors du montage de l'essai 9.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	108	208	297	381	488	0
Élévation du sommet	(mm)	108	208	297	381	488	529	529
Volume	(m ³)	0,012	0,011	0,010	0,010	0,012	0,005	0,061
Masse sèche	(kg)	19,2	17,7	15,9	15,0	18,3	7,5	93,5
Masse volumique avec $S_r = 100\%$ (ρ_{tot})	(g / cm ³)	1,97	1,96	1,96	1,97	1,93	1,99	1,96
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,55	1,54	1,54	1,55	1,49	1,58	1,54
Indice des vides (e)	(-)	0,73	0,73	0,73	0,72	0,79	0,69	0,74
Porosité (n)	(-)	0,42	0,42	0,42	0,42	0,44	0,41	0,42

Tableau B.31. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du montage de l'essai 11.

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	102	210	302	394	491	102
Élévation du sommet	(mm)	210	302	394	491	533	533
Volume	(m ³)	0,111	0,094	0,095	0,099	0,044	0,444
Masse humide	(kg)	264,2	228,9	231,8	240,2	111,3	1076,5
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,37	2,43	2,44	2,43	2,53	2,43
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,03	2,03	2,05	2,07	2,14	2,06
Teneur en eau (w)	(%)	16,7	19,3	18,6	17,7	18,1	-
Indice des vides (e)	(-)	0,67	0,66	0,65	0,64	0,58	0,65
Porosité (n)	(-)	0,40	0,40	0,39	0,39	0,37	0,39
Indice de densité (I_D)	(-)	0,81	0,81	0,83	0,84	0,90	0,83
Degré de saturation (S_r)	(%)	84,8	98,2	97,1	94,1	105,3	94,6

Tableau B.32. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 11, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	2	3	4	5	Total
Élévation de la base	(mm)	408	336	234	140	100	100
Élévation du sommet	(mm)	518	408	336	234	140	518
Volume	(m ³)	0,113	0,074	0,105	0,096	0,042	0,429
Masse humide	(kg)	290,8	188,8	265,4	230,0	100,3	1075,3
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,57	2,56	2,54	2,39	2,40	2,50
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,20	2,23	2,23	2,07	2,08	2,16
Teneur en eau (w)	(%)	16,7	14,5	13,9	15,4	15,2	-
Indice des vides (e)	(-)	0,54	0,52	0,52	0,63	0,62	0,56
Porosité (n)	(-)	0,35	0,34	0,34	0,39	0,38	0,36
Indice de densité (I_D)	(-)	0,94	0,96	0,96	0,84	0,85	0,92
Degré de saturation (S_r)	(%)	105,7	95,4	90,6	81,9	82,4	92,0

Tableau B.33. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 11, démontage « petits échantillons ».

Caractéristiques	Unités	Couche #					
		1	1	2	2	3	3
Élévation de la base	(mm)	408	408	336	336	234	234
Élévation du sommet	(mm)	518	518	408	408	336	336
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	77,5	77,0	75,8	77,6	77,6	75,9
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,50	2,49	2,45	2,51	2,51	2,45
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,17	2,17	2,17	2,21	2,22	2,16
Teneur en eau (w)	(%)	17,3	16,2	14,8	14,3	13,6	14,1
Indice des vides (e)	(-)	0,56	0,56	0,56	0,53	0,53	0,57
Porosité (n)	(-)	0,36	0,36	0,36	0,35	0,34	0,36
Indice de densité (I_D)	(-)	0,92	0,92	0,91	0,95	0,95	0,91
Degré de saturation (S_r)	(%)	101,0	101,6	93,1	92,7	89,8	83,0

Tableau B.34. Caractéristiques physiques des couches de résidus miniers lors du démontage de l'essai 11, démontage « petits échantillons » (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #				
		4	4	5	5	Moy.
Élévation de la base	(mm)	140	140	100	100	100
Élévation du sommet	(mm)	234	234	140	140	518
Volume du moule	(cm ³)	30,95	30,95	30,95	30,95	30,95
Masse humide	(g)	75,5	75,9	75,7	74,8	-
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	2,44	2,45	2,44	2,42	2,47
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	2,13	2,13	2,14	2,12	2,16
Teneur en eau (w)	(%)	15,7	15,0	15,2	15,2	15,2
Indice des vides (e)	(-)	0,59	0,59	0,58	0,60	0,56
Porosité (n)	(-)	0,37	0,37	0,37	0,37	0,36
Indice de densité (I_D)	(%)	0,89	0,88	0,89	0,88	0,91
Degré de saturation (S_r)	(%)	86,0	87,7	87,6	85,8	91,6

Tableau B.35. Caractéristiques physiques des couches de sable lors du montage de l'essai 11.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	0	102	203	303	401	492	102
Élévation du sommet	(mm)	102	203	303	401	492	531	531
Volume	(m ³)	0,115	0,011	0,011	0,010	0,010	0,004	0,046
Masse sèche	(kg)	226,2	17,4	16,5	14,4	13,8	6,8	68,9
Masse volumique avec $S_r = 100\%$ (ρ_{tot})	(g / cm ³)	1,96	2,00	1,97	1,87	1,88	2,04	1,94
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,60	1,60	1,55	1,40	1,41	1,66	1,51
Indice des vides (e)	(-)	0,66	0,66	0,73	0,91	0,89	0,61	0,77
Porosité (n)	(-)	0,40	0,40	0,42	0,48	0,47	0,38	0,44
Teneur en eau (w)	(%)	23,2	-	-	-	-	-	-
Degré de saturation (S_r)	(%)	84,8	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

Le total a été calculé sur les couches 2 à 6 uniquement

Tableau B.36. Caractéristiques physiques des couches de sable lors du montage de l'essai 3, avant saturation.

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	7
Élévation de la base	(mm)	0	50	106	172	250	303	350
Élévation du sommet	(mm)	50	106	172	250	303	350	403
Volume	(m ³)	0,057	0,063	0,076	0,088	0,060	0,053	0,061
Masse humide	(kg)	96,3	93,8	120,8	145,8	93,4	88,4	96,9
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	1,70	1,49	1,59	1,65	1,56	1,66	1,59
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,50	1,35	1,45	1,50	1,42	1,51	1,41
Teneur en eau (w)	(%)	13,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	13,0
Indice des vides (e)	(-)	0,83	1,03	0,90	0,84	0,94	0,82	0,95
Porosité (n)	(-)	0,45	0,51	0,47	0,46	0,48	0,45	0,49
Indice de densité (I_D)	(-)	0,39	0,02	0,27	0,39	0,20	0,42	0,17
Degré de saturation (S_r)	(%)	43,0	26,6	30,6	32,9	29,3	33,6	37,6

Tableau B.37. Caractéristiques physiques des couches de sable lors du montage de l'essai 3, avant saturation (suite).

Caractéristiques	Unités	Couche #			
		8	9	10	Total
Élévation de la base	(mm)	403	451	500	0
Élévation du sommet	(mm)	451	500	600	600
Volume	(m ³)	0,054	0,056	0,113	0,681
Masse humide	(kg)	89,9	94,2	192,3	1111,8
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	1,66	1,69	1,70	1,63
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,47	1,50	1,50	1,46
Teneur en eau (w)	(%)	13,0	13,0	13,0	-
Indice des vides (e)	(-)	0,88	0,84	0,83	0,88
Porosité (n)	(-)	0,47	0,46	0,45	0,47
Indice de densité (I_D)	(-)	0,31	0,38	0,39	0,31
Degré de saturation (S_r)	(%)	40,8	42,6	43,0	36,0

Tableau B.38. Caractéristiques physiques des couches de sable lors du démontage de l'essai 3, démontage « par couches ».

Caractéristiques	Unités	Couche #						
		1	2	3	4	5	6	Total
Élévation de la base	(mm)	397	326	230	147	56	0	0
Élévation du sommet	(mm)	582	397	326	230	147	56	582
Volume	(m ³)	0,210	0,081	0,108	0,094	0,104	0,063	0,660
Masse humide	(kg)	380,3	153,1	190,4	180,3	186,7	123,5	1214,4
Masse volumique (ρ_{tot})	(g / cm ³)	1,81	1,89	1,76	1,91	1,80	1,96	1,84
Masse volumique sèche (ρ_d)	(g / cm ³)	1,47	1,56	1,44	1,56	1,48	1,62	1,50
Teneur en eau (w)	(%)	23,5	20,9	21,6	22,5	21,7	20,9	-
Indice des vides (e)	(-)	0,86	0,75	0,89	0,75	0,85	0,69	0,82
Porosité (n)	(-)	0,46	0,43	0,47	0,43	0,46	0,41	0,45
Indice de densité (I_D)	(-)	0,34	0,54	0,28	0,55	0,36	0,66	0,42
Degré de saturation (S_r)	(%)	74,6	76,0	66,3	81,8	69,5	83,2	74,2

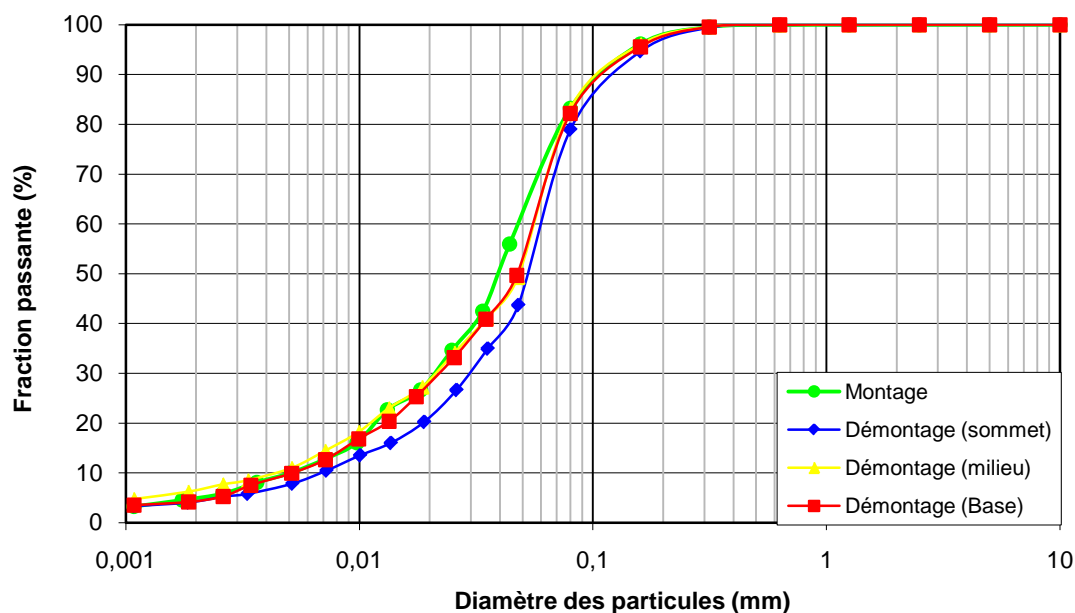


Figure B.1. Analyse granulométrique des résidus avant et après l'essai cyclique sur des échantillons prélevés à trois profondeurs différentes dans la caisse (essai 6).

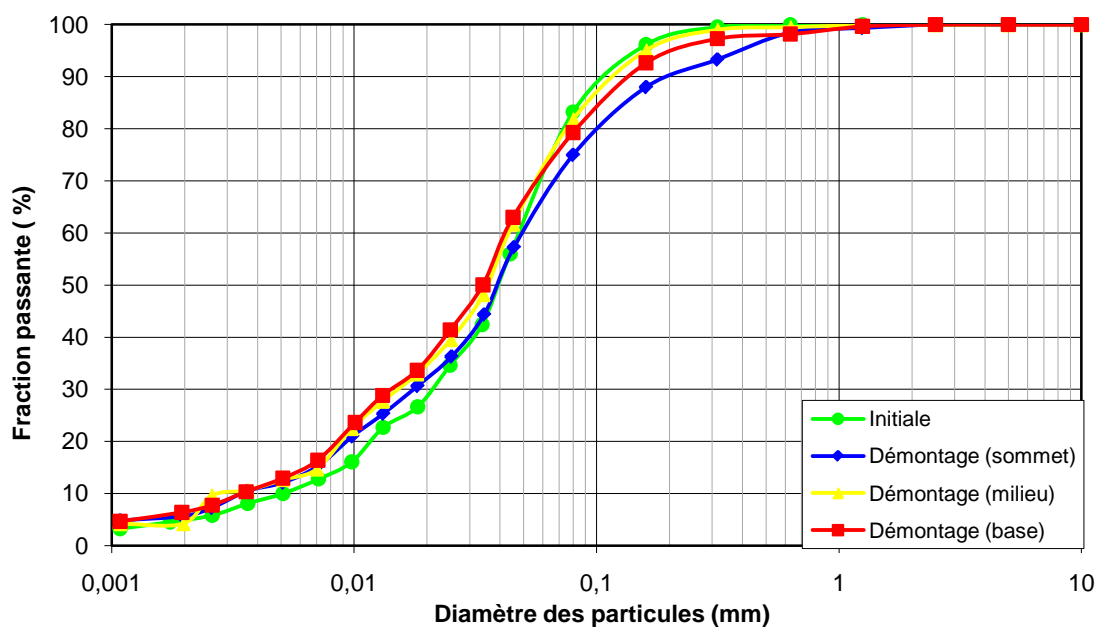


Figure B.2. Analyse granulométrique des résidus avant et après l'essai cyclique sur des échantillons prélevés à trois profondeurs différentes dans la caisse (essai 9).

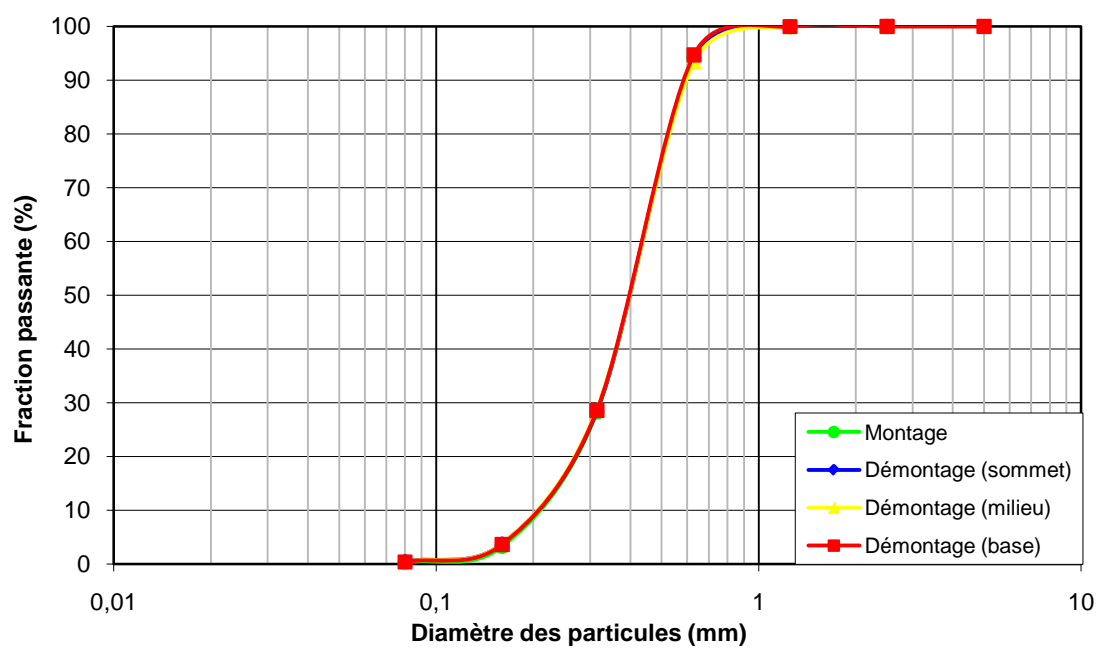


Figure B.3. Analyse granulométrique du sable grossier avant et après l'essai cyclique sur des échantillons prélevés à trois profondeurs différentes dans la caisse (essai 9).

ANNEXE C – Résultats non-traités des transducteurs de déplacement et de pression

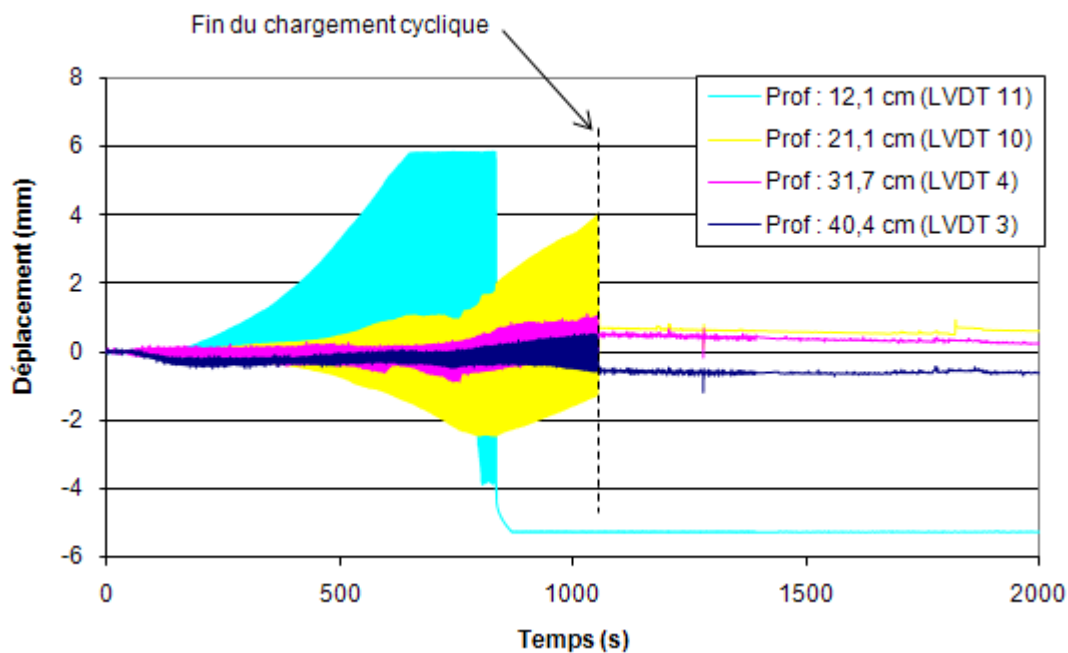


Figure C.1. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5).

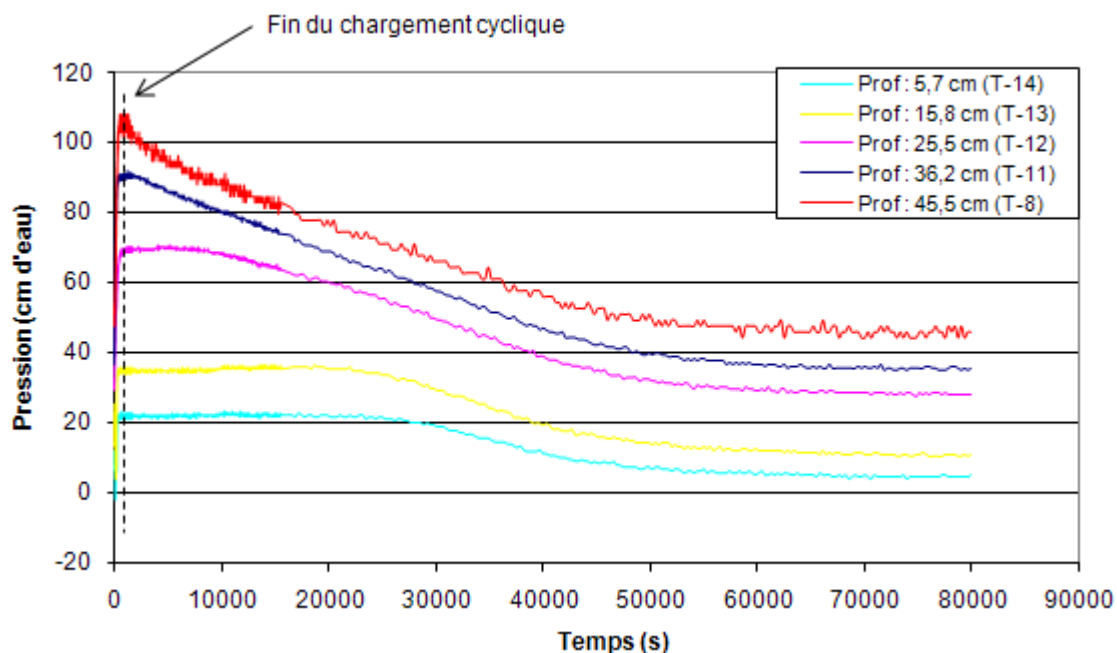


Figure C.2. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4).

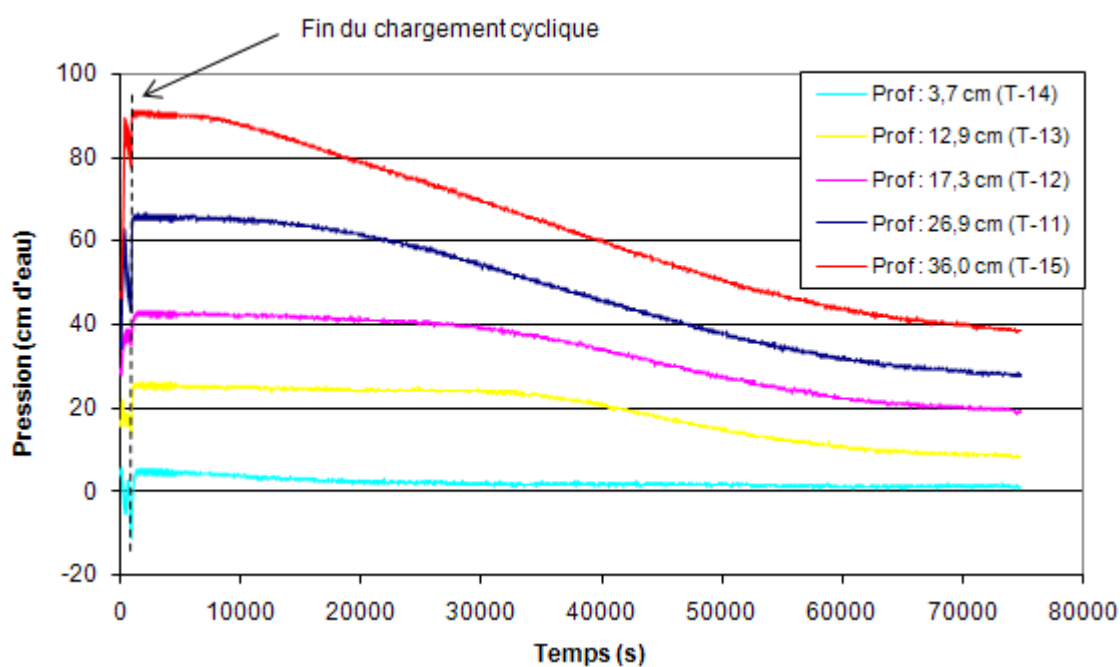


Figure C.3. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10).

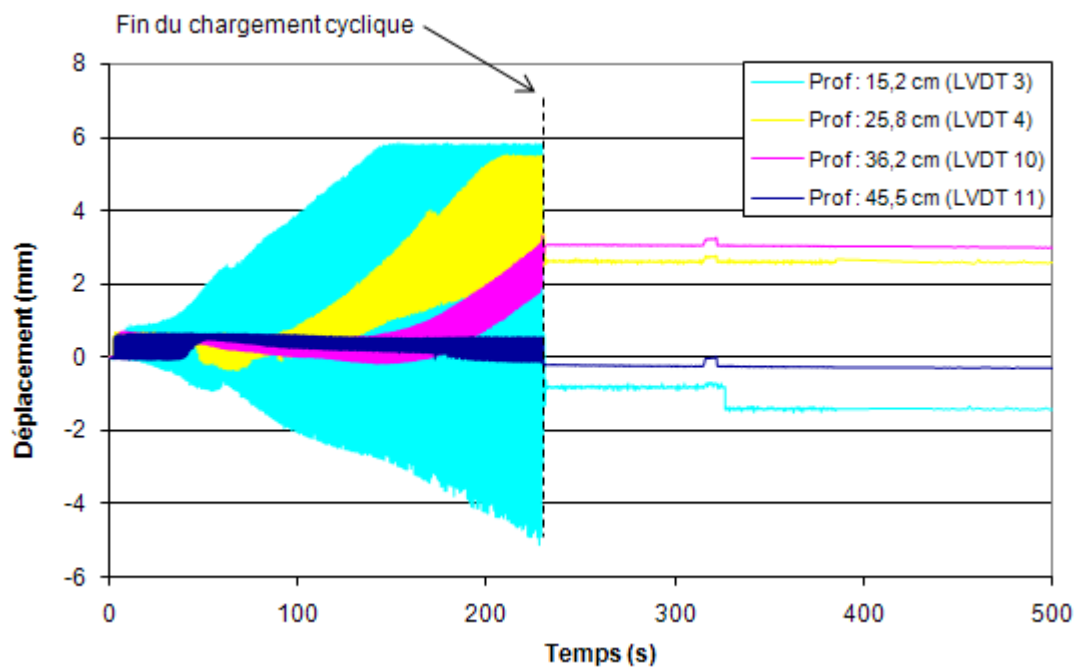


Figure C.4. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4).

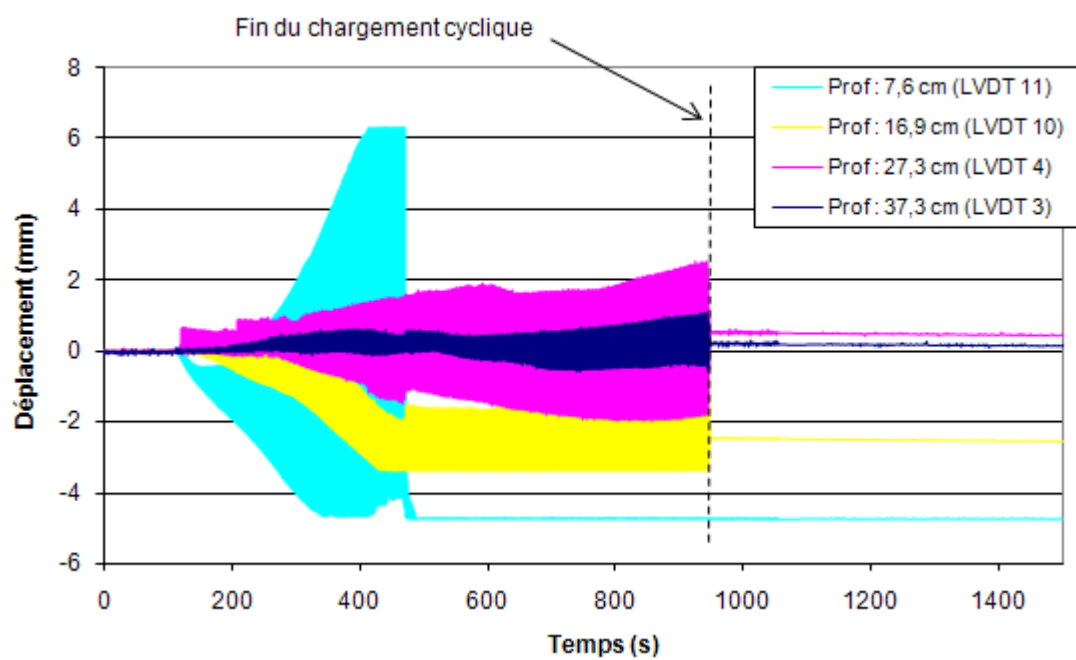


Figure C.5. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10).

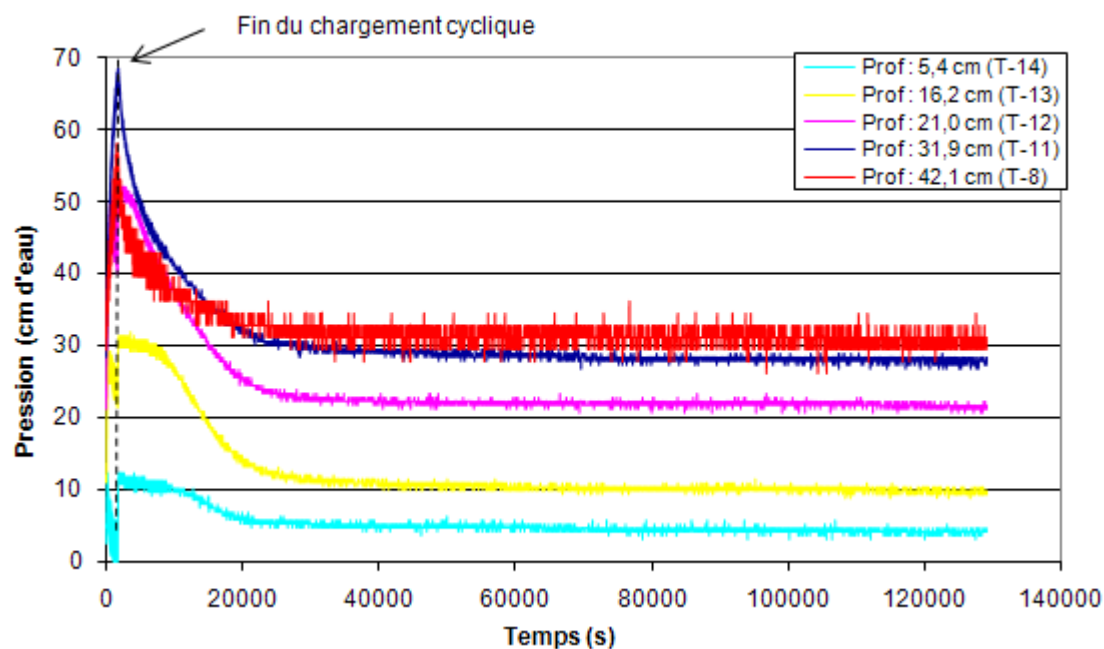


Figure C.6. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6).

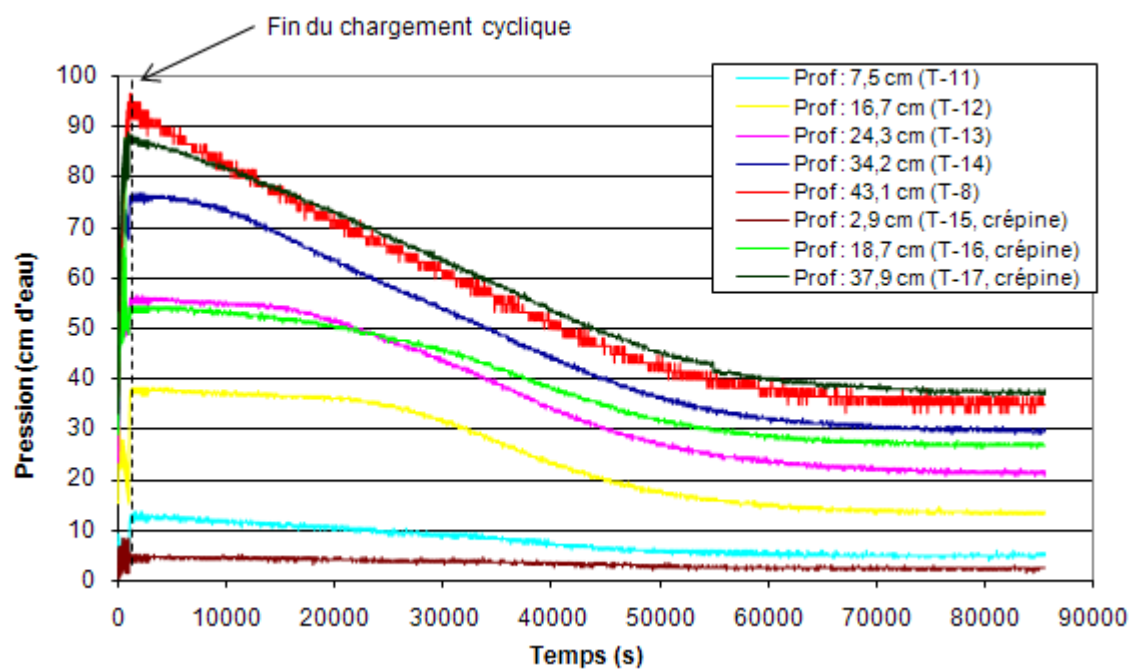


Figure C.7. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7).

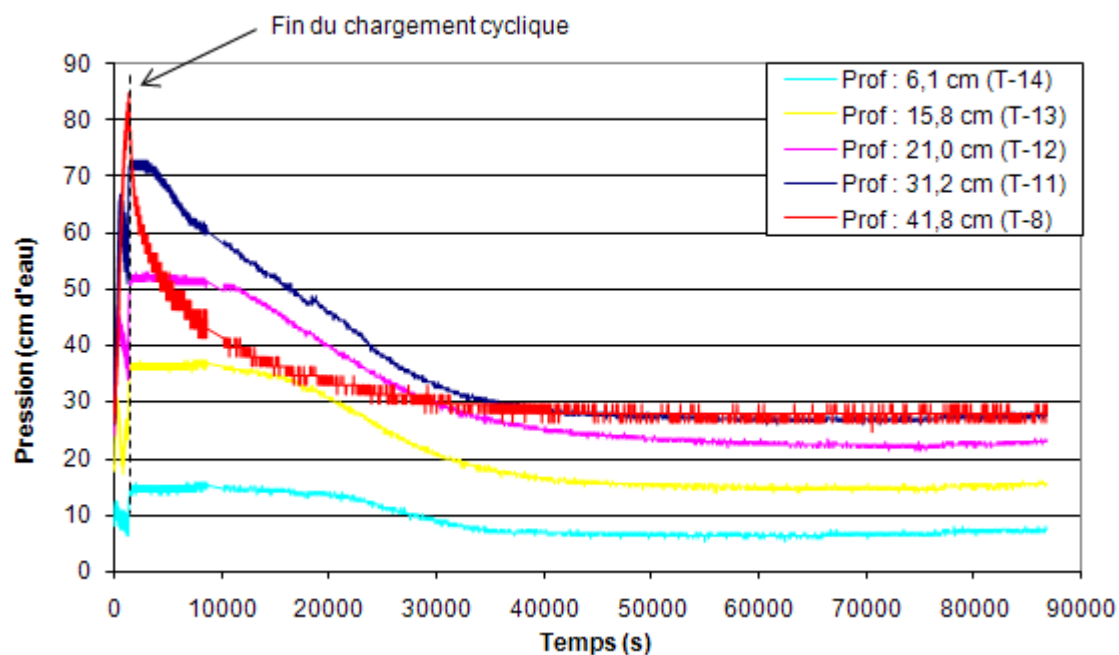


Figure C.8. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8).

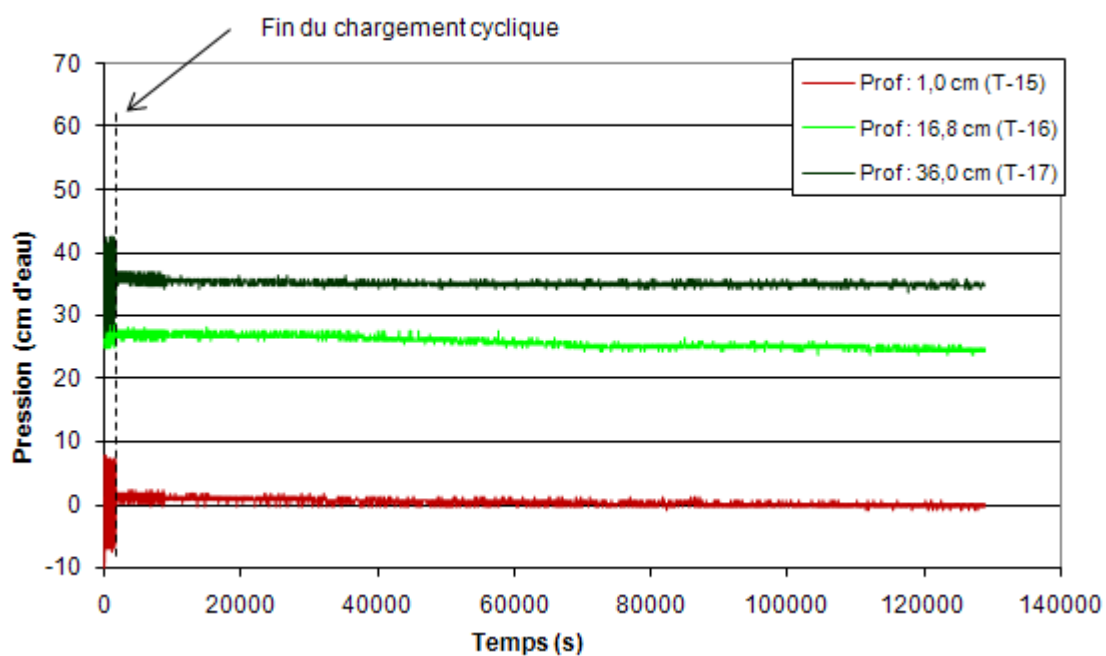


Figure C.9. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6).

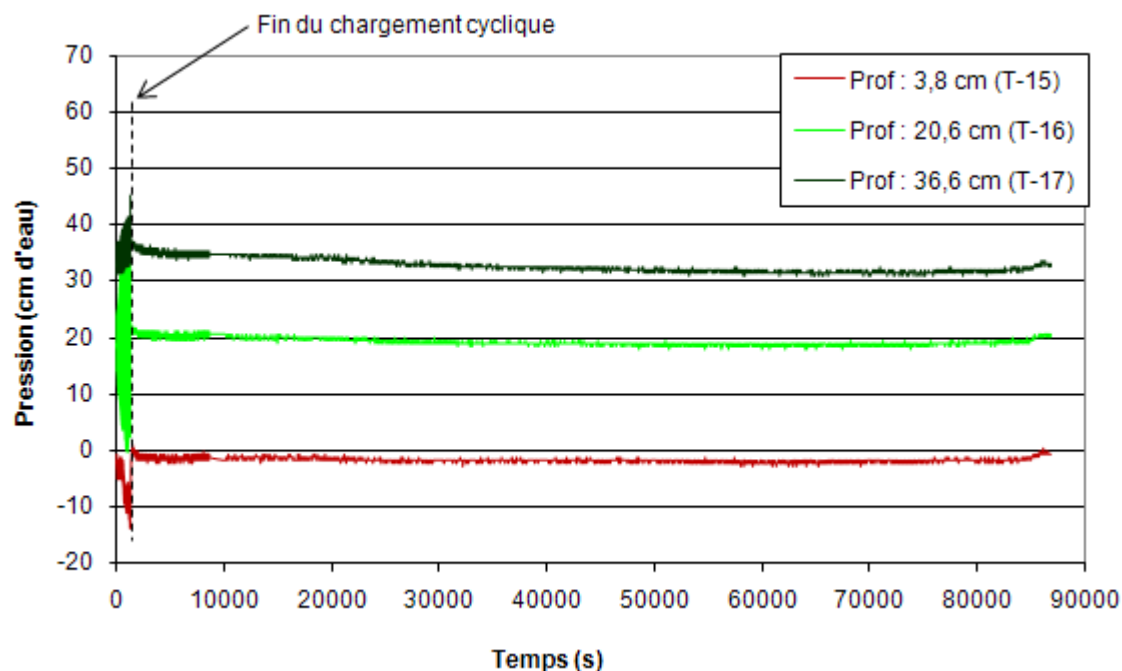


Figure C.10. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8).

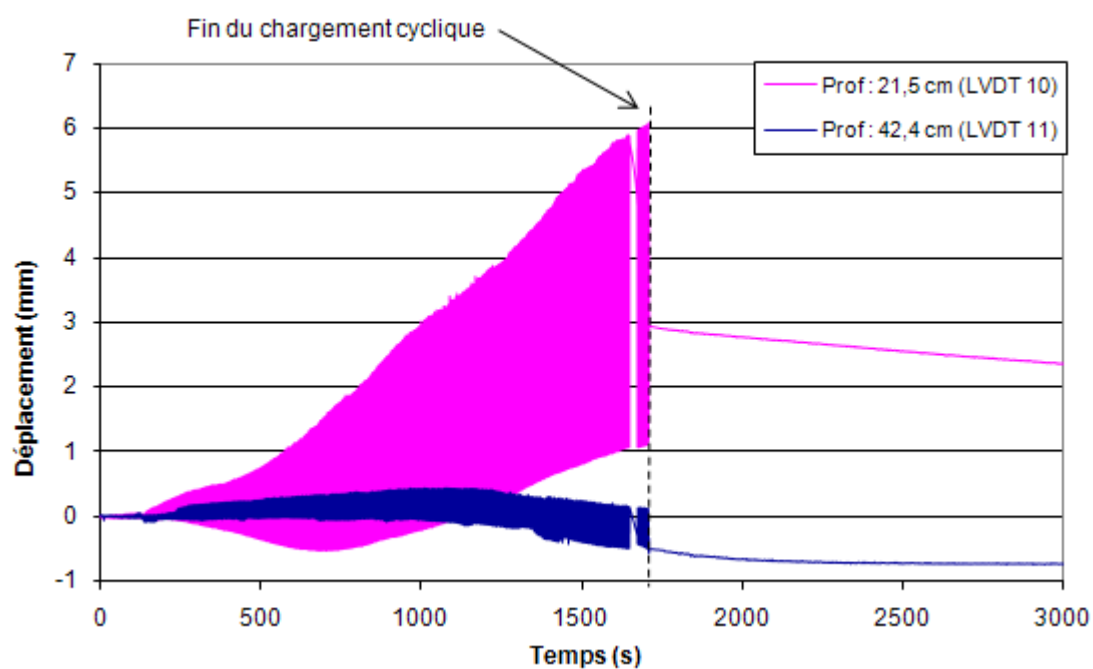


Figure C.11. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6).

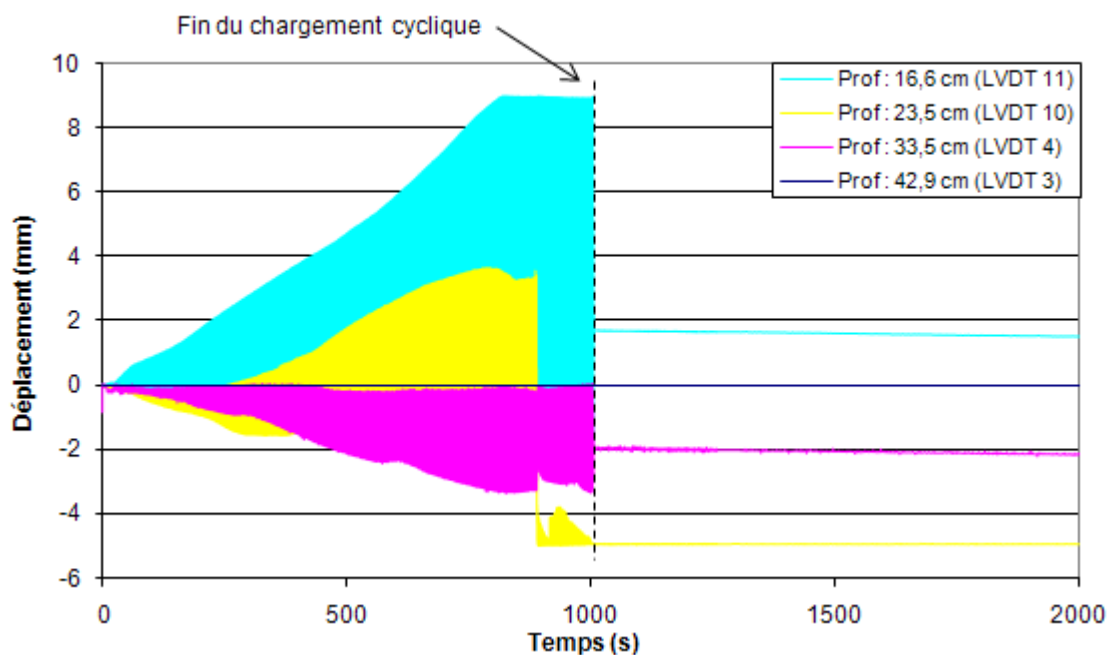


Figure C.12. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7).

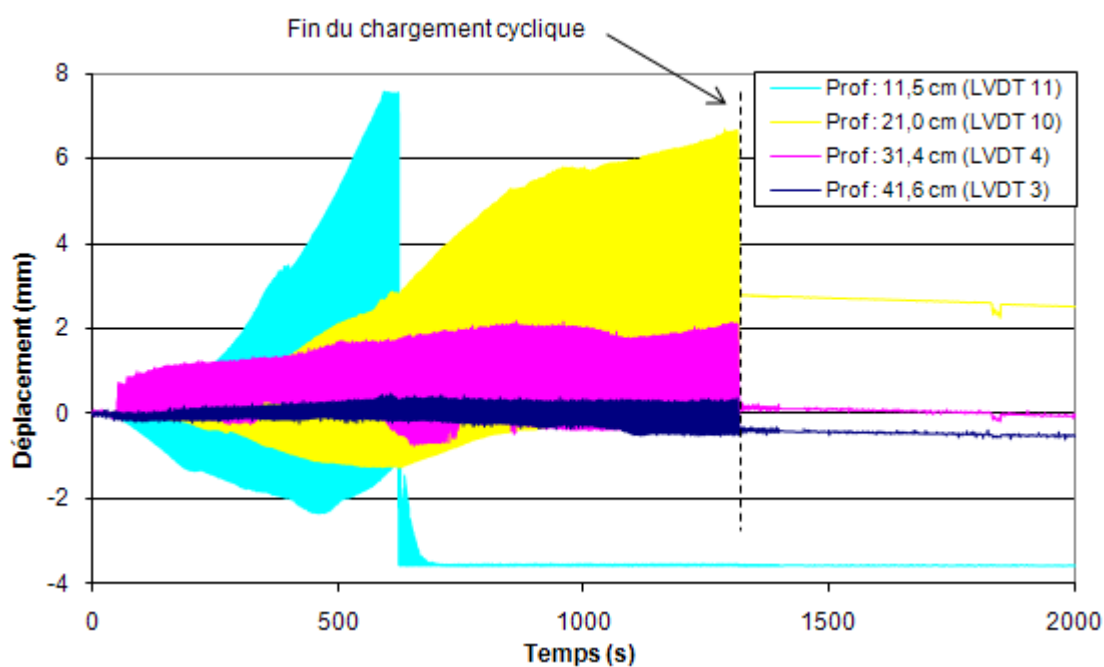


Figure C.13. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8).

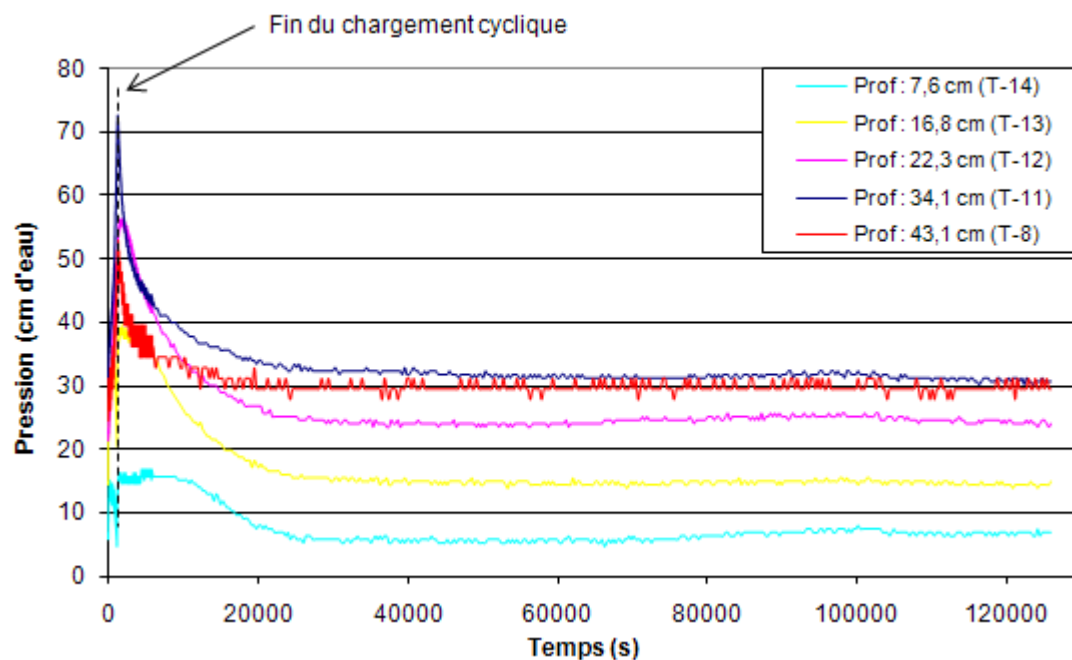


Figure C.14. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9).

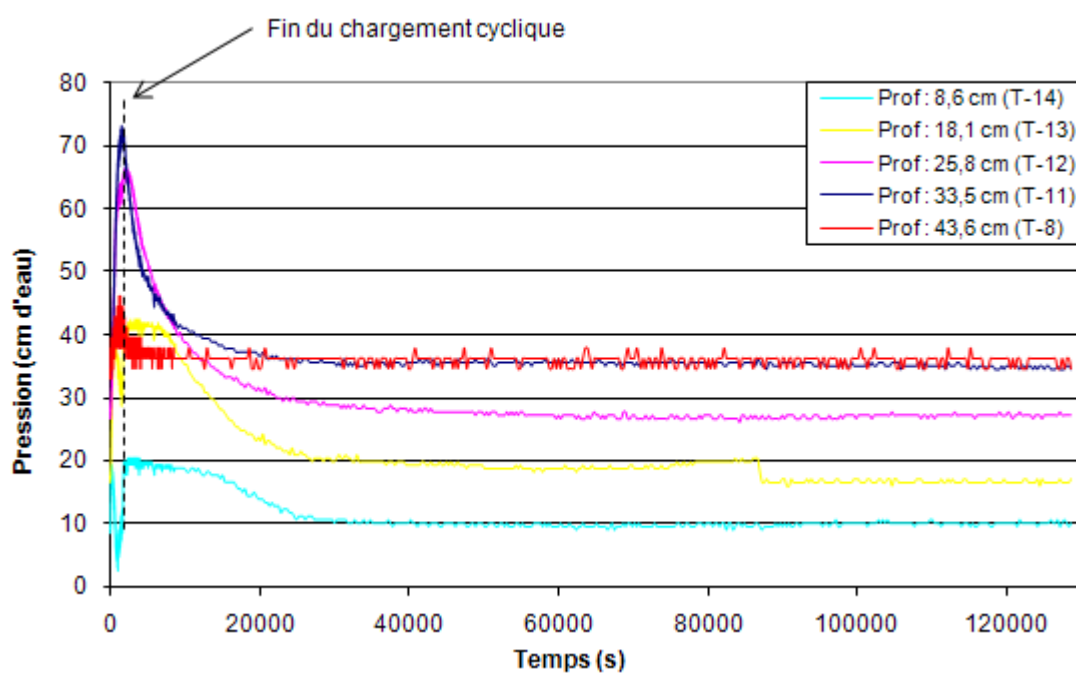


Figure C.15. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11).

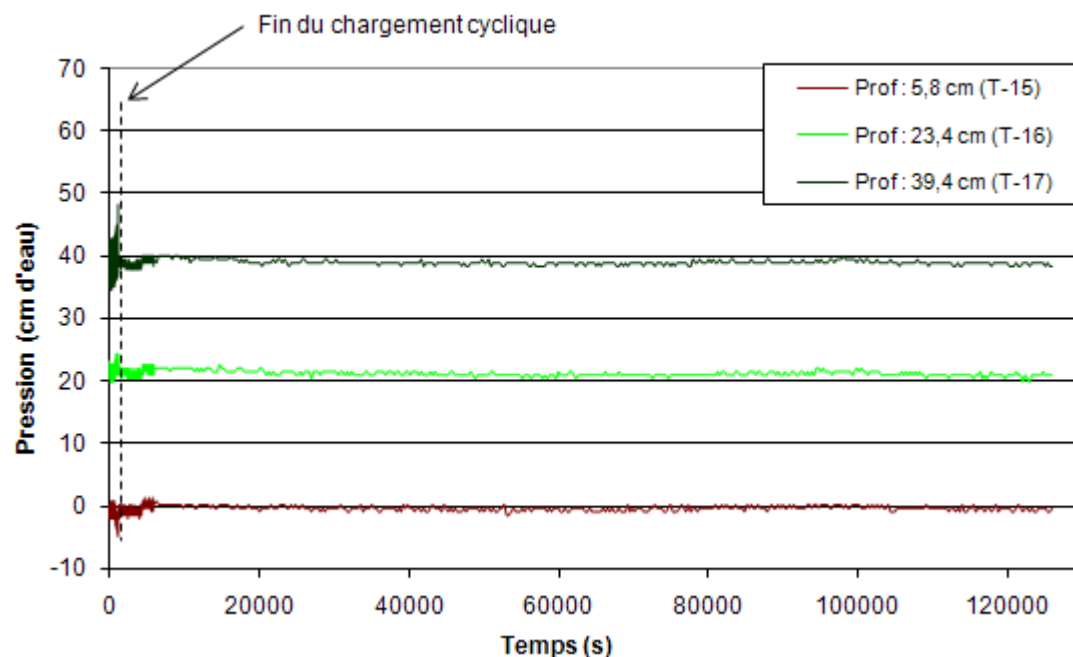


Figure C.16. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9).

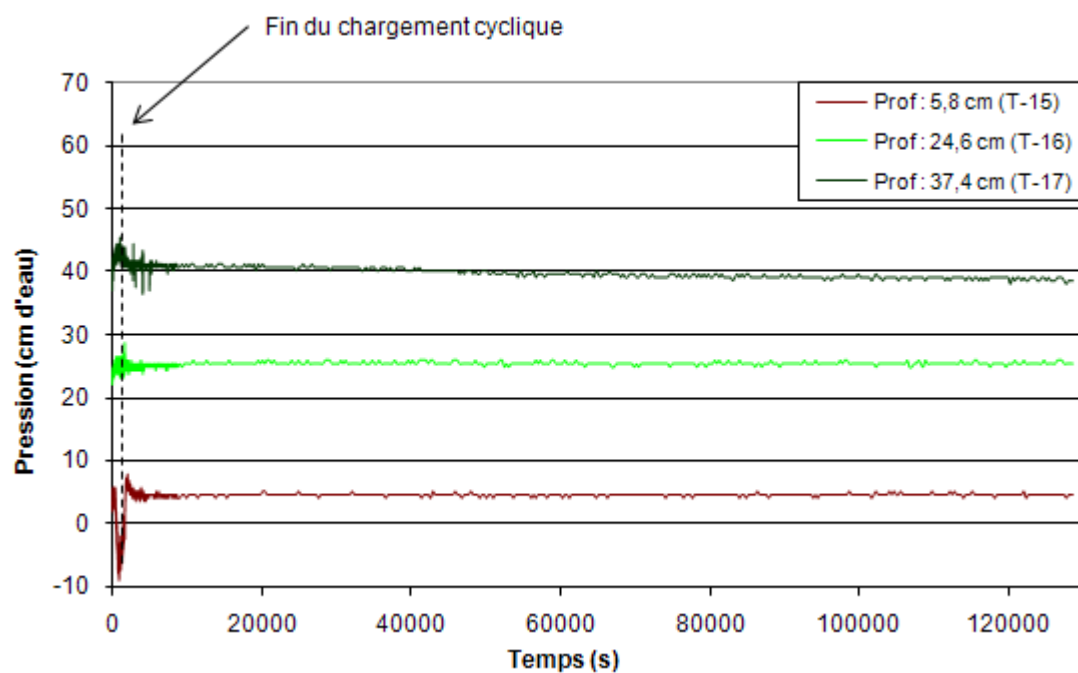


Figure C.17. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11).

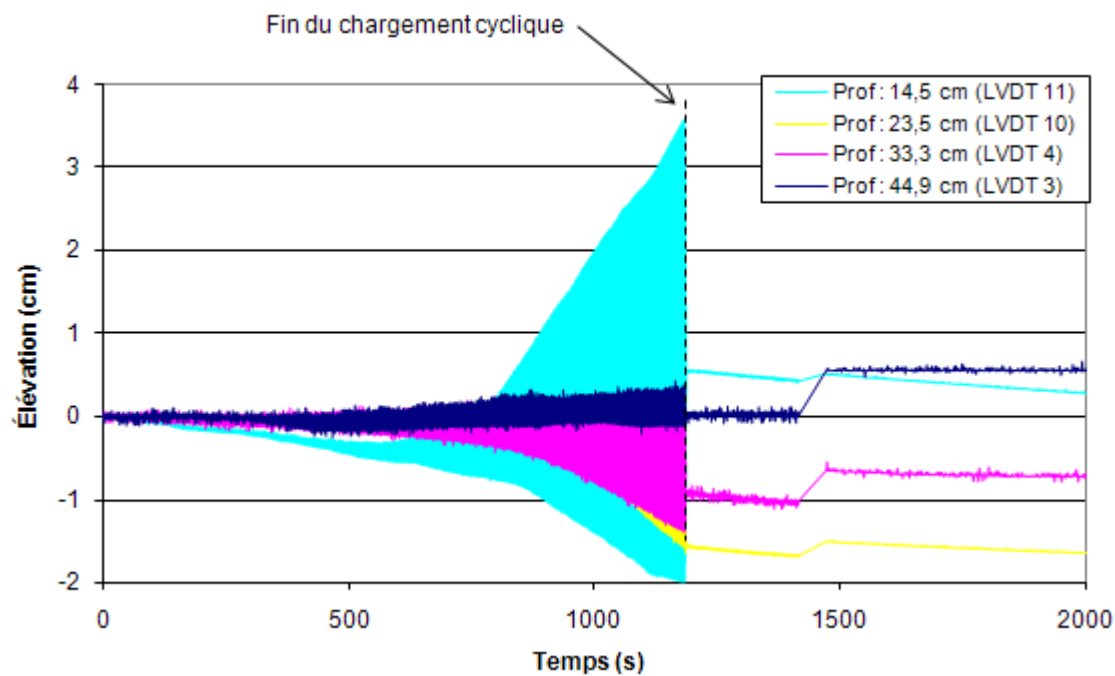


Figure C.18. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9).

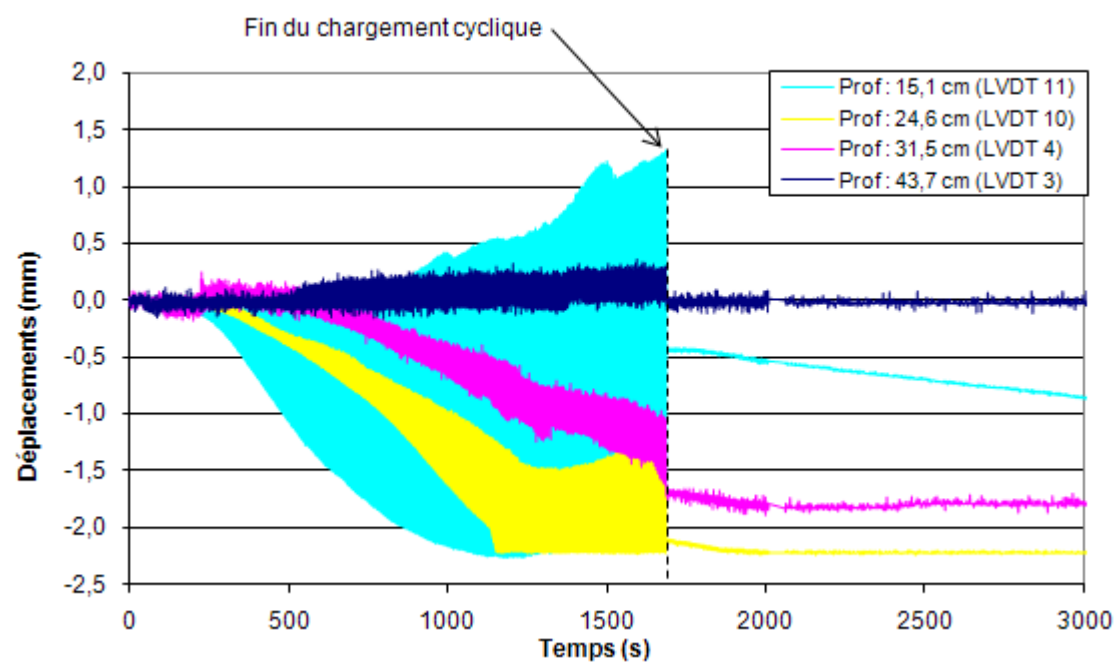


Figure C.19. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11).

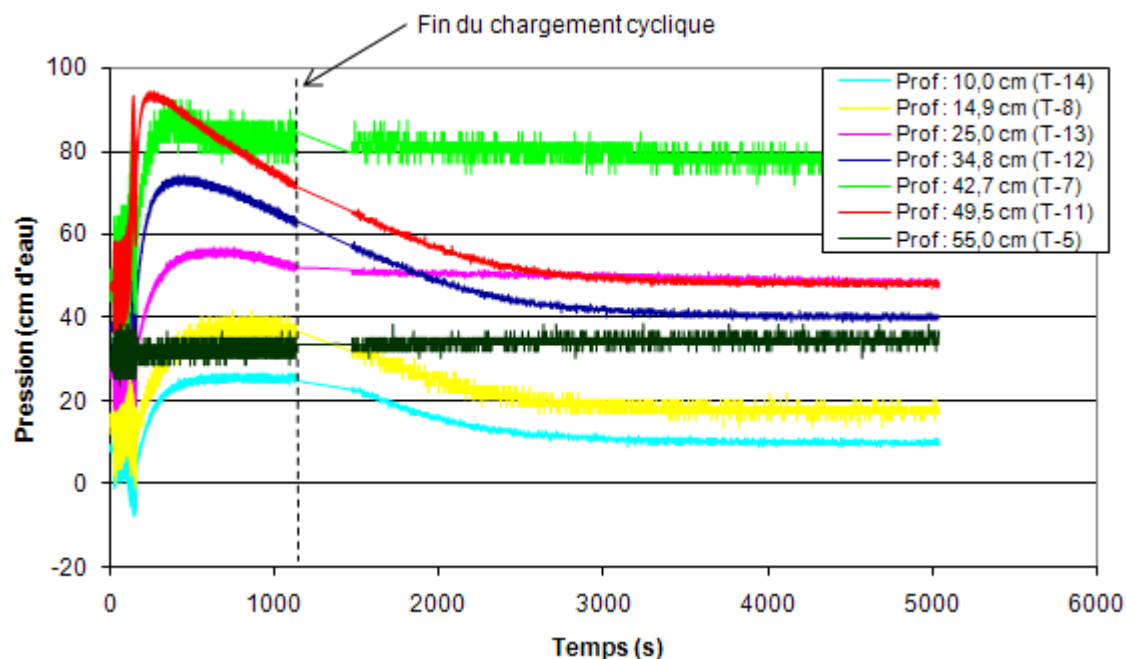


Figure C.20. Réponses des transducteurs converties en charge de pression en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3).

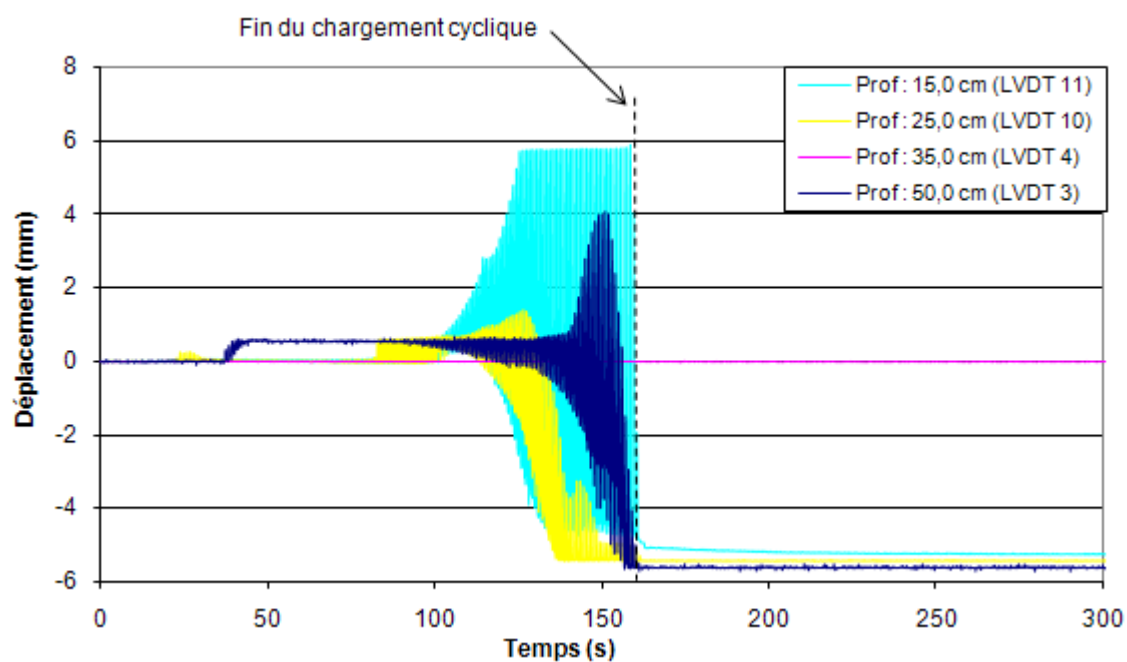


Figure C.21. Réponses des transducteurs de déplacement converties en millimètre en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3).

ANNEXE D – Résultats détaillés des mesures

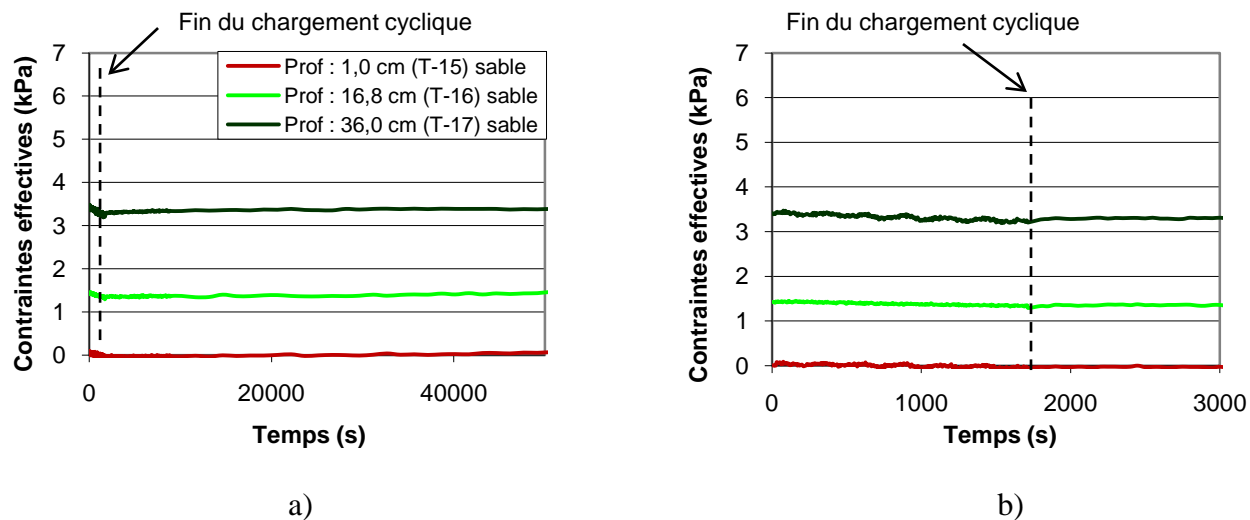


Figure D.1. Variation des contraintes effectives dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

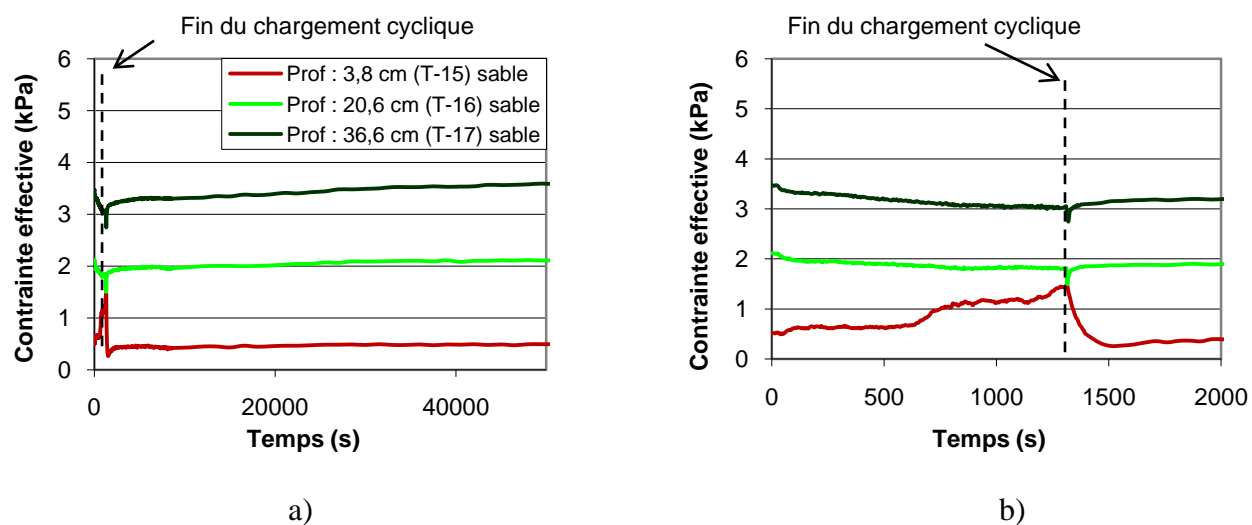
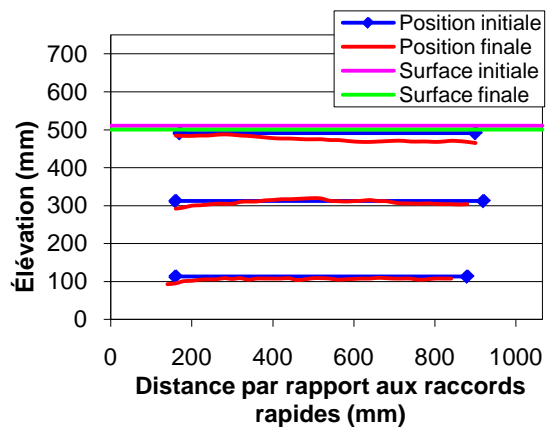
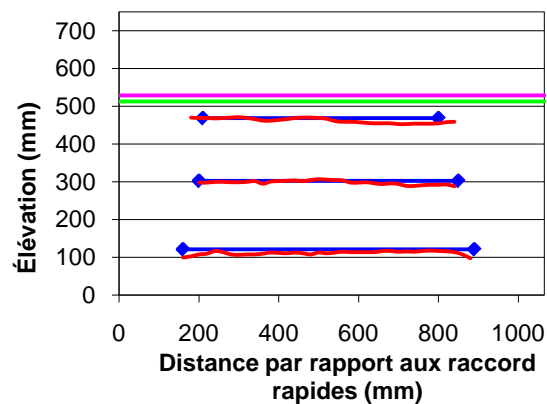


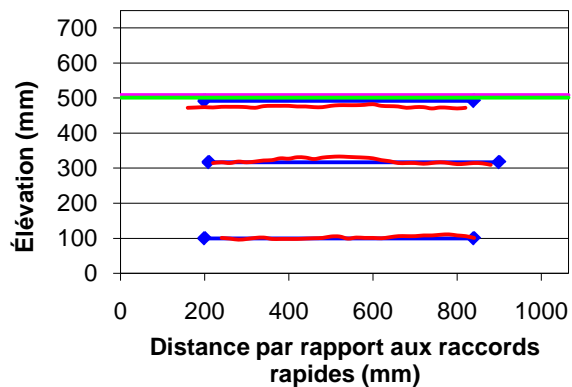
Figure D.2. Variation des contraintes effectives dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.



a)

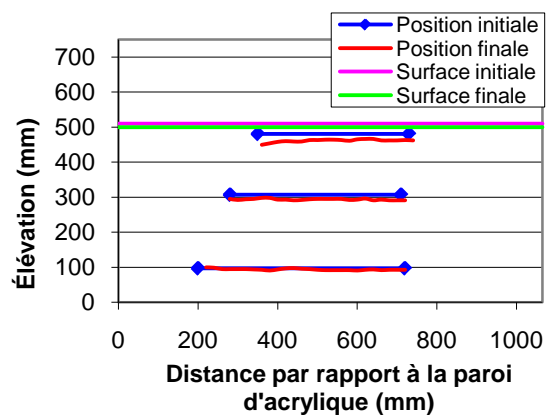


b)

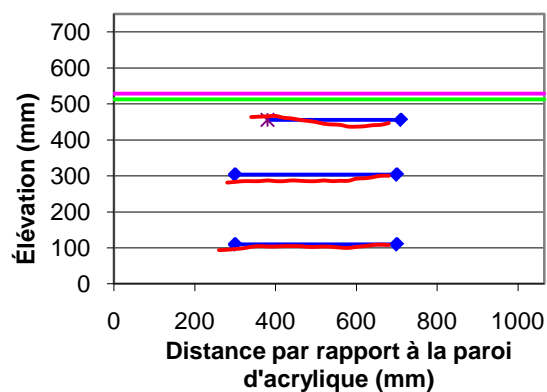


c)

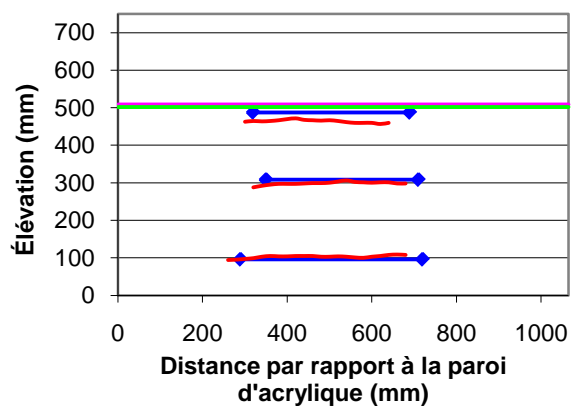
Figure D.3. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées près de la paroi d'acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 6; b) essai 7; c) essai 8.



a)

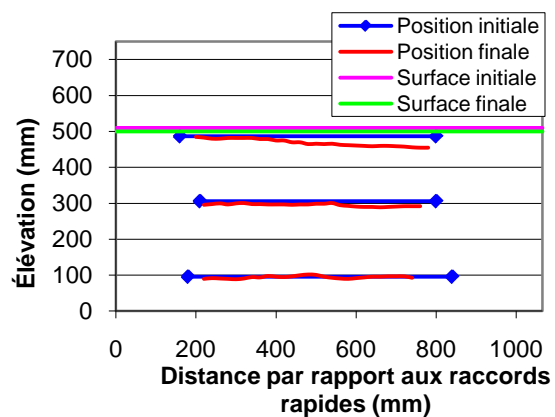


b)

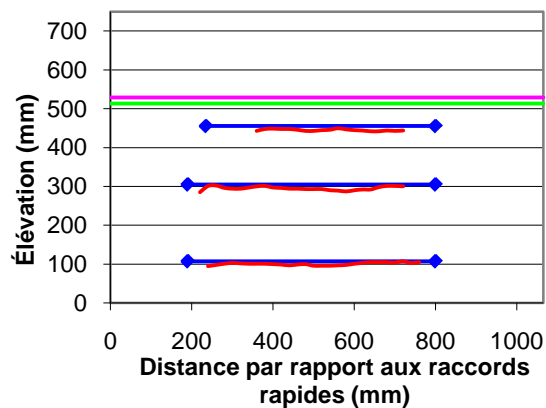


c)

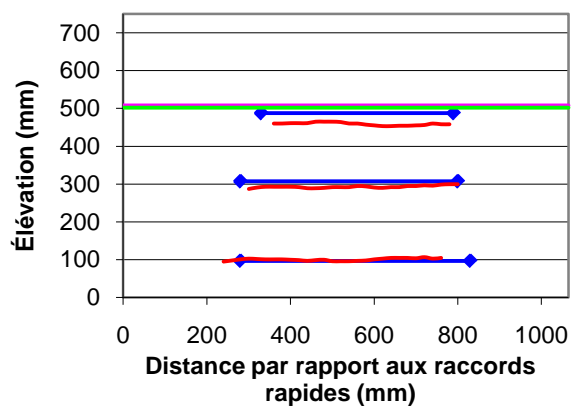
Figure D.4. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 780 mm des raccords rapides, perpendiculairement à l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 6; b) essai 7; essai 8.



a)



b)



c)

Figure D.5. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 670 mm de la paroi en acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 6; b) essai 7; c) essai 8.

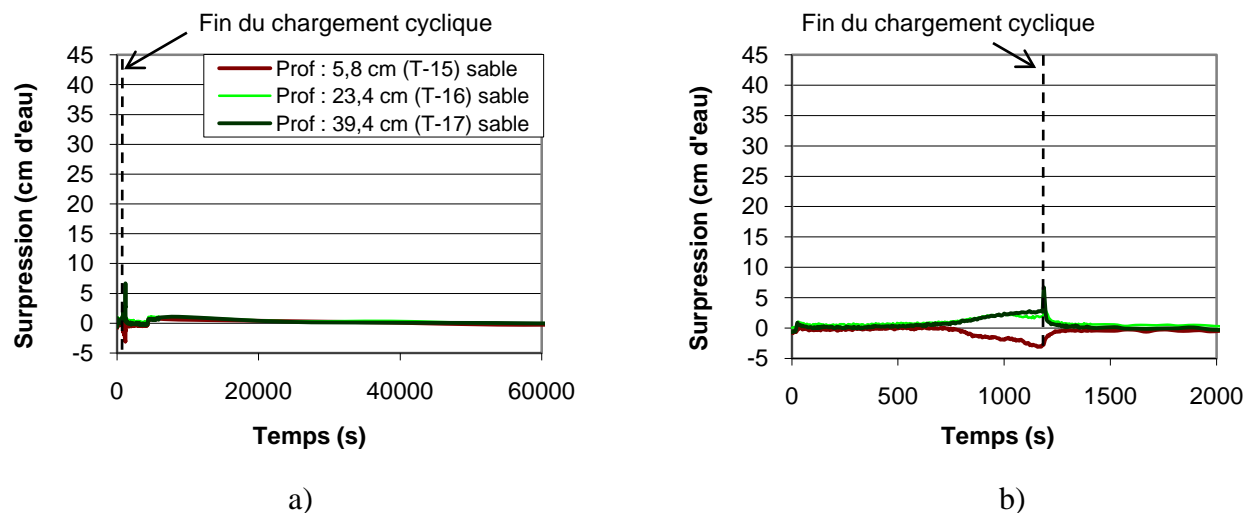


Figure D.6. Variation des surpressions (Δu) dans le mur sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

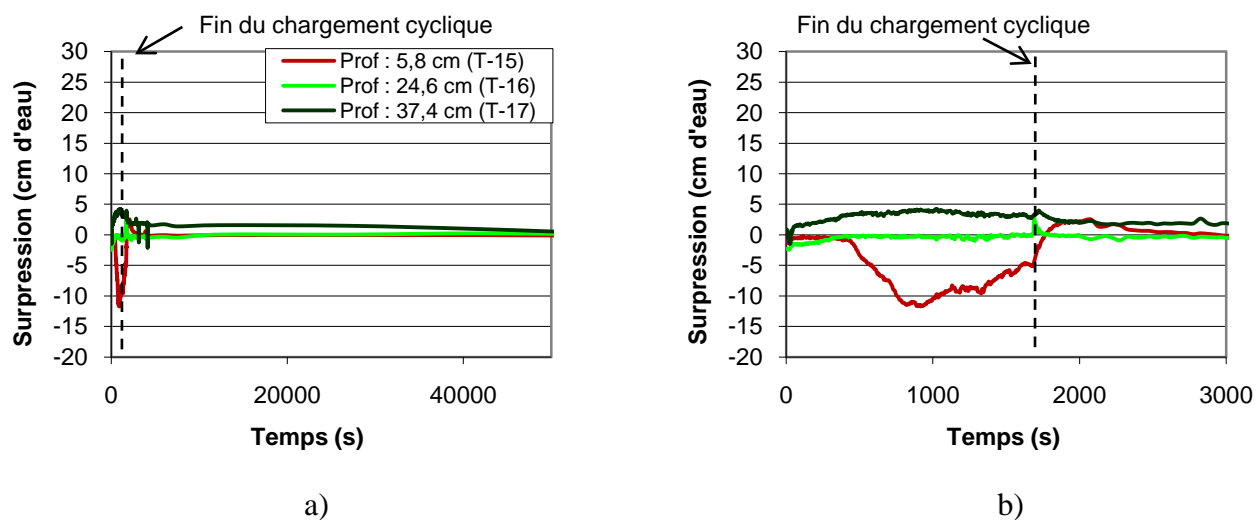
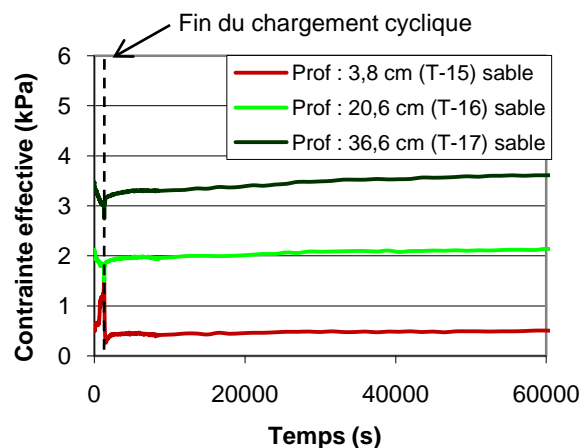
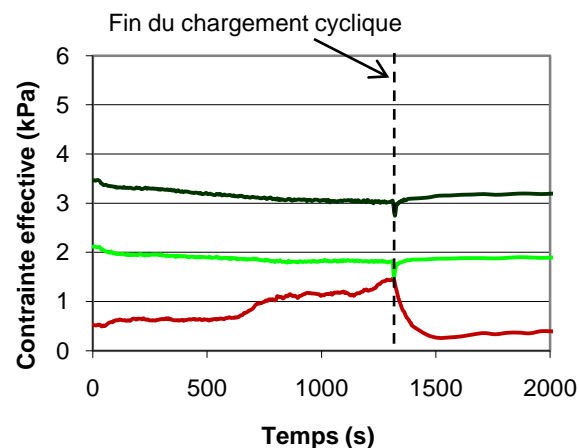


Figure D.7. Variation des surpressions (Δu) dans le mur sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

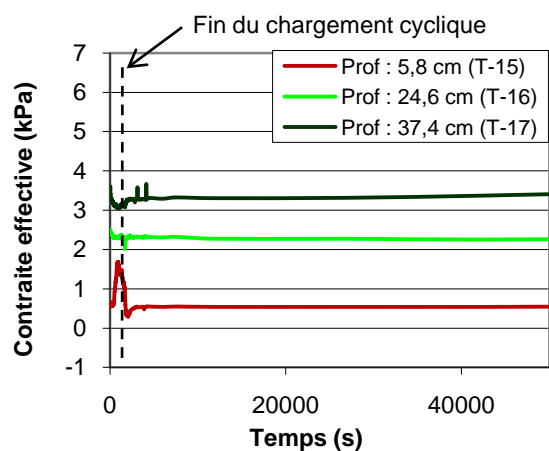


a)

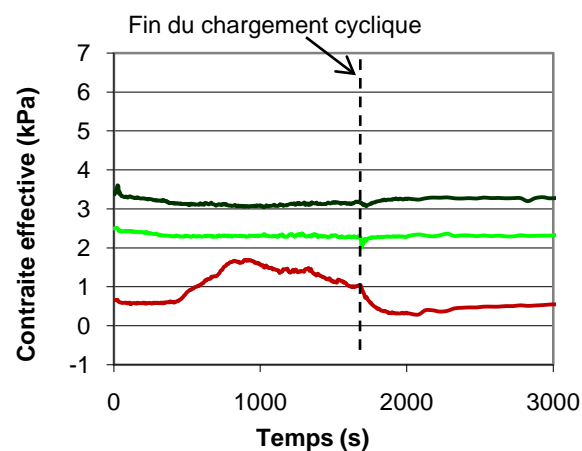


b)

Figure D.8. Variation des contraintes effectives dans le mur de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

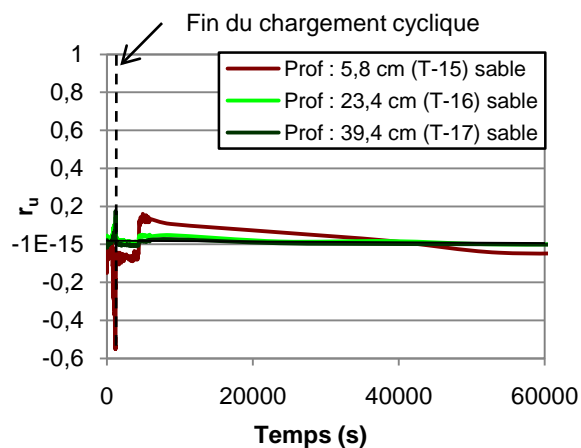


a)

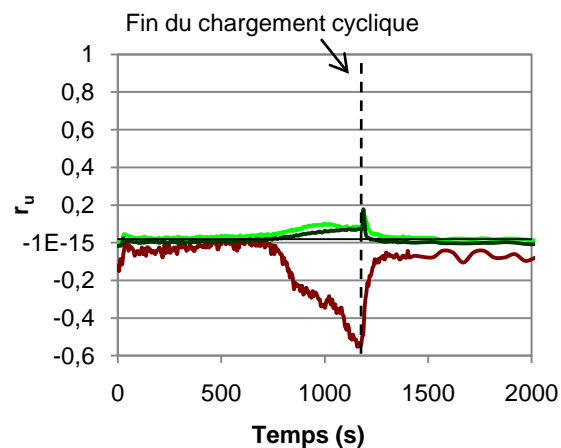


b)

Figure D.9. Variation des contraintes effectives dans le mur de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

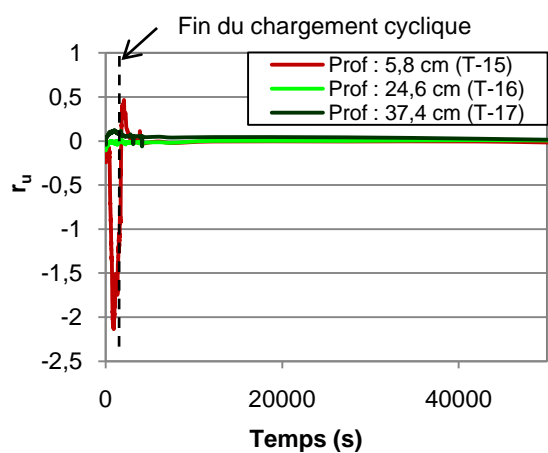


a)

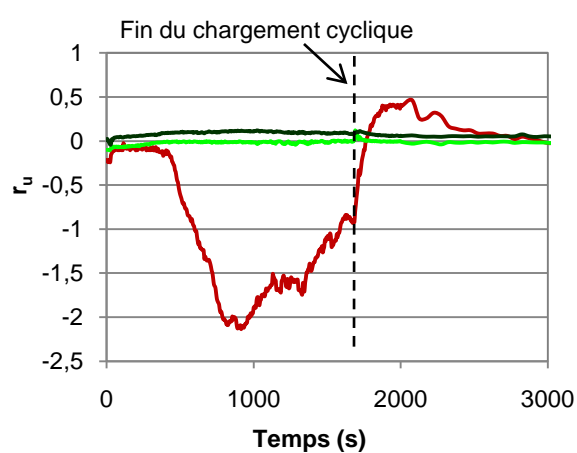


b)

Figure D.10. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans le mur de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9) : a) de 0 à 60 000 secondes; b) de 0 à 2000 secondes.

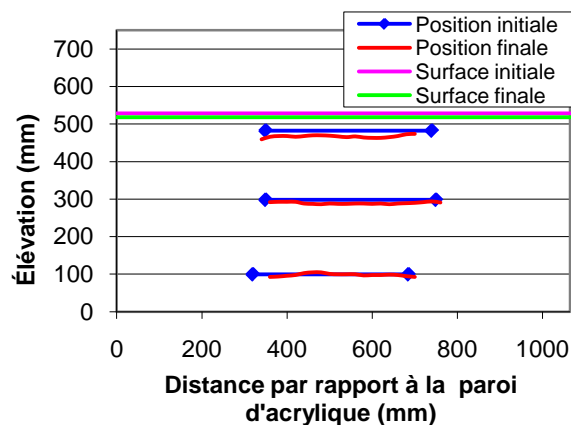


a)

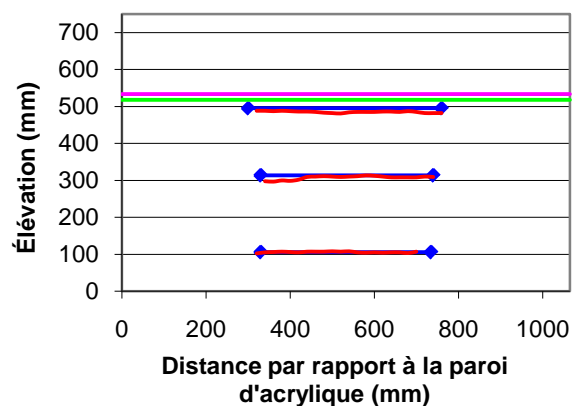


b)

Figure D.11. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) dans le mur de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11) : a) de 0 à 50 000 secondes; b) de 0 à 3000 secondes.

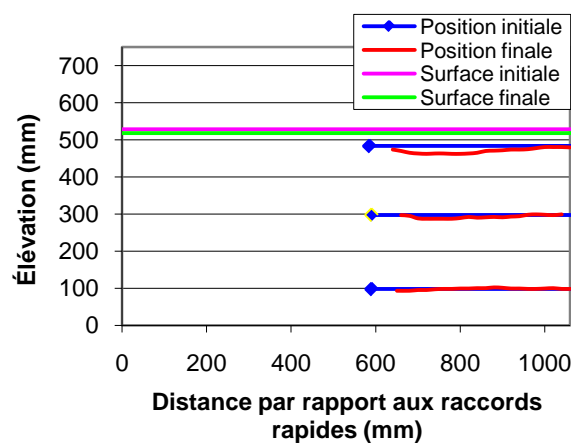


a)

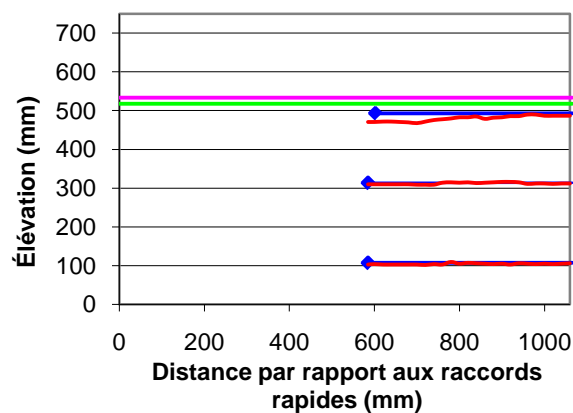


b)

Figure D.12. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 825 mm des raccords rapides, perpendiculairement à l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 9; b) essai 11.



a)



b)

Figure D.13. Élévations initiales et finales des bandes de gravier positionnées à environ 535 mm de la paroi en acrylique, dans l'axe des déplacements horizontaux : a) essai 9; b) essai 11.

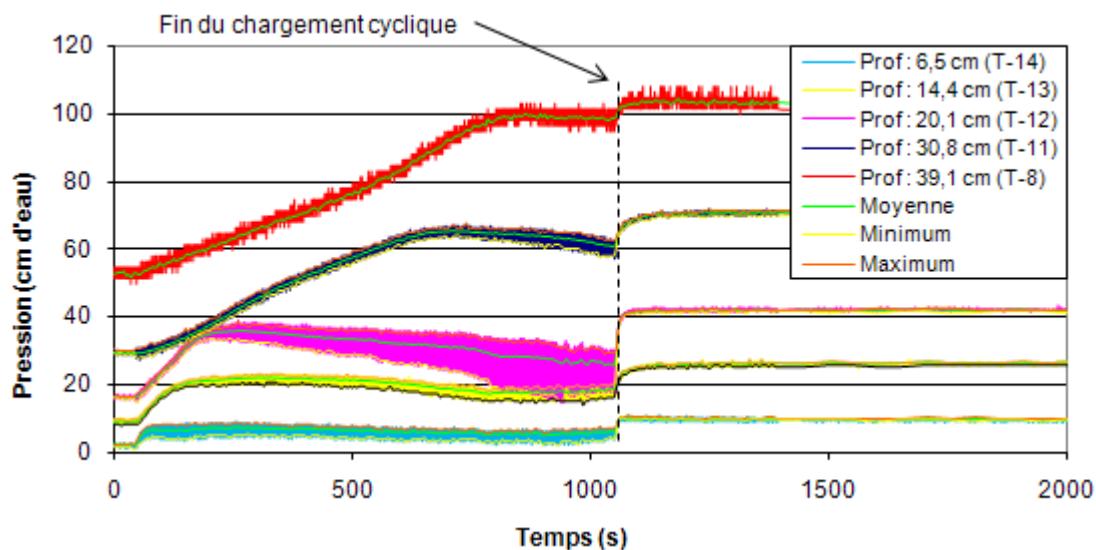


Figure D.14. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5).

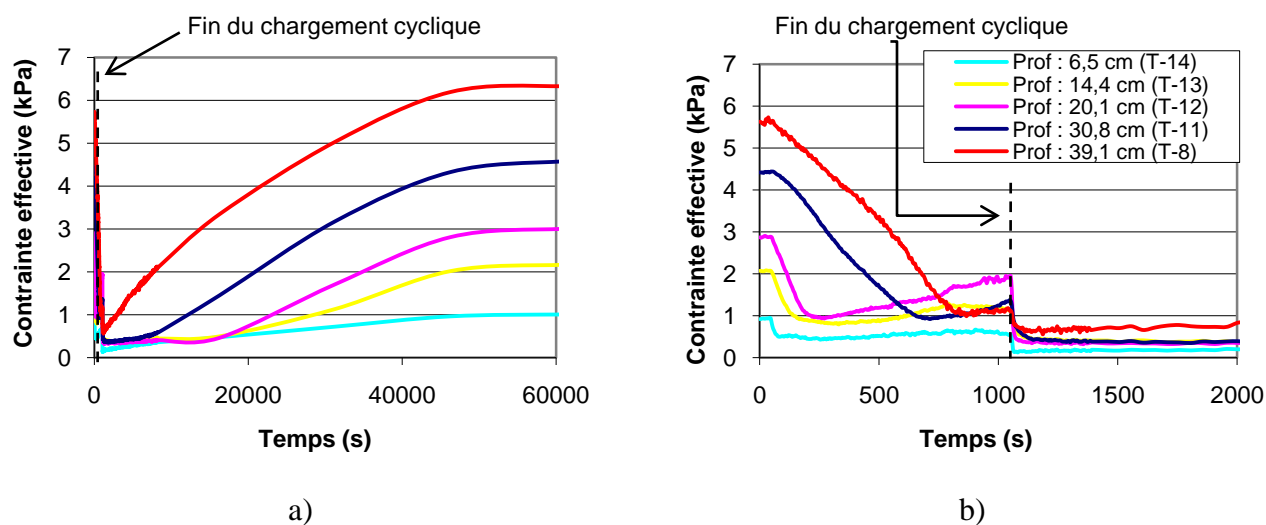


Figure D.15. Variation des contraintes effectives (calculées à partir des pressions interstitielles initiales) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5) : (a) de 0 à 60 000 secondes; (b) de 0 à 2 000 secondes.

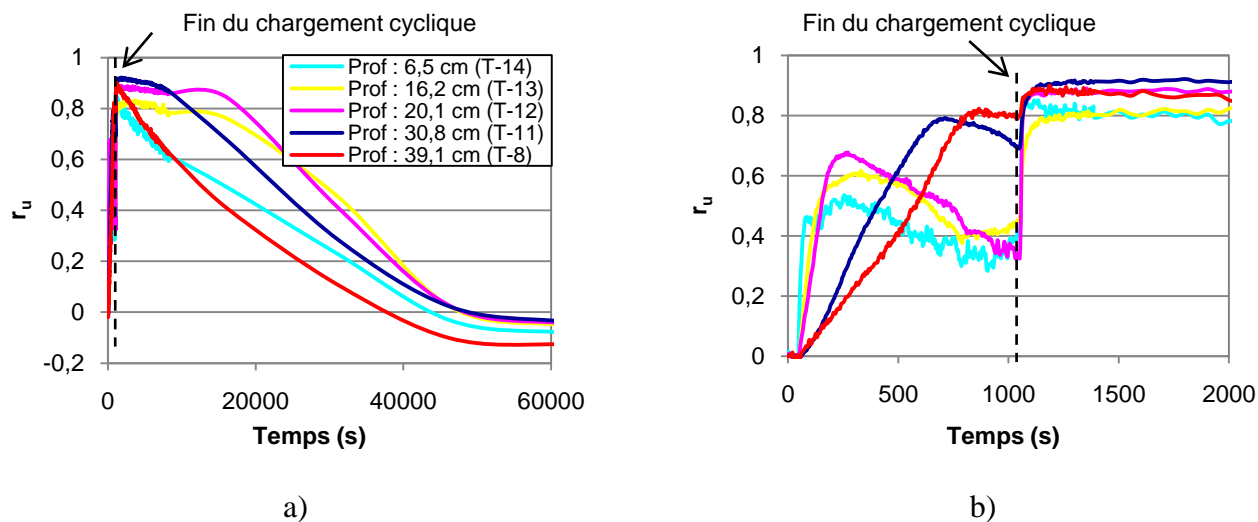


Figure D.16. Variation des rapports de pressions interstitielles r_u (calculées à partir des pressions interstitielles initiales) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 5): (a) de 0 à 60 000 secondes; (b) de 0 à 2000 secondes.

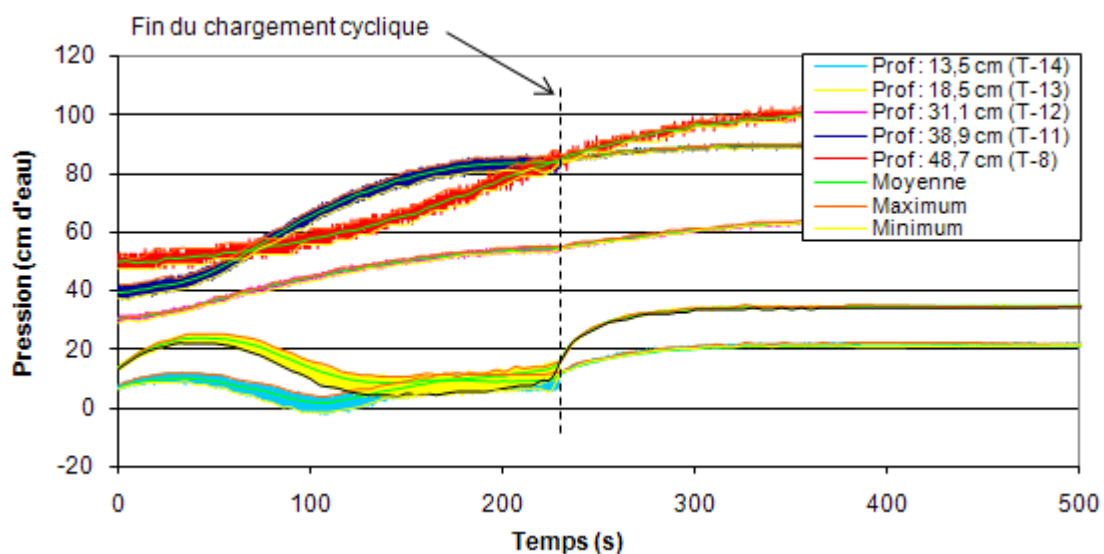


Figure D.17. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4).

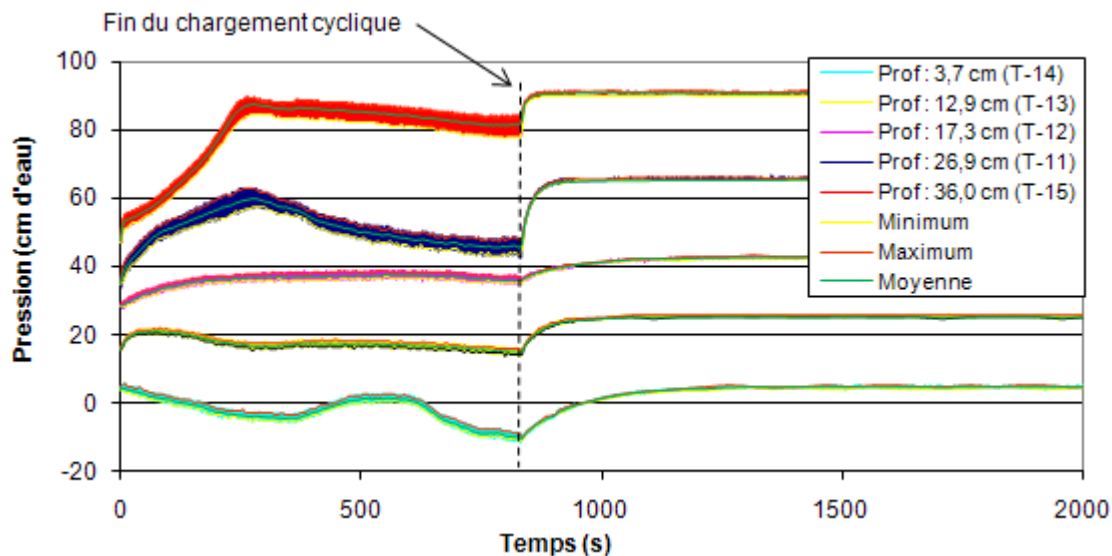
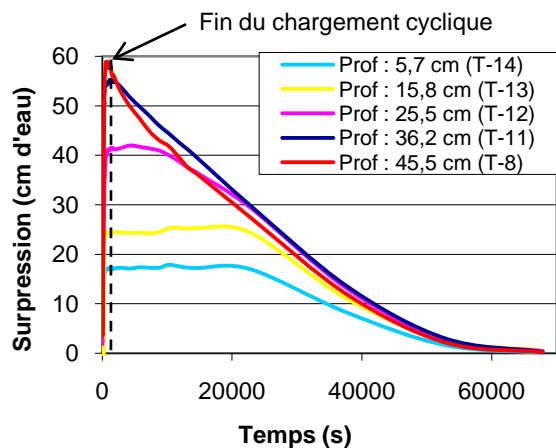
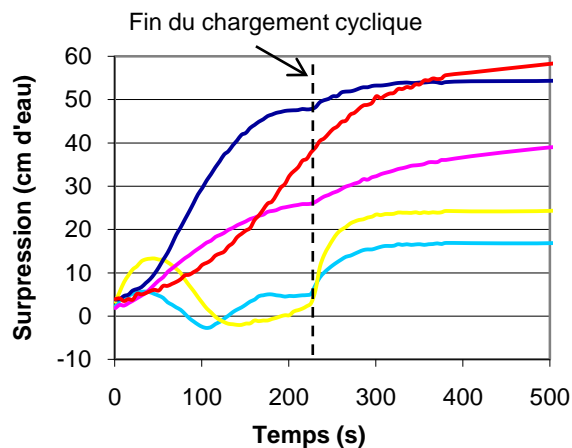


Figure D.18. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 10).



a)



b)

Figure D.19. Variation des surpressions Δu (avant l'ajustement de la position des points de lecture) en fonction du temps, à diverses profondeurs (essai 4) : (a) de 0 à 60 000 secondes; (b) de 0 à 500 secondes.

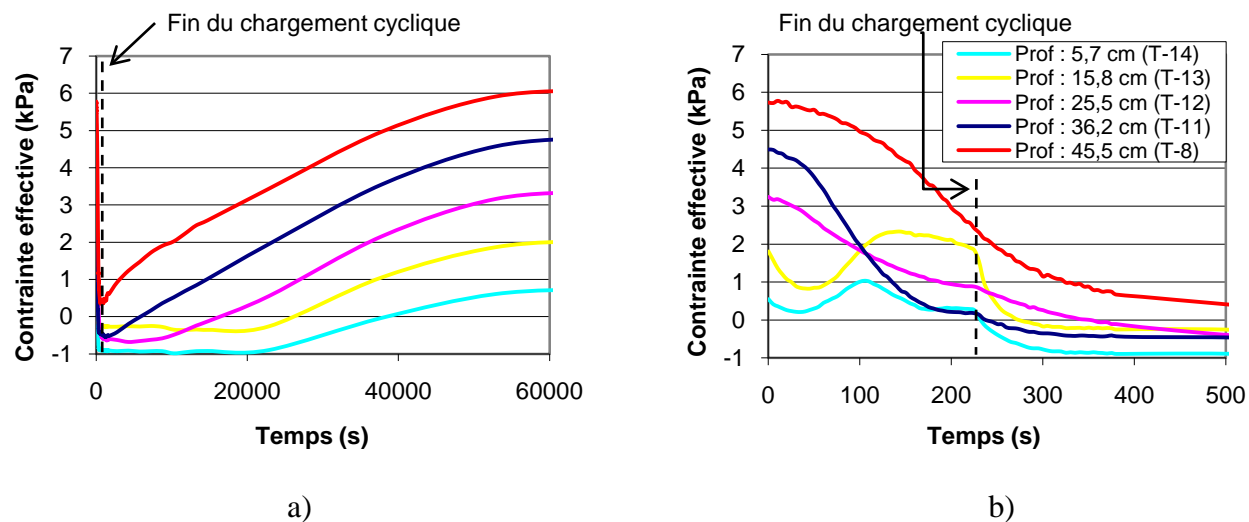


Figure D.20. Variation des contraintes effectives (avant l'ajustement de la position des points de lecture) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : (a) de 0 à 60 000 secondes; (b) de 0 à 500 secondes.

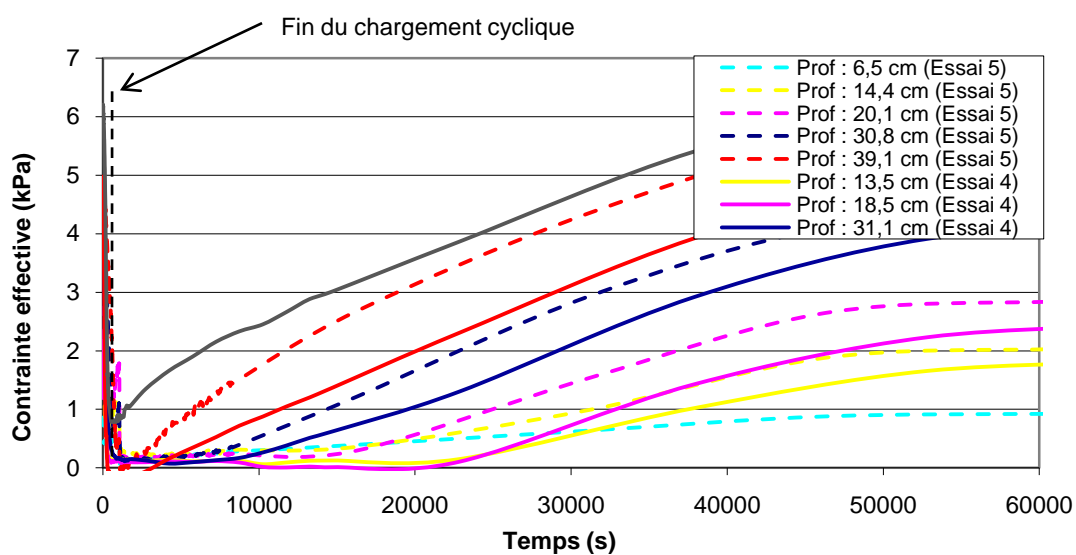


Figure D.21. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 4 et 5, de 0 à 60 000 secondes.

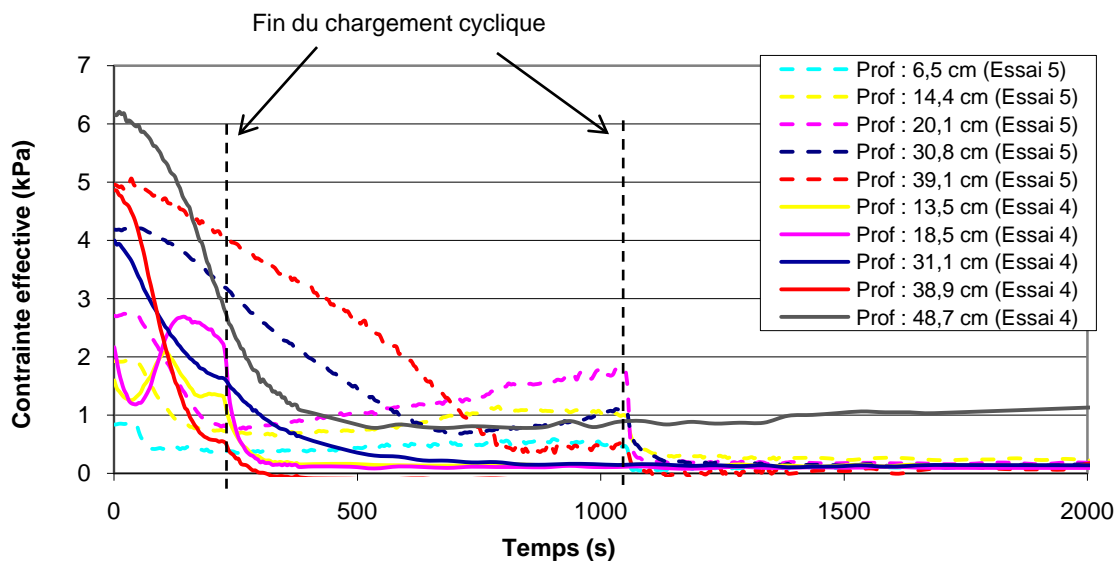


Figure D.22. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 4 et 5, de 0 à 2 000 secondes.

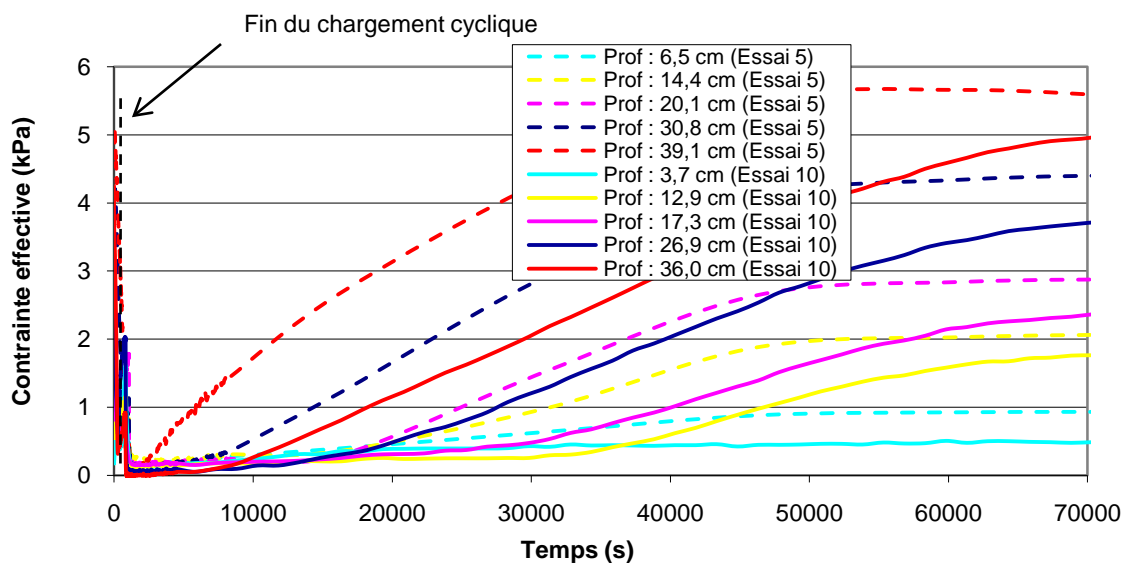


Figure D.23. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 10, de 0 à 70 000 secondes.

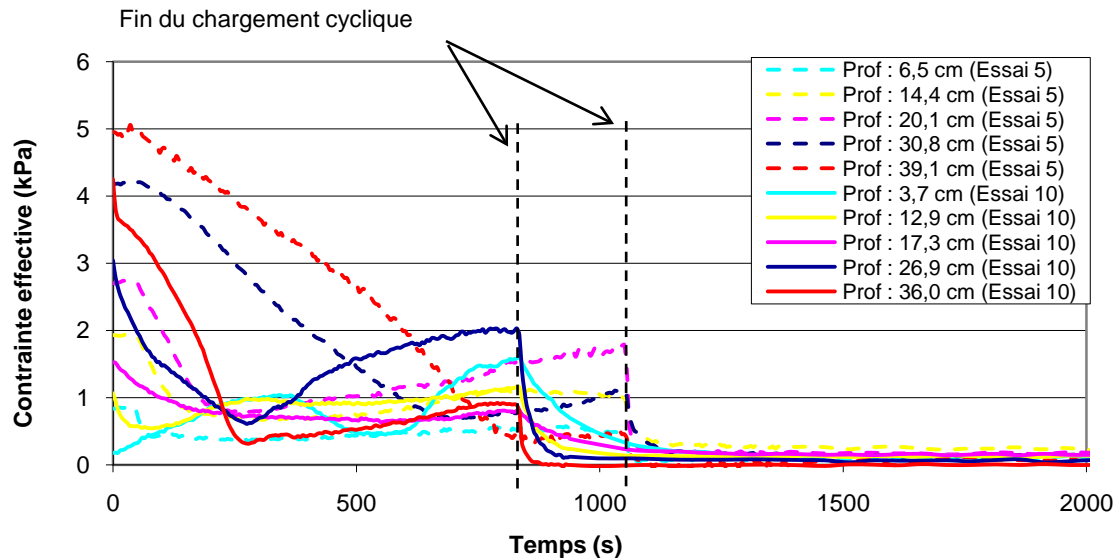


Figure D.24. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 10, de 0 à 2000 secondes.

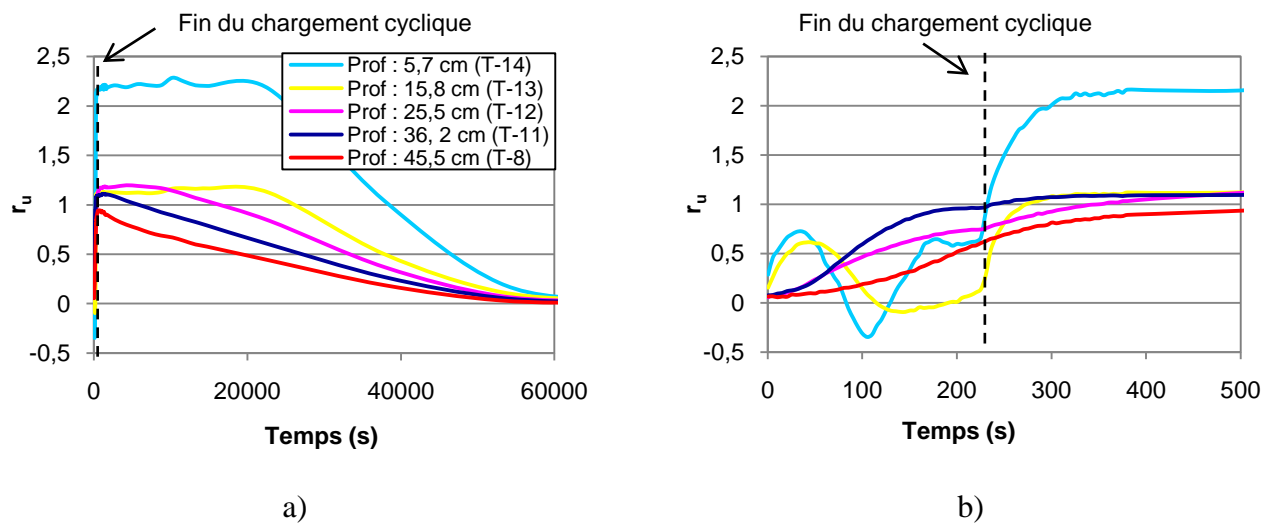


Figure D.25. Variation des rapports de pressions interstitielles (r_u) (avant l'ajustement de la position des points de lecture) en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 4) : (a) de 0 à 60 000 secondes; (b) de 0 à 500 secondes.

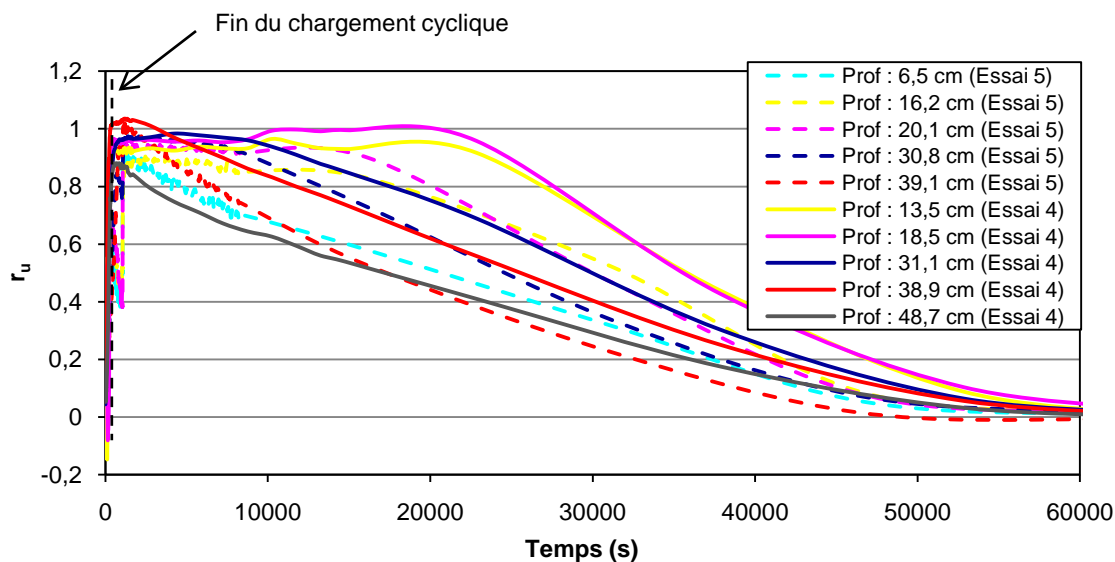


Figure D.26. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 4 et 5, de 0 à 60 000 secondes.

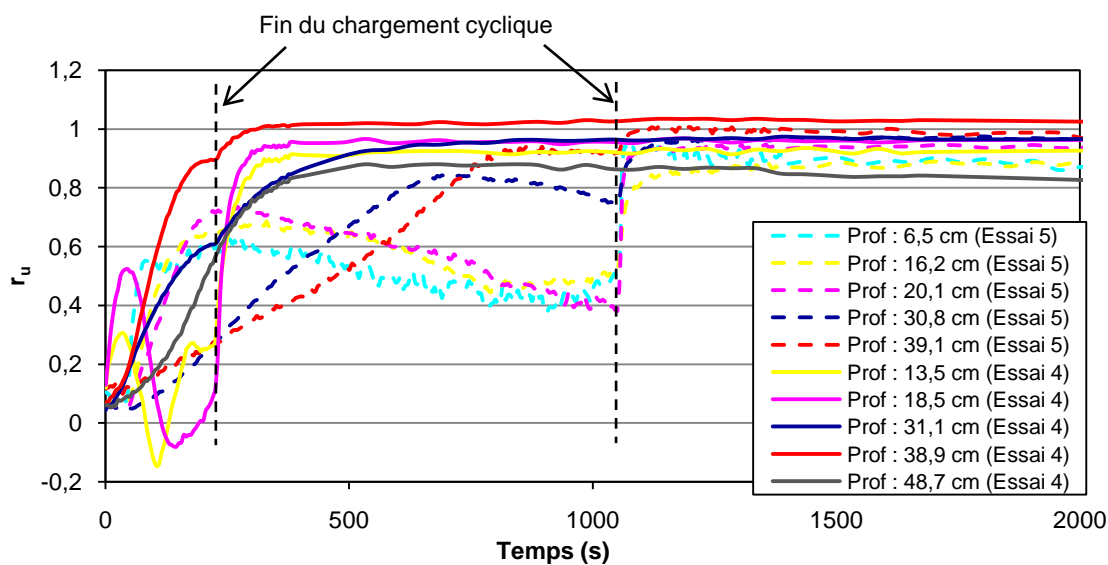


Figure D.27. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 4 et 5, de 0 à 2 000 secondes.

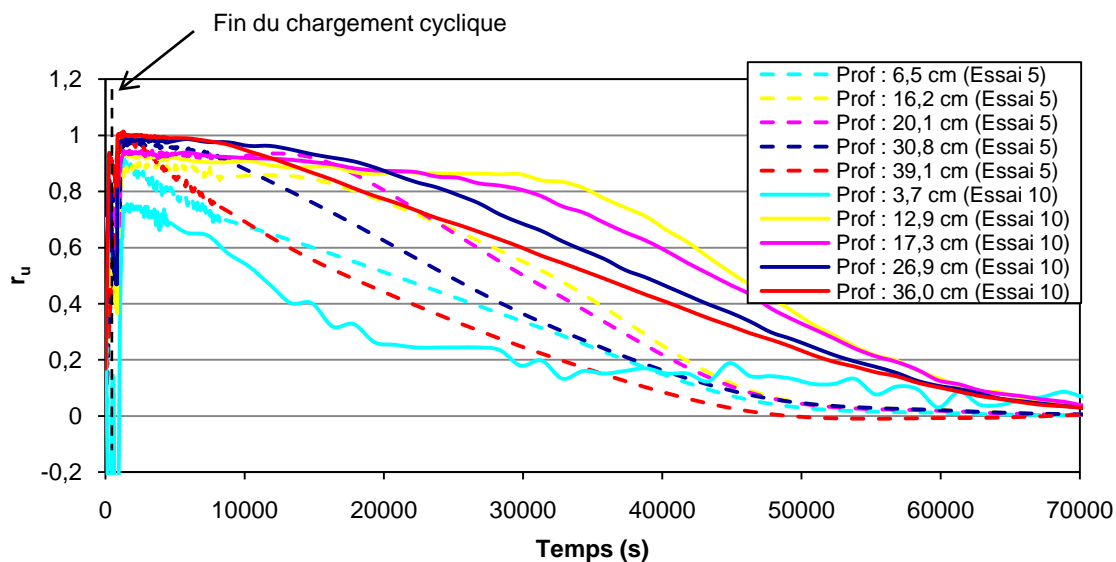


Figure D.28. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 10, de 0 à 70 000 secondes.

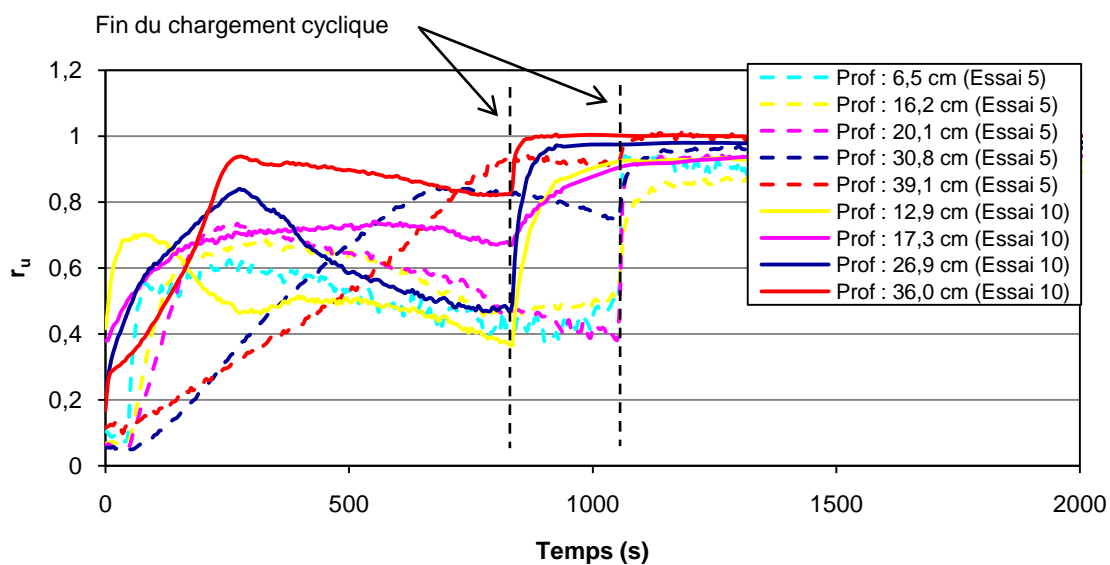


Figure D.29. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 10, de 0 à 2000 secondes.

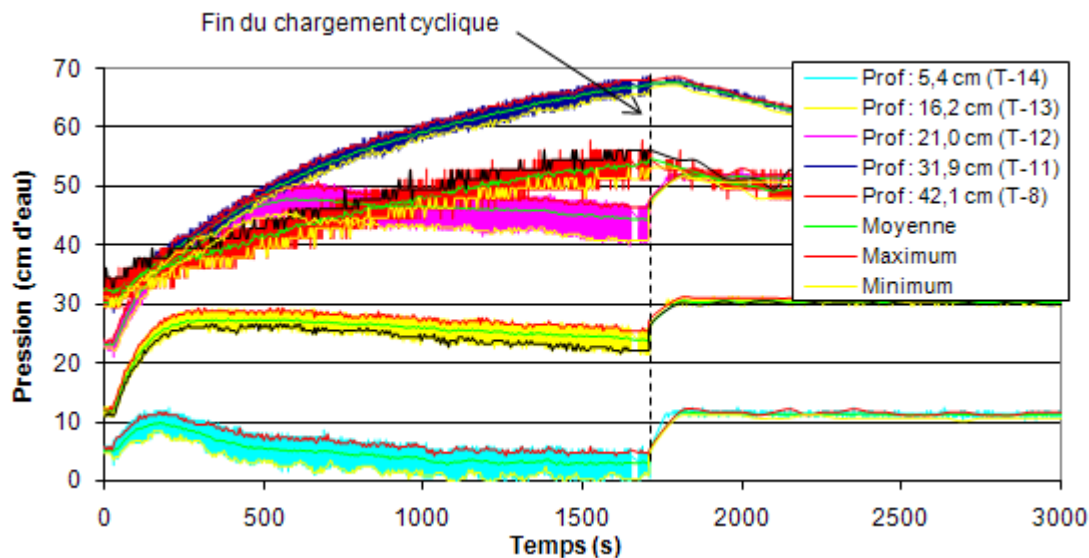


Figure D.30. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6).

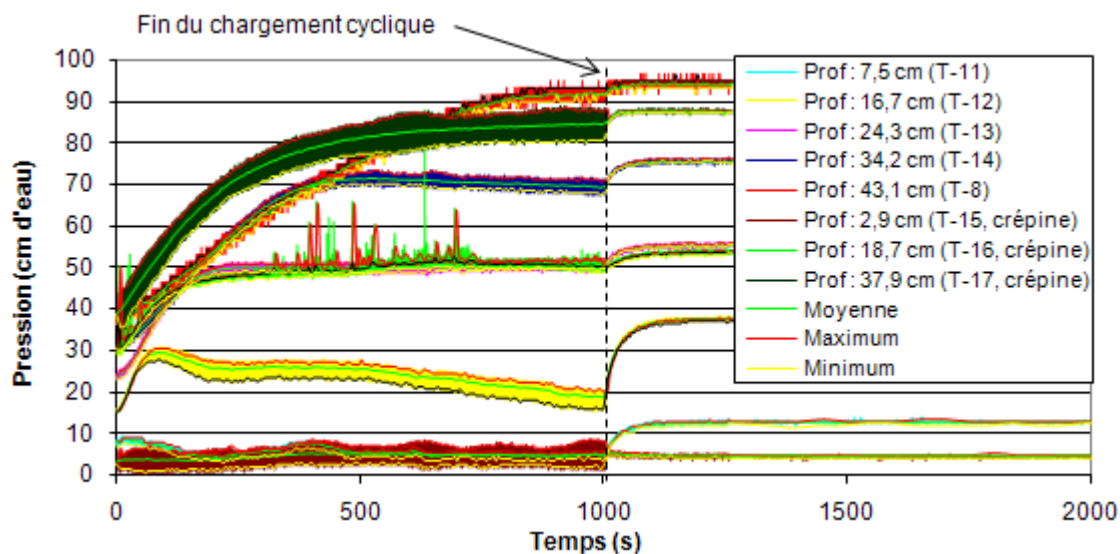


Figure D.31. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 7).

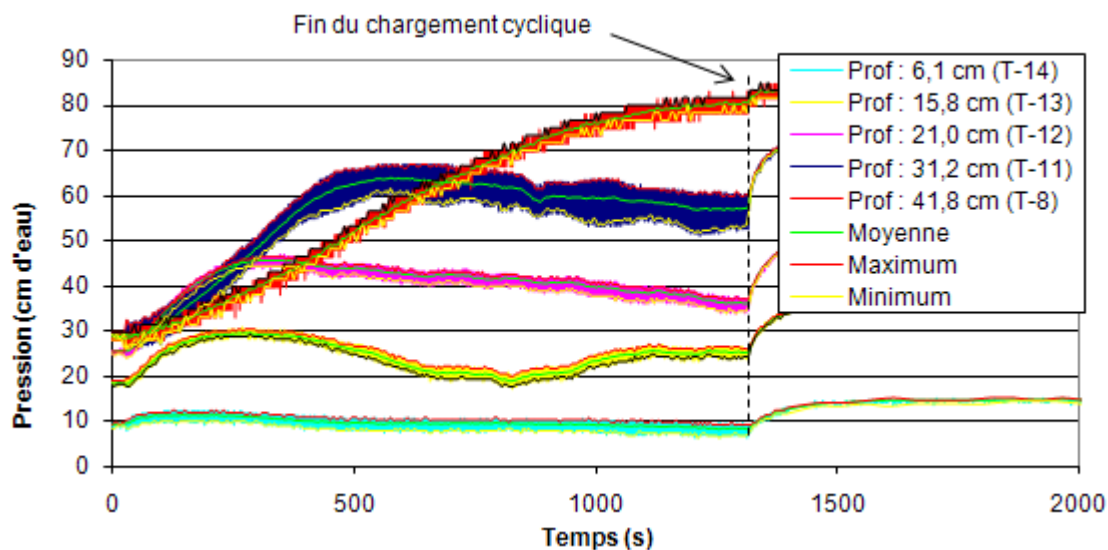


Figure D.32. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8).

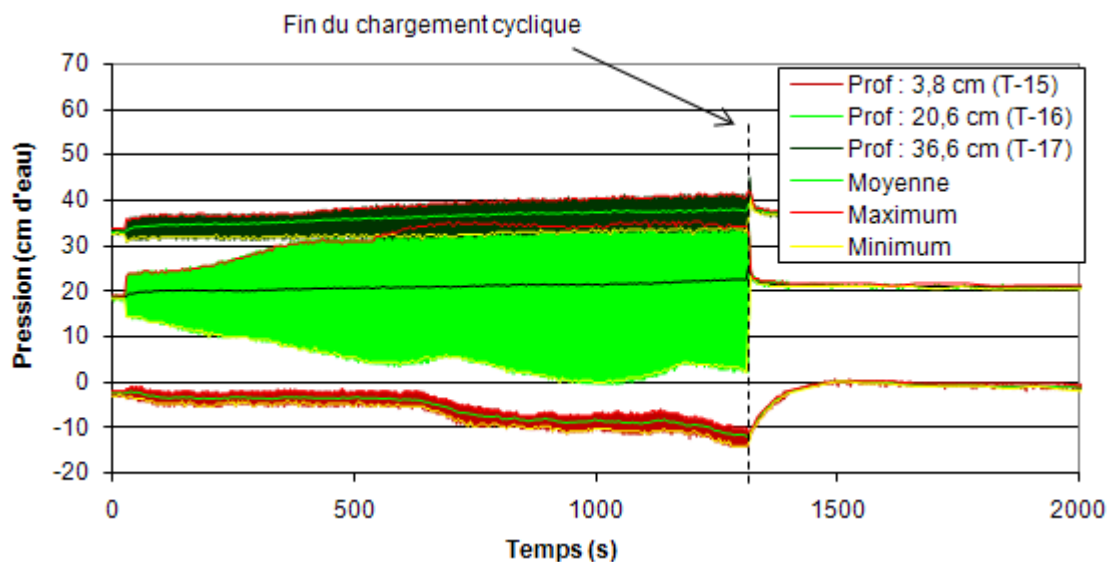


Figure D.33. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 8).

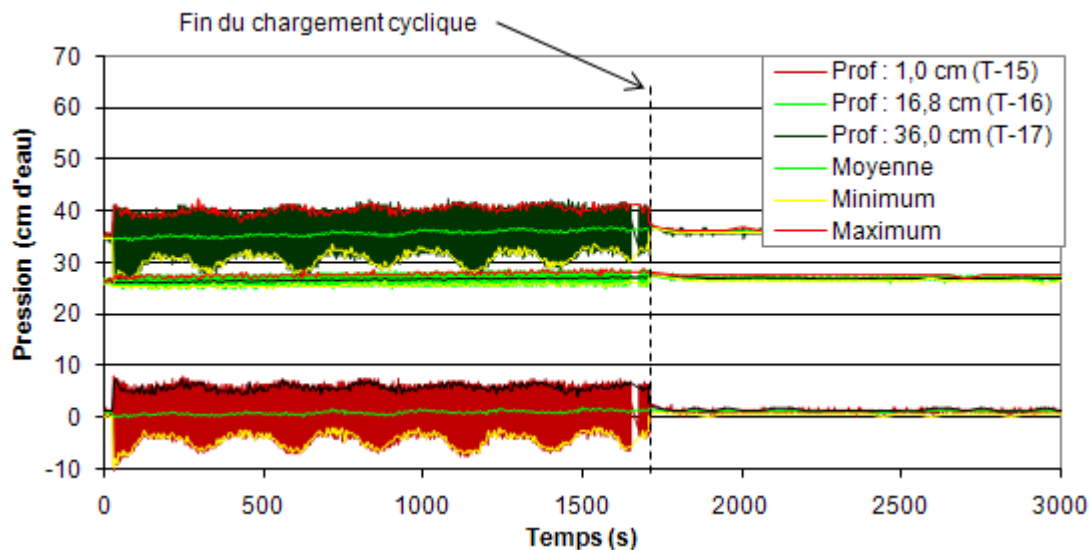


Figure D.34. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 6).

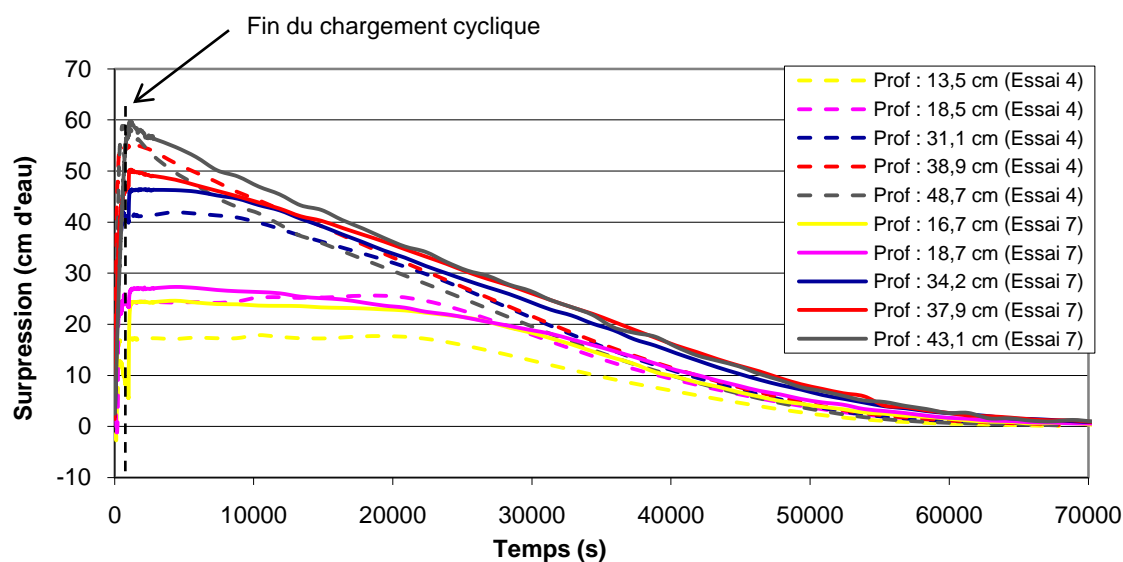


Figure D.35. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 7 et 4, de 0 à 70 000 secondes.

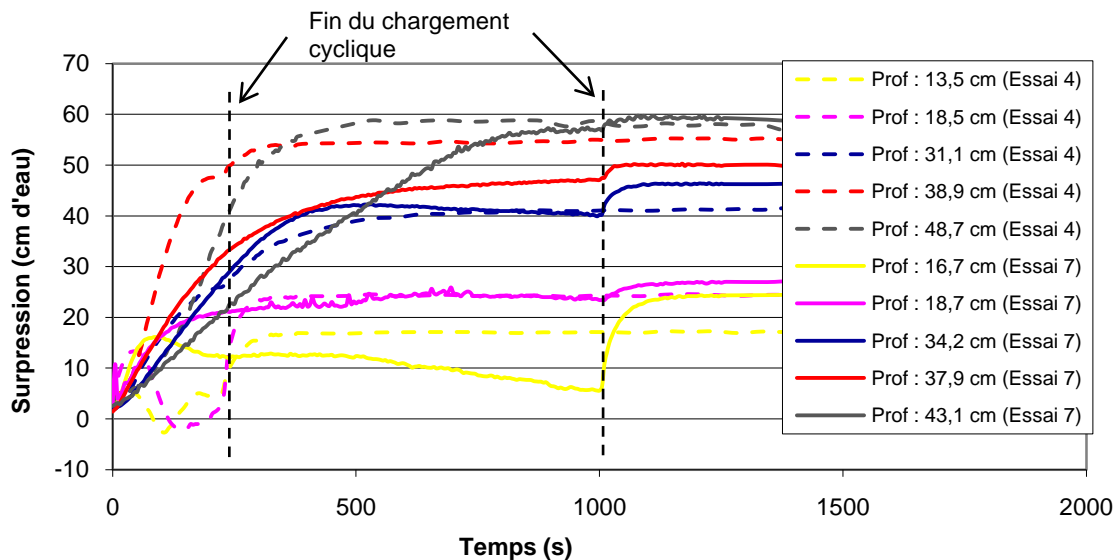


Figure D.36. Développement des surpressions dans les résidus miniers lors des essais 7 et 4, de 0 à 2000 secondes.

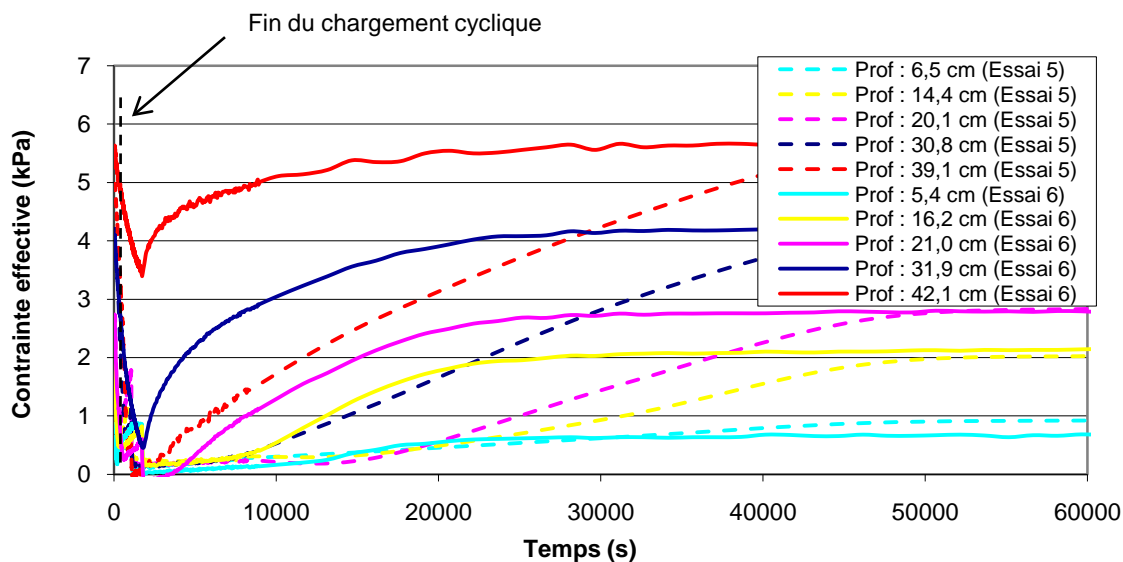


Figure D.37. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 6, de 0 à 60 000 secondes.

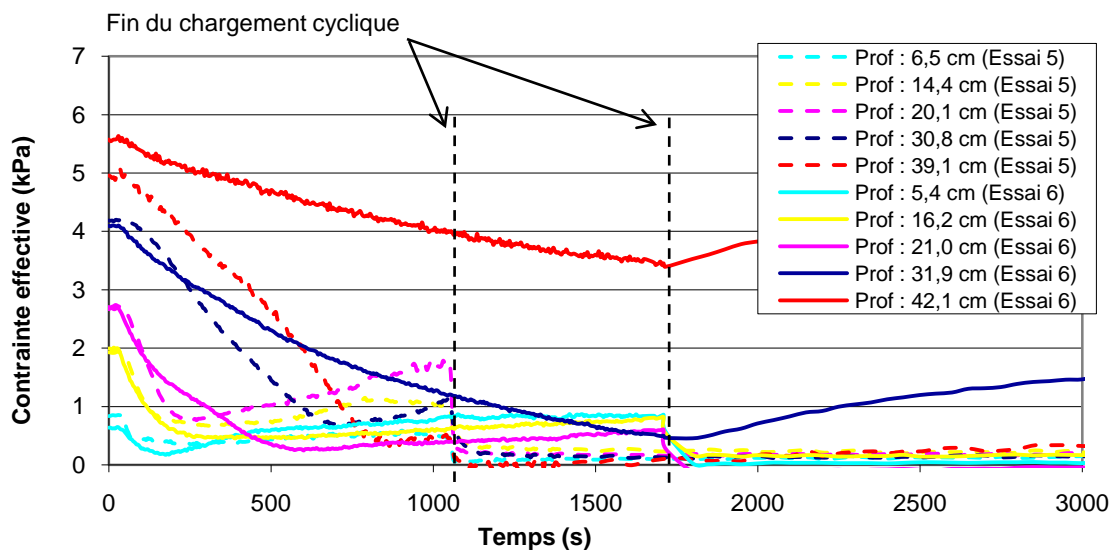


Figure D.38. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 6, de 0 à 3000 secondes.

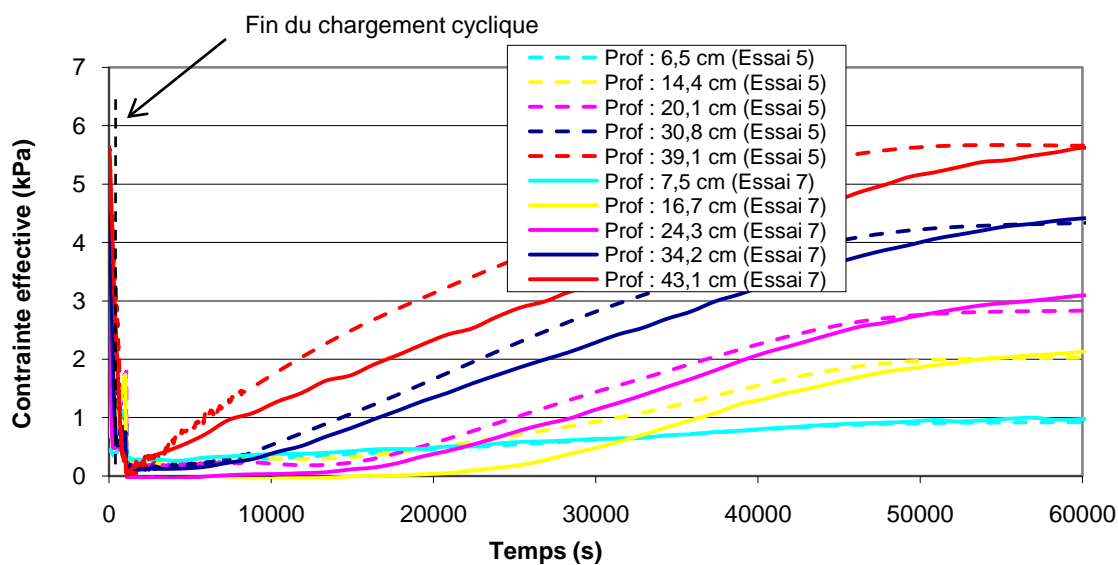


Figure D.39. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 7, de 0 à 60 000 secondes.

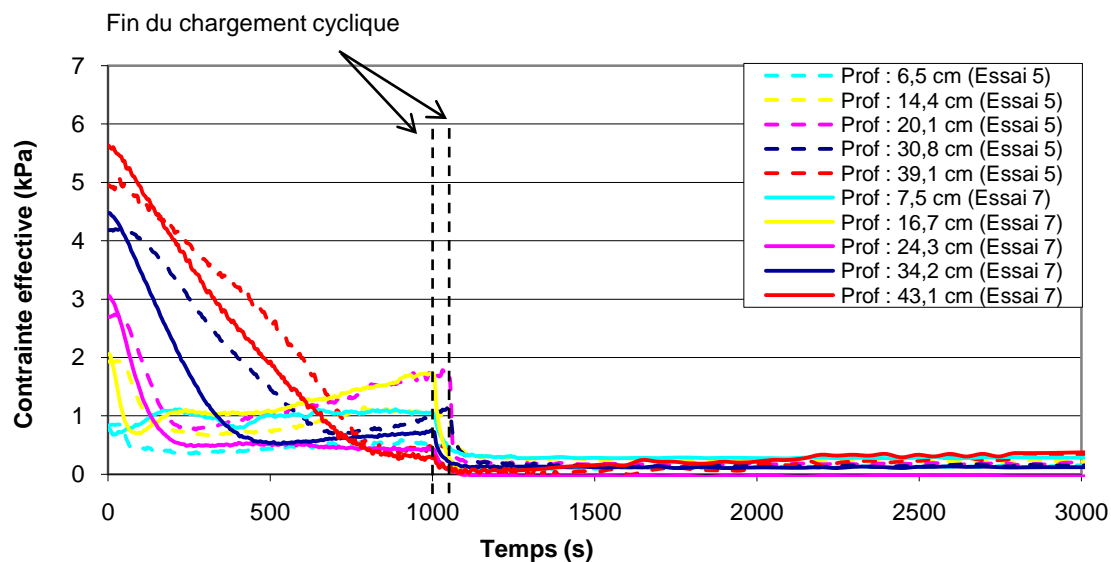


Figure D.40. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 7, de 0 à 3000 secondes.

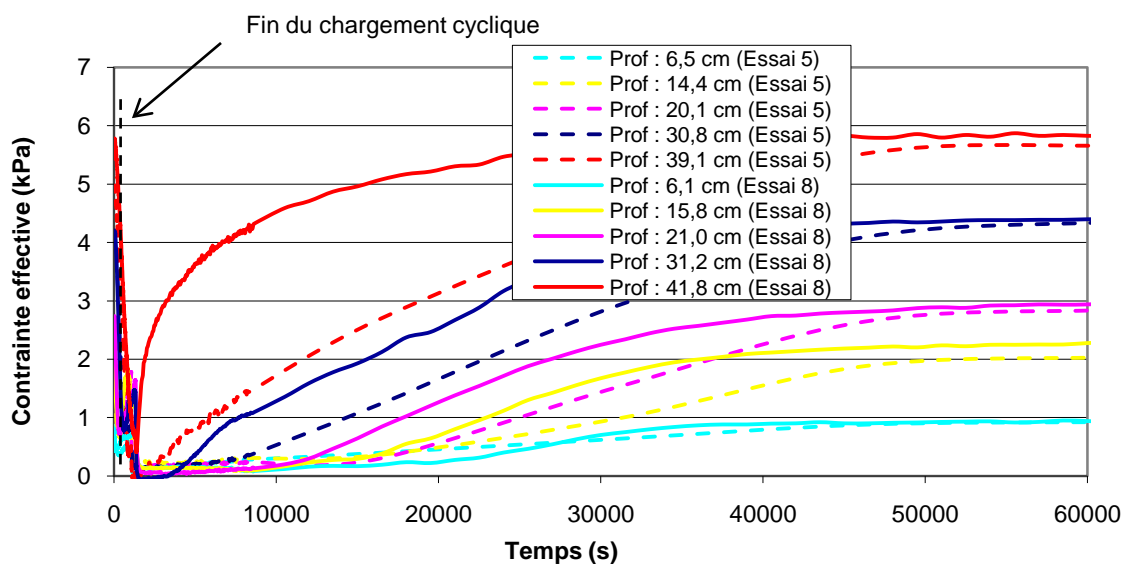


Figure D.41. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 8, de 0 à 60 000 secondes.

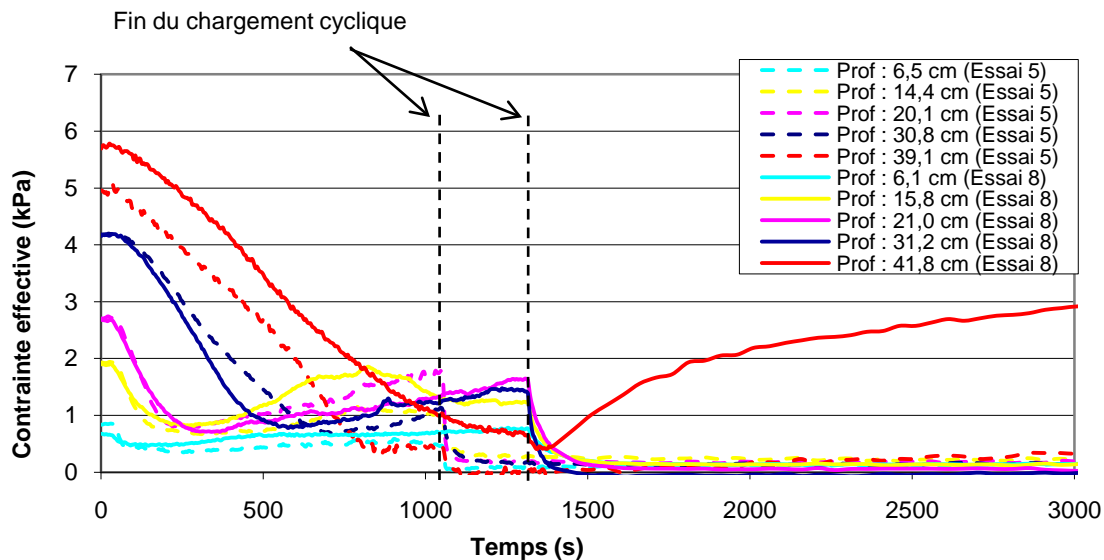


Figure D.42. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 8, de 0 à 3000 secondes.

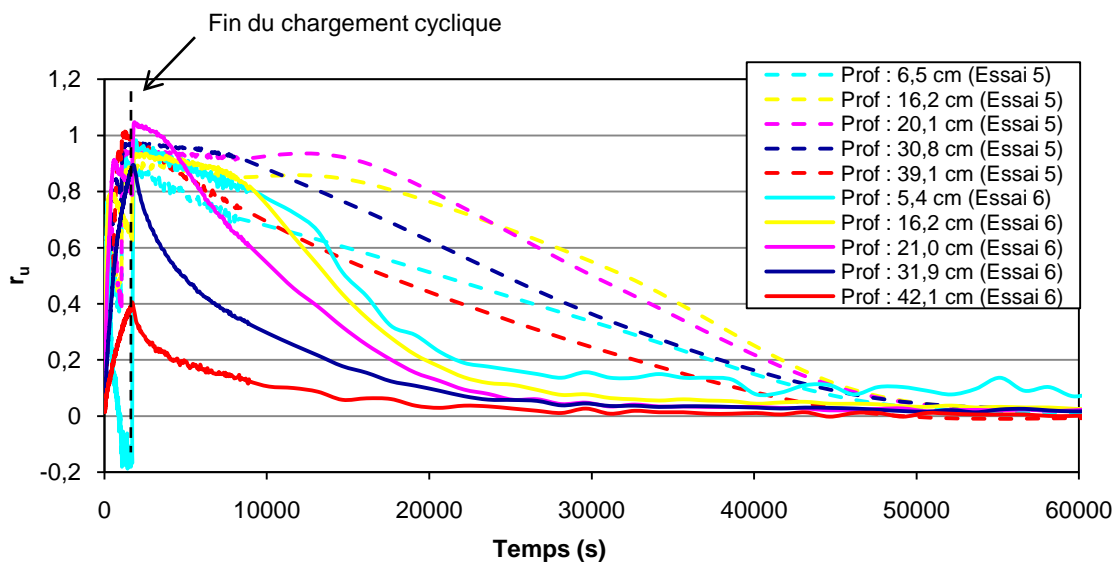


Figure D.43. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 6, de 0 à 60 000 secondes.

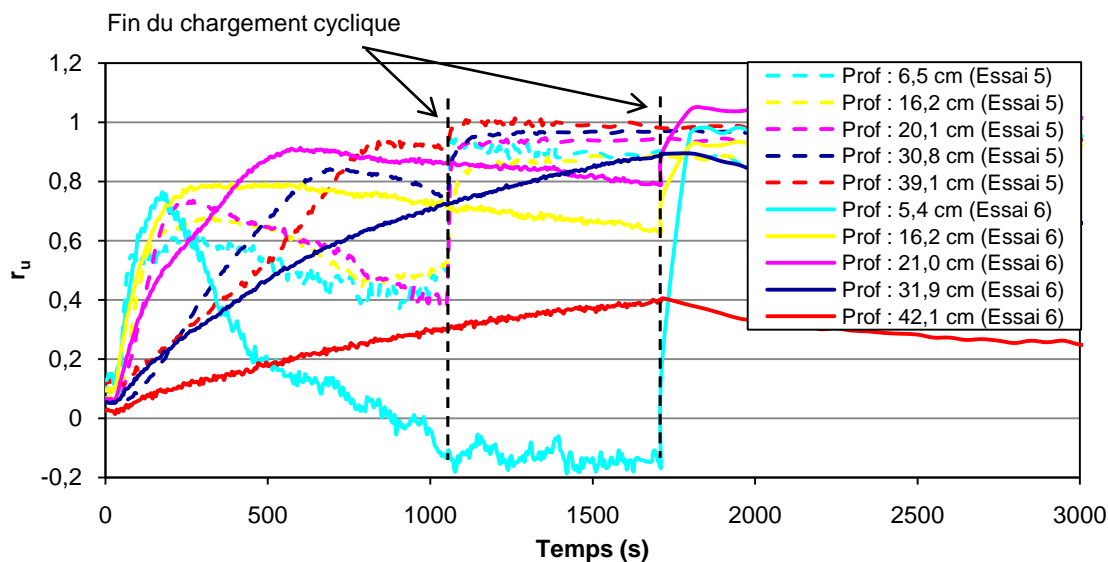


Figure D.44. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 6, de 0 à 3000 secondes.

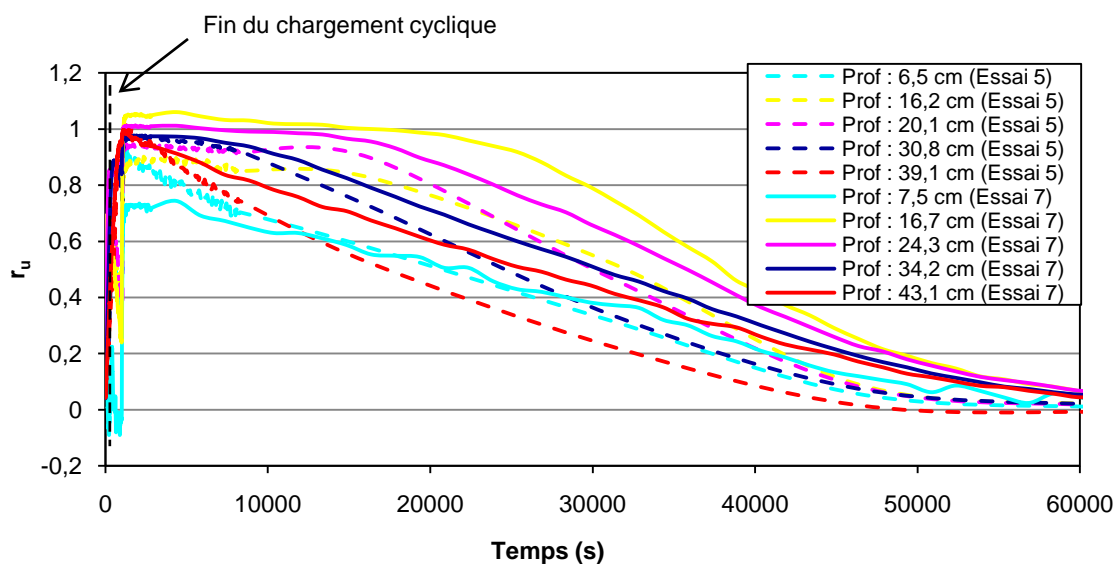


Figure D.45. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 7, de 0 à 60 000 secondes.

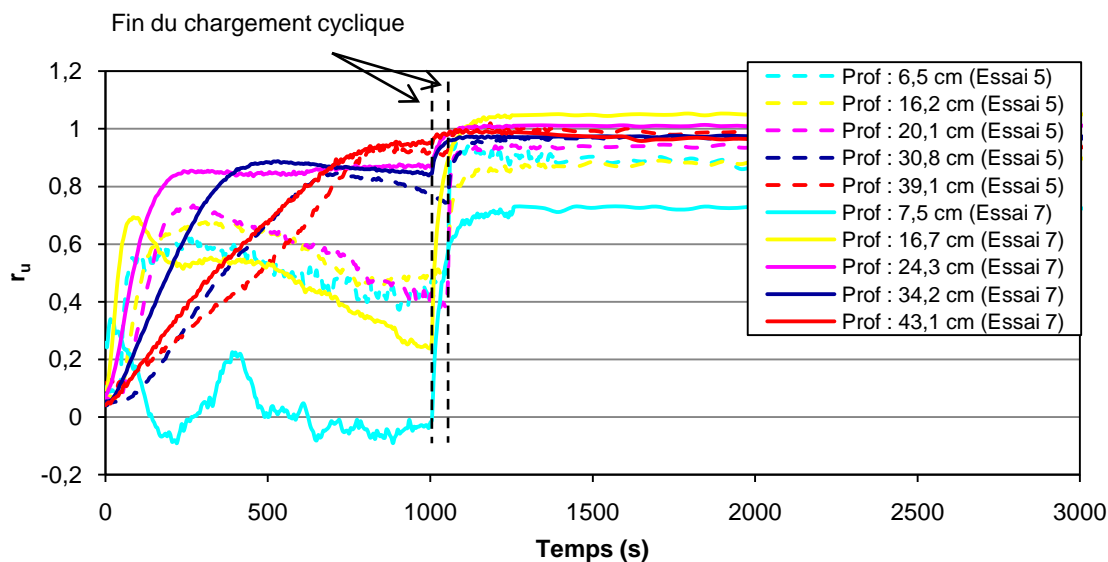


Figure D.46. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 7, de 0 à 3000 secondes.

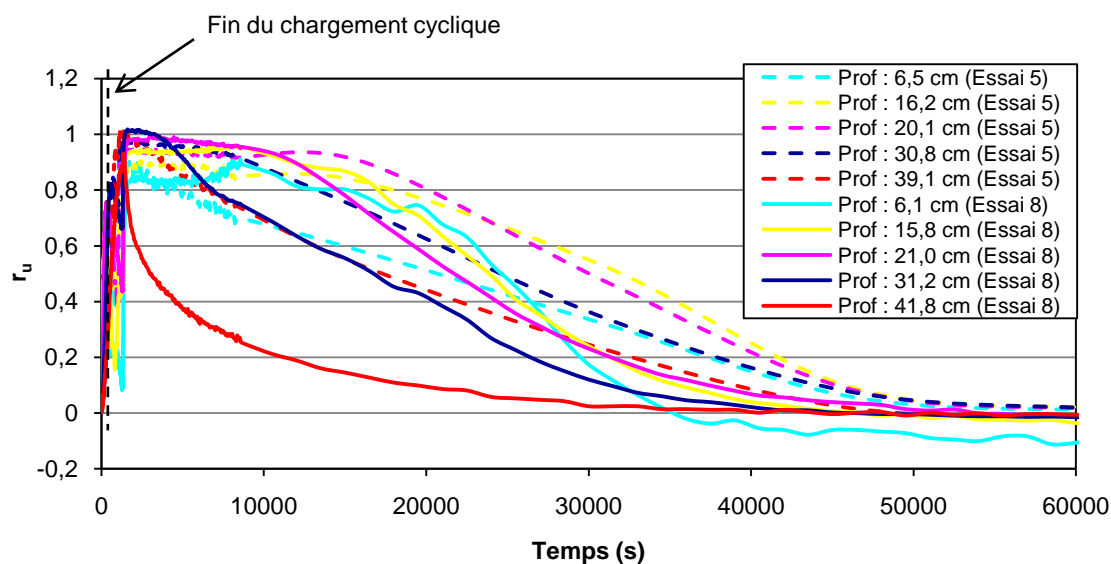


Figure D.47. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 8, de 0 à 60 000 secondes.

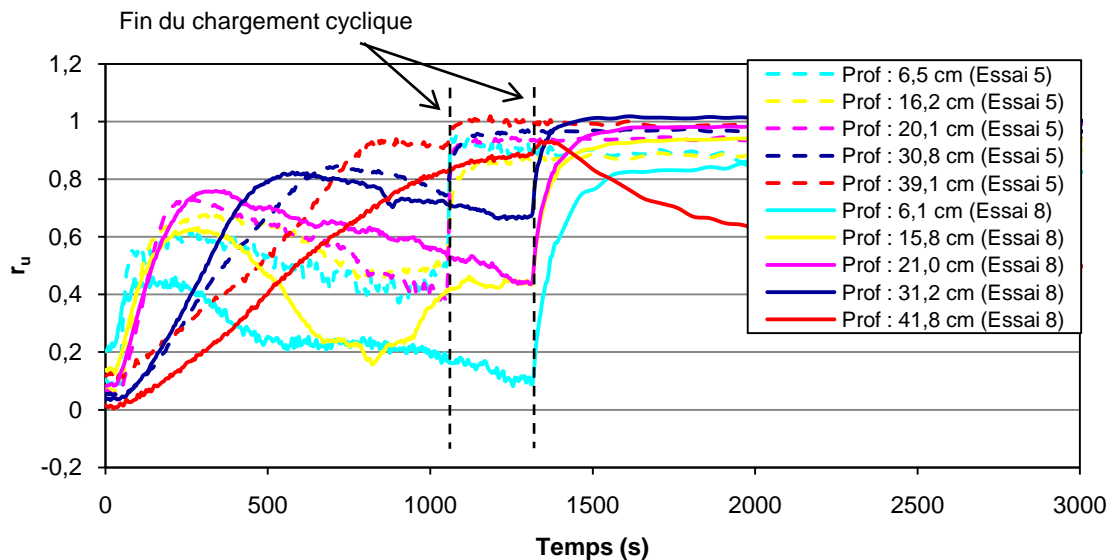


Figure D.48. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 8, de 0 à 3000 secondes.

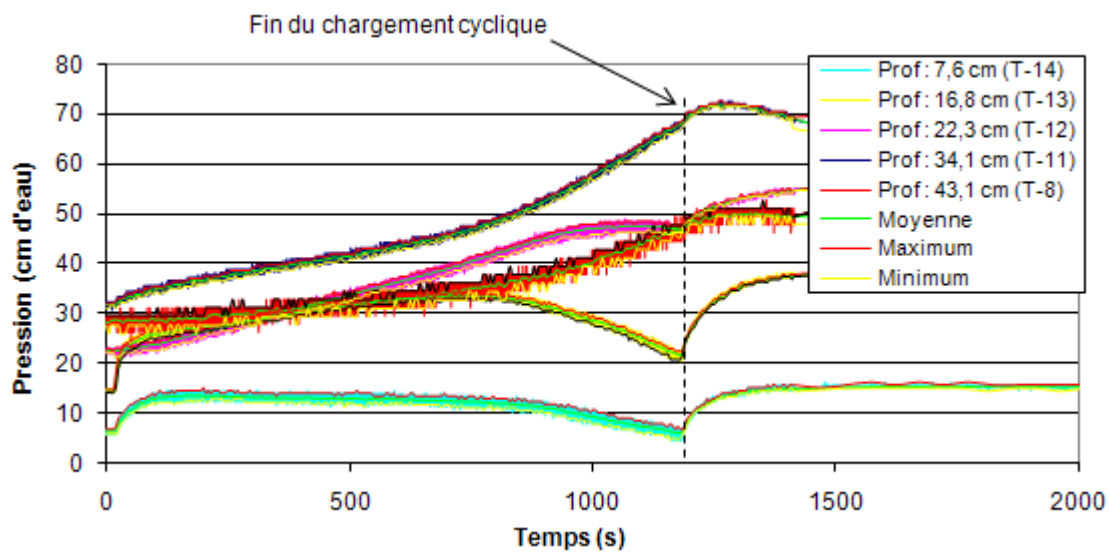


Figure D.49. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9).

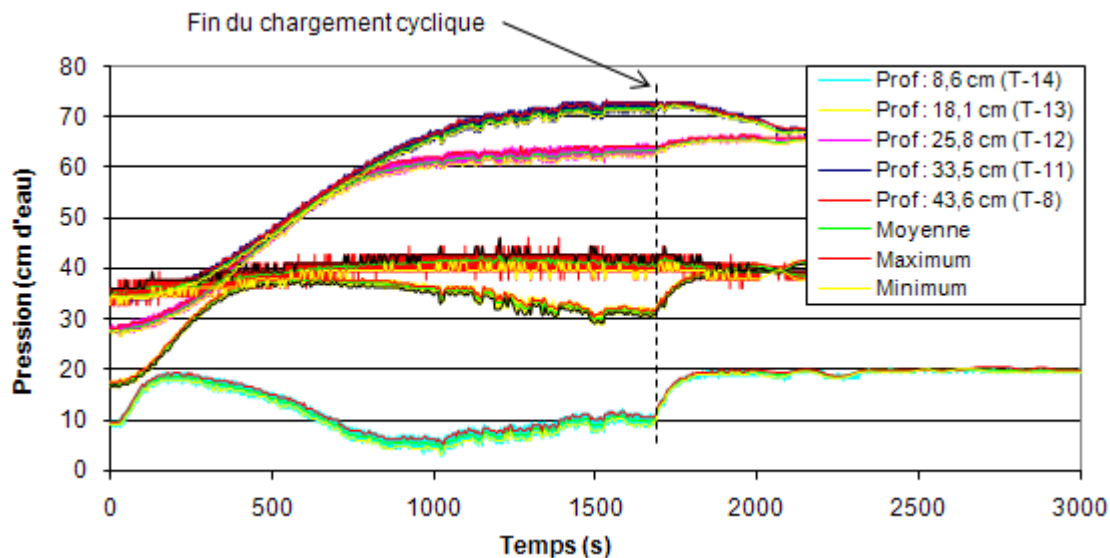


Figure D.50. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11).

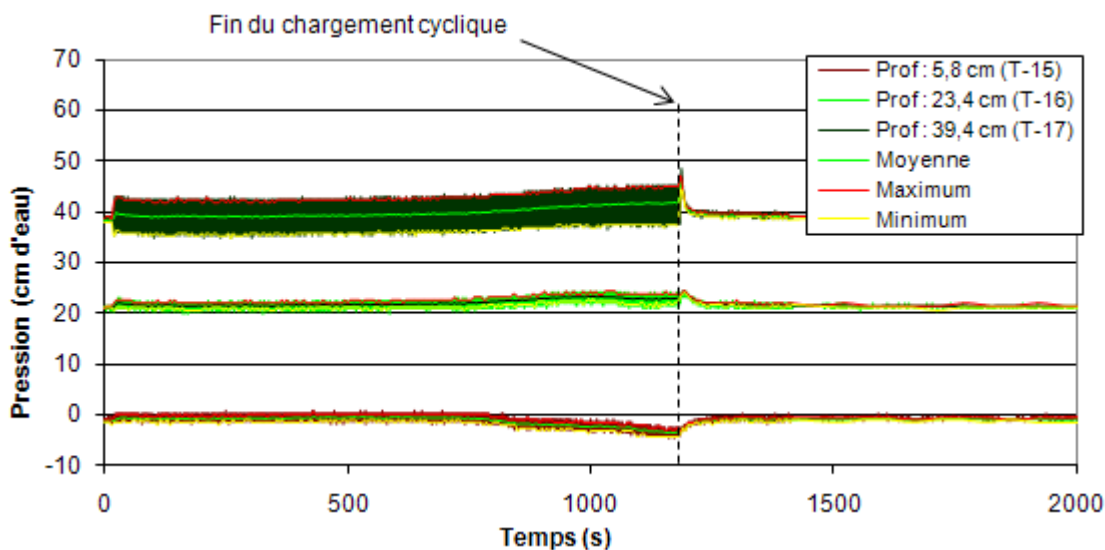


Figure D.51. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 9).

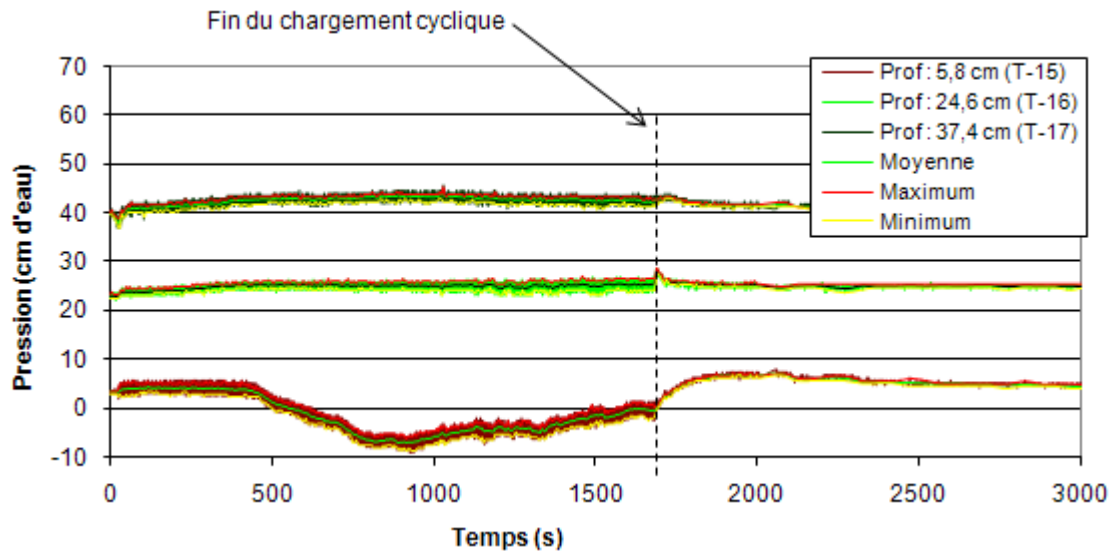


Figure D.52. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles dans la colonne de sable en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 11).

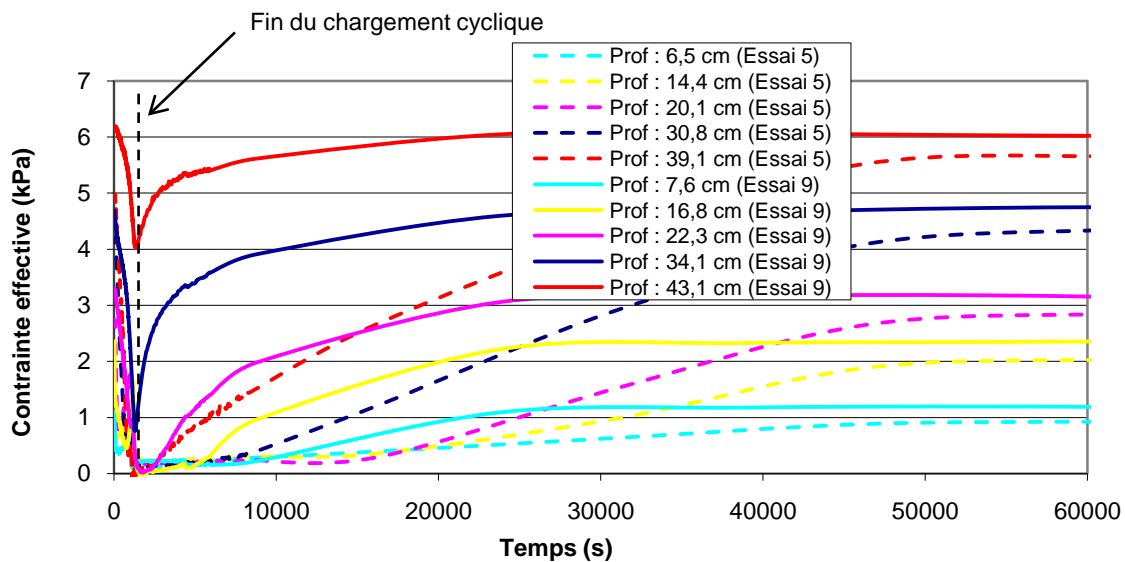


Figure D.53. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 9, de 0 à 60 000 secondes.

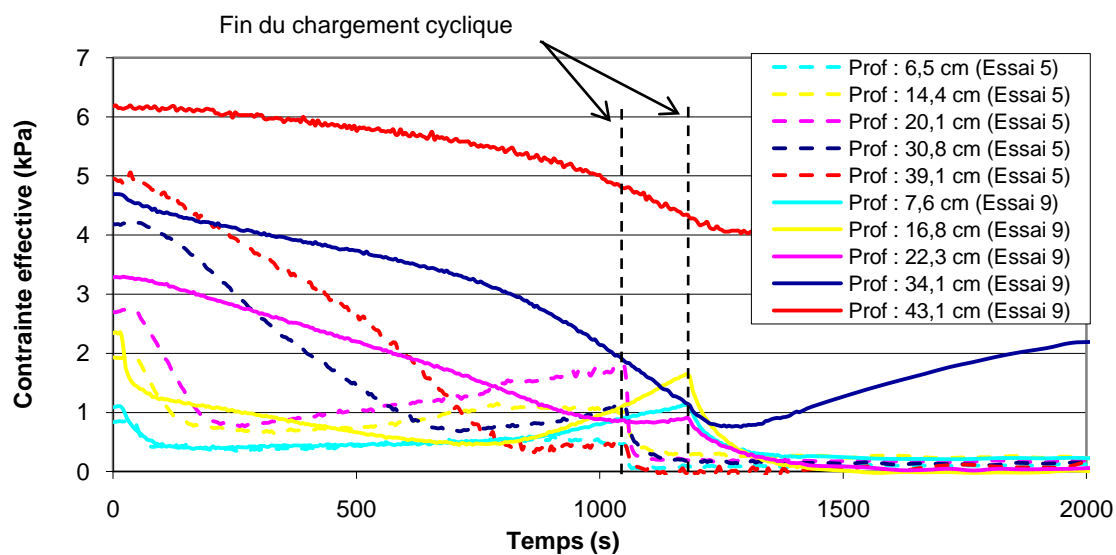


Figure D.54. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 9, de 0 à 2000 secondes.

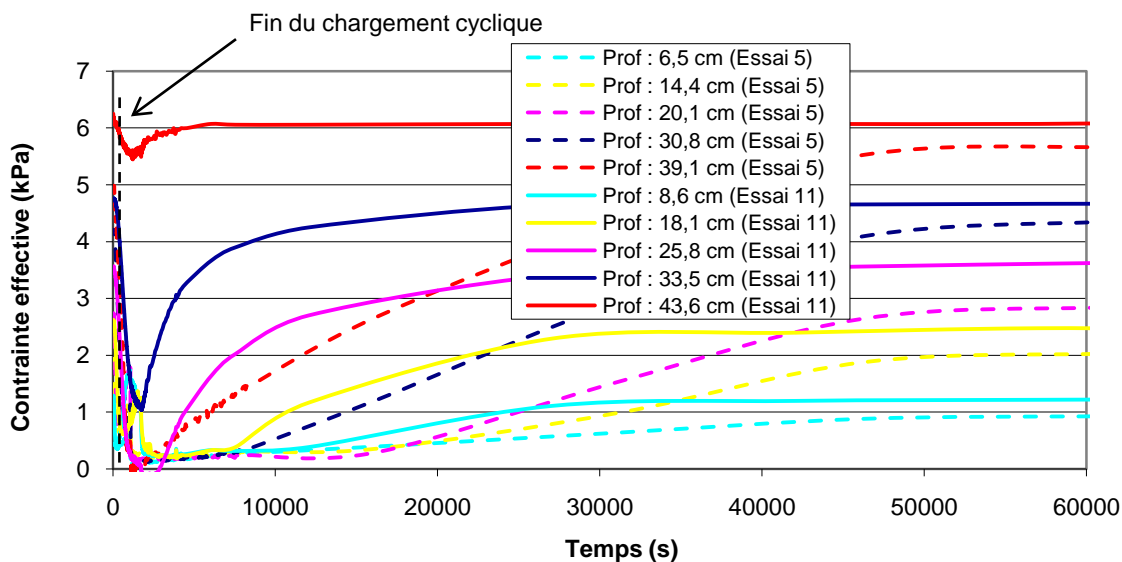


Figure D.55. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 11, de 0 à 60 000 secondes.

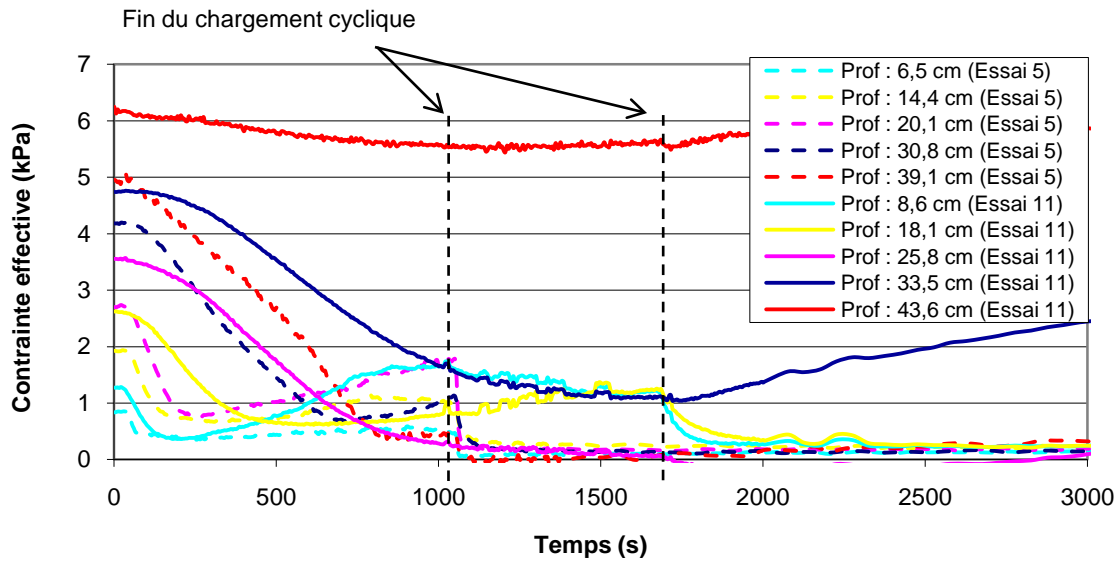


Figure D.56. Développement des contraintes effectives dans les résidus miniers lors des essais 5 et 11, de 0 à 3000 secondes.

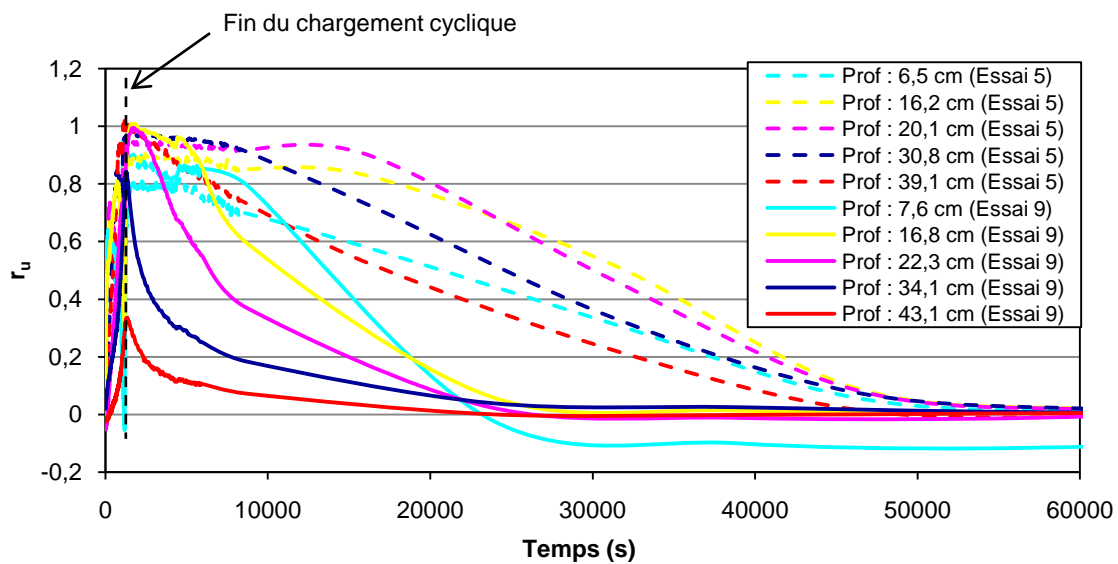


Figure D.57. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 9, de 0 à 60 000 secondes.

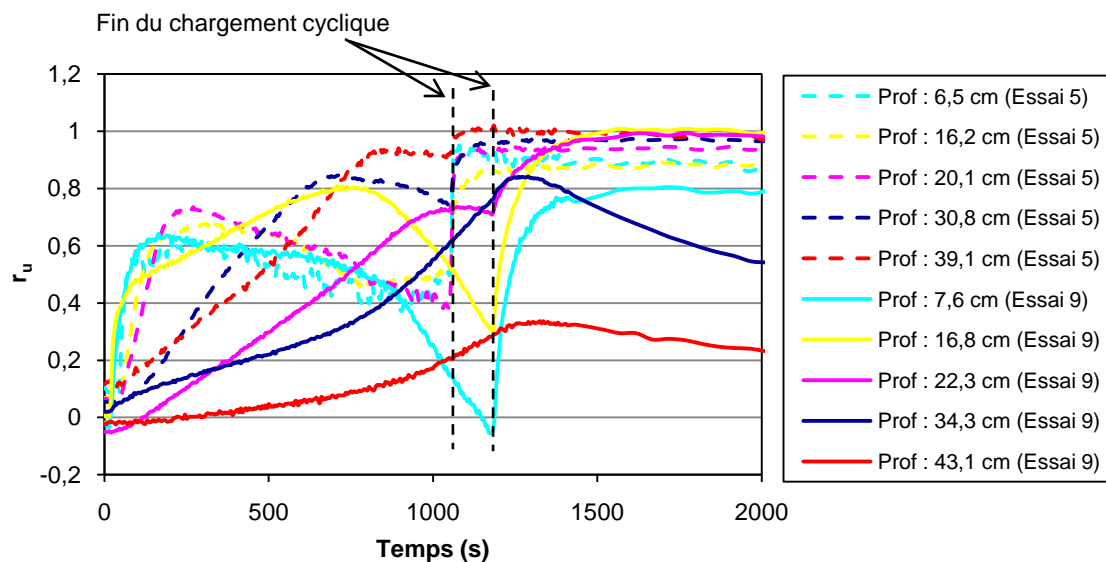


Figure D.58. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 9, de 0 à 2000 secondes.

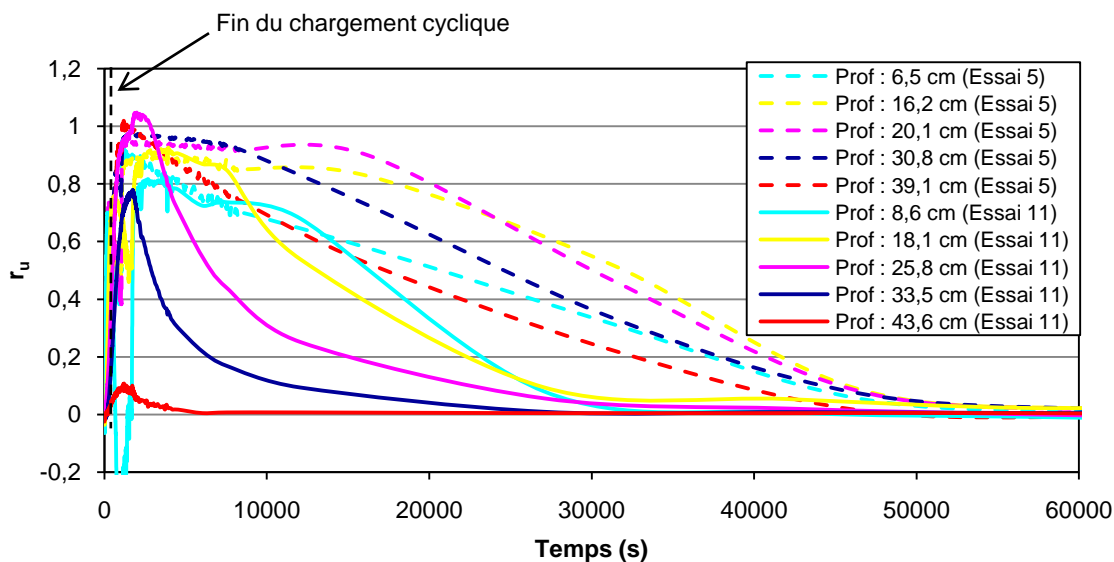


Figure D.59. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 11, de 0 à 60 000 secondes.

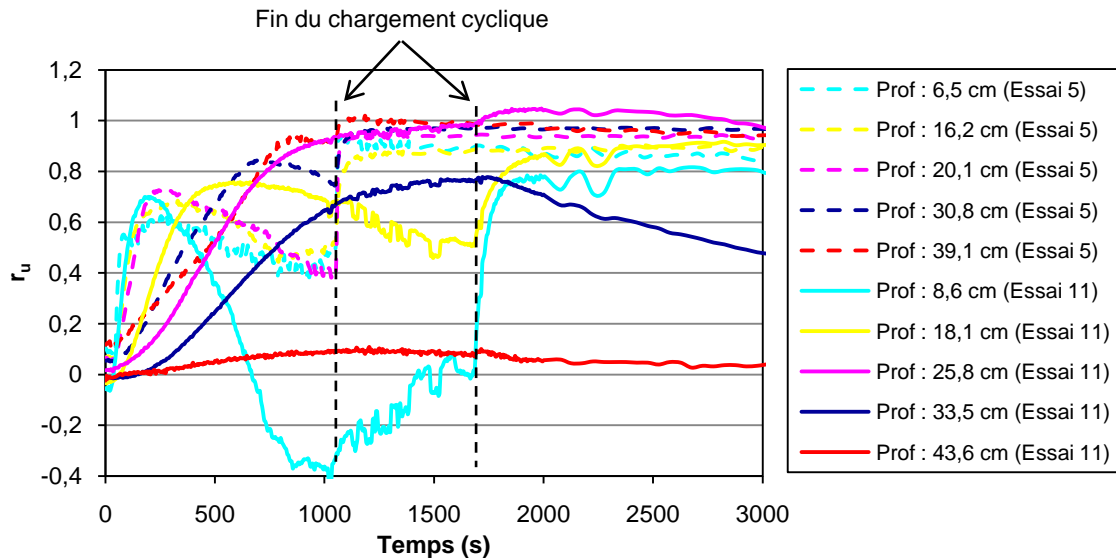


Figure D.60. Développement des rapports des pressions interstitielles (r_u) dans les résidus miniers lors des essais 5 et 11, de 0 à 3000 secondes.

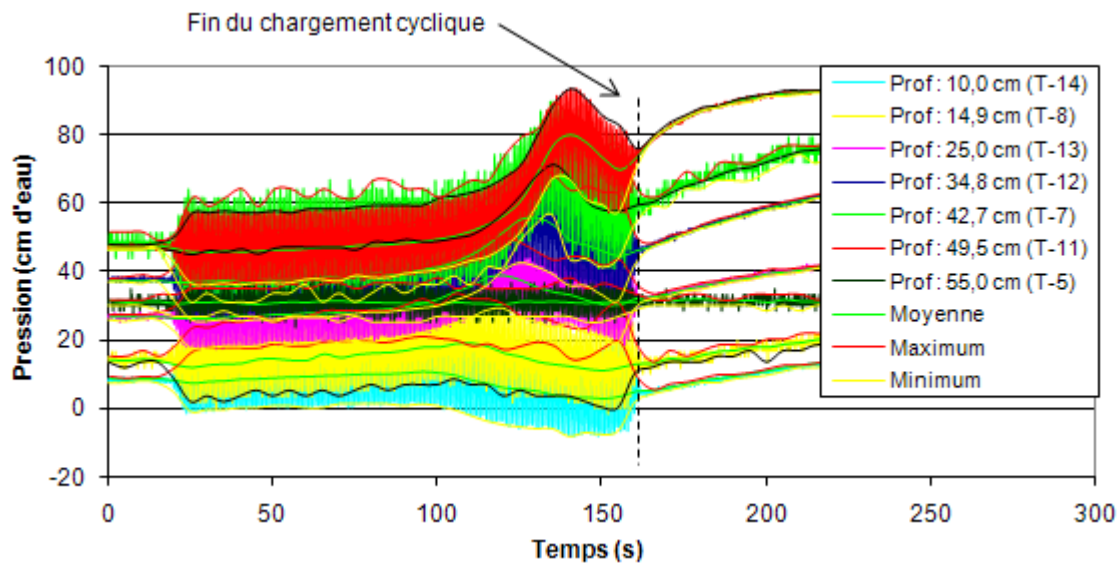


Figure D.61. Résultats complets et valeurs traitées (moyenne, maximum et minimum) pour les pressions interstitielles en fonction du temps, à différentes profondeurs (essai 3).

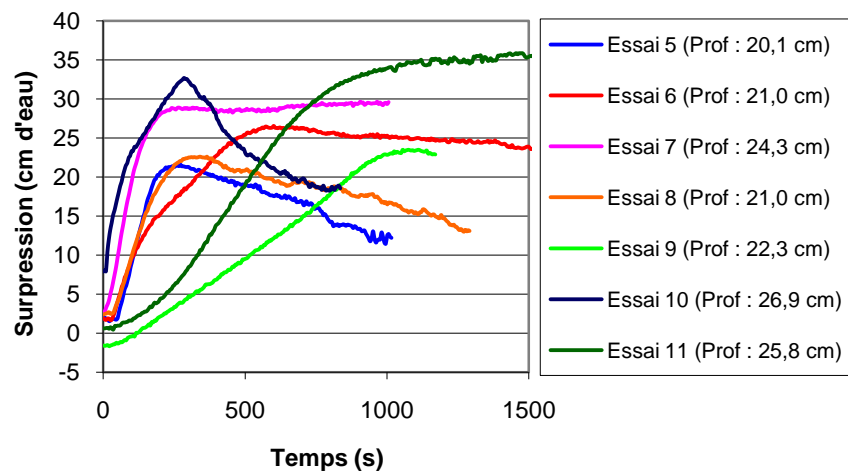


Figure D.62. Développement des surpressions dans les résidus miniers durant les sollicitations cycliques pour les différents essais, à des profondeurs variant entre 20,1 et 26,9 cm.

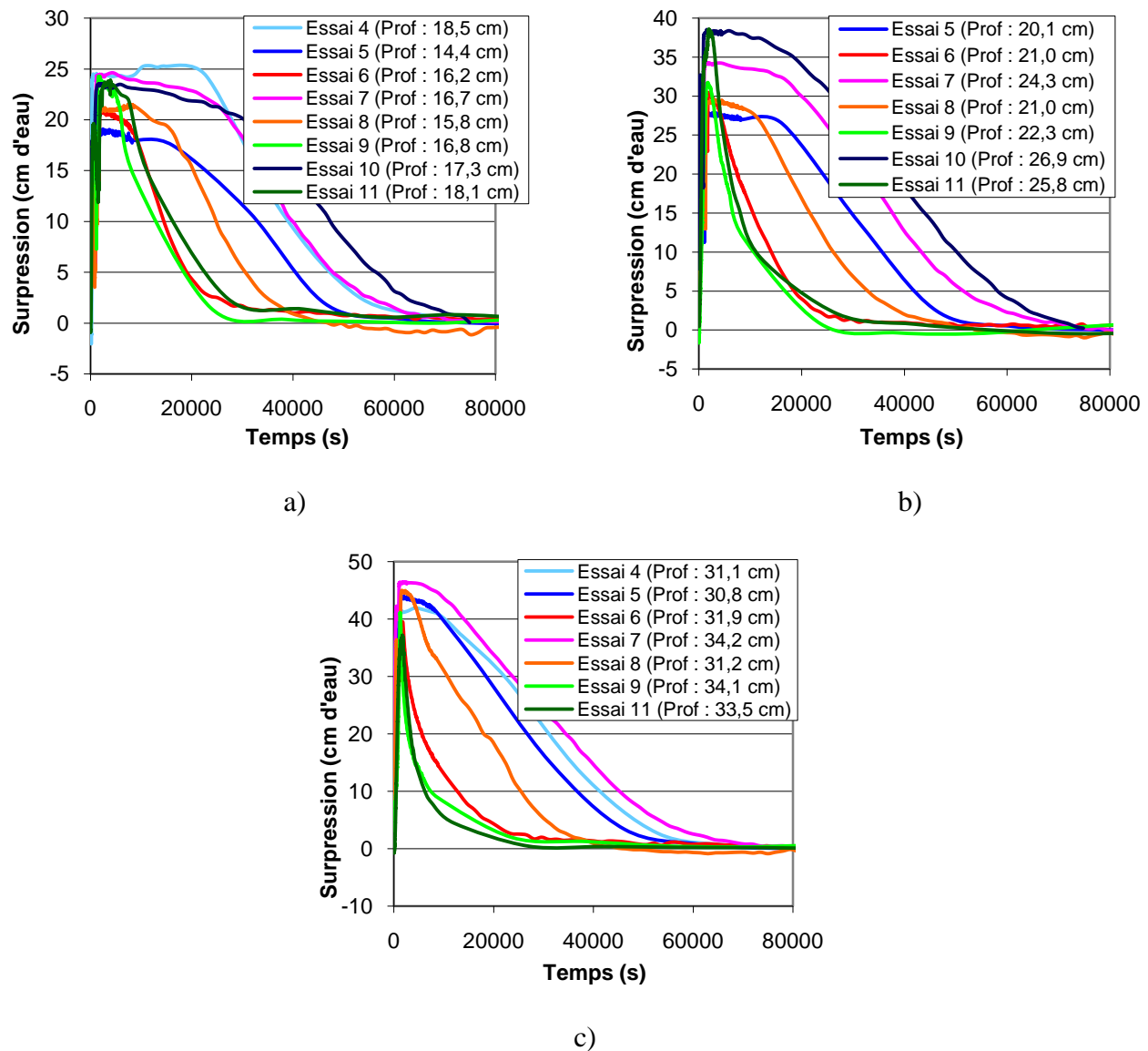
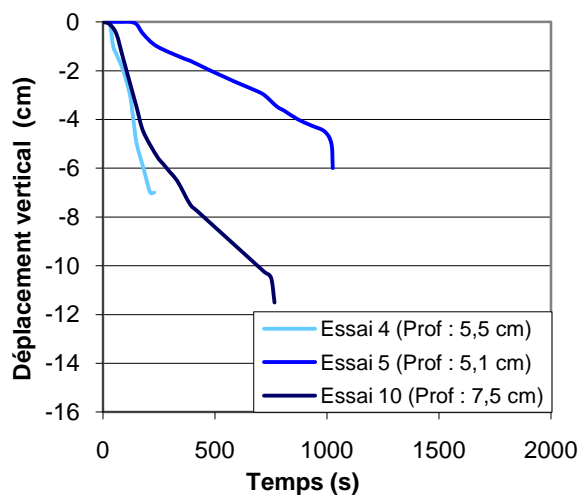
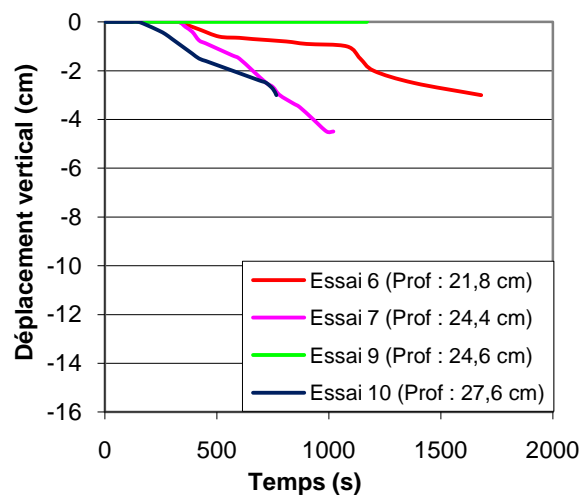


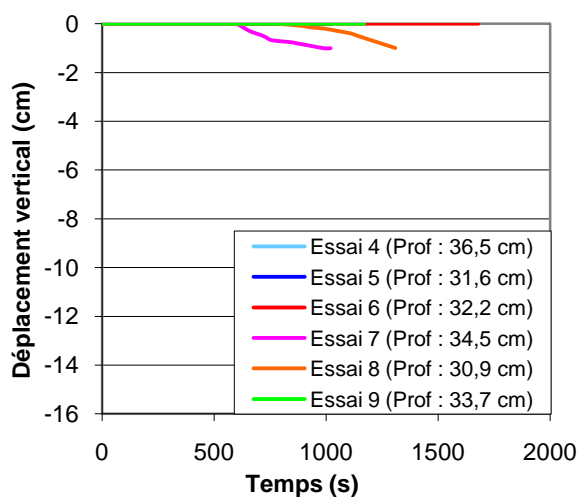
Figure D.63. Évolution des surpressions dans les résidus miniers après l'arrêt des sollicitations cycliques pour les différents essais, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 14,4 et 18,5 cm; b) profondeur variant entre 20,1 et 26,9 cm; c) profondeur variant entre 30,8 et 34,2 cm.



a)



b)



c)

Figure D.64. Déplacements des plaques métalliques lors des différents essais durant les sollicitations cycliques, à des profondeurs similaires : a) profondeur variant entre 5,1 et 7,5 cm; b) profondeur variant entre 21,8 et 27,6 cm; c) profondeur variant entre 30,9 et 36,5 cm.