

Titre: Étude en laboratoire sur la migration des particules fines lors d'essais de perméabilité sur des sables et des silts
Title: d'essais de perméabilité sur des sables et des silts

Auteur: Olivier Riffon
Author:

Date: 2005

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Riffon, O. (2005). Étude en laboratoire sur la migration des particules fines lors d'essais de perméabilité sur des sables et des silts [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/7676/>
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7676/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Michel Aubertin, & Robert P. Chapuis
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EN LABORATOIRE SUR LA MIGRATION DES PARTICULES FINES
LORS D'ESSAIS DE PERMÉABILITÉ SUR DES SABLES ET DES SILTS

OLIVIER RIFFON

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES (M.Sc.A.)
GÉNIE MINÉRAL
JUIN 2005



Library and
Archives Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*

ISBN: 978-0-494-16848-6

Our file *Notre référence*

ISBN: 978-0-494-16848-6

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

**
Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

**ÉTUDE EN LABORATOIRE SUR LA MIGRATION DES PARTICULES FINES
LORS D'ESSAIS DE PERMÉABILITÉ SUR DES SABLES ET DES SILTS**

Présenté par : RIFFON Olivier

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
est soumis au jury d'examen constitué de :

M. SIMON Richard, Ph.D., président

M. MBONIMPA Mamert, Ph.D., membre

M. CHAPUIS Robert P., D. Sc. A., membre et co-directeur de recherche

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

Je dédie tout mon travail aux gens courageux
qui ont décidé de changer leur façon de vivre
pour respecter l'environnement, à tous ceux
pour qui le bien commun des générations
d'aujourd'hui et de demain importe plus
que leurs intérêts personnels.

Je le dédie en particulier à Renée, grâce à qui
le monde va certainement dans une meilleure
direction et sans qui ce travail n'aurait jamais
été mené à terme

Remerciements

Je tiens à remercier sincèrement l'ensemble de l'équipe de la Chaire en Environnement et en gestion des rejets miniers de l'École Polytechnique de Montréal. Je tiens à remercier plus personnellement mon directeur Michel Aubertin et mon co-directeur Robert Chapuis. Merci à Étienne et Antonio pour vos conseils. Merci également à Lucette, à Vincent, à Romain, à Lincar, à Hubert et aux autres pour l'ambiance que vous créez dans notre groupe.

Je voudrais également dire à tous ces gens qu'ils m'ont apporté autant, sinon plus encore, au niveau personnel qu'au niveau professionnel.

Merci à l'équipe de l'UQAT, qui m'ont rendu de précieux services pour la réalisation de mes travaux. Merci spécialement à Bruno Bussière et à Benoît Plante. Merci à l'ensemble des professeurs que j'ai côtoyé pendant la formation internationale Postgrade à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, à l'Université de Liège, à l'École des Mines de Paris et à l'École Polytechnique de Montréal. Merci également aux professeurs de la faculté des Sciences de l'Éducation de l'Université de Montréal, qui ont littéralement changé ma façon de voir le monde.

Je réalise que les travaux présentés dans ce mémoire visent l'amélioration des conditions environnementales en réduisant les risques associés à l'entreposage des rejets miniers. Plusieurs actions peuvent toutefois être mises en œuvre en amont de la pollution. Les rejets peuvent être revalorisés en étant retournés sous terre, le recyclage peut se substituer à la production primaire de matières minérales, les biens de consommation peuvent être conçus pour plus de durabilité, ce qui limite la production et favorise une économie de service. Finalement, les gens peuvent choisir eux-mêmes de réduire leur consommation afin de réduire l'ampleur de leur impact sur leur environnement.

À tous ces gens qui travaillent concrètement à améliorer la relation entre l'être humain et son environnement, je vous remercie du fond du cœur. Grâce à vous, nos petits-enfants connaîtront peut-être la même planète que nous. Merci.

Résumé

Les rejets de concentrateur sont issus de roches broyées mécaniquement. Ces matériaux sont souvent entreposés dans des parcs à résidus où ils sont déposés hydrauliquement. Pour assurer la stabilité de ces rejets fins, il est nécessaire de construire des digues de retenue. Lorsque les propriétés des rejets le permettent, les digues sont construites avec les rejets eux-mêmes. La fraction grossière des rejets est séparée de la fraction fine par des procédés hydrauliques. La fraction grossière est utilisée pour construire la digue qui retient l'eau et les solides. Dans de telles constructions, il est possible que de minces couches de rejets silteux se retrouvent dans la digue de sable.

L'objectif de notre travail est de déterminer en laboratoire l'influence de la présence d'une couche de matériau fin dans un matériau grossier sur le potentiel de migration des particules dans l'échantillon. Cinq paramètres sont étudiés : la granulométrie des matériaux, l'épaisseur de la couche de matériau fin, la densité des matériaux de l'échantillon, l'inclinaison des couches de matériaux fins et le gradient hydraulique.

Plusieurs critères de filtration et critères de stabilité interne des matériaux tirés de la littérature ont été considérés afin d'aider au choix des matériaux, et aussi pour évaluer la stabilité des échantillons. Des modèles analytiques et des simulations numériques ont été utilisés afin d'évaluer les propriétés des matériaux utilisés et pour évaluer les résultats obtenus en laboratoire.

Une méthodologie de laboratoire a été définie pour des essais de migration de particules. La longue durée des essais a limité à douze le nombre de montages qui ont été réalisés. Des tassements importants dans les échantillons lâches ont compliqué les analyses. La migration de particules n'a pas pu être confirmée par les méthodes de contrôle utilisées, soit la caractérisation de la granulométrie, l'étude des gradients hydrauliques et le suivi de la conductivité hydraulique de l'échantillon.

VII

Les diminutions de conductivités hydrauliques observées pendant les essais ont été importantes, principalement dans les échantillons les plus lâches. Les tassements ont favorisé cette baisse de perméabilité. Certaines relations ont été observées entre les facteurs à l'étude et les tassements ainsi que les variations de conductivités hydrauliques dans les échantillons. Ces relations ont été validées avec des modèles théoriques et des simulations numériques. Des propositions sont faites pour l'amélioration des procédures de laboratoire.

Abstract

Mine tailings are produced by the milling process. They are usually deposited hydraulically in a surface impoundment. When the tailing properties are appropriate, tailing dams can be used to insure the stability of these impoundments. The coarse fraction of the tailing are typically separated from the fine fraction with an hydraulic process. The coarse fraction is composed of silty sands and can be used for the dam construction. However, thin layers of silt may be deposited in and close to the dam structure.

The objectives of this project are to estimate the influence of a thin layer of fine grained particles in a coarser material on the migration of the particles. Samples composed with artificial materials are tested in the laboratory to estimate the influence of five major factors on particles migration : materials grading, thickness of the thin layer of fine particles, materials density, inclinaison of the thin layer and hydraulic gradient.

Filter criteria and internal stability criteria have been considered to estimate the stability of the materials used in the laboratory. Analytical modelling and numerical simulations have been used to evaluate basic hydrological properties of the material. The numerical and analytical results have been compared to the experimental results.

Laboratory procedures have been developed for particle migration testing. The tests duration was longer than assumed; 12 samples were tested. Important strains observed in low density samples complicated the analysis. Particles migration has not been observed directly with the control procedures that were used. These procedures were based on the grading control, the hydraulic gradients in the different layers and the hydraulic conductivity of the sample.

Important reduction of the hydraulic conductivity was observed in low density samples. Strains might be the major cause of the hydraulic conductivity decrease in

IX

certain samples. Relations between the studied factors and the variation of hydraulic conductivity have been observed. Strains are also related with influence factors, principally with the materials density. These relations are validated with analytical models. Modifications to the testing procedures are proposed.

Table des matières

REMERCIEMENTS	V
RESUME	VI
ABSTRACT.....	VIII
TABLE DES MATIÈRES.....	X
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES TABLEAUX	XVIII
LISTE DES ANNEXES.....	XX
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS	XXI
AVANT-PROPOS.....	XXIII
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 – REVUE DE LITTÉRATURE	5
 1.1 - Gestion des rejets miniers	5
1.1.1 - Éléments importants sur la gestion des rejets miniers.....	5
1.1.2 - Barrages existants et étude de cas de rupture.....	8
 1.2 - Propriétés des rejets miniers.....	9
1.2.1 - Propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques	9
1.2.2 – Propriétés particulières des rejets de concentrateur.....	12
1.2.3 - Autres facteurs affectant les propriétés des rejets	21

1.3 - Stabilité des digues de retenue des rejets miniers	21
1.3.1 - Facteurs d'instabilité	21
1.3.2 – Réseaux d'écoulement et études de stabilité	22
1.4 - La migration de particules, l'érosion interne et le phénomène de renard	23
1.4.1 – Définition des phénomènes de renard et d'érosion interne	23
1.4.2 - Explications et étapes des phénomènes de renard.....	23
1.4.3 - Identification et observation.....	24
1.4.4 – Conditions d'initiation et critères de stabilité interne.....	25
1.4.5 - La problématique du facteur temps.....	28
1.5 - Critères de filtration	29
1.5.1 - Théorie	29
1.5.2 - L'auto scellement d'un filtre défaillant.....	33
1.6 - Études expérimentales et migration de particules	34
1.6.1 – Types de tests	38
1.6.2 – Matériaux utilisés	38
1.6.3 - Mise en place	39
1.6.4 - Conditions d'essai.....	40
1.6.5 - Critères de contrôle	41
1.7 - Les essais de migration de particules	42
1.7.1 - Mise en place	42
1.7.2 – Conditions d'essais et équipement	43
1.7.3 – Hypothèses usuelles	49
1.8 - Modélisation et simulation	50
1.8.1 – Exemples d'utilisation de modèles et de simulations	50
1.8.2 - La précision numérique d'un modèle ou d'une simulation	51
1.8.3 - Hypothèses simplificatrices	52
CHAPITRE 2 - PROCEDURES DE LABORATOIRE.....	54
2.1 - Choix des matériaux.....	54
2.1.1 - Critères de sélection des matériaux.....	54
2.1.2 - Matériaux sélectionnés.....	55

2.2 – Caractérisation des matériaux	56
2.2.1 – Préparation des matériaux	58
2.2.2 – Essais de caractérisation.....	59
2.2.3 – Essais sur la silice.....	60
2.2.4 – Essais sur le mélange.....	65
2.2.5 - Propriétés mesurées en laboratoire.....	66
2.2.6 - Propriétés évaluées à partir de modèles prédictifs	67
2.2.7 - Respect des critères de stabilité interne	69
2.2.8 - Respect des critères de filtre	71
2.3 - Protocole expérimental.....	72
2.3.1 – Rappel des objectifs	72
2.3.2 - Méthodologie	74
2.3.3 - Protocole et matrice des essais.....	75
2.4 – Montage et équipement	77
2.4.1 - Préparation des échantillons.....	77
2.4.2 - Appareillage d'essai.....	77
2.4.3 - Mise en place	78
2.4.4 - Appareillage de mesure.....	80
2.4.5 - Manipulations et caractérisations connexes	82
2.5 - Procédure des essais d'érosion.....	83
2.5.1 – Montage des échantillons	83
2.5.2 - Saturation	85
2.5.3 - Essais d'érosion sous charge constante.....	85
2.5.4 - Conductivité hydraulique sous charge variable	88
2.5.5 - Démontage	89
2.5.6 - Granulométrie	89
2.5.7 - Colonnes inclinées	90
CHAPITRE 3 – PRÉSENTATION DES RESULTATS	92
3.1- Présentation des données	92
3.1.1 - Méthodologie de collecte des données.....	92
3.1.2 - Données granulométriques.....	92
3.1.3 - Données géotechniques.....	93

3.1.4 - Degré de saturation	93
3.1.5 - Données de conductivité hydraulique	94
3.1.6 - Données piézométriques	94
3.1.7 - Données au démontage	96
3.1.8 - Données des essais avec des couches inclinées	96
3.2 - Résultats	97
3.2.1 - Géotechnique	97
3.2.2 - Saturation	101
3.2.3 – Gradient hydraulique.....	102
3.2.4 - Conductivité hydraulique.....	107
3.2.5 - Migration de particules	113
3.2.6 - Tassement	117
3.2.7 - Montages avec des couches inclinées	117
3.3 - Analyse des principaux résultats	118
3.3.1 - Mise en place	118
3.3.2 – Migration de particules.....	119
3.3.3 – Tassement et déformation	120
3.3.4 - Variation de conductivité hydraulique	124
3.4 – Facteurs d'influence.....	129
3.4.1 - Influence de la granulométrie	129
3.4.2 – Densité du matériau.....	130
3.4.3 - Charge hydraulique.....	133
3.4.4 - Épaisseur des couches.....	137
3.4.5 - Inclinaison des couches.....	138
CHAPITRE 4 - DISCUSSION DES RESULTATS	140
4.1 - Relation avec les modèles	140
4.1.1 - Modèles de conductivité hydraulique	140
4.1.2 - Modèle de conductivité hydraulique multicouche	141
4.1.3 - Respect des critères de filtration et de stabilité interne	143
4.1.4 – Gradient critique.....	145

4.2 - Relation avec les simulations	146
4.2.1 - Explication des simulations effectuées	146
4.2.2 - Explication des paramètres utilisés	146
4.2.3 - Résultats des simulations	147
4.2.4 - Relation avec les résultats expérimentaux	150
4.3 - Procédures de laboratoire.....	152
4.3.1 - Préparation des matériaux	152
4.3.2 - Montage	153
4.3.3 - Saturation	155
4.3.4 - Conductivité hydraulique	155
4.3.5 - Migration de particules	157
4.3.6 - Démontage	158
4.3.7 - Granulométrie	158
4.4 – Paramètres de l'étude	159
4.4.1 – Granulométrie	159
4.4.2 – Densité du matériau.....	159
4.4.3 – Épaisseur de la couche de matériau fin	160
4.4.4 – Charge hydraulique	160
4.4.5 – Inclinaison des couches	161
CHAPITRE 5 – CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	162
5.1 – Conclusion	162
5.2 – Suggestions pour des travaux futurs	164
5.2.1 - Paramètres de l'étude.....	164
5.2.2 - Protocole expérimental	164
5.2.3 - Procédures de laboratoire.....	165
5.2.4 – Critères de filtre et de stabilité interne	166
5.2.5 – Modélisations et simulations	167
RÉFÉRENCES	168
ANNEXES	178

Liste des figures

Figure 1.1 : Schéma de montage (Blight et al. 1985).....	14
Figure 1.2 : Fuseaux granulométriques des sondages du site de Solbec et Cupra (L'Écuyer et al. 1992)	16
Figure 1.3 : Relation entre le D_{10} et la teneur en eau non saturée dans un sondage du site de Solbec et Cupra (L'Écuyer et al., 1992)	16
Figure 1.4 : Conductivité hydraulique de rejets miniers (Qiu et Sego, 2001).....	18
Figure 1.5 : Fuseaux granulométriques des rejets miniers (Aubertin et al. 2002a)	19
Figure 1.6 : Schéma d'un montage d'essai d'érosion (Kenney et al. 1985).....	43
Figure 1.7 : Schéma d'un montage d'essai d'érosion (Lafleur et al. 1989)	45
Figure 1.8 : Schéma d'un montage d'essai d'érosion (Tomlinson et Vaid, 2000)	46
Figure 1.9 : Résultats d'essai d'érosion en fonction de la granulométrie du matériau de base et du matériau filtre (Forster et Fell, 2001)	47
Figure 2.1 : Courbes granulométriques du mélange et des matériaux comparés avec les autres matériaux et les granulométries visées par les objectifs du projet	57
Figure 2.2 : Photo de la partie supérieure d'un montage utilisant un géotextile d'une épaisseur comprimée d'environ 5 mm.....	62
Figure 2.3 : Granulométrie du matériau éjecté par rapport au matériau original	64
Figure 2.4 : Zones de la courbe granulométrique susceptibles de migrer à l'intérieur d'un sol selon les critères de Kezdi (1969) et de Sherard (1979)	70
Figure 2.5 : Colonne montée avec une couche horizontale.....	74
Figure 2.6 : Photo des accessoires de montage, de gauche à droite : cuillers, pinceau, pilon, ruban, tamis et plaque perforée	79
Figure 2.7 : Photo de la colonne montée avec couches inclinées et position des six échantillons prélevés pour la caractérisation granulométrique.....	81
Figure 2.8 : Connexion des embouchures aux tubes des piézomètres	82
Figure 2.9 : Positionnement des piézomètres à l'intérieur de la couche mince.....	91
Figure 3.1 : Indices des vides du mélange en fonction de celui de la silice dans le même échantillon.....	99
Figure 3.2 : Indices des vides du mélange en fonction de la teneur en eau.....	100
Figure 3.3 : Indices des vides de la silice en fonction de la teneur en eau	100
Figure 3.4 : Degré de saturation en fonction des phases de l'essai 1L.....	101
Figure 3.5 : Variation de conductivité hydraulique au cours d'un essai à charge variable sur l'échantillon 2L.....	108

Figure 3.6 : Représentation semi-logarithmique de la valeur de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge variable en fonction du gradient moyen dans l'échantillon 2L.....	109
Figure 3.7 : Variation de la conductivité hydraulique relative sous charge variable en fonction du logarithme du gradient moyen pour l'essai 2L.....	110
Figure 3.8 : Variation de la conductivité hydraulique sous charge variable en fonction du logarithme du gradient pour l'essai 4Mg	111
Figure 3.9 : Variation relative de la conductivité hydraulique sous charge constante pour la troisième phase de l'essai 2L en fonction du temps.....	112
Figure 3.10 : Variation relative de la conductivité hydraulique sous charge constante pour la seconde phase de l'essai 2Mg en fonction du temps.....	112
Figure 3.11 : Courbes granulométriques des matériaux avant et après les essais : A) Pour le mélange dans la couche 1 (bas) B) Pour le mélange dans la couche 3 (haut) C) Pour le sable Laurentien dans la couche 1 (BAS).....	114
Figure 3.11 : Courbes granulométriques des matériaux avant et après les essais (suite) : D) Pour le sable Laurentien dans la couche 3 (Haut) E) Pour la farine de silice dans la couche 2 (centre)	115
Figure 3.12 : Variation de la granulométrie des couches de mélange de l'échantillon 8M avant et après un essai A) Pour la couche inférieure 1 B) pour la couche supérieure 3.....	116
Figure 3.13 : Ensemble des essais granulométriques effectués sur les couches de mélange mises en place.....	119
Figure 3.14 : Déformation en fonction de l'indice des vides initial dans chacune des couches pour tous les échantillons.....	121
Figure 3.15 : Déformation totale en fonction de l'épaisseur de matériau fin.....	122
Figure 3.16 : Déformation totale en fonction de la charge hydraulique maximale	122
Figure 3.17 : Déformation totale en fonction du gradient maximal atteint	123
Figure 3.18 : Tassement en fonction de la longueur de l'échantillon	123
Figure 3.19 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction de la déformation	125
Figure 3.20 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction de l'épaisseur de la couche de matériau fin	126
Figure 3.21 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides A) du matériau grossier B) du matériau fin.....	127
Figure 3.22 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient hydraulique maximal atteint pendant l'essai.....	128
Figure 3.23 : Analyse de l'influence de la variation du taux de saturation sur la variation de la conductivité hydraulique en cours d'essai	129

Figure 3.24 : Influence de l'indice de densité relative sur la déformation totale pour l'ensemble des couches.....	131
Figure 3.25 : Influence de l'indice de densité sur la déformation totale pour l'ensemble des couches de mélange.....	132
Figure 3.26 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais avec une de A) couche de matériau fin de 1 à 3 cm B) couche de matériau fin de 3 à 5 cm C) couche de matériau fin de 5 à 8 cm.....	134
Figure 3.27 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais avec un indice des vides pour le matériau grossier (mélange) A) $e > 0,7$ B) $e < 0,7$	135
Figure 3.28 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais utilisant le sable Laurentien comme matériau grossier	136
Figure 3.29 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais avec une couche inclinée.....	136
Figure 3.30 : Influence de l'épaisseur de la couche de matériau fin sur la valeur de la conductivité hydraulique globale de l'échantillon en fin d'essai.....	138
Figure 4.1 : Simulations numériques des pressions hydrauliques et des équipotentielles dans les échantillons 6M(i)(g) et 8M(i) pendant la 1 ^{re} phase d'essai.....	148
Figure 4.2 : Simulations numériques des pressions hydrauliques et des équipotentielles dans les échantillons 6M(i)(g) et 8M(i) pendant la 3 ^e phase d'essai.....	149
Figure 4.3 : Schématisation de la méthode de montage et outil pour densifier les matériaux d'une couche inclinée	155
Figure 4.4 : Poches d'eau le long de la paroi et sous les embouts des piézomètres résultant du tassemement et de la migration des particules.....	156
Figure 4.5 : Conséquence des tassemements sur l'efficacité des piézomètres.....	157

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Propriétés de rejets miniers (Mittal et Morgenstern, 1976).....	13
Tableau 1.2 : Caractérisation de sondage du site Solbec et Cupra (L'Écuyer et al. 1992).....	15
Tableau 1.3 : Propriétés des rejets miniers d'après Qiu et Sego (2001).....	18
Tableau 1.4 : Indices des vides et conductivité hydraulique de rejets miniers selon Qiu et Sego (2001)	18
Tableau 1.5 : Propriétés typiques des résidus miniers selon les données tirées de la littérature	21
Tableau 1.6 : Tableau résumé des critères de filtration usuels.....	33
Tableau 1.7 : Résumé des méthodologies de laboratoire tirées de la littérature.....	33
Tableau 1.7 (suite) : Résumé des méthodologies de laboratoire tirées de la littérature	33
Tableau 1.7 (suite et fin) : Résumé des méthodologies de laboratoire tirées de la littérature	33
Tableau 2.1 : Principaux résultats de laboratoire sur les matériaux sélectionnés.....	67
Tableau 2.2 : Comparaison des résultats de laboratoire aux modèles théoriques	68
Tableau 2.3 : Évaluation de la portion des courbes granulométrique qui ne respectent pas le critère de stabilité interne de Sherard (1979) et Kezdi(1969) adaptés par Chapuis (1992a).....	70
Tableau 2.4 : Évaluation de la valeur des termes de chaque critère pour les paires de matériaux (en μm entre parenthèse) et du respect des critères de filtre tirés de la littérature (oui ou non)	72
Tableau 2.5 : Matrice et terminologie des essais de laboratoire réalisés avec des matériaux lâches (L), moyens (M) et denses (D), en utilisant des couches inclinées (i) et le sable de la carrière Laurentienne comme matériau grossier (g).....	77
Tableau 2.6 : Dimensions des échantillons et des colonnes utilisées	78
Tableau 3.1 : Tableau résumé des propriétés géotechniques des divers essais	98
Tableau 3.2 : Exemple de variation des gradients moyens et des gradients de chaque couche en fonction de l'incrément de charge hydraulique pour l'essai 2L.....	103
Tableau 3.3 : Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante pour chaque couche en fonction de la charge et du gradient hydraulique pour chaque essai	103
Tableau 3.3 (suite et fin) : Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante pour chaque couche en fonction de la charge et du gradient hydraulique pour chaque essai.....	104
Tableau 3.4 : Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante à l'intérieur de la couche de matériau fin (séparé par le piézomètre) pour tous les essais	105

Tableau 3.4 (suite et fin): Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante à l'intérieur de la couche de matériau fin (séparé par le piézomètre) pour tous les essais	106
Tableau 3.5 : Variation des rapports des gradients entre les couches de matériaux en fonction de l'incrément de charge.....	107
Tableau 3.6 : Baisse de conductivité hydraulique pour chacun des essais.....	124
Tableau 4.1 : Conductivité hydraulique moyenne expérimentale et comparaison avec les résultats des modèles analytiques	142
Tableau 4.1 (suite et fin): Conductivité hydraulique moyenne expérimentale et comparaison avec les résultats des modèles analytiques	143
Tableau 4.2 : Conditions utilisées lors des simulations avec SEEP/W pour les essais 6Mig et 8Mi..	149
Tableau 4.3 : Débits et conductivités hydrauliques expérimentales et analytiques pour les échantillons avec des couches inclinées en début et en fin d'essai	150
Tableau 4.4 : Valeurs piézométriques mesurées lors des essais expérimentaux pour la troisième phase des essais d'érosion avec des couches inclinées	151

Liste des annexes

Annexe 1 – Sur cédérom.....	179
A1.1 - Photos	
A1.2 - Procédures pour l'essai de conductivité hydraulique à charge variable	
A1.3 - Résultats des essais géotechniques	
A1.4 - Analyse des résultats	
Annexes 2 – Bibliographie.....	181

Liste des symboles et abréviations

a	Section des tubes ou des burettes
A	Aire de la section de l'échantillon
C_u	Coefficient d'uniformité
d_0	Diamètre de l'ouverture d'un filtre
D	Diamètre de la particule
$D_{(PI-Contact)}$	Distance entre le piézomètre 1 et le contact avec la couche centrale
D_i	Diamètre moyen d'un intervalle granulométrique i
D_r	Densité relative des grains
D_x	Diamètre correspondant au tamis laissant passer X% du sol
e	Indice des vides
e_{max}	Indice des vides maximal d'un matériau
e_{min}	Indice des vides minimal d'un matériau
f	Coefficient de friction du matériau
G_s	Densité spécifique des grains solides
h_1	Hauteurs de l'embouchures du piézomètre 1
H, H_0, H_1	Différence de charge hydraulique, au temps 0, au temps 1
i	Gradient hydraulique
i_i	Gradient hydraulique dans la couche i
i_{moyen}	Gradient hydraulique moyen
i_l	Gradient hydraulique dans la couche inférieure
i_s	Gradient hydraulique dans la couche supérieure
i_{Cs}	Gradient hydraulique dans la partie supérieure de la couche centrale
i_{Ci}	Gradient hydraulique dans la partie inférieure de la couche centrale
$i_{(1-2)}$	Gradient entre les piézomètres 1 et 2
I_D	Indice de densité relative
I_r	Degré d'instabilité
k	Conductivité hydraulique
$k_{Relatif(1)}$	Conductivité hydraulique relative à la fin de la phase 1

$k_{Phase(1)}$	Conductivité hydraulique à la fin de la phase 1
$k_{Initial}$	Conductivité hydraulique avant la première phase
k_{90}	Conductivité hydraulique perpendiculaire aux couches
k_0	Conductivité hydraulique parallèle aux couches
k_h	Conductivité hydraulique horizontale
k_v	Conductivité hydraulique verticale
L	Épaisseur de l'échantillon
L_i	Épaisseur de la couche i
M_{tot}	Masse totale saturée
M_e	Masse du montage rempli d'eau
M_s	Masse de sol sec de l'échantillon
n	Porosité
P_I	Piezomètre 1
$P_{(1,2,3,4,5)}$	Pressions hydrauliques mesurées dans chaque piezomètre
Q	Débit de l'eau
S	Surface spécifique du matériau
S_i	Masse des grains inclus dans l'intervalle i
t_0, t_1	Temps au début d'un essai, au temps 1
V	Volume de l'échantillon
V_s	Volume des grains solides
α	Angle entre la ligne d'écoulement du fluide et l'horizontale
α_f	Coefficient de forme
ΔL	Diminution de la longueur d'une couche ou de l'échantillon
δs	Longueur d'un conduit du réseau de pores d'un matériau
ε	Déformation
γ	Poids volumique d'un matériau submergé dans l'eau
γ_w	Poids volumique de l'eau
μ_w	Viscosité dynamique de l'eau
v	Vitesse de Darcy
ρ_w	Densité de l'eau

Avant-Propos

Lorsque j'ai commencé l'étude de la littérature pour ce travail, je me suis renseigné sur l'ensemble des phénomènes de migration de particules et de leurs effets potentiels sur la stabilité des matériaux naturels ou d'origine humaine. J'ai rapidement été frappé par la complexité de ces phénomènes, particulièrement à cause du grand nombre de facteurs qui pouvait l'influencer. J'ai tout de suite eu l'impression qu'il valait mieux aborder ce problème d'un point de vue pratique plutôt que théorique. Je crois qu'il n'existe aucun modèle qui pourrait prédire ou garantir la stabilité d'une digue construite avec les rejets par procédé de cyclonage avec la méthode amont. Trop de facteurs entrent en jeu, y compris la succession de dizaines d'opérateurs différents au fil de sa construction qui peut s'étendre sur des décennies.

Après avoir dressé un portrait global de la problématique, j'ai débuté une formation Postgrade en géologie et en environnement dans quatre grandes universités de la francophonie, à Montréal, Paris, Lausanne et Liège. J'ai eu l'occasion d'y côtoyer plus de soixante professeurs qui ont partagé leur point de vue disciplinaire sur un aspect de la géologie environnementale ou de l'ingénierie. Ces points de vue étaient souvent contradictoires, mais la confrontation de ces différentes explications d'un même phénomène m'a appris à façonner ma propre compréhension des choses, et de laisser mes opinions évoluer en fonction de mes nouvelles connaissances.

Un autre aspect de mon existence a changé à mon retour de cette formation. J'ai commencé à aborder ma vie et mon travail dans une perspective plus globale. J'ai commencé à m'intéresser à l'écologie dans mes temps libres. J'ai diversifié mes lectures, je me suis intéressé au droit, à l'économie, à l'énergie, à l'histoire.

Je me suis inscrit à un programme de formation en enseignement postsecondaire. J'ai été introduit à la psychologie et à la pédagogie dans des cours regroupant des étudiants de diverses disciplines. J'ai aussi fondé une compagnie de création de jeux de société avec un groupe d'amis. En moins de deux ans, plus de trente prototypes de jeux originaux ont été créés. Chaque expérience m'a apporté une nouvelle perspective sur les façons d'améliorer le sort de l'humanité et de sa relation avec la nature.

Selon moi, ces activités m'ont permis d'effectuer de nombreux apprentissages en parallèle avec mon projet de maîtrise. Dans le cadre plus précis de ce projet, j'ai effectué près de quatorze mois de travail en laboratoire afin de déterminer l'influence de la granulométrie, de la densité des matériaux, des gradients hydrauliques et des caractéristiques d'une couche de matériau fin sur le potentiel de migration de particules. Plusieurs problèmes techniques sont venus compliquer l'analyse des résultats des essais. Les conditions de déposition dans les parcs à rejets de concentrateur sont pratiquement impossibles à reproduire en laboratoire.

Tous les éléments que je viens d'énumérer m'ont permis d'arriver à des conclusions différentes et outrepassant les analyses qui m'étaient demandées dans le cadre de mon projet de maîtrise sur le potentiel de migration des particules dans les parcs à rejets de concentrateur. J'ai choisi de respecter les objectifs définis pour mon projet et de ne pas aborder les aspects qui n'ont pas été prévus dans mon analyse. Je tenais toutefois, en avant-propos, à partager mes propres conclusions et visions de cette problématique qu'est la gestion des rejets de concentrateur.

Les résultats des essais de laboratoire indiquent que la présence d'une couche de matériau fin dans une digue peut réduire la perméabilité des matériaux. Si le matériau subit un tassement ou une migration de ses particules fines qui vont colmater le réseau de pores, la diminution de la conductivité hydraulique est encore plus grande que celle associée à la présence de matériaux fins. La hausse du niveau phréatique résultant d'une diminution de la conductivité hydraulique peut être dramatique et entraîner une rupture de la digue.

Il a été très difficile de contrôler en laboratoire les caractéristiques d'un échantillon de quelques kilos. Ces caractéristiques ne peuvent probablement pas être contrôlées sur les sites miniers, vu le nombre incalculable de facteurs qui entrent en jeu. Vus les risques associés à la présence des ces ouvrages, cette méthode devrait immédiatement être abandonnée au profit de méthodes d'entreposages qui assurent une stabilité adéquate des rejets et une construction contrôlée des digues.

Les coûts environnementaux reliés à la gestion ou à la valorisation des rejets doivent être portés aux cours mondiaux des prix des métaux. Ces prix pourraient, en moyenne, être multipliés par trois et même davantage. La hausse des coûts qui

résulterait d'un engagement sérieux en faveur de la protection de l'environnement entraînerait une diminution de la consommation des matières premières. Les matériaux recyclés deviendraient ainsi une ressource reconnue à leur juste valeur. Les ménages opteraient pour les achats durables et l'économie se transformerait du mode production au mode service et entretien. Il serait ainsi possible de préserver une certaine quantité de ressources minérales primaires, afin que les générations futures apprennent la définition d'un gisement ailleurs que dans les livres d'histoire.

Introduction

L'histoire de l'exploitation des ressources minérales par l'homme remonte à la nuit des temps. Toutes les civilisations ont eu recours aux matériaux provenant du sol et du sous-sol pour la production de biens qui allaient souvent assurer la survie des humains et permettre l'évolution des sociétés.

L'ère d'industrialisation des derniers siècles a toutefois propulsé l'exploitation minérale parmi les industries les plus importantes. Pendant longtemps, les exploitants ont profité de l'essor technologique pour décupler leur production. En même temps, une économie mondialisée s'est développée et les exploitations ont été soumises à des coûts de vente des métaux et minéraux régulés par l'offre et la demande à l'échelle planétaire. Dans ce contexte de compétitivité, les coûts de production ont été nivelés à la baisse afin d'assurer la rentabilité des exploitations.

Il a fallu attendre la seconde moitié du 20^e siècle pour que les enjeux environnementaux reliés à l'exploitation des mines et à l'entreposage des rejets miniers retiennent l'attention du public et de l'industrie. Comme les exploitations minières sont rarement situées près des zones fortement habitées, les dégâts causés aux écosystèmes sont longtemps passés inaperçus.

Suite à la publication de plusieurs études d'impact environnemental, à une législation plus sévère et avec la montée des pressions populaires, les compagnies minières ont modifié leur gestion des rejets miniers. Des moyens importants ont été mobilisés afin de limiter les dommages causés par les sites d'entreposage des rejets miniers abandonnés. Malheureusement, plusieurs sites ont été dévastés à un point tel qu'il est impossible de corriger ces catastrophes écologiques, par manque de moyens techniques et financiers.

Plusieurs de ces catastrophes trouvent leur origine dans la rupture d'une digue de retenue des rejets de concentrateurs. Par exemple, d'importantes ruptures de digues ont eu lieu à Omaï en Guyane, à Golden Cross en Nouvelle-Zélande, et à Surigao Del Norte aux Philippines, dans la seule année de 1995 (UNEP, 2001). Une des techniques les plus utilisées pour entreposer les rejets est la construction d'une digue de sable protégeant les rejets plus fins. Les sables qui servent à construire les digues sont souvent des rejets de l'exploitation. Les particules sableuses sont alors séparées

des particules plus fines des rejets par des procédés de centrifugation ou par ségrégation naturelle. Les pompes projettent les particules les plus fines plus loin que les particules sableuses, qui se déposent près du point de déversement.

Cette méthode est intéressante pour les exploitants puisqu'elle réduit les coûts de construction. La digue nécessite seulement une assise stable, le reste des matériaux de construction provient alors de l'exploitation.

La digue en sable a comme fonction de retenir les particules les plus fines au centre du parc à résidus. La digue a également comme utilité de faire diminuer le niveau de la nappe phréatique dans le dépôt de rejets miniers. Les rejets sont déposés hydrauliquement et les dépôts des fractions fines des rejets sont souvent recouverts d'eau dans les parcs. La plus grande conductivité hydraulique des sables de la digue permet d'abaisser le niveau phréatique afin que la nappe n'atteigne pas les pentes de la digue. Les conditions non saturées dans la digue améliore les caractéristiques mécaniques des rejets et réduisent les risques de rupture de la digue (Delage et Cui, 2000a et 2000b).

Les procédés de séparation des particules selon leur taille ne parviennent toutefois pas à assurer l'homogénéité des fractions fines et grossières qui sont produites. Les conditions d'exploitation peuvent changer au fil des années, entraînant ainsi des hétérogénéités dans les parcs d'entreposage des rejets de concentrateur. Il en résulte que de minces couches de matériaux silteux peuvent se retrouver dans les sables des digues. La présence de ces couches a de nombreuses conséquences. La réduction de la conductivité hydraulique par la couche de matériau fin provoque la hausse du niveau phréatique et une perturbation des conditions d'écoulement. L'augmentation de la charge hydraulique peut induire des tassements dans les digues.

Les lits de matériaux fins peuvent également provoquer des instabilités mécaniques si les particules migrent à l'intérieur du réseau de pores des matériaux plus grossiers. La migration de particules peut engendrer divers phénomènes à l'intérieur des dépôts : colmatage des réseaux de pores, création d'un tunnel de renard, suffosion. Si les particules fines sont évacuées de la digue, les vides ainsi créés peuvent conduire à une rupture des digues de retenue de rejets miniers. Ces ruptures ont souvent des conséquences désastreuses.

L'objectif du projet est de développer une méthodologie d'expérimentation qui permette de vérifier l'influence de certains paramètres sur la migration de particules fines provenant d'une mince couche de rejets fins qui peuvent se retrouver intercalées dans les digues de rejets plus grossiers.

Cinq paramètres qui peuvent affecter la migration de particules sont étudiés en laboratoire dans cette étude. Le premier facteur est la granulométrie des couches de matériaux fins et grossiers. L'épaisseur de la couche de matériaux fins est également étudiée. La densité des matériaux, exprimée par l'indice des vides, est un autre des paramètres étudiés dans notre étude. Dans les parcs, les densités varient selon la nature, l'âge et les caractéristiques des rejets miniers. La valeur de la charge hydraulique appliquée sur les matériaux a été étudiée afin de déterminer son influence sur le potentiel de migration des particules fines. Enfin, dans une perspective exploratoire, l'influence de l'orientation de la couche de matériau fin a aussi été étudiée sommairement.

L'essentiel de nos travaux s'est déroulé en laboratoire. Un protocole expérimental a été développé et douze essais de migration ont été effectués sur des échantillons constitués de matériaux choisis en fonction de leur représentativité des rejets miniers. La stabilité interne des matériaux (i.e. la capacité d'un matériau à retenir ses propres particules) a été évaluée au moyen des critères présentés dans la littérature. Les critères de filtration, qui évaluent la capacité d'un matériau filtrant à bloquer la migration des particules d'un sol à protéger, ont aussi été évalués.

L'évaluation de l'ampleur de la migration de particule est effectuée par quatre moyens. Le premier est la collecte des eaux d'écoulement qui sortent de l'échantillon afin d'observer la présence de particules en suspension. Le débit d'eau est également mesuré afin d'évaluer les variations de la conductivité hydraulique des échantillons qui peuvent être causées par la migration de particules. Des piézomètres situés le long de l'échantillon permettent de suivre l'évolution des gradients locaux dans l'échantillon. Finalement, la granulométrie des matériaux est comparée avant et après les essais, afin d'évaluer si la migration des particules a causé une modification granulométrique.

Ce mémoire comporte cinq chapitres. Le premier présente une revue de la littérature. Le second chapitre présente les procédures expérimentales. Les résultats de laboratoire sont présentés au chapitre trois. Le quatrième chapitre est une analyse et une discussion des résultats. Le dernier chapitre présente les recommandations et les conclusions.

Chapitre 1 – Revue de littérature

Ce chapitre résume les principales études documentées dans la littérature et qui concernent la migration de particules à l'intérieur du réseau de pores d'un matériau. Cette problématique est complexe et seuls les aspects significatifs sont traités ici.

Cette revue de la littérature débute par une mise en contexte de l'actuel projet et par une description générale de la problématique de la gestion des rejets miniers. Les principales propriétés des rejets identifiées par plusieurs auteurs sont exposées à la section 1.2. Les propriétés particulières des rejets sont souvent responsables du mauvais comportement d'une digue composée de rejets. Les principaux types d'instabilités des digues sont abordés à la section 1.3. Les types d'instabilités étudiés dans cette étude sont provoqués par la migration de particules. Ces différents phénomènes sont traités à la section 1.4. Les critères de stabilité interne des particules fines y sont également abordés. La section 1.5 est consacrée aux critères de filtration qui s'appliquent au contact de matériaux de granulométries ou de textures différentes. Les essais de laboratoire serviront de base à notre étude sur la migration de particules. La section 1.6 se consacre aux procédures de laboratoire tirées de la littérature. Les procédures de la section 1.7 s'appliquent à des essais de migration de particules, de stabilité interne et de critères de filtre. La section 1.8 traite de la modélisation des phénomènes hydrogéologiques et géotechniques en général.

1.1 - Gestion des rejets miniers

1.1.1 - Éléments importants sur la gestion des rejets miniers

L'industrie minière est profitable à l'économie au Canada, mais les opérations minières ont provoqué des effets dommageables sur l'environnement, jusqu'à être la source de pollution la plus importante dans certaines régions. Les installations minières peuvent être la cause de pollution de l'air (poussières, SO₂), du sol (mort-terrain, rejets contaminés) et de l'eau de surface et souterraine (métaux lourds, réactifs chimiques). Dans certaines régions du Québec, plusieurs lacs et rivières ont

été affectés par la contamination avec diverses substances issues des exploitations minières.

Suite aux nouvelles contraintes légales, et après avoir réalisé les coûts des catastrophes écologiques causées par les rejets miniers, les compagnies ont adopté des politiques environnementales et des systèmes complets de gestion des différents rejets des installations minières : les gaz, les eaux, les stériles et les rejets de concentrateur (Aubertin, 1991). Les procédés de collecte, de traitement, de stockage ou de réutilisation des rejets sont conçus selon les propriétés des matériaux, les caractéristiques du site et de l'exploitation. Le choix des moyens mis en place est basé sur un équilibre entre les moyens financiers et les risques environnementaux.

Les moyens à entreprendre peuvent s'avérer plus complexes dans certaines situations, comme celle des mines de sulfures, où le contact des rejets avec l'eau et l'air peut provoquer des réactions chimiques qui vont acidifier les eaux d'écoulement. Ce drainage minier acide (DMA) peut augmenter le pouvoir de dissolution des métaux lourds par les eaux de lixiviation. L'acidification des eaux de drainage peut se produire lorsque des roches qui contiennent des sulfures de fer sont exposées à l'air et à l'eau. Plusieurs auteurs ont travaillé sur cette problématique (Yanful et St-Arnaud, 1992, Barbour et al. 1993, Aubertin et al. 2002a). Les effets du DMA sur les écoulements dans les rejets ne sont pas traités dans cette étude.

La conception d'un système d'entreposage des rejets fiable et adapté aux conditions d'exploitation est un enjeu important. La rupture d'une digue de retenue de rejets miniers peut occasionner de graves conséquences financières, sociales, politiques et environnementales. Les répercussions sont plus graves si les rejets sont réactifs à l'oxygène. Un bris de digue peut occasionner des dépenses de plusieurs millions de dollars. Les coûts cumulés des ruptures répartis sur tous les barrages qui sont construits à chaque année justifient largement le financement des études de conception des ouvrages d'entreposage des rejets. En considérant les risques associés à une rupture d'ouvrage, ces investissements deviennent nécessaires.

Les problèmes de stabilité des digues minières sont présents dans plusieurs milieux géologiques naturels ou artificiels. Vick (1990) et McLeod et al. (2003) ont décrit les principales caractéristiques qui distinguent les barrages de retenue de rejets miniers des barrages de retenue d'eau traditionnels. Les caractéristiques suivantes sont propres aux sites miniers : la retenue de solides avec de l'eau de procédé qui peut être contaminée, la durée d'opération qui peut dépasser 40 ans, la période de construction qui peut s'étendre sur 25 ans ou plus et les changements fréquents de propriétaires ou d'exploitants.

Benckert (2003) s'est intéressé à la sécurité des ouvrages de retenue des rejets miniers en Suède. Les problèmes de pollution en aval des mines ont rendu nécessaire la construction de digues de retenue des rejets. Les méthodes de design et de construction ont d'abord été développées par essais et erreurs. Les connaissances sur la stabilité des digues se sont améliorées, mais les bonnes méthodes ne sont pas toujours utilisées. Les principales causes de rupture ou de mauvais comportements identifiées dans l'histoire suédoise sont l'apparition de fissures, les fuites, les niveaux d'eau excessifs et les pressions d'eau trop élevées. Ces conditions peuvent provoquer des glissements, des affaissements, des tassements, des déversements de rejets, des phénomènes de renard et de l'érosion interne. L'étude de Benckert (2003) est inspirée du « Guide to the management of tailings dams », de l'Association Minière Canadienne (AMC, 1998).

Aubertin et al. (2002b) rappellent que la submersion de la crête par une crue des eaux excessives, l'érosion régressive du matériau dans la digue et dans la fondation causée par des pressions d'eau élevées, l'érosion de surface due à l'entraînement des particules par l'eau, le glissement de zones instables le long de la pente attribuable aux sollicitations statiques et dynamiques, et le potentiel de liquéfaction en raison des sollicitations dynamiques sont d'autres causes d'instabilité des digues. Aubertin et al. (2002a) ajoutent que les écoulements sous la digue doivent également être considérés. Les couches sous la digue peuvent aussi subir des affaissements, des tassements et des cisaillements.

Il reste beaucoup d'efforts à faire pour améliorer les pratiques professionnelles. Des groupes de recherche étudient continuellement les divers problèmes qui menacent la sécurité des digues. Il s'agit souvent de déficiences au niveau de la conception et de la construction. C'est souvent à la fin du projet que ces problèmes ressortent. Aussi, les dépenses relatives à la stabilité des digues ne doivent pas être perçues comme des investissements non rentables, mais comme une police d'assurance nécessaire.

1.1.2 - Barrages existants et étude de cas de rupture

Quelques études de cas de rupture de digue sont cités ici afin d'illustrer l'importance de l'enjeu de la stabilité des digues. Des ruptures de terrain d'origine naturelle ou minière impliquant la migration de particules fines ont été analysées par plusieurs auteurs (Crosta et Di Prisco, 2000 ; Olson et al. 2000, Aubertin et al. 2002b). Les exemples présentés ci-après démontrent les répercussions possibles d'une mauvaise gestion d'un site d'entreposage de rejets miniers.

Dix-sept personnes ont perdu la vie lors de la rupture rapide du barrage de Merriespruit en 1994. Cette digue était construite avec des rejets provenant d'une mine d'or près de Virginia, en Afrique du Sud (Fourie et al. 2001). Les principales causes de la rupture semblent être la présence excessive d'eau au sommet de la digue, le manque de système de drainage dans les matériaux, la faible conductivité hydraulique des rejets et l'inefficacité des procédures de stabilisation mises en place lors de la construction.

La rupture tragique a d'abord été provoquée par un débordement d'eau. Les écoulements ont provoqué l'érosion de la pente extérieure des digues, ce qui a mis à jour des matériaux non compactés et mal drainés. L'enlèvement du matériau de confinement des rejets aurait précipité le glissement. Des essais au piézocône ont montré de très faibles taux de consolidation dans certaines parties du barrage, ainsi que de très fortes pressions interstitielles. Cet exemple montre l'importance d'un suivi sérieux des conditions de drainage et de consolidation des matériaux miniers.

Reynaga (2003) décrit un cas moins tragique de rupture de digue près de Querétaro, au Mexique. Des évidences directes de mauvais fonctionnement d'une digue ont été observées sur un barrage avec un noyau en argile, des filtres amont et aval et un soutien en enrochement. Deux affaissements de surface sont apparus de chaque côté du noyau lors du premier remplissage, signe d'une perte nette du matériau qui constitue la digue. D'importantes fuites ont eu lieu avant l'apparition des trous. Des particules d'argile étaient visibles dans les exfiltrations. Cette observation indique qu'il y a eu migration de particules à l'intérieur des sols.

L'effondrement d'une partie du matériau de la digue lors de la formation des trous a permis de limiter les écoulements et la perte de particules. Plusieurs actions ont été prises pour assurer la stabilité de la digue, mais le processus d'érosion interne et de renard a cessé de lui-même. Les auteurs concluent que le remplissage des fissures et des tunnels de renard par des matériaux sélectionnés, comme du sable et des graviers, ou des silts dans le cas des fissures plus fines, était une mesure suffisante pour réduire de façon significative les gradients hydrauliques et assurer la stabilité à long terme de la digue.

Ces deux exemples illustrent certaines des conséquences des instabilités des digues de retenue des rejets miniers. Les répercussions d'une mauvaise conception peuvent être coûteuses et tragiques. Les particularités des rejets miniers imposent l'utilisation de méthodes de construction différentes de celles utilisées pour des ouvrages plus classiques.

1.2 - Propriétés des rejets miniers

1.2.1 - Propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques

Les rejets miniers ont des caractéristiques particulières simplement du fait qu'ils ne sont pas des matériaux naturels. Par exemple, l'état saturé des matériaux lors de leur déposition peut entraîner des surpressions interstitielles ainsi qu'une diminution marquée de la résistance mécanique. McLeod et al. (2003) ont traité des problèmes particuliers aux digues construites avec des rejets. Selon ces auteurs, les études de

migration de particules doivent prendre en compte les propriétés physiques et chimiques des rejets, la position des plans d'eau libres et la gradation des matériaux. Ces auteurs proposent des recommandations pour la largeur des plages, la distance de la digue à l'eau, les mesures de réduction des gradients et des écoulements.

Plusieurs propriétés découlent des méthodes de déposition des rejets miniers. Ces méthodes entraînent souvent une ségrégation importante des particules et un indice des vides et une teneur en eau élevés. Les propriétés varient fortement d'un type d'exploitation minière à un autre. Elles varient également pour un même type de minerai, une même exploitation ou un même dépôt de rejets. Les références présentées dans cette section ne sont qu'un survol de la littérature sur le sujet et d'autres références sont disponibles dans la bibliographie.

La conductivité hydraulique d'un matériau gouverne les comportements de consolidation, de drainage, d'infiltration ou d'écoulement en surface ou souterrain (Aubertin et al. 1996). L'équation 1.1 permet de calculer la conductivité hydraulique selon la loi de Darcy :

$$k = \frac{v}{i} \quad \text{où} \quad v = \frac{Q}{A} \quad (1.1)$$

k : Conductivité hydraulique en cm/s

v : Vitesse de Darcy en cm/s

i : Gradient hydraulique

Q : Débit de l'eau en cm³/s

A : Aire de la section en cm²

Dans un ensemble de couches superposées, on peut évaluer la conductivité hydraulique perpendiculaire ou parallèle aux strates. Pour les écoulements perpendiculaires aux strates, la conductivité hydraulique *k₉₀* est :

$$\frac{L}{k_0} = \sum \frac{L_i}{k_i} \quad (1.2)$$

Pour les écoulements parallèles aux strates, la conductivité hydraulique k_0 est :

$$k_0 L = \sum k_i * L_i \quad (1.3)$$

k_i est la conductivité hydraulique d'une couche isotrope en cm/s et L_i son épaisseur en cm.

Pour prédire la conductivité hydraulique d'un matériau, l'équation de Kozeny-Carman est souvent utilisée (Chapuis et Aubertin, 2003). Cette équation sert de base pour modéliser les propriétés des matériaux utilisés dans notre étude. L'équation générale de Kozeny-Carman peut s'écrire comme suit :

$$\log\left[\frac{k}{(1m/s)}\right] = A + \log\left[\frac{e^3}{(D_r^2 * S^2 * (1+e))}\right] \quad (1.4)$$

D_r : Densité relative des grains

S : Surface spécifique du matériau en cm^2/cm^3

e : Indice des vides

A : Constante qui varie de 0,29 à 0,51

Chapuis et Aubertin (2003) proposent d'utiliser une méthode de Chapuis et Légaré (1992) pour déterminer la surface spécifique S d'un matériau à l'aide de la courbe granulométrique. Les particules les plus fines sont celles qui ont le plus d'influence sur la surface spécifique. Une attention particulière doit être portée à la caractérisation de cette partie de la courbe. L'équation 1.4 a été ajustée par Chapuis et Aubertin (2003) pour tenir compte de certaines réalités des rejets miniers. Ces auteurs proposent l'équation suivante :

$$\log\left[\frac{k}{(m/s)}\right] = 2,75 + 1,5 \log\left[\frac{e^3}{(D_R^2 * S^2 * (1+e))}\right]) \quad (1.5)$$

Des modifications ont été apportées par Mbonimpa et al. (2002) au modèle de prédiction de conductivité hydraulique de Kozeny-Carman pour tenir compte, entre autre, de particularités des rejets miniers. La relation qui en découle est donnée par :

$$k(cm/s) = C_g \frac{\gamma_w}{\mu_w} * \frac{e^{(x+3)}}{1+e} C_u^{1/3} * D_{10}^{-2} \quad (1.6)$$

γ_w : Poids volumique de l'eau (ou du fluide) (kN/m^3)

μ_w : Viscosité dynamique de l'eau (ou du fluide) (Pa*s)

C_u : Coefficient d'uniformité

D_{10} : Diamètre correspondant au tamis laissant passer 10% du sol (cm)

C_g : Constante qui peut être fixée à 0,1

Dans la présente étude, les équations 1.4, 1.5 et 1.6 sont utilisées pour valider les résultats de laboratoire et pour prédire les changements de conductivité hydraulique.

1.2.2 – Propriétés particulières des rejets de concentrateur

Les rejets miniers sont des matériaux artificiels qui ont des propriétés particulières. Dans une étude sur les rejets de la mine Solbec et Cupra, L'Écuyer et al. (1992) expliquent que le mode de mise en place a une répercussion importante sur la répartition spatiale des particules fines et grossières des rejets. Ces dernières sédimentent plus près du point de décharge alors que les fines sont emportées et déposées plus loin. Les empilements de rejets de concentrateur présentent le plus souvent des stratifications fines, mais visibles, qui influencent les écoulements. De même, des propriétés telles que la forme anguleuse des grains, l'indice des vides élevé, la création de nouvelles particules fines par bris mécanique et les réactions chimiques peuvent influencer la conductivité hydraulique. Ces facteurs sont rarement pris en compte par des modèles de prédiction comme celui de Kozeny-Carman.

Les propriétés de consolidation de rejets miniers ont été testées par Mittal et Morgenstern (1976). Les particules fines avaient, dans cette étude, une teneur en eau de 200% à 300% (soit une densité de solide de 25% à 33%) lors de la déposition. Au centre des dépôts de rejets, la consolidation est un processus unidimensionnel, vertical, alors que près du sable de digue, il faut tenir compte des écoulements horizontaux dans le sable. Les auteurs fournissent les caractéristiques de plusieurs types de rejets miniers, présentées au tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Propriétés de rejets miniers (Mittal et Morgenstern, 1976)

Matériau	G_s	D_{10} (mm)	$C_u = D_{60}/D_{10}$	% d'argile
Boues Bethlehem	2,72	0,0007 estimé	25	20
Boues Brenda	2,76	0,0032	17	3
Boues Copper Cliff	2,98	0,005	9	0
Rejets Brenda	2,74	0,007	20	1
Rejets Craigmont	2,96	0,005	28	5

Dans un autre article de Mittal et Morgenstern (1975), cinq types de sables miniers avaient été étudiés. Ces matériaux ont des particules angulaires, sauf dans les cas de sables pétrolifères arrondis. L'angle de frottement est plus élevé de 5° dans le cas des particules plus angulaires. La compressibilité des sables est faible et les tassements ne devraient pas représenter de problèmes majeurs, même dans le cas de dépôts lâches. Un indice des vides de 0,9 peut être obtenu par déposition hydraulique. Il est important de noter que les matériaux utilisés dans la présente étude sont des sables silteux. Les tassements seraient par conséquent plus importants.

Blight et al. (1985) mentionnent que le profil des plages de rejets peut être prédit au moyen d'un modèle réduit de laboratoire (voir figure 1.1). Ces auteurs fournissent une relation pour prédire les variations granulométriques le long des plages. De l'intérieur vers l'extérieur des digues, il y a une diminution marquée de la hauteur phréatique causée par une hausse importante de la conductivité hydraulique des

sables. De même, plus la quantité de particules grossières augmente, plus la pente de la plage est abrupte près du lieu de déposition.

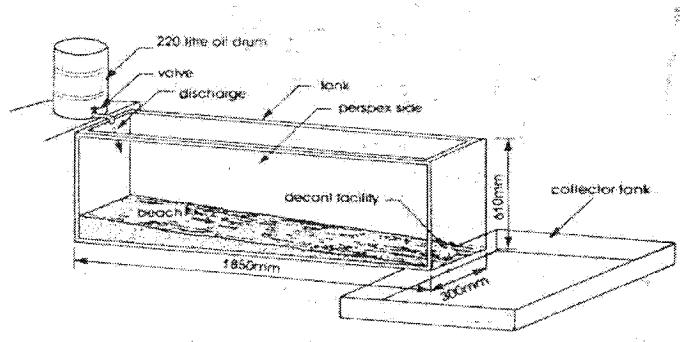


Figure 1.1 : Schéma de montage (Blight et al. 1985)

La continuité des écoulements dans ces parcs impose un débit semblable dans les dépôts de faibles et de fortes conductivités hydrauliques, ce qui explique que la nappe s'abaisse près du pied de la digue (Abadjiev, 1985). Le fait que les écoulements soient radiaux, du centre du dépôt vers les digues, explique aussi la diminution du niveau phréatique. Cela a un effet stabilisant sur la pente et la structure. L'influence de la gradation des granulométries est telle qu'elle peut faire baisser la nappe de plus de 40% de la hauteur de la digue.

Chapuis et Gill (1989) confirment que les rejets miniers présentent rarement des caractéristiques isotropes. Ces auteurs rappellent que dans les milieux anisotropes, les vecteurs d'écoulement ne sont pas parallèles aux gradients hydrauliques principaux. Dans les cas des argiles et des sables, le ratio d'anisotropie dépend du mode de déposition et de consolidation. Par exemple, les argiles sont isotropes dans l'état de pulpe, et l'anisotropie se développe avec la consolidation. Les sables, dans leur état le plus lâche, sont généralement isotropes. L'anisotropie des matériaux augmente lorsqu'ils sont verticalement densifiés. Peu de modèles incorporent ces variations, qui ont pourtant un rôle prépondérant dans les comportements hydrauliques des matériaux miniers. Plusieurs raisons expliquent cette simplification. L'anisotropie hydraulique est difficile à étudier, en partie à cause de l'effet d'hystéresis (Chapuis et Gill, 1989).

Les travaux de L'Écuyer et al. (1992) visaient à quantifier l'hétérogénéité des propriétés des rejets de la mine Solbec et Cupra. Les rejets ont été déposés en un point unique constamment déplacé. Les échantillons récupérés pour les essais de laboratoire ont été qualifiés de légèrement remaniés. Pour la granulométrie, certaines données de la norme ASTM D422-63 ont été extrapolées car la densité des grains solide est supérieure à 2,85. Les principaux résultats sont présentés au tableau 1.2.

Tableau 1.2 : Caractérisation de sondage du site Solbec et Cupra (L'Écuyer et al. 1992)

Profondeur	Indice des vides	Conductivité hydraulique Essai à charge variable	Diamètre efficace
Z (m)	e	k (cm/s)	D ₁₀ (mm)
Sondage #1, partie sud du parc à rejets			
1,60	0,88	8,6 x 10 ⁻⁴ (H)	0,0048
1,85	1,07	3,3 x 10 ⁻⁴ (H)	0,0030
5,10	0,89	1,4 x 10 ⁻⁴ (H)	0,0060
5,27	0,67	5,9 x 10 ⁻⁵ (H)	0,0045
Sondage #2, partie nord du parc à rejets			
0,242	1,09	>4,3 x 10 ⁻⁴ (H)	0,0040
0,479	1,08	>6,8 x 10 ⁻⁴ (H)	0,0033
2,12	1,62	2,3 x 10 ⁻⁴ (V)	0,0022
2,26	1,22	1,6 x 10 ⁻³ (H)	0,0034
2,41	1,32	2,8 x 10 ⁻³ (H)	0,0032
2,90	0,91	1,1 x 10 ⁻⁴ (V)	0,0110
2,95	1,01	8,9 x 10 ⁻⁵ (H)	0,0065
3,25	1,04	5,5 x 10 ⁻⁴ (V)	0,0060
4,04	0,87	9,5 x 10 ⁻⁶ (V)	0,0044
4,19	1,35	5,2 x 10 ⁻⁶ (H)	0,0025
(H) : Échantillon taillé horizontalement			
(V) : Échantillon taillé verticalement			

Selon L'Écuyer et al. (1992), les rejets sont en général des sables silteux ou silts sablonneux (voir figure 1.2), peu ou pas plastiques. Les dépôts récents sont normalement sous-consolidés. Les valeurs de D₁₀ sont inférieures à 0.10 mm (0.0022 à 0.048) et des C_u varient de 3 à 14. La teneur en eau est plus grande pour la fraction fine des rejets. La relation entre la teneur en eau et le D₁₀ est présentée à la figure 1.3.

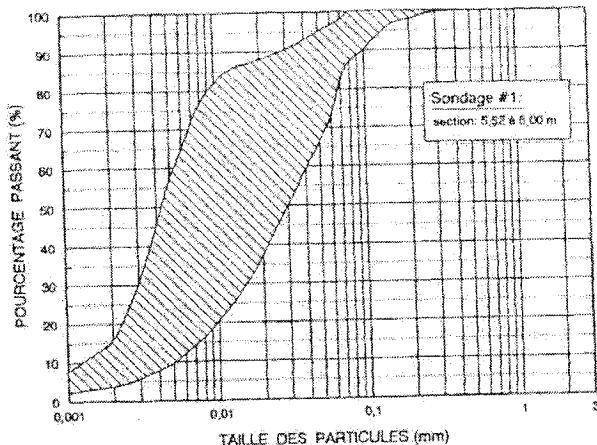


Figure 1.2 : Fuseaux granulométriques des sondages du site de Solbec et Cupra (L'Écuyer et al. 1992)

Les sondages effectués sur le site de Solbec et Cupra confirment que la granulométrie est variable en fonction de la stratification subhorizontale des rejets. De même, les teneurs en eau peuvent varier de 25% à 55% le long d'un seul sondage. La position de la nappe d'eau dans le sondage n'est pas précisée dans l'étude de L'Écuyer et al. (1992). Les valeurs de conductivité hydraulique dans les sables grossiers et fins varient de 10^{-6} à 10^{-3} cm/s. Le rapport des conductivités hydrauliques verticale et horizontale, k_{max}/k_{min} , atteint des valeurs de 540.

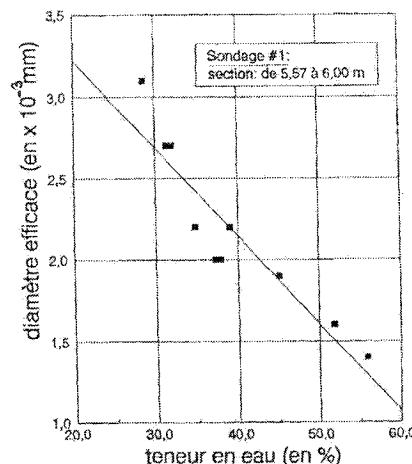


Figure 1.3 : Relation entre le D_{10} et la teneur en eau non saturée dans un sondage du site de Solbec et Cupra (L'Écuyer et al., 1992)

Les travaux de Bussière (1993) traitent de l'étude en laboratoire des propriétés des rejets miniers pour leur utilisation dans les barrières de recouvrement multicouches. Cet auteur a analysé les rejets de plusieurs exploitations québécoises. Il identifie des valeurs de conductivité hydraulique variant de 10^{-4} à 10^{-6} cm/s, pour des indices des vides variant de 0,5 à 1. Les rejets testés sont peu ou pas plastiques (indice de plascitité inférieur à 25%). Les teneurs en eau optimales pour ces rejets varient de 12 à 15,2%. Les propriétés de consolidation des rejets ont également été étudiées par Bussière (1993).

Les travaux de Monzon (1998) traitent aussi des propriétés hydrogéologiques des rejets miniers utilisés dans les barrières de recouvrement des rejets. Des rejets de la mine Sigma fins et grossiers ont été caractérisés et les propriétés de granulométrie, de consistance, de compactage et de consolidation sont présentées dans son mémoire. L'auteur dresse dans son étude une synthèse d'études de caractérisation des rejets miniers. Plus de 20 types de rejets de concentrateurs sont décrits. Ces rejets proviennent de plusieurs exploitations, principalement de minerai métallique. Leurs conductivités hydrauliques varient de 1×10^{-2} à 1×10^{-7} cm/s pour des indices des vides de 0,3 à 2,3. Pour les rejets des mines de cuivre seulement, les conductivités hydrauliques varient de 1×10^{-2} à 1×10^{-9} cm/s et les indices des vides de 0,6 à 1,3.

Qiu et Sego (2001) ont étudié les propriétés de rejets miniers provenant de mines de cuivre, de charbon et d'or, ainsi que des rejets consolidés provenant de sables bitumineux (CT). Les rejets sont non plastiques, sauf ceux des mines de charbon. Selon les auteurs, la relation entre l'indice des vides et la conductivité hydraulique est exponentielle, tel qu'indiqué à la figure 1.4. D'autres propriétés sont présentées aux tableaux 1.3 et 1.4.

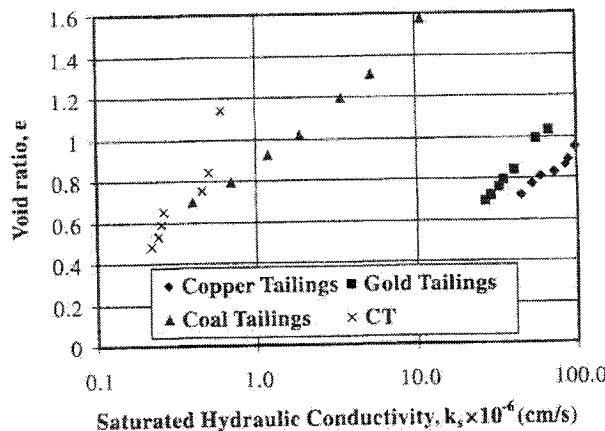


Figure 1.4 : Conductivité hydraulique de rejets miniers (Qiu et Sego, 2001)

Tableau 1.3 : Propriétés des rejets miniers d'après Qiu et Sego (2001)

Types de rejets	Cuivre	Or	Charbon	CT
Densité	2,75	3,17	1,94	2,60
% particules < 2 µm	1,3	5,3	22,5	8,9
% particules > 0,06 µm	74,5	33,3	40	77
% particules < 74 µm	31,3	81,3	66,4	21,2
D ₁₀ (µm)	16,28	81,3	1,31	2,7
D ₃₀ (µm)	72,25	5,0	4,13	11,2
D ₅₀ (µm)	120,6	19,0	29,2	182
D ₆₀ (µm)	153,5	44,8	60,0	204
Classification	SM	ML	CL	SM

Tableau 1.4 : Indices des vides et conductivité hydraulique de rejets miniers selon Qiu et Sego (2001)

Pression de consolidation (kPa)		2	10	50
Rejets de mine de cuivre	e	0,89	0,83	0,77
	k (10 ⁻⁵ cm/s)	8,9	7,2	5,3
Rejets de mine d'or	e	0,99	0,79	0,72
	k (10 ⁻⁵ cm/s)	5,5	3,5	2,9
Rejets de mine de charbon	e	1,31	1,02	0,79
	k (10 ⁻⁵ cm/s)	5,3	1,9	0,7
CT	e	0,84	0,65	0,53
	k (10 ⁻⁵ cm/s)	5,0	2,6	2,4

Le manuel sur cédérom de Aubertin et al. (2002a) est une source de référence pour la répartition des tailles des particules des rejets. Ces auteurs présentent un graphique où sont regroupés plusieurs courbes granulométriques correspondant à différentes exploitations canadiennes. Cet ensemble de courbes est séparé en deux groupes de rejets, les rejets fins et les rejets grossiers, selon les courbes limites présentées à la figure 1.5.

La courbe granulométrique médiane de chacun des deux fuseaux, soit les rejets fins et les rejets grossiers, a été sélectionnée comme courbe granulométrique de référence pour les sols à utiliser dans la présente étude. Les courbes médianes ne sont toutefois pas représentatives d'un seul type de rejet séparé en fraction fine et grossière, puisqu'il s'agit en général de rejets distincts.

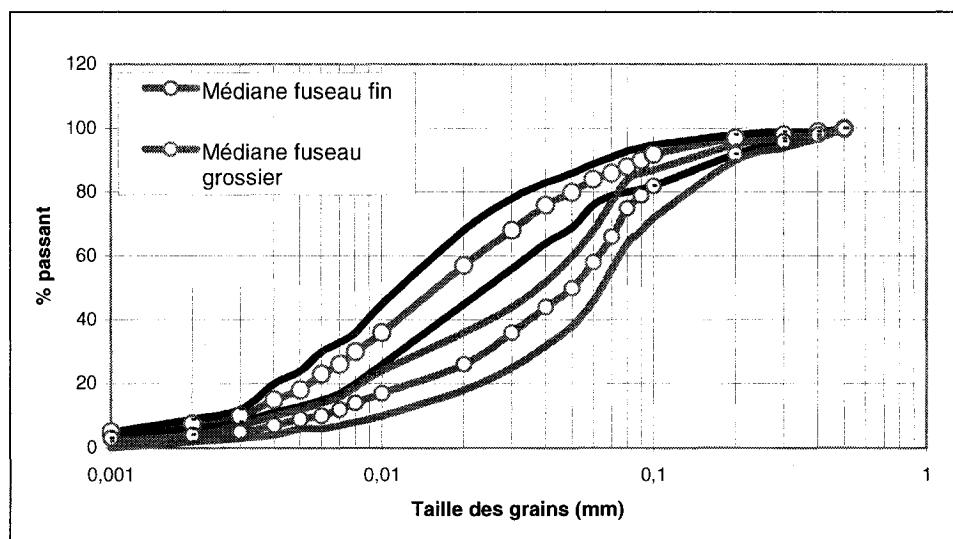


Figure 1.5 : Fuseaux granulométriques des rejets miniers (Aubertin et al. 2002a)

Ces courbes moyennes ont été comparées aux courbes de plusieurs autres auteurs. Mittal et Morgenstern (1975), Vick (1990), L'Écuyer et al. (1992), Qiu et Sego (1998a) et plusieurs autres donnent dans leurs publications des plages granulométriques des rejets de concentrateur pour différents types d'exploitation minière. Les rejets sont parfois divisés en matériaux fins (fraction silteuse et

argileuse) et en matériaux plus grossiers (fraction sableuse). La granulométrie varie selon le type d'exploitation et selon le lieu de prélèvement des échantillons.

Hachich et Abrão (2003) ont travaillé sur la ségrégation et la consolidation qui affectent les propriétés d'écoulement dans les dépôts de rejets miniers hétérogènes. La ségrégation est causée par la taille, le poids et la forme des particules, qui donnent lieu à des vitesses de sédimentation différentes lors de la déposition. Les particules plus fines ou plus légères vont être déposées plus loin. Les différentes conductivités hydrauliques obtenues sur un même site peuvent varier de deux ordres de grandeur. Le profil de ségrégation est difficile à prédire car il dépend de la teneur en solide, du type de rejet et de la méthode de déposition.

Cavalcante et al. (2003) ont étudié en laboratoire les facteurs influençant la morphologie des plages de déposition. Selon ces auteurs, les principaux facteurs influençant le profil de déposition sont la taille des particules et la densité relative des différents minéraux.

L'ensemble des propriétés de la littérature a été regroupé afin de voir rapidement l'étendue des granulométries, des conductivités hydrauliques et des densités possibles pour les résidus. Les ordres de grandeurs pour plusieurs types de rejets miniers sont présentés au tableau 1.5. Ces propriétés ont été mises en relation avec celles des matériaux qui seront utilisés pour les essais dans la présente étude (voir la section 2.1). Les valeurs de la littérature proviennent des travaux de Mittal et Morgenstern (1976), de Vick (1980), de L'Écuyer et al. (1992), de Monzon (1998) et de Qiu et Sego (2001).

Tableau 1.5 : Propriétés typiques des résidus miniers selon les données tirées de la littérature

	Mittal et Morgenstern 1976	Vick 1980	L'Écuyer 1992	Qiu et Sego 2001	Bussière 1993 et Monzon 1998
C_u	9 à 28	2 à >20	3 à 14	5 à >100	8 à 20
D_{10} (mm)	0,0007 à 0,005	<0,001 à 0,05	0,002 à 0,05	0,001 à 0,015	0,002 à 0,01
k (cm/s)	NA	1×10^{-2} à 1×10^{-8}	1×10^{-3} à 1×10^{-6}	1×10^{-4} à 1×10^{-5}	1×10^{-2} à 1×10^{-8}

1.2.3 - Autres facteurs affectant les propriétés des rejets

D'autres facteurs affectent directement ou indirectement les propriétés des rejets et la stabilité des parcs d'entreposage des rejets miniers. Ils ne sont toutefois pas intégrés aux analyses effectuées dans le présent projet. La géochimie peut par exemple provoquer des phénomènes de précipitation ou de dissolution qui peuvent avoir des effets importants sur les comportements mécaniques et hydrauliques des ouvrages de retenue. Un changement mineur dans la composition de l'eau peut changer les forces de répulsion et d'attraction entre ions et changer la conductivité hydraulique d'un matériau (Kashir et Yanful, 2001). L'hystérosis affecte certaines propriétés du sol, comme la courbe de rétention d'eau (CRE). La plupart des propriétés qui sont reliées à cette dernière vont également présenter des effets d'hystérosis.

1.3 - Stabilité des digues de retenue des rejets miniers

1.3.1 - Facteurs d'instabilité

Les instabilités peuvent être causées par plusieurs phénomènes : les changements de contraintes, le développement des réseaux de drainage, les infiltrations d'eau, les hétérogénéités, les concentrations des gradients hydrauliques, les surpressions interstitielles, etc. Parmi les facteurs qui influencent la stabilité des rejets, notons les propriétés du site et du sous-sol, les conditions climatiques, les chargements cycliques, le confinement, les conditions de gel, les transferts de masse, etc.

Les séismes peuvent également provoquer des instabilités et des phénomènes dommageables pour les ouvrages de retenue, tel la liquéfaction des rejets. La liquéfaction d'un sol se produit lorsque la contrainte effective appliquée sur le squelette rocheux devient nulle. Une certaine densité dans les rejets miniers doit être atteinte lors de la mise en place pour éviter les risques de liquéfaction (Mittal et Morgenstern, 1975).

Le problème de l'érosion, interne ou externe, est une des principales causes de rupture des digues. L'érosion préférentielle des particules fines peut permettre à des réseaux d'écoulement concentrés de se former. La perte des particules fines d'un sol peut aussi entraîner des tassements différentiels importants et le colmatage de drain.

1.3.2 – Réseaux d'écoulement et études de stabilité

Des logiciels et des méthodes analytiques peuvent être utilisés pour déterminer les conditions d'écoulement dans les ouvrages en fonction des propriétés des matériaux. Le contrôle des écoulements dans les ouvrages de retenus de rejets miniers est essentiel afin de maintenir une surface phréatique basse et améliorer la stabilité et les propriétés mécaniques. Les écoulements sont saturés et/ou non saturés (Chapuis et Aubertin, 2001). On peut utiliser un modèle numérique pour évaluer le réseau d'écoulement dans différents types de digues. Les réseaux d'écoulement peuvent également être définis par une construction graphique et par l'analogie électrique. Ces deux méthodes négligent les écoulements non saturés (Chapuis et Aubertin, 2001). La connaissance des réseaux d'écoulement permet d'identifier des zones où les risques d'instabilité sont plus importants. Il faut également analyser les écoulements dans la digue et sous la digue (Chapuis et Aubertin, 2001).

La prédiction des risques d'instabilité est ardue car la présence de défauts minuscules peut provoquer des ruptures catastrophiques. Les fissures peuvent ainsi être considérées comme des plans à résistance nulle, ou encore, s'il y a un vide important, comme des lieux de déposition de particules migrées. La ségrégation des particules peut provoquer des écoulements préférentiels. Ces défauts sont difficilement

prévisibles ou observables. Ces sont souvent des indications indirectes qui vont alerter les responsables des risques de rupture, principalement dans le cas des phénomènes de migration de particules ou d'instabilités associées aux phénomènes d'érosion interne.

1.4 - La migration de particules, l'érosion interne et le phénomène de renard

1.4.1 – Définition des phénomènes de renard et d'érosion interne

L'érosion interne est caractérisée par la migration de particules à l'intérieur d'un sol. C'est généralement les particules les plus fines qui sont déplacées à l'intérieur du réseau de pores. Le phénomène de renard est une manifestation particulière de l'érosion interne. Il est provoqué par une concentration des écoulements souterrains au-delà d'un gradient hydraulique critique. Passé ce gradient, les particules fines du sol peuvent migrer dans le réseau de pores (Hagerty, 1991a). Si les particules fines atteignent un contact avec l'air, ou si les particules délogées sont déjà à l'interface sol-air, celles-ci quittent le sol, amenant un bilan de masse négatif.

La création d'un réseau de pores plus ouvert entraîne une concentration accrue des écoulements, qui délogent plus de particules. La formation de chemins préférentiels d'écoulement apparaît comme un conduit plus ou moins circulaire, associé à un trou de renard (Hagerty, 1991a). Le phénomène de renard peut aussi prendre naissance au contact entre un matériau filtre et un sol à protéger. Il est possible d'observer ce phénomène dans presque tous les environnements géologiques.

1.4.2 - Explications et étapes des phénomènes de renard

Les principales étapes menant à la formation de zones de renard ont été définies comme l'initiation, la propagation, la progression et la rupture. Le démarrage du phénomène ne tient qu'au délogement d'un premier grain. Il est donc pratiquement impossible de déterminer le moment exact de l'initiation d'un phénomène d'érosion interne, sauf dans les cas où il est généralisé (Schmertmann, 2000).

La propagation consiste en l'expulsion complète de particules, ce qui signifie la création d'une conduite ou d'un parcours continu par lequel des grains peuvent sortir du sol. La concentration des écoulements dans ce conduit de plus grande conductivité va augmenter la quantité et la grosseur des particules circulant dans le réseau préférentiel. L'étape de la progression peut être intermittente ou continue. Les différentes conditions d'écoulement, toujours changeantes pendant le procédé, définissent la vitesse de progression du conduit, ou l'arrêt du phénomène.

Sellmeijer (1988) suggère que la progression du phénomène de renard devient critique pour la stabilité de l'ouvrage lorsque la longueur du conduit d'érosion correspond à la moitié de la largeur de la base de la digue. La concentration des écoulements dans le réseau formé accélère le processus et peut rapidement mener à la rupture de la digue. La connexion du conduit de renard à une étendue d'eau signifie presque à coup sûr la rupture du barrage, qui peut alors être très rapide et violente.

1.4.3 - Identification et observation

La présence de zones de renard dans les milieux naturels a été décrite par Hagerty (1991b) et les principaux indices qui permettent de déceler la présence d'écoulements préférentiels et d'érosion interne ont été énoncés dans cette publication. Ces indices s'appliquent principalement aux milieux géologiques naturels, mais plusieurs s'appliquent également aux dépôts de rejets miniers, ou aux essais de laboratoire réalisés dans le cadre de cette étude.

L'identification du phénomène de renard est souvent rendue difficile par la superposition de divers phénomènes, surtout sur le terrain. Une évidence directe de la sortie de particules hors d'un sol est la présence d'exfiltrations d'eau boueuse. La différence de température entre l'eau exfiltrée et l'eau d'un lac ou d'un bassin est également un bon indicateur. Les indications indirectes sont les cavités, souvent lenticulaires ou circulaires, de différentes profondeurs, les minis canyons qui débutent à mi-pente, les zones de coloration, spécialement en présence d'eau acide ou contaminée, etc. La végétation peut nuire à l'observation, comme elle peut

indiquer, par l'observation de plantes grasses, la présence d'une fuite d'eau dans une structure supposée imperméable (Hagerty, 1991b). Les mesures régulières de conductivité hydraulique, de teneur en eau, de pression interstitielle ou de succion peuvent permettre d'identifier des comportements non satisfaisants dans un ouvrage.

1.4.4 – Conditions d'initiation et critères de stabilité interne

Plusieurs facteurs peuvent influencer la formation de renard ou d'érosion interne dans une digue. Parmi les propriétés souvent considérées par différents auteurs, notons les conditions hydrauliques telles les différences de conductivité hydraulique et de texture des matériaux (Aubertin et al. 1996), leur porosité (Ojha et al. 2001), les charges statiques (Tomlinson et Vaid 2000) et dynamiques (Salter, 1982), la présence d'une lentille de glace ou de précipitation chimique (Hagerty 1991a), etc.

La concentration en trois dimensions des écoulements dans un conduit de renard en formation est difficile à modéliser et à simuler. Les méandres de l'écoulement peuvent se dédoubler, se bloquer et recommencer à progresser plus tard. Les chemins préférentiels sont souvent les zones de faiblesses associées à l'hétérogénéité des sols, qui ne peut être caractérisée avec précision. Les conditions menant à l'initiation d'un conduit et celles permettant sa progression peuvent différer significativement (Schmertmann, 2000).

La granulométrie est un des facteurs les plus influents sur l'érosion interne. Des critères granulométriques de stabilité interne ont été proposés par Kezdi (1969), Sherard (1979) et Kenney et Lau (1985). Kezdi sépare la courbe granulométrique en deux parties, fine et grossière. La partie grossière doit être un bon filtre pour la partie fine (Kezdi, 1969).

$$D_{15}/d_{85} < 4 < D_{15}/d_{15}. \quad (1.7)$$

Dans l'équation 1.7, dérivée par Kezdi (1969) à partir des critères de filtres de Terzaghi (1943), D_{15} représente la taille de la maille du tamis laissant passer 15% de

la masse de la fraction grossière du matériau, alors que d_{15} et d_{85} représente la taille des tamis laissant passer 15% et 85% des particules de la fraction fine.

Ce critère de stabilité interne des sols ainsi que d'autres, basés sur des considérations granulométriques, ont été repris par Chapuis (1992a), qui les a traduits en terme de pentes minimales de courbes granulométriques.

Le critère de l'équation 1.7 équivaut selon la méthode développée par Chapuis (1992a) à une pente de la courbe granulométrique minimale de 0,25 par cycle. Une pente plus faible représente un risque de migration des particules fines du sol.

Le critère de stabilité interne de Sherard (1979) est basé sur le degré d'instabilité I_r (équation 1.8). Le critère de l'équation 1.9 doit être respecté pour éviter l'instabilité interne et la migration des particules fines dans les interstices des particules plus grossières. La transformation mathématique proposée par Chapuis (1992a) permet de stipuler que si la pente de la courbe granulométrique d'un sol est inférieure à 0,215 pour chaque cycle, le critère de Sherard est respecté.

$$I_r = \frac{D_{15}}{d_{85}} \quad (1.8)$$

$$I_r < 5 \quad (1.9)$$

Finalement, le critère de Kenney et Lau stipule que le pourcentage de particules dont la taille est comprise entre D et $4D$ doit être égal ou supérieur au pourcentage des particules dont la taille est inférieure à D , et ce pour des petites particules ($D \leq D_{20}$).

Selon les auteurs, les particules fines peuvent migrer entre les interstices de particules dont le diamètre est quatre fois supérieur au diamètre des particules fines. Chapuis (1992a) traduit cette condition graphiquement par l'utilisation de la pente de la courbe granulométrique. La pente par cycle doit être supérieure à $1,66y$ où y est le pourcentage correspondant à D_y . Cette condition doit être respectée pour les $D_y \leq D_{20}$ afin de respecter le critère de Kenney et Lau (1985).

Pour prévenir l'érosion interne dans les filtres et les digues, Indraratna et Radampola (2002) ont développé un modèle mathématique pour la prédiction du gradient critique pour déplacer une particule dans un filtre ou un matériau. La pression de confinement, les forces de viscosité et la résistance de friction peuvent influencer la stabilité des rejets. Pour une particule plus petite que le diamètre des pores, l'équation du gradient critique par Indraratna et Radampola (2002) est :

$$i_{cr} = \frac{2}{3\gamma_w} * \frac{d^2}{d^2 + 0,375 * d_o^2} * (\gamma') * [\cos \alpha(f) + \sin \alpha] \quad (1.10)$$

d : Diamètre de la particule (μm)

d_o : Diamètre de l'ouverture minimale du filtre (μm)

f : Coefficient de friction du matériau de base

γ_w : Poids volumique de l'eau (ou du fluide) (N/m^3)

γ' : Poids volumique du matériau submergé dans l'eau ($\gamma' = \gamma_s - \gamma_w$) (N/m^3)

α : Angle entre la ligne d'écoulement du fluide et l'horizontale

Le diamètre minimal d'ouverture du filtre d_o est défini par les équations suivantes :

$$d_o = 2.67 \left(\frac{n}{1-n} \right) \left(\frac{D_h}{\alpha_f} \right) \quad \text{où} \quad D_h = \left(\frac{1}{\sum \frac{\Delta S_i}{D_i}} \right) \quad (1.11)$$

n : Porosité

α_f : Coefficient de forme

D_i : Diamètre moyen d'un intervalle granulométrique i

S_i : Masse des grains inclus dans l'intervalle i

Pour une particule plus grande que le diamètre de l'ouverture du filtre d_o , la force appliquée sur la particule doit vaincre les forces de friction. La valeur du gradient qui permet de déplacer une particule de taille plus grosse que la taille des pores est plus élevée que dans le cas d'une particule libre. L'équation 1.12 (Indraratna et

Radampola, 2002) estime le gradient critique pour déloger une particule dont le diamètre est supérieur au diamètre de l'ouverture du filtre d_0 .

$$i_{cr} = \frac{2}{3} * \frac{d}{\delta s \gamma_w} * (\gamma') * [\cos \alpha(f) + \sin \alpha] \quad (1.12)$$

Dans l'équation 1.12, δs est la longueur du réseau de pores que la particule doit parcourir pour être éjectée du matériau. Cette équation considère que la particule doit atteindre la frontière du filtre pour être éjectée. L'équation 1.12 considère que le diamètre de la particule (d) est équivalent au diamètre d'ouverture du filtre (d_0). La valeur du gradient critique sera plus élevée que dans l'équation 1.10 à cause de l'augmentation des forces de fictions.

1.4.5 - La problématique du facteur temps

Le temps est un facteur mal compris qui influence les processus d'érosion interne, dans les essais de laboratoire comme dans les conditions de terrain. Une distinction existe entre le temps de vie d'une structure avant sa rupture, et le temps nécessaire à la rupture. Deux exemples présentés par Schmertmann (2002) illustrent cette distinction. Il s'agit de deux structures dont les temps de vie étaient de 3 mois et 2 ans. Le temps nécessaire à la rupture a été 7 heures dans le premier cas, et de 2 jours dans l'autre. La vitesse à laquelle se produit la rupture dépend de la nature et de l'importance des défauts qui sont à l'origine de la rupture.

Une fois initiés, les phénomènes d'érosion interne et de migration de particules peuvent s'arrêter d'eux-mêmes dans certains cas. La question est de savoir si un conduit d'érosion peut se former, et à quelle vitesse il grossira. La vitesse de progression du conduit dans une digue dépend du potentiel de concentration des gradients (Schmertmann, 2000). Les écoulements le long de fractures ou de zones de grande conductivité hydraulique peuvent évoluer rapidement lorsque la charge hydraulique est élevée. L'érosion régressive, lorsqu'elle atteint une zone d'eau libre, peut s'accélérer et provoquer la rupture définitive d'une digue en quelques heures.

1.5 - Critères de filtration

1.5.1 - Théorie

L'utilisation de filtres est courante pour minimiser les risques de migration de particules entre des matériaux de textures différentes. Différents critères de filtration doivent être respectés entre chaque paire de couches (Chapuis, 1995). Les principaux critères sont basés sur des considérations granulométriques du filtre et du sol à protéger (Sherard et al. 1984a et 1984b ; Chapuis, 1992a). Les plus utilisés sont présentés ici. Ils sont résumés dans le tableau 1.6.

Le rôle des filtres est de stopper les particules, d'éviter la ségrégation et d'empêcher la formation de fissure. En général, les critères de filtres stipulent qu'un sol doit avoir des pores assez petits pour prévenir le lessivage des fines, mais assez grands pour permettre à l'eau de circuler. Les particules les plus fines des filtres doivent être assez grosses pour ne pas se déplacer, et doivent être chimiquement inertes et résistantes mécaniquement. En général, le risque d'instabilité est plus grand lorsque la partie fine de la courbe granulométrique du sol et/ou du filtre est allongée (ou faiblement inclinée).

Le potentiel de déplacement des particules fines n'est pas aussi important que le potentiel pour parcourir une distance assez grande pour sortir une particule du matériau filtre. Un filtre est stable si la zone filtrante, soit la zone d'immobilisation des particules migrées, est de faible épaisseur et que la granulométrie de la partie centrale du matériau filtrant n'est pas affectée (Kenney et Lau, 1985). Le filtre doit avoir une épaisseur minimale afin que la zone filtrante ne dépasse pas l'épaisseur du matériau filtrant. La taille individuelle des particules a moins d'influence que la forme de la courbe granulométrique.

Lafleur (1984) a effectué une étude sur la protection par des filtres granulaires de sols de base à granulométrie étalée. Dans cette étude, il cite entre autres plusieurs critères de filtres s'appliquant à divers types de sols. Presque tous ces critères

concernent des sols de base dont le coefficient d'uniformité C_u est inférieur à 3. Ces critères ne seront pas utilisés dans la présente étude, car les matériaux que nous utilisons ont des C_u supérieurs à 3.

Sherard et al. (1984a et 1984b) ont montré qu'un filtre qui retient les particules d_{85} du sol à protéger est efficace. Cela ne s'appliquerait toutefois pas aux sols qui ont un coefficient d'uniformité C_u plus grand que 6 (Kenney et al., 1985). Ces derniers auteurs proposent que la géométrie des pores va dépendre de la forme des particules plutôt que de la forme de la courbe granulométrique. Dans le cas d'un sol instable où les particules fines sont libres dans le sol, comme c'est souvent le cas dans les sols de granulométrie étalée, le filtre doit pouvoir retenir toutes les tailles de particules. Considérant ceci, les équations 1.13a et 1.13b sont proposées par Kenney et al. (1985) pour des coefficients d'uniformité $C_u > 6$:

$$d_{50} > \frac{D_5}{4} \quad (1.13a)$$

$$d_{50} > \frac{D_{15}}{5} \quad (1.13b)$$

Dans ces équations, d_{50} représente la taille des particules correspondant à un passant de 50% dans le matériau à protéger, alors que D_5 et D_{15} sont les tailles des particules correspondant aux passants dans le matériau filtrant. Ces critères considèrent seulement la granulométrie des matériaux.

Sherard et al. (1984a et 1984b) ont proposé un critère de bon fonctionnement d'un filtre correspondant à une limite de $D_{15}/d_{85} \leq 9$. Ce critère a été validé par les résultats de Tomlinson et Vaid (2000). Les résultats de Sherard et al. (1984a et 1984b) montrent qu'un rapport limite de $D_{15}/d_{85} \leq 9$ peut empêcher la migration de particules. Les auteurs stipulent également qu'un gradient critique doit être atteint pour entraîner la migration de particules.

L'étude effectuée par Tomlinson et Vaid (2000) montre que pour des rapports de D_{15}/d_{85} plus petit que 8, il n'y aura pas de migration excessive de particules. Pour un rapport plus grand que 12, les particules vont migrer. Entre ces deux valeurs, cela dépend du gradient atteint pendant les essais et sur le terrain. Le gradient critique dépend également de l'épaisseur du filtre. Si le filtre n'est pas assez épais pour assurer la formation d'une zone filtrante stable, les grains vont passer au travers du filtre et le phénomène de renard sera amorcé rapidement, à des gradients plus faibles. D'un autre côté, le colmatage excessif des ouvertures d'un drain ou d'un filtre peut provoquer des surpressions qui vont mener à des instabilités.

Tomlinson et Vaid (2000) ont constaté en laboratoire que l'influence du taux de variation du gradient hydraulique est plus significative que l'ampleur intrinsèque du gradient hydraulique. Une augmentation rapide du gradient peut provoquer des migrations excessives de particules à l'extérieur du filtre à des gradients jusqu'à trois fois plus faibles que lors d'une augmentation graduelle du gradient hydraulique.

D'autres critères de filtration sont présentés aux équations 1.14 et 1.15. Ils ont été validés par Holtz et Kovacs (1991), puis par Chapuis (1995).

$$\frac{D_{15(filtre)}}{d_{85(sol)}} \leq 5 \quad \text{et} \quad \frac{D_{50(filtre)}}{d_{50(sol)}} \leq 25 \quad (1.14)$$

$$20 \geq \frac{D_{15(filtre)}}{d_{15(sol)}} \geq 5 \quad (1.15)$$

Les deux premières inéquations (1.14) vérifient que les ouvertures des pores dans le matériau filtrant sont assez petites pour prévenir le lessivage des fines particules du sol à protéger (critères de filtre). L'inéquation 1.15 vérifie que les ouvertures des pores dans le matériau filtrant sont assez grandes pour que l'eau puisse circuler plus facilement dans le filtre que dans le sol à protéger, de façon à dissiper les pressions interstitielles.

Indraratna et al. (1998) proposent les critères de filtre des équations 1.16 et 1.17, assujettis aux conditions spécifiées de granulométrie du sol à protéger.

$$d_{85} = 50\text{-}60 \text{ microns} \text{ et } D_{15} < 0,3\text{mm} : D_{15}/d_{85} = 5 - 6,5 \quad (1.16)$$

$$d_{85} = 60\text{-}80 \text{ microns} \text{ et } D_{15} < 0,3\text{mm} : D_{15}/d_{85} = 4 - 5 \quad (1.17)$$

Ces critères s'appliquent respectivement pour la protection de sols de base ayant un passant 85% inférieur à 60 microns, puis supérieur à 60 microns. Les valeurs suggérées pour le rapport de D_{15}/d_{85} sont les plages restreintes assurant la stabilité du filtre et du sol de base.

Les indices granulométriques « D » et « d » utilisés dans le tableau 1.6 réfèrent à la taille de la maille du tamis permettant un passant du pourcentage spécifié. « D » représente le sol qui est utilisé comme filtre et « d » représente le sol à protéger.

Il est reconnu par plusieurs auteurs que l'utilisation des critères basés sur le D_{50} et le D_{85} est superflue, car ce sont les particules fines qui contrôlent l'efficacité des filtres (Sherard et al. 1984a et 1984b). Selon la plupart des auteurs, le critère $D_{15}/d_{85} < 5$ est conservateur.

Aucune des études consultées ne traite de l'influence de la direction des écoulements par rapport à l'orientation des couches dans un contexte de migration de particules en milieu stratifié. L'influence de la densité en place est rarement étudiée. Les essais sont souvent réalisés dans des conditions de densités optimales, ou encore en utilisant des matériaux sursaturés. Lafleur et al. (1989) stipulent toutefois que pour des indices de densité supérieurs à 50%, les mouvements des particules fines sont minimes lorsque les critères de filtration sont respectés.

Tableau 1.6 : Tableau résumé des critères de filtration usuels

Auteur	Critères	Conditions
Sherard et al. (1984)	$D_{15}/d_{85} < 9$	C_u de 1,4 à > 20
Kenney et al. (1985)	$d_{50} > \frac{D_5}{4}$ et $d_{50} > \frac{D_{15}}{5}$	$C_u > 6$
Holtz et Kovacs (1991)	$\frac{D_{15(filtre)}}{d_{85(sol)}} \leq 5$ et $\frac{D_{50(filtre)}}{d_{50(sol)}} \leq 25$ $20 \geq \frac{D_{15(filtre)}}{d_{15(sol)}} \geq 5$	
Indraratna et al. (1998)	$D_{15}/d_{85} = 5 - 6,5$ $D_{15} < 0,3\text{mm}$	$D_{85} = 50-60$ microns
Indraratna et al. (1998)	$D_{15}/d_{85} = 4 - 5$ $D_{15} < 0,3\text{mm}$	$D_{85} = 60-80$ microns
Tomlinson et Vail (2000).	$D_{15}/d_{85} < 8$	Filtres et bases uniformes

1.5.2 - L'auto scellement d'un filtre défaillant

Dans plusieurs cas d'études sur des barrages existants, il y a des évidences de diminution des fuites initiales sans intervention humaine. Cela peut être causé par le scellement de la fuite, l'écoulement de conduits ou le colmatage des réseaux de vides par les matériaux en amont. Un filtre efficace devrait pouvoir se colmater avec les particules fines qui seront érodées par le passage de l'eau dans une conduite préférentielle, une fissure, ou autour d'un défaut de construction. Le gradient dans la petite partie défectueuse d'un filtre peut atteindre des valeurs très élevées (jusqu'à 1000). Le filtre doit bien réagir dans ces conditions en se colmatant, ou en se rebouchant par fluage (Sherard et al. 1984b) dans le cas des argiles.

Foster et Fell (2000) ont étudié si un filtre peut prévenir une fuite concentrée et combien de matériau érodé est nécessaire pour procéder au colmatage. Les sols étudiés sont naturels ou pris de barrages existants. Les résultats montrent que les particules érodées sont plus petites que le $0,11D_{15}$ du filtre dans une proportion de 97% à 99%. L'étude confirme que des filtres uniformes grossiers ne sont pas efficaces sans une interface d'auto-filtration, soit une certaine épaisseur du filtre qui se colmate avec des particules plus fines afin d'améliorer la capacité de filtration.

Les filtres à granulométrie étalée avec beaucoup de particules fines sont inefficaces et ils se colmatent rapidement. Les auteurs ont identifié le seuil où il y a auto-scellement d'un filtre, mais après des pertes excessives de particules. La marge n'est pas loin entre ces cas et la formation de tunnel menant à la rupture. Ce type de matériau sera utilisé dans notre étude et il faudra tenir compte du colmatage rapide que peuvent subir ces matériaux.

Dans une autre publication, Foster et al. (2001) rappellent que les concentrations d'écoulements dans une digue sont souvent situées dans les zones sous-consolidées, ou dans des zones qui souffrent d'un défaut important. L'identification de ces défauts de construction est critique. Ces défauts peuvent également se retrouver dans un échantillon de laboratoire.

1.6 - Études expérimentales et migration de particules

Des essais de laboratoire sont nécessaires pour évaluer les propriétés des matériaux, pour valider certaines hypothèses et pour vérifier les probabilités de formation d'un phénomène de migration interne sous diverses conditions. Plusieurs procédés d'essais sont normalisés par des associations (ASTM, USBA). Ces derniers sont parfois modifiés pour s'adapter aux paramètres de la problématique ou aux objectifs de recherche.

Plusieurs chercheurs ont travaillé sur des essais visant à caractériser la stabilité interne d'un matériau ou à définir ou valider des critères de filtre entre deux matériaux. Il convient de regrouper les auteurs qui ont travaillé sur de tels essais afin de comparer les méthodologies de laboratoire et les matériaux qui ont été testés.

Ces travaux sont résumés dans le tableau 1.7. Les explications des sous-sections 1.6.1 à 1.6.5 concernent les rubriques considérées dans ce tableau et les différences principales dans les méthodologies de laboratoire qui y sont décrites et celle qui sont utilisées dans notre étude.

Tableau 1.7 : Résumé des méthodologies de laboratoire tirées de la littérature

Référence	Snaith et Bell 1978	Salter, 1982	Lafleur, 1984	Kenney et al., 1984	Sherard, 1984 a	Sherard, 1984 b
Type de test et équipement	Changement dynamique	Changement dynamique	Critère de filtre Cellule triaxiale	Critère de filtre Cellule à paroi rigide	Critère de filtre Perméamètre rigide	Critère de filtre Perméamètre rigide
Moule rigide	Moule rigide	Moule rigide	Till modifiées en laboratoire	Naturel, grain sphérique et subanguleux	Sable et filtre uniforme	Argile et silt
Nature du matériau	Argile et silt	Matériel naturel cohésif. Remblai routier	Billes de verre	Billes de verre		
C_u	ND	ND	C_u de 8 à 360	C_u de 1,2 à 12	C_u 1,4 - 37	C_u 1,4 > 20
D_{10}		Sol uniforme	D_{10} de 0,001 à 0,05 mm	D_{10} de 0,6 à 2 mm	D_{10} de 0,1 à 10 mm	D_{10} de 0,2 à 10 mm
Stabilité des matériaux utilisés	ND	Supposée	C_u trop élevé pour les critères courants	Matériaux stables et instables	Respect des critères usuels	Matériaux stables et instables
Mode de mise en place des échantillons	Id de 95%	Indice de densité de 95% à sec	Densité maximale à l'optimum proctor	Pulpe	Compaction saturée (80 - 100%)	Compaction à l'optimum proctor
Épaisseur des couches	7 cm	7,5 cm	15 cm	Fines Motte du diamètre du perméamètre	5 - 10 cm	Aussi pulpe 3 - 6 cm
Gradient hydraulique	NA	NA	8	Élevé plus de 50	Faible car sol très perméable	1000 - 2000
Collecte des particules	Utilisation de géotextile	Démontage et pesée	Papier filtre et granulométrie des couches	Fan	Dans un récipient	Observation visuelle
	Observation visuelle		Changement de perméabilité des couches			Déformation
	Démontage et pesée					Eau colorée
Charge	25 à 75 kpa, variation sinusoïdale (5Hz) de la charge dynamique	Changement dynamique	Pression effective maximale de 100 kpa. Saturation avec back pressure 500-1000 kPa	Charge axiale avec des ressorts, charge hydraulique constante	Pression d'eau descendante de 4 kg/cm ²	Pression d'eau croissante jusqu'à 6 kg/cm ²
Autres notes		Utilisation de géotextile	Vibration	Vibration à sec	Conditions très violentes	

Tableau 1.7 (suite) : Résumé des méthodologies de laboratoire tirées de la littérature

Référence	Kenney et al. 1985	Lafleur et al., 1989	De Pous, 1995	S.K. Bhatia et al., 1998	Swihart, 1998
Type de test et équipement	Stabilité interne Cellule à paroi rigide	Critère de filtre Perméamètre à paroi rigide	Suffusion Stabilité interne	Critère de filtre Cellule rigide	Renard autour d'un drain Drain perforé
Nature du matériau	Sable et gravier Naturel	Billes de verre	Moraine de LG4	Billes de verre colorées Sable et silt	Sable naturel d'un barrage
C_u	$C_u > 3$	C_u de 7 à 18	Variable	C_u de 1,1 à 31	C_u de 6
D_{10}	D_{10} de 0,5 à 1 mm	D_{10} de 0,2 à 0,4 mm		D_{10} de 0,005 à 0,92 mm	D_{10} de 0,32 mm
Stabilité des matériaux utilisés	Matériaux stables et instables	Matériaux stables et instables	NA	Matériaux stables et instables	NA Semble respecter les critères courants
Mode de mise en place des échantillons	Compacté à sec	Compacté à sec	10 couche à 85% de l'optimum	Pulpe	Grande échelle Compaction et moulage
Épaisseur des couches	86 cm	23 cm	34 cm	2 cm	30 cm
Gradient hydraulique	flux unitaire (cm/s), 0,3 - 1,3		8,5 à 10	2,5 à 15 sans changement brisque	95 litres/min
Collecte des particules	Filtre fin et pan	Granulométrie des couches	Surveiller charges hydrauliques Démontage et granulométrie	Géotextile et pan	Récupération dans le tuyau Tassement visible
Charge	Charge axiale avec des ressorts de 10 kPa	Saturation avec back pressure de 800 kPa.	600 kpa	NA	Charge statique correspondant à 1,5 m de sol
Autres notes	Vibration Présentation graphique intéressante	Densification pendant l'essai Instabilités pour indices de densité relative $I_d < 50$	Surveiller pression pour perte de l'isotropie par déplacement des fines	Test à grande échelle Drains perforations de 8-4 mm Suivi de colonnage ou remard	

Tableau 1.7 (suite et fin) : Résumé des méthodologies de laboratoire tirées de la littérature

Référence	Tomlinson et Vaid, 1999	Schmertmann, 2000	Eldridge et Gilmer, 2002	Indraratna, 2002	Lee, Park et Reddy, 2002
Type de test et équipement	Critère de filtre, érosion régressive Zone d'autofiltration Perméomètre à paroi rigide	Renard Rétrospective Cellule rigide	Critère de filtre Cylindre rigide Cellule rigide	Migration de particule Cellule rigide	Stabilité interne Critère de filtre Cellule rigide
Nature du matériau	Billes de verre	Differentiels stables	Matériel filtré utilisé dans un barrage	Sable fin uniforme	Sols résiduels granitiques
C_u	C_u de 1 à 2	C_u de 1 à 7	$C_u > 10$	C_u de 1,1 à 1,5	C_u de 15 à 70
D_{10}	D_{10} de 0,2 à 2 mm	D_{10} de 0,06 à 0,8 mm	D_{10} de 0,002 à 0,4 mm	$D_{10} > 2$ mm	D_{10} de 0,002 à 0,4 mm
Stabilité des matériaux utilisés	Respecte pratiquement tous les critères courants de la littérature utilisés	Matériaux stables et instables	Respecte les critères courants des auteurs	Valide le modèle des matériaux stables et instables	
Mode de mise en place des échantillons	Déposition sous eau	ND	À 95% de l'optimum	Filtre compacté	Pulpe
Épaisseur des couches	2 à 4 cm	ND	Épaisseur total 150 cm	ND	Aussi compaction humide 6 cm
Gradient hydraulique	2 à 50	Moins de 2	Élevé	10 à 60	20 à 40 litres/min
Collecte des particules	Pan au bas du montage Flux d'eau (perméabilité)	Observation de tunnel	Géotextile Granulométrie des couches	Turbidité des effluents	Turbidité des effluents
Charge	Tassement Pression de confinement verticale de 50 à 400 kpa	aucune	Pression hydraulique verticale croissante jusqu'à 630 kPa	Pression d'eau axiale variable	Surveillance de la perméabilité Pression d'eau axiale < 400 kPa
Autres notes	Effet d'épaisseur du filtre, du gradient, de la pression de confinement, de la granulométrie et de l'incrémantation de gradient	Essais horizontaux dans de grands bacs Temps non défini	< 250 kPa	Plusieurs méthodes d'analyse comparées	

1.6.1 – Types de tests

La section du tableau 1.7 qui concerne les types d'essais identifie les objectifs visés par les campagne d'essais. Plusieurs auteurs ont travaillé sur les critères de filtre. Ces essais visent à vérifier si un sol est capable de retenir les particules d'un autre sol à protéger. D'autres essais visent la caractérisation de la stabilité interne des sols. Les différents types d'instabilité interne comprennent la migration de particules, la suffosse (affaissement d'un matériau suite à une perte de particules), l'érosion régressive et le phénomène de renard. D'autres auteurs ont travaillé sur les conditions de stabilité de sols et de filtres dans un contexte de chargement dynamique et cyclique, représentant par exemple la circulation automobile ou l'action des vagues. Dans notre étude, c'est la migration de particules qui est étudiée. Les conditions de notre étude permettent également d'évaluer l'application des critères de filtre et de stabilité interne.

1.6.2 – Matériaux utilisés

Les propriétés des matériaux utilisés varient en fonction des objectifs des études. L'origine des matériaux, ainsi que certains indices de caractérisation granulométrique sont décrits ici.

Lorsque c'est possible, les chercheurs utilisent des billes de verre afin de limiter les facteurs intervenant dans les modèles. Les billes garantissent une densité et une minéralogie uniforme, une neutralité chimique et des grains arrondis. D'autres auteurs étudient des matériaux naturels, incluant l'argile, le silt, le sable et le gravier.

Les essais sont parfois effectués directement sur des matériaux qui doivent servir à la construction d'un filtre, d'une digue ou d'un barrage. D'autres auteurs enfin vont modifier des matériaux naturels soit en les mélangeant, soit en retirant une fraction granulométrique précise.

Les coefficients d'uniformité C_u des sols utilisés par les auteurs qui sont cités dans le tableau 1.7 varient de moins de 2 jusqu'à 360. Les valeurs de D_{10} des matériaux testés par les auteurs sont également mentionnées dans le tableau 1.7.

Le tableau 1.7 présente aussi les caractéristiques de stabilité interne des différents matériaux utilisés par les auteurs. Plusieurs utilisent des matériaux stables et des matériaux instables afin de définir des limites de stabilité. D'autres auteurs utilisent des matériaux stables sous certaines conditions ou en tout temps. Les critères présentés dans le tableau 1.6 permettent d'estimer si les matériaux utilisés sont stables. La plupart des essais qui visent à valider des critères de filtration utilisent des matériaux dont la stabilité interne a été démontrée, afin de limiter les perturbations à l'interface sol-filtre.

1.6.3 - Mise en place

La variété de types d'essais rend difficile la caractérisation des modes de mises en place des échantillons dans les appareils. Parmi les principales caractéristiques énoncées au tableau 1.7, il y a la teneur en eau ainsi que le mode et l'intensité de compaction.

La teneur en eau lors de la mise en place d'un essai varie de l'état sec à la déposition sous eau, en passant par le côté sec de l'optimum, l'optimum Proctor, le côté humide de l'optimum, l'état saturé puis finalement l'état de pulpe. Plusieurs auteurs favorisent une mise en place humide, du côté sec de l'optimum, pour limiter les risques de liquéfaction lors de la compaction. L'objectif est souvent de viser une densité correspondante à 95% de la densité maximale du sol ou de reproduire les conditions de compactage sur le chantier. D'autres études visent l'atteinte de la densité maximale des matériaux. Dans une étude visant à caractériser la ségrégation dans un échantillon lors de sa mise en place, Chapuis et al. (1996) stipulent que la mise en place à l'état sec d'un matériau entraîne presque automatiquement une ségrégation des particules. Dans le cas de mise en place humide d'un échantillon, la ségrégation peut être négligeable.

La densification des échantillons n'est pas effectuée dans les essais sur des pulpes. Dans pratiquement tous les autres cas, il devient nécessaire de compacter les matériaux. Certains auteurs appliquent des vibrations pendant le montage des échantillons.

1.6.4 - Conditions d'essai

Les conditions d'essai concernent principalement les gradients hydrauliques atteints pendant les essais, la contrainte appliquée sur l'échantillon et l'épaisseur des couches de sols de base et du filtre. Les conditions utilisées par les chercheurs varient beaucoup.

Les gradients hydrauliques utilisés par les différents auteurs sont souvent plus élevés que ceux anticipés sur le terrain. Ainsi, des gradients hydrauliques allant jusqu'à 2000 ont été utilisés par certains chercheurs. D'autres reproduisent des conditions semblables à celles présentes sur le terrain. À l'opposé, des gradients qui ne dépassent pas 2 sont parfois utilisés en laboratoire.

La charge appliquée est le chargement statique au haut de l'échantillon (contrainte axiale) pour assurer sa stabilité pendant l'utilisation de gradient ascendant. Des pressions de confinement peuvent également être appliquées (contraintes isotopes). Des charges allant jusqu'à 600 kPa ont été utilisées par certains auteurs. Plusieurs auteurs ne mentionnent pas cette valeur.

Les auteurs utilisent différentes épaisseurs de couches dans les essais de filtration. Il a été démontré que les filtres doivent avoir une épaisseur suffisante pour permettre la formation d'une zone de colmatage (Lafleur et al. 1989). Certaines études visent justement à déterminer cette épaisseur minimale de la zone filtre. L'épaisseur des filtres utilisés par les différents chercheurs dépend aussi de la taille de l'appareillage de laboratoire.

1.6.5 - Critères de contrôle

Les critères de contrôle permettent d'évaluer la valeur des paramètres à l'étude lors d'un programme expérimental. Les mesures prises pendant les différents essais décrits dans le tableau 1.7 dépendent des objectifs du programme. Des mesures peuvent être prises pour vérifier le niveau de consolidation, les modifications physico-chimiques, le tassement, la conductivité hydraulique, la pression interstitielle ou la ségrégation.

Afin de déterminer les caractéristiques et la quantité de particules pouvant passer au travers d'un filtre ou pouvant migrer hors d'un sol, plusieurs auteurs utilisent un système de collecte des eaux à la sortie des échantillons. Il est ainsi possible de collecter les particules et de déterminer leur masse et leur distribution granulométrique. Un autre système consiste à utiliser un géotextile au bas de l'échantillon pour empêcher la sortie des particules hors de l'appareillage. Ce géotextile peut être analysé après les essais. Une fois l'essai terminé, l'échantillon est alors démonté couche par couche et la granulométrie de chacune est déterminée par la suite. Il est alors possible de suivre l'évolution granulométrique à l'intérieur d'un sol ou d'un filtre.

Une méthode d'observation indirecte de la migration de particules est le suivi des pressions interstitielles à plusieurs endroits dans l'échantillon. Il est alors possible de déterminer les gradients hydrauliques locaux et ainsi les conductivités hydrauliques (voir équation 1.1). Des observations visuelles ou mesurées sont aussi des indices indirects de la migration de particules. Il est possible d'analyser la turbidité des effluents de l'essai afin d'observer la présence de particules éjectées de l'échantillon. Il est parfois possible d'observer directement la formation de tunnels de renard ou de chemins d'écoulement préférentiels. Une perte importante de particules fines peut aussi occasionner des tassements importants dans les échantillons.

1.7 - Les essais de migration de particules

Dans cette section, plusieurs aspects sont revus plus en détails. La plupart ont déjà été présentés dans le tableau 1.7. Ces études présentent des particularités qui peuvent être intéressantes dans le cadre de notre étude sur la migration des particules.

1.7.1 - Mise en place

Stone et al. (1994) proposent un essai de laboratoire qui permet de reproduire le comportement de consolidation de rejets miniers déposés par cyclonage sur 10 à 20 ans en seulement quelques heures. La méthode centrifuge donne des résultats valables lorsque l'accélération adéquate est choisie. Les procédures de montage du spécimen représentent les conditions réelles, avec la déposition de couches successives suivie de leur consolidation. Il est possible d'observer une ségrégation de la fraction grossière à la base de chaque couche déposée. Cette ségrégation est représentative des conditions de terrain. Le test de centrifugation a été mis au point pour modéliser différents événements. Il nécessite toutefois des moyens considérables.

Qiu et Sego (1998b) décrivent des procédures de laboratoire qui permettent de définir les propriétés des rejets miniers. La méthode de mise en place et de saturation des échantillons que ces auteurs présentent est intéressante. Les rejets sont d'abord mélangés à l'eau du site en quantité suffisante pour assurer la saturation complète. L'échantillon doit ensuite reposer plusieurs heures sur une table vibrante. Avant la mise en place dans un perméamètre à parois rigides, l'échantillon est mélangé, puis installé sur la table vibrante sous une succion de 60 kPa pendant 2 heures. Le transfert de l'échantillon dans le perméamètre doit idéalement se faire sous vide en mélangeant bien l'échantillon pour éviter la ségrégation.

Deux méthodes de mise en place des échantillons sont comparées dans une étude pour évaluer le potentiel de liquéfaction de sables silteux (Hossain, 2002), par compaction humide et par le procédé de pluviation. La pluviation consiste à verser l'échantillon sursaturé en eau et de permettre la décantation. Dans chaque couche

obtenue par pluviation, les auteurs ont observé un classement granulométrique, allant du sable à la base au silt en surface. La méthode de sédimentation utilisée permet un temps de dépôt suffisamment long et chaque couche a le temps de bien se déposer.

1.7.2 – Conditions d'essais et équipement

Kenney et al. (1985) ont voulu déterminer la taille de la plus grosse particule (D_c) pouvant être transportée dans des filtres de différentes épaisseurs. La méthode de laboratoire utilisée est la mise en place dans un perméamètre à parois rigides d'un filtre très dense soumis à des gradients et à des vélocities élevées. Des vibrations ont été appliquées pour favoriser le mouvement des particules. Une contrainte verticale est appliquée par des ressorts pour la conservation du réseau de pores. Le schéma du montage utilisé est présenté à la figure 1.6. Ce montage inclut une plaque perforée à la base du matériau filtre. Le filtre risque d'être affecté par la présence de cette plaque. Le montage prévoit une épaisseur de filtre suffisante pour éviter que la plaque perforée n'affecte la qualité du filtre.

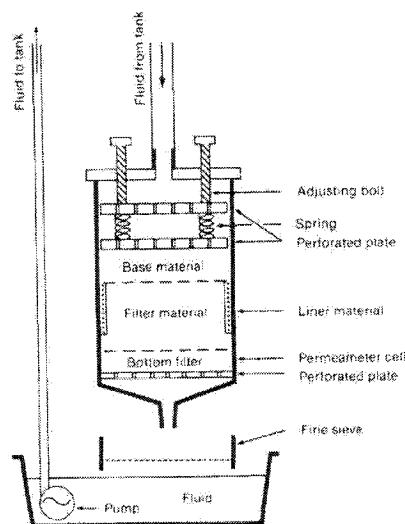


Figure 1.6 : Schéma d'un montage d'essai d'érosion (Kenney et al. 1985)

Des essais avec des couches denses superposées ont été menés, puis d'autres avec un filtre mince et une pulpe. Les auteurs ont utilisé des particules de sol de plus en plus grossières jusqu'au blocage complet des particules par le filtre. Après l'essai, la

granulométrie de chaque couche a été déterminée. Les particules qui ont migré à l'extérieur du filtre ont été récupérées, puis pesées à sec. Les particules éjectées ont été tamisées pour en identifier la granulométrie.

Selon Kenney et Lau (1985), les vibrations ont un rôle prépondérant dans le déplacement des particules. L'ajout de cet aspect aux protocoles expérimentaux est complexe à quantifier. Les vibrations devraient être utilisées seulement si les conditions de terrain l'exigent.

Lafleur et al. (1989) ont étudié le mouvement des particules dans un matériau artificiel composé de billes de verre de tailles sélectionnées. Les auteurs supposent que le tassement provient uniquement de la perte en particules car le sol est mis en place à l'état le plus dense. Des gradients d'une valeur de 8 ont été utilisés. Le schéma du montage est présenté à la figure 1.7. L'échantillon est monté dans un perméamètre à parois rigides. Le montage repose sur un tamis et il permet la collecte des particules éjectées de l'échantillon. Quatre piézomètres sont connectés à l'échantillon. Les embouchures des piézomètres sont situées à l'intérieur de différentes couches de matériau.

Le démontage de l'échantillon après l'essai est effectué couche par couche (figure 1.6) et la granulométrie de chacune est évaluée. Des billes de verre aux propriétés connues ont été utilisées pour limiter le nombre de paramètres intervenant. Une pierre poreuse est utilisée comme filtre. La ségrégation lors de la mise en place a été limitée en mouillant au préalable les particules. La qualité et la quantité des particules migrées sont principalement caractérisées par comparaison granulométrique avant et après l'essai. La variation de la conductivité hydraulique de l'échantillon a toutefois été mesurée afin de mieux caractériser l'évolution de la migration des particules.

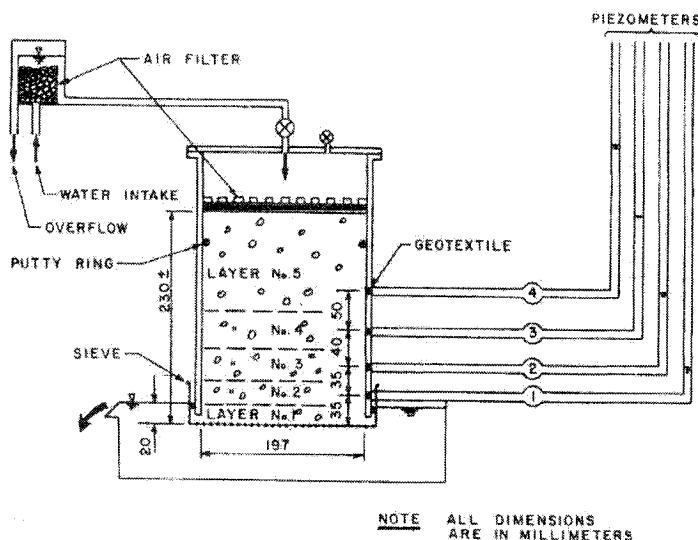


Figure 1.7 : Schéma d'un montage d'essai d'érosion (Lafleur et al. 1989)

Les résultats de Lafleur et al. (1989) indiquent que la première couche au bas de l'échantillon est plus perméable que les autres après l'essai (voir la figure 1.7). Avec la migration des particules fines vers les couches du bas, il est courant que la 4^e ou 5^e couche soit plus perméable que la 2^e ou 3^e. Dans tous les cas, une perte des particules fines à l'interface du filtre et du sol est inévitable.

Les essais de Lafleur et al. (1989) sont assez similaires à ceux effectués dans le cadre de la présente étude. Par contre, les matériaux qui seront utilisés ici auront une plus forte teneur en particules fines, ce qui pourrait d'une part limiter la mobilité des particules plus grossières, et d'autre part empêcher le diagnostic de migration de particules très fines par manque de sensibilité des appareils de mesure de granulométrie. Les procédures de laboratoire proposées par Lafleur et al. (1984 et 1989) serviront à l'élaboration du protocole expérimental (voir chapitre 2).

Une autre étude, dont l'objectif était d'observer l'apparition de conduits associés au phénomène de renard, a été faite par Tomlinson et Vaid (2000). L'appareillage de laboratoire présenté à la figure 1.8 permet le suivi constant de la pression de

confinement, du tassement, du gradient hydraulique et de la perte en eau et en particules fines. Le montage ne permet toutefois pas d'évaluer les pressions hydrauliques à différents points de l'échantillon. Les auteurs précisent que l'écoulement se fait vers le bas, afin que la gravité puisse augmenter le potentiel de mouvement des particules.

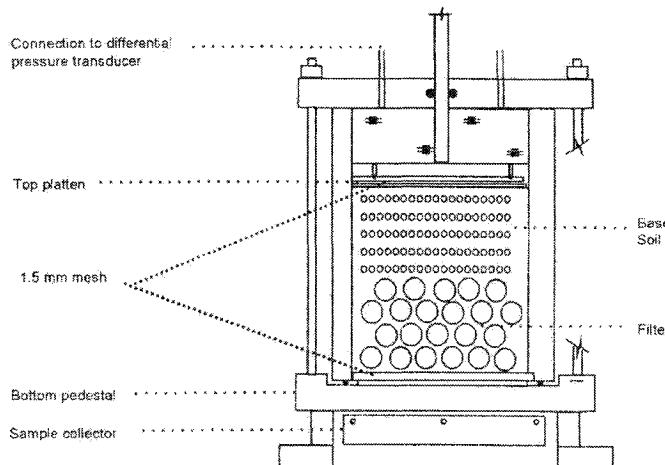


Figure 1.8 : Schéma d'un montage d'essai d'érosion (Tomlinson et Vaid, 2000)

Reddi et al. (2000) proposent une méthodologie de laboratoire intéressante pour étudier l'influence des paramètres gouvernant le colmatage des filtres. Un sol sableux est utilisé et le calfeutrage de ce filtre par de la kaolinite et par du polystyrène est étudié. La kaolinite était composée de petites particules et le polystyrène de particules de toutes tailles. Une solution de particules est pompée à débits contrôlés dans les échantillons de matériaux filtrants.

La conductivité hydraulique initiale du matériau est de 3×10^{-2} à 4×10^{-2} cm/s. Dans ces essais, la conductivité hydraulique est réduite d'un ordre de grandeur après la circulation d'une quantité d'eau équivalente à 450 volumes des pores. Même si la kaolinite est plus fine, des amas de particules ont tout de même pu bloquer les pores rapidement, ce qui a causé une diminution presque aussi grande de la conductivité hydraulique qu'avec le polystyrène, composé de particules plus grossières.

Foster et Fell (2001) ont évalué si un filtre peut prévenir une fuite concentrée et combien de matériau érodé est nécessaire pour procéder au colmatage. Les sols étudiés sont naturels ou pris de barrages existants. Les particules érodées sont plus petites que le $0,11D_{15}$ du filtre dans une proportion de 97% à 99%. L'étude confirme que des filtres uniformes grossiers ne sont pas efficaces sans une interface d'auto-filtration. Les filtres gradués avec beaucoup de particules fines sont inefficaces et ils vont se colmater rapidement. Les auteurs ont identifié le seuil où il y a auto-scellement d'un filtre, mais après des pertes de particules excessives. La marge n'est pas loin entre ces cas et la formation de tunnel menant à la rupture. La figure 1.9 présente des résultats des essais de Foster et Fell (2001). Cette figure indique qu'une augmentation de la quantité de particules de taille inférieure à $75\mu\text{m}$ conduit à une diminution de la valeur du facteur granulométrique D_{15}/d_{85} (ou D_{F15}/D_{B85} pour le matériau filtre et le matériau de base).

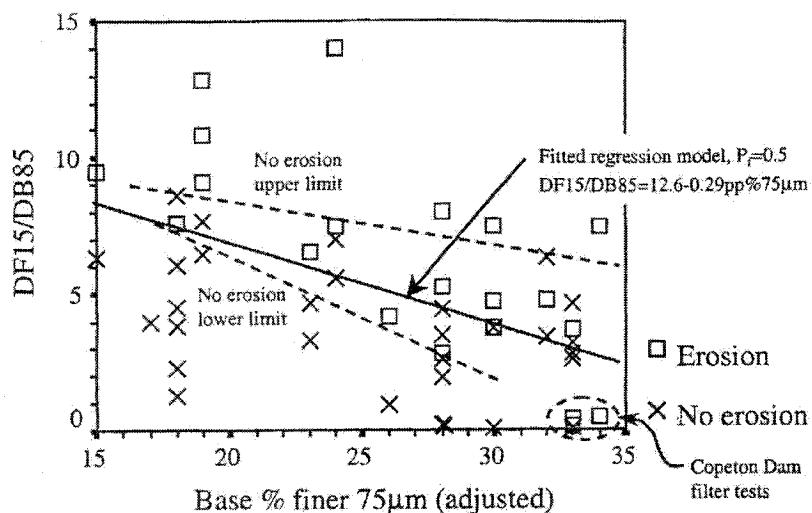


Figure 1.9 : Résultats d'essai d'érosion en fonction de la granulométrie du matériau de base et du matériau filtre (Forster et Fell, 2001)

Une autre étude de laboratoire sur les critères de filtre a été effectuée par Lee et al. (2002) à l'aide de trois types d'essais : des essais sur des sols seuls, sur des sols protégés par des filtres, et sur des filtres avec des pulpes. Des transmetteurs de pression ont permis de mesurer la distribution des pressions dans le filtre et dans le

sol. Les résultats indiquent qu'il y a eu une augmentation de la pression dans le filtre par l'accumulation de particules au cours de l'expérience, ainsi qu'une baisse de la conductivité hydraulique associée, d'environ un ordre de magnitude. Les auteurs ne précisent pas la valeur initiale de la conductivité hydraulique. L'ajout du filtre réduit énormément la vitesse de sortie des particules, mais ne l'empêche pas totalement.

Eldridge et Gilmer (2002) ont effectué en laboratoire des essais de migration de particules à grande échelle. Une pression de 1000 kPa est imposée à un échantillon bicouche de 45 cm de diamètre et de 1,5 m de hauteur. Une bande de caoutchouc permet d'éviter les écoulements préférentiels le long des parois. L'échantillon est à l'état le plus dense et la saturation est effectuée par le bas, sous un gradient très faible. L'échantillon a été démonté en plusieurs couches après l'essai. Les courbes granulométriques de chaque couche sont pratiquement identiques. Aucune taille de particules n'a migré dans l'échantillon, ce qui confirme qu'il s'agit d'un filtre adéquat. Un montage à une échelle aussi grande nécessite toutefois des moyens et des délais considérables.

Certaines particularités des essais de laboratoire sont soulevées par Orense et al. (2003). Selon ces auteurs, la variation dans les mesures des déformations tout au long de l'échantillon peut être causée par la friction entre les extrémités de l'échantillon et les parties fixes de l'appareil. Les lubrifiants peuvent toutefois perturber les écoulements d'une façon difficilement prédictible. Cette situation s'amplifie si l'échantillon est sujet à la compression ou à la compaction.

Wan et Fell (2004) résument ces différents types d'essais. Ces auteurs ont effectué des essais sur des échantillons avec des défauts majeurs, comme des trous ou des fissures, dès le début de l'essai. Une de leur conclusion est qu'en présence de défauts, les sols pulvérulents et non plastiques vont s'éroder relativement rapidement. Le processus est plus lent dans le cas des sols plastiques.

1.7.3 – Hypothèses usuelles

La qualité des matériaux testés et leur représentativité sont des éléments clés des études de laboratoire. Il est difficile de reproduire les conditions réelles du terrain. Certaines simplifications sont nécessaires à une interprétation adéquate des résultats.

Les hypothèses suivantes sont courantes. Il est considéré que le vieillissement des matériaux par dessiccation et par densification améliore leurs caractéristiques mécaniques et hydrogéologiques. Il est alors conservateur d'effectuer des essais sur des matériaux remaniés, puisque leurs propriétés mécaniques devraient être plus faibles. Une grande variation entre le laboratoire et le terrain peut toutefois être causée par l'hétérogénéité des matériaux sur le terrain et la ségrégation lors de la mise en place en laboratoire.

La saturation complète est considérée comme le cas le plus défavorable. Même en condition de fonctionnement non saturée sur le terrain, les essais devraient être effectués en condition saturée (Schmertmann, 2000). Chapuis et al. (1989) proposent une méthode simple pour déterminer le degré de saturation dans un échantillon de laboratoire dans un perméamètre à parois rigides. Il s'agit d'une méthode précise qui se base sur une série de masses mesurées avant, pendant et après le montage et la saturation de l'échantillon. L'équation 1.18 est proposée pour la détermination du degré de saturation :

$$S_r = \frac{M_{tot} - M_e + V\rho_w - M_s}{V\rho_w - (M_s / G_s)} \quad (1.18)$$

M_{tot} , M_e et M_s sont respectivement la masse totale saturée, la masse du montage rempli d'eau, et la masse de sol sec de l'échantillon. V est le volume de l'échantillon et ρ_w représente la densité de l'eau. G_s est la densité spécifique des grains solides. Le contrôle du degré de saturation est important dans notre étude.

1.8 - Modélisation et simulation

La modélisation peut être utilisée pour évaluer les propriétés des matériaux, les paramètres d'écoulement, les critères de construction ou pour effectuer les analyses de stabilité. Différentes théories et différents ensembles d'équations mathématiques sont utilisés pour prédire le comportement d'un sol en fonction de divers paramètres. Ces prédictions peuvent s'effectuer de façon analytique ou au moyen de simulations numériques.

Des outils de prédiction puissants utilisent des modèles mathématiques étoffés et reconnus. Dans certains cas, comme pour les écoulements non saturés, les modèles de comportement sont relativement récents et la réalisation de simulations adéquates peut s'avérer difficile. Les théories qui traitent de l'effet des forces de confinement et autres phénomènes mécaniques et hydrologiques en milieu non saturé sont également récentes et en continue évolution.

1.8.1 – Exemples d'utilisation de modèles et de simulations

L'utilisation des logiciels de modélisation numérique peut être nécessaire dans toutes les étapes de conception, de construction et de suivi d'un ouvrage de rétention de rejets miniers. Les modèles d'intérêt pour notre étude sont principalement ceux ayant trait à la conductivité hydraulique d'un matériau ou d'un empilement de matériaux, ainsi que les modèles de migration de particules et de colmatage.

Reddi et al (2000) énoncent différents modèles de colmatage des filtres par des particules : ceux de nature empirique, par analyses de trajectoire, par le principe de naissance et de mort de particules libres, ou par analyse d'un réseau de pores. Dans leur propre modèle, la réduction de conductivité hydraulique a été approchée par le taux de déposition des particules. Les résultats numériques de Reddi et al. (2000) montrent que 5% de particules argileuses floculées peut gouverner la réduction de conductivité hydraulique dans un filtre. Le colmatage d'un filtre par des particules fines peut favoriser la déposition de particules plus grosses.

Le modèle de Hachich et Abrão (2003) est utile à la compréhension des phénomènes hydrogéologiques présents dans les parcs à rejets miniers. Ces auteurs ont étudié les répercussions de la ségrégation, de l'hétérogénéité et de la consolidation des rejets miniers sur les conditions hydrauliques dans les parcs qui utilisent la méthode de construction de digues en amont. Une méthode d'analyse numérique par éléments finis est utilisée par ces auteurs et des digues hypothétiques sont simulées. Un cas de dépôt isotrope et homogène sert de comparaison pour étudier les effets des variables. L'anisotropie du dépôt est simulée avec des rapports de conductivité hydraulique k_h/k_v de 2, 5 et 10 (Hachich et Abrão, 2003). Les plus hauts rapports d'anisotropie entraînent des surfaces phréatiques plus plates et plus proches de la digue de départ. Le débit sortant de la digue est également plus élevé pour les anisotropies plus fortes.

La ségrégation longitudinale est étudiée avec une série de dix tranches parallèles de conductivité hydraulique croissante du centre du dépôt vers la base de la digue. Des rapports de k_{max}/k_{min} de 10 à 100 ont été simulés. La ségrégation n'a pas un effet important sur la position de la nappe phréatique, mais peut influencer les débits d'eau sortante.

Pour étudier la consolidation, les écoulements sont simulés dans un dépôt composé de cinq couches subhorizontales de conductivité hydraulique décroissante avec la profondeur. Des rapports de $k_{surface}/k_{base}$ de 10 à 100 ont été utilisés. Des conductivités hydrauliques réduites à la base d'un dépôt vont réduire les débits sortants, mais vont fortement pousser la surface phréatique vers le haut et vers l'aval. La surface phréatique peut éventuellement atteindre la pente. Le modèle de Hachich et Abrão (2003) permet de prédire les conséquences des variations locales ou globales des propriétés des matériaux sur les écoulements.

1.8.2 - La précision numérique d'un modèle ou d'une simulation

Certaines vérifications simples peuvent être conduites pour s'assurer la cohérence des résultats. Il est important de s'assurer que le code utilise bien toutes les équations appropriées, les résout correctement et donne des prédictions fiables. Chapuis et al.

(2001) ont décrit une approche qui peut être suivie par un utilisateur pour évaluer la validité des résultats numériques d'écoulements souterrains, pour des écoulements en régime permanent et transitoire, en 1D, 2D et 3D, et pour les conditions saturées et non saturées.

Les critères consistent en une série de problèmes simples dont les résultats analytiques sont comparés aux résultats numériques. Les deux principales mises en garde de ces auteurs sont liées aux problèmes de convergence et à la faiblesse de la formulation mathématique des logiciels concernant certains phénomènes.

1.8.3 - Hypothèses simplificatrices

Des hypothèses et des simplifications doivent être faites dans les modélisations numériques comme dans les modèles mathématiques et les essais de laboratoire. Par exemple, l'angularité des particules, qui diminue la conductivité par rapport à des particules sphériques, est un critère rarement incorporé aux modèles. Les sols aux distributions granulométriques bimodales sont aussi problématiques et des modèles spécifiques doivent être développés pour représenter leur comportement.

Les modèles considèrent souvent la porosité comme une constante, alors que la distribution de porosité (DP) peut varier pendant les essais. Les différentes méthodes de compaction, l'effet d'hystérésis, la compressibilité sous diverses succions, l'historique des contraintes et la présence de particules très grossières sont des éléments rarement intégrés aux modèles. De même, l'addition de facteurs physico-chimiques dans un modèle est une étape importante.

Dans les études sur le phénomène de renard, la perte de charge dans le tunnel est souvent considérée nulle. Il y a des cas où cette situation est vérifiée, mais plusieurs facteurs peuvent intervenir dans les réseaux d'écoulement et y provoquer des pertes de charge non négligeables. Dans le cas d'une colonne en laboratoire, la création d'un chemin d'écoulement préférentiel ne signifie pas que la perte de charge y sera nulle.

Ce bref aperçu permet de considérer la complexité des modélisations analytiques et des simulations numériques de phénomènes géotechniques et hydrogéologiques dans un contexte de stockage de rejets miniers. Plusieurs paramètres influencent les comportements des sols. Aucun modèle numérique ni aucun essai expérimental ne peut considérer et intégrer tous ces facteurs.

Chapitre 2 - Procédures de laboratoire

2.1 - Choix des matériaux

2.1.1 - Critères de sélection des matériaux

Les matériaux qui servent aux essais sont choisis en fonction de leur ressemblance avec les rejets miniers à l'égard des propriétés à l'étude dans ce projet. Les principales propriétés des rejets miniers ont été décrites dans la revue de littérature (voir la section 1.2.2). Des matériaux naturels ou industriels ont été favorisés plutôt que des rejets miniers afin de s'assurer que les matériaux ne sont pas chimiquement réactifs et afin d'améliorer l'homogénéité et le contrôle des propriétés des matériaux utilisés.

Un critère important est la distribution granulométrique des rejets. La taille des particules gouverne en partie les propriétés hydrogéologiques de ces matériaux telles que la rétention capillaire et la conductivité hydraulique. La forme de la courbe granulométrique permet également d'estimer si le sol est sujet à l'érosion interne, soit au déplacement de ses propres particules sous l'effet des forces d'écoulement de l'eau au travers les rejets. L'effet de la stratification des résidus est aussi évalué dans la présente étude. Une anisotropie de la conductivité hydraulique résulte sur le terrain de la stratification produite par un empilement de couche de granulométries différentes.

Les grains des rejets de concentrateur sont anguleux. Afin de présenter des caractéristiques hydrauliques semblables à celles présentes sur le terrain, les matériaux utilisés en laboratoire doivent avoir des grains anguleux. Des matériaux broyés sont utilisés. Les matériaux artificiels sont plus uniformes et ils ne sont pas chimiquement réactifs.

L'effet de la consolidation des échantillons sur les résultats est considéré indirectement par le biais de l'indice des vides. Les propriétés de consolidation ne

sont pas nécessairement fidèles aux conditions de terrain. Les échantillons ne subiront pas de période de consolidation et cette propriété ne sera pas étudiée ou mesurée directement au cours des essais.

Certains rejets miniers réagissent à l'eau et/ou à l'oxygène et peuvent dégager des effluents qui ont une composition chimique qui évolue dans le temps. Cette réactivité génère des effets perturbants que l'on souhaite éviter. Afin de limiter les facteurs qui peuvent influencer les essais, les rejets utilisés devront être inactifs chimiquement, pour empêcher des phénomènes tels que la formation de DMA, la cimentation des grains ou la précipitation dans les réseaux de pores. À cette fin, des particules de quartz sont utilisées.

Sur le terrain, la densité des résidus D_r varie de 2,6 à 4, et parfois plus par endroit, principalement dans les mines de minéraux sulfureux. Cette particularité des rejets miniers ne sera pas considérée pour les matériaux utilisés en laboratoire.

2.1.2 - Matériaux sélectionnés

Plusieurs matériaux ont été analysés avant de faire le choix. Deux matériaux qui répondent bien aux critères de neutralité chimique et d'angularité ont été sélectionnés : le sable silteux de la mine Sigma, ainsi que les sols broyés de la carrière Laurentienne. Le résidu de la mine Sigma est un peu réactif à l'oxygène, mais ce facteur est négligeable à l'échelle de temps des essais, du moins pour des conditions saturées.

Ces deux matériaux ont des granulométries susceptibles d'en faire des matériaux représentatifs de la fraction grossière des rejets, quoique le sable Laurentien doive subir préalablement un tamisage à sec. Le sol représentant la fraction fine s'est avéré plus difficile à reproduire.

Les rejets de la mine Sigma sont des matériaux bien adaptés à l'étude pour la forme des particules et leur faible réactivité chimique. Ce matériau est relativement

grossier, mais en enlevant la fraction plus grosse que 80 microns, il est possible d'obtenir un silt correspondant très bien à la courbe granulométrique recherchée pour le matériau fin. Par contre, une grande quantité de ce matériau est nécessaire. Le procédé de tamisage à l'eau a été utilisé pour produire une masse sèche d'environ 5 kg de rejets fins. L'opération a nécessité plus d'une journée et une grande quantité d'eau. Ce matériau n'a pas été utilisé à cause de l'ampleur des manipulations nécessaires à sa production.

Après avoir discuté avec le personnel de la Chaire travaillant à l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, une farine de silice produite industriellement a été retenue et testée pour comparer ses propriétés avec celle des rejets de concentrateur. La farine de silice est produite par broyage et les grains sont anguleux et non réactifs. Elle a été commandée à une firme spécialisée en production de silice sous diverses formes pour différentes utilisations industrielles. L'observation au binoculaire par l'auteur indique que les grains sont de forme anguleuse.

2.2 – Caractérisation des matériaux

Les matériaux utilisés en laboratoire pour les essais de migration de particules ont d'abord été caractérisés. Un des principaux paramètres étudiés est la granulométrie des matériaux. La détermination de la granulométrie des matériaux de broyage et de concassage de la carrière Laurentienne a été effectuée sur des échantillons qui avaient été préalablement tamisés sur le tamis de 630 microns afin d'enlever les particules millimétriques. Cette étape est relativement rapide, mais plus de la moitié de la masse du sol est perdue lors de cette étape.

Les granulométries du sable de la carrière Laurentienne, des rejets de la mine Sigma et de la farine de silice ont été déterminées par tamisage et sédimentométrie selon la norme ASTM D422. Les courbes granulométriques des rejets de la mine Sigma et de la farine de silice sont très semblables. Les deux matériaux possèdent des caractéristiques propices pour des essais de migration de particules. La farine de silice a été sélectionnée pour représenter le matériau à granulométrie fine.

Le sable Laurentien a une granulométrie jugée un peu trop grossière (voir la figure 2.1). Des simulations avec un chiffrier ont montré que le mélange du sable de la carrière Laurentienne avec la farine de silice, dans une proportion égale (50/50), permet d'obtenir un matériau de granulométrie comparable à celle du matériau grossier souhaité (voir la figure 1.2) pour les essais de migration de particules.

Les granulométries cibles présentées à la figure 1.2 ne représentent pas les fractions fines et grossières d'un même matériau, mais plutôt les granulométries typiques de rejets de différentes exploitations. En utilisant ces courbes comme cible, on obtient un matériau fin et un matériau grossier qui, une fois mélangés en proportions égales, donnent encore une courbe granulométrique représentative des rejets miniers moyens. C'est pourquoi ces courbes ont été choisies comme cibles pour les matériaux utilisés dans les essais.

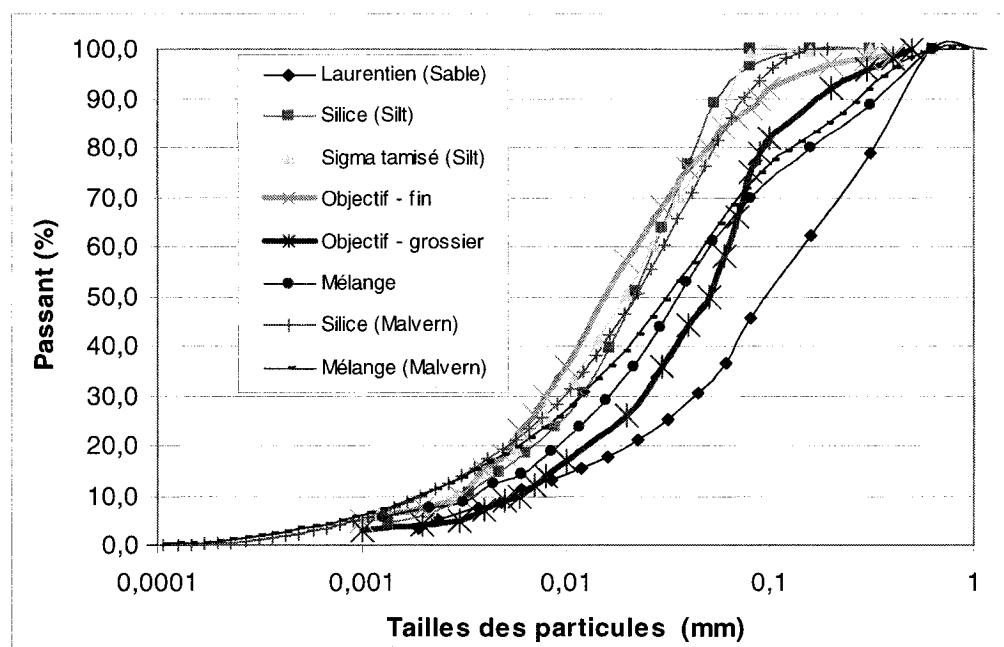


Figure 2.1 : Courbes granulométriques du mélange et des matériaux comparés avec les autres matériaux et les granulométries visées par les objectifs du projet

2.2.1 – Préparation des matériaux

Un mélange de deux matériaux différents a été effectué afin d'obtenir la granulométrie des rejets miniers. Il est important que la méthodologie de mélange de ces deux sols soit bien établie et documentée, afin de s'assurer de l'homogénéité du matériau produit et de la reproductibilité de la méthode de mélange.

Un matériau relativement grossier est créé en mélangeant le sable de la carrière Laurentienne et la farine de silice. Comme la farine de silice sera également utilisée pour représenter la fraction fine du résidu, il sera plus difficile de constater la migration de particules d'une couche fine dans une couche plus grossière mais contenant le même matériau fin. C'est pourquoi la quantité de farine de silice et sa répartition dans le mélange avec le sable Laurentien doivent être bien contrôlées.

Le mélange en proportion égale du sable de la carrière Laurentienne et de la farine de silice devrait donner un matériau ayant la granulométrie du matériau grossier ciblé pour la réalisation des essais (voir la figure 2.1). Cette hypothèse est faite en supposant une densité des grains solides semblable pour les deux matériaux du mélange, ce qui n'est pas le cas (voir le tableau 2.1). Cette différence a toutefois été jugée négligeable et le mélange a été effectué avec une masse égale des deux matériaux.

Plusieurs méthodes de mélange ont été évaluées. Un mélange a été fait en mettant les deux matériaux secs dans un contenant et en brassant le tout manuellement avec une cuillère. D'autres échantillons ont été humidifiés à une teneur en eau d'environ 10%. Ils ont été malaxés mécaniquement au moyen d'une truelle pendant deux minutes. La granulométrie du matériau a été mesurée. D'autres mélanges ont été effectués avec une masse maximale de 1 kilogramme de chaque matériau sec. Dans un petit contenant bien fermé, le mélange des matériaux a été brassé à la main vigoureusement pendant deux minutes. La petite quantité de sol permet d'effectuer cette manipulation sans trop d'effort.

Les résultats des essais granulométriques indiquent que le mélange de petites quantités de matériau sec est préférable pour obtenir une homogénéité suffisante au déroulement et à l'interprétation des essais de migration de particules. La procédure retenue pour l'ensemble des essais implique le mélange de 1 kg de chacun des matériaux dans un petit contenant en utilisant les matériaux à l'état sec. Le mélange est ensuite brassé dans le contenant fermé pendant deux minutes.

La figure 2.1 présente l'ensemble des courbes granulométriques qui ont été déterminées en laboratoire. Ces courbes sont comparées aux courbes médianes des fuseaux présentés à la figure 1.5. Il est possible d'observer que le mélange de la silice avec le sable de la carrière Laurentienne permet d'obtenir un matériau grossier correspondant aux objectifs du projet. Pour le matériau fin, les rejets de la mine Sigma ont une granulométrie semblable à celle recherchée. La farine de silice a une granulométrie légèrement plus grossière, mais l'obtention de ce matériau ne nécessite pas de modification ni de manipulation en laboratoire.

2.2.2 – Essais de caractérisation

La farine de silice, le sable Laurentien et le mélange des deux matériaux doivent être caractérisés. La granulométrie, la densité et la conductivité hydraulique des sols sont des propriétés étudiées dans le cadre de cette étude. D'autres propriétés sont également définies afin d'expliquer certains comportements des échantillons pendant les essais. C'est le cas notamment des limites de consistance (voir la section 2.2.5) et de la surface spécifique.

La granulométrie est une propriété qui a été étudiée avec soin. Dans certains cas, jusqu'à quatre échantillons d'un même sol ont été caractérisés afin de vérifier la répétitivité des résultats. Il est bon de rappeler que des caractérisations granulométriques seront effectuées avant et après chaque essai d'érosion, selon la norme ASTM D422, afin de diagnostiquer le transport de particules. Toutefois, cette méthode est peu précise pour les particules très fines.

La connaissance de la proportion de la fraction très fine de la courbe granulométrique permet de définir avec une meilleure précision la valeur de la surface spécifique du matériau. Cette propriété est en grande partie reliée à la taille des particules les plus fines (Chapuis et Légaré, 1992).

La densité des grains solides a été déterminée en laboratoire pour le sable de carrière Laurentienne, pour la silice et pour le mélange des deux matériaux. Les caractéristiques de compaction ont également été étudiées en laboratoire. La teneur en eau optimale, la densité sèche et humide maximale ont ainsi été déterminées par les essais de compaction Proctor Modifiée, selon la norme ASTM D1557.

Les limites de plasticité et de liquidité des matériaux de laboratoire ont été déterminées par la méthode de Casagrande selon la norme ASTM D2434. La densité sèche des matériaux a été déterminée au moyen d'essais réalisés selon la norme ASTM D854. L'indice des vides maximal a été déterminé en suivant la norme ASTM D4254.

Les teneurs en eau ont été déterminées selon la norme ASTM D2216. La préparation des échantillons humides a été réalisée selon la norme ASTM D2217. Les essais de détermination de la conductivité hydraulique sous charge constante sont décrits dans la norme ASTM D2434. La détermination de la conductivité hydraulique sous charge variable a été effectuée en suivant un protocole d'essai dont la version définitive est en cours de rédaction au laboratoire. Des normes déjà existantes servent de base à la rédaction de ce nouveau protocole (voir l'Annexe A1.2).

2.2.3 – Essais sur la silice

La manipulation de la farine de silice impose plusieurs précautions. D'abord, la farine de silice contient des particules microscopiques et la poussière de cette farine est très mobile. Les opérations doivent être effectuées sous une hotte lorsque la farine de silice est manipulée à l'état sec. L'utilisation de masque et le travail dans un environnement ventilé sont conseillés.

À l'état sec, la farine de silice se comporte pratiquement comme une poudre, rendant la mise en place dans un état stable difficile. La mise en place de la farine de silice dans le perméamètre a été effectuée avec une teneur en eau d'environ 10% dans un premier temps. L'humidification de la silice a été faite en ajoutant l'eau à une quantité pesée de silice. Le matériau mouillé a été laissé au repos dans un sac, isolé de l'air, pendant environ 48 heures afin de permettre à l'humidité de se répartir uniformément dans le matériau. Le matériau a ensuite été densifié dans un perméamètre à parois rigides en procédant par couches d'environ 1 cm.

Une teneur en eau de 10% ne représente pas l'optimum Proctor de la farine de silice. Le matériau n'a donc pas été mis en place dans son état le plus compact. Cette situation est souhaitée puisque la plupart des essais d'érosion doivent avoir lieu avec des indices de densité faibles, représentatifs des conditions de terrain.

Deux perméamètres ont été montés pour évaluer la répétitivité des résultats. Un essai de conductivité hydraulique sous charge variable, puis un essai à charge constante puis ensuite un second essai à charge variable ont été effectués sur chacun des deux échantillons de farine de silice.

Lors de la mise sous vide du premier échantillon, le soulèvement d'une partie de l'échantillon de silice a été observé. La fissuration a eu lieu entre deux couches compactées. Pour éviter que certaines couches se soulèvent lors de la mise sous vide ou lors des essais, une contrainte plus élevée a été imposée sur l'échantillon par l'utilisation de ressorts plus longs et plus rigides.

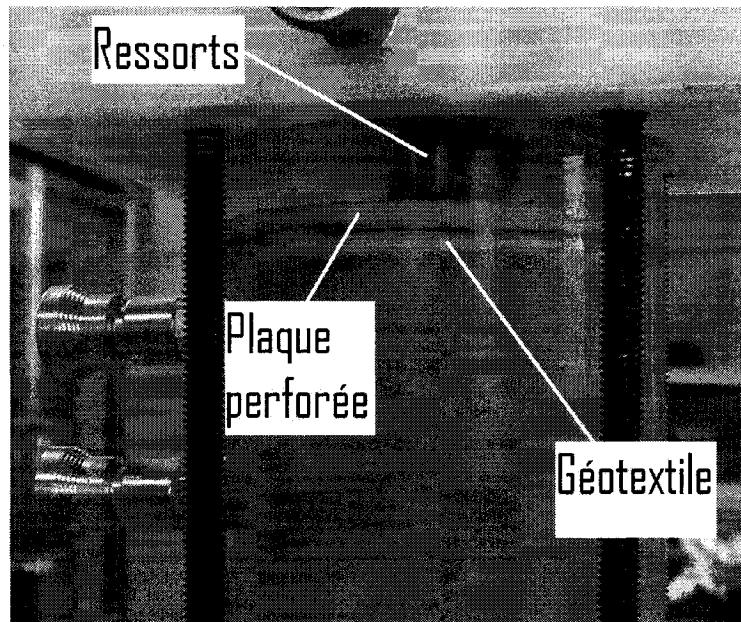


Figure 2.2 : Photo de la partie supérieure d'un montage utilisant un géotextile d'une épaisseur comprimée d'environ 5 mm

Dans les premiers essais de conductivité hydraulique à charge constante effectués sur la farine de silice, d'importantes pertes de particules ont été observées. Les géotextiles laissaient passer les particules plus fines au travers de leurs pores. L'eau de sortie du perméamètre était d'une couleur blanchâtre et d'une texture un peu laiteuse. Ainsi, une différence de près de 150 grammes de matériaux a été observée entre la pesée lors du montage (environ 1200 grammes) et celle lors du démontage pour les deux premiers essais de conductivité hydraulique de la farine de silice. Les pores des plaques perforées (voir la figure 2.2) étaient dans plusieurs cas obstrués par le matériau infiltré au travers du géotextile.

La présence de bulles d'air, que ce soit dans les tuyaux ou dans le moule, est difficile à éviter. Une bulle d'air peut s'infiltrer lors du montage, de la saturation, des branchements ou des essais. Les premiers calculs, selon la méthode de Chapuis et al. (1989) décrite à la section 1.7.3, indiquent que le degré de saturation n'est pas de 100%. Il est d'environ 96% en début d'essai. La saturation complète est difficile à obtenir, même en laissant l'échantillon se saturer par le bas pendant plusieurs jours.

Deux autres montages ont été effectués avec les mêmes conditions. La teneur en eau au montage était de 10% pour les deux échantillons. Cette fois, les deux échantillons ont été compactés au maximum, avec 25 coups de pilon par couche de 1 cm. Des ressorts encore plus rigides et comprimés ont été utilisés pour imposer une contrainte plus grande. Des géotextiles plus épais, mais de même nature que ceux utilisés pour les premiers essais, ont été utilisés (voir la figure 2.2).

L'eau désaérée a été injectée goutte à goutte, sous vide. Le vide a été supprimé avant la fin de la saturation. L'entrée d'air a été effectuée progressivement pour ne pas brusquer son arrivée et ne pas entraîner le déplacement de particules. L'effet de l'arrivée d'air a toutefois été immédiat dans les deux colonnes. Il a été possible d'observer le déplacement de silice le long des parois. Des chemins d'écoulement préférentiels se sont créés et les particules ont rapidement été entraînées hors du montage. En moins d'une heure, les échantillons ont été complètement détruits. Près de 120 grammes de matériau sur les 1300 grammes mis en place ont été perdus dans une des colonnes en moins d'une heure. Il n'a pas été possible d'obtenir des informations sur la conductivité hydraulique à partir de ces deux essais.

La granulométrie des particules éjectées a été déterminée après le démontage. Les essais indiquent que les particules fines sont plus nombreuses à être éjectées du milieu (figure 2.3). La fraction grossière des échantillons était absente des échantillons récupérés à la sortie des deux colonnes. Vu la vitesse à laquelle les échantillons ont été détruits, il n'a pas été possible de déterminer si des particules plus fines avaient initié le mouvement du matériau et la création de chemin d'écoulement préférentiels.

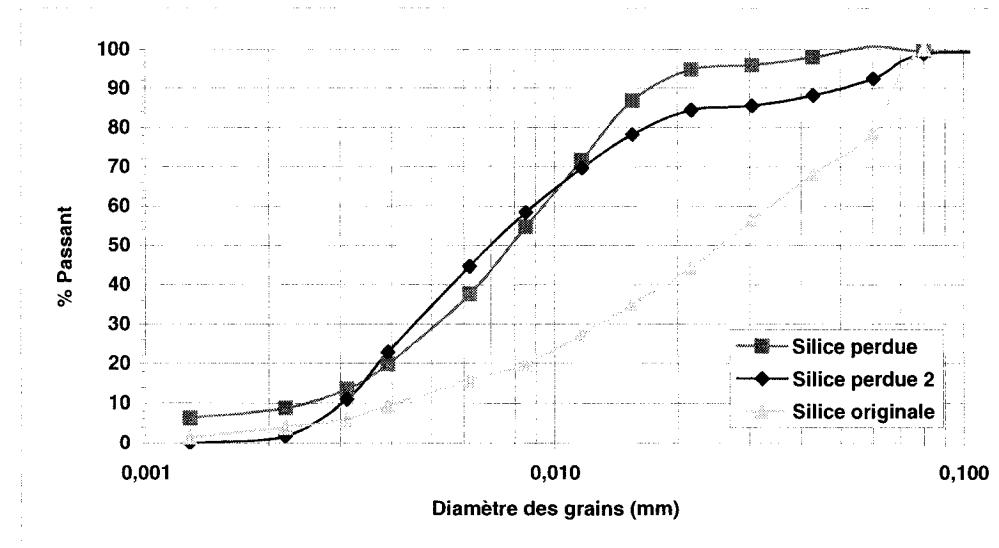


Figure 2.3 : Granulométrie du matériau éjecté par rapport au matériau original

Les observations du manipulateur indiquent toutefois que l'effondrement de l'échantillon s'est produit rapidement, lors de la suppression du vide. Il est donc possible que plusieurs particules de toutes tailles aient été déplacées. L'absence de particules plus grossières dans les rejets pourrait être causée par le débit d'eau insuffisant circulant dans l'échantillon dont la conductivité hydraulique est faible.

Un autre essai de perméabilité a été effectué sur un échantillon de silice préparé à une teneur en eau de 16%, soit une valeur près de l'optimum Proctor. Il a été mis en place de la même façon que précédemment, soit en couches de 1 cm (environ 100g), compactées par 25 coups avec un pilon de 3330 grammes. Un nouveau géotextile, plus épais (épaisseur comprimée d'environ 5 mm) et avec des pores plus fins, a été utilisé afin de limiter la sortie de particules fines hors de l'échantillon (voir la figure 2.2). Il a toutefois été observé visuellement que ce géotextile absorbe de façon élastique une partie de l'énergie destinée à la compaction des couches.

Ce dernier montage a été mis sous vide pendant plus de 48 heures. Des précautions ont été prises pour que la suppression du vide soit effectuée très lentement dans la

colonne, et seulement une fois que l'échantillon ait été saturé. Les valeurs obtenues correspondent grossièrement avec celles obtenues lors des premiers essais sur la silice.

L'indice des vides est grand ($e = 0,83$), de l'ordre de ceux obtenus lors des premiers essais (e varie de 0,72 à 0,85), alors que les échantillons n'étaient pas à l'optimum de la teneur en eau. Cette densité faible peut résulter de l'utilisation du géotextile compressible (voir la figure 2.2). Toutefois, ce géotextile est un atout pour éviter que des particules fines ne soient expulsées de l'échantillon. Dans ce dernier essai, il n'y a pas eu d'évidence visuelle que des particules ont été éjectées du système.

2.2.4 – Essais sur le mélange

Les essais de conductivité hydraulique sur les échantillons du mélange de sable Laurentien et de farine de silice ont été plus faciles à effectuer. La teneur en eau moyenne des échantillons est de 10%, ce qui correspond approximativement à celle de l'optimum Proctor défini par la norme ASTM D1557 pour le mélange de sable de carrière Laurentienne et de farine de silice en proportion de masse égale.

Le mélange a ensuite été mis en place dans deux colonnes différentes, en respectant la méthode de mise en place élaborée pour les essais sur la farine de silice. Un géotextile épais et avec des pores très fins a été utilisé. Le géotextile a été taillé de façon à ce qu'il soit comprimé sur la paroi du moule afin d'éviter la perte de particules de long de la paroi.

Deux montages d'échantillons de mélange ont été mis sous vide. La saturation a été effectuée de la même façon que pour les échantillons de silice, en prenant un soin particulier pour ne pas supprimer le vide avant que l'échantillon ne soit complètement submergé. La pression d'air a été rétablie de façon très progressive, pour ne pas entraîner de changement trop brusque. Ces deux échantillons se sont très bien comportés dans la phase de saturation. Les deux premiers essais de conductivité hydraulique sur le mélange ont également bien fonctionnés. Aucune particule visible

ne s'est infiltrée au travers du géotextile. L'eau contenue sur le géotextile et la plaque perforée était claire (voir la figure 2.2).

Des essais de granulométrie ont été effectués sur le mélange après les essais. Les résultats montrent que le mélange était bien uniforme et conforme au sol mis en place au départ. Des échantillons pris avant et après la compaction mécanique ont aussi montré que ce mode de mise en place ne crée pas de particules plus fines.

2.2.5 - Propriétés mesurées en laboratoire

Plusieurs essais ont été effectués afin de caractériser les matériaux. Les normes suivies sont présentées à la section 2.3. Neuf essais de densité des grains solides, huit essais de perméabilités à charge constante, seize essais de perméabilité à charge variable, trois essais Proctor, trois essais de densités minimale et maximale, deux essais de caractérisation des limites de plasticité et de liquidité, et plus de trente essais de granulométries par sédimentation et tamisage ont été réalisés. Des essais de caractérisation de la granulométrie des matériaux ont également été effectués avec la méthode du Malvern, qui est plus précise pour les petites tailles de particules (voir figure 2.1). Les propriétés qui ont été identifiées en laboratoire sont présentées dans le tableau 2.1. Les données de granulométrie et le C_u sont tirées des courbes obtenues avec le Malvern.

Les limites de liquidité et de plasticité ont été évaluées en utilisant les méthodes de Casagrande. Il a été impossible d'obtenir des valeurs de limites avec cette méthode pour les matériaux utilisés dans cette étude. Les matériaux utilisés sont non-plastiques. Les valeurs de conductivité hydraulique des matériaux ont été déterminée en laboratoire à l'aide d'essais sous charge variable. Les valeurs de conductivité hydraulique obtenues lors des essais sous charge constante sont présentées au tableau 2.2, pour des indices des vides similaires à ceux du tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Principaux résultats de laboratoire sur les matériaux sélectionnés

	Mélange	Sable Laurentien	Farine de silice
Densité des particules solides D_f	2,71	2,781	2,606
Teneur en eau à l'optimum Proctor Modifié (w %)	10	5	16
Masse volumique sèche maximale (kg/m^3)(Proctor)	1950	2165	1685
Masse volumique sèche minimale (kg/m^3)	1175	1284	955
Indice des vides minimal	0,39	0,25	0,55
Indice des vides maximal	1,31	1,17	1,73
Conductivité hydraulique (cm/s) (indice des vides lors de l'essai)	$3,0 \times 10^{-4}$ (e = 0.8)	$7,0 \times 10^{-4}$ (e = 0.5)	$1,4 \times 10^{-4}$ (e = 0.8)
D_{10} (μm)	3	4	2
D_{30} (μm)	12	18	10
D_{50} (μm)	30	60	22
D_{60} (μm)	47	100	30
C_u	15	25	15

Une constatation importante qui résulte de ces essais concerne la valeur du D_{10} des différents matériaux. Le D_{10} du sable est pratiquement semblable à celui de la silice. La principale divergence granulométrique entre les matériaux se situe au niveau des particules plus grossières. Il est néanmoins possible d'observer dans la figure 2.1 que les sols utilisés dans cette étude, soit la farine de silice et le mélange de la farine de silice et du sable de la carrière Laurentienne, correspondent aux conditions moyennes du fuseau fin et grossier, malgré une valeur de D_{10} très semblable pour les deux matériaux. Les deux matériaux sont situés du côté grossier des fuseaux définis.

2.2.6 - Propriétés évaluées à partir de modèles prédictifs

Les propriétés hydrogéologiques des sols, soit les valeurs de conductivité hydraulique, ont été estimées afin d'être comparées aux valeurs expérimentales. Les modèles théoriques comparés ont été présentés dans la revue de littérature (équations 1.4 à 1.6). La détermination de la surface spécifique du matériau a été nécessaire. Cette caractérisation a été effectuée à partir de la courbe granulométrique de chaque sol selon la méthode proposée par Chapuis et Légaré (1992). Les facteurs de forme ont été établis sur les recommandations des auteurs.

Les valeurs obtenues avec les modèles analytiques sont comparées aux valeurs expérimentales au tableau 2.2. De manière générale, les essais expérimentaux à charge variable donnent des valeurs de conductivité hydraulique plus élevées que les essais à charge constante, avec des écarts assez considérables. Les procédures pour la réalisation de ces essais sont présentées à la section 2.5. Les trois modèles analytiques utilisés estiment des conductivités hydrauliques qui sont de l'ordre de grandeur de celles obtenues en laboratoire. Les valeurs granulométriques utilisées avec les modèles sont celles obtenues avec la méthode du Malvern (voir tableau 2.1)

Tableau 2.2 : Comparaison des résultats de laboratoire aux modèles théoriques

	Sable de la carrière Laurentienne e = 0,5	Farine de silice e = 0,8	Mélange E = 0,8
Kozeny-Carman Chapuis et Aubertin (2003) (éq. 1.4)	$1,3 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-4}$	$1,5 \times 10^{-4}$
Kozeny-Carman ajusté pour les résidus miniers Chapuis et Aubertin (2003) (éq. 1.5)	N/A	$3,5 \times 10^{-5}$	N/A
Kozeny-Carman modifié Mbonimpa et al. (2002) (éq. 1.6)	$9,6 \times 10^{-6}$	$1,7 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$
Résultats expérimentaux Charge constante (éq. 2.1)	$1,5 \times 10^{-4}$	$2,0 \times 10^{-5}$	$6,0 \times 10^{-5}$
Résultats expérimentaux Charge variable (éq. 2.2)	$7,0 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-4}$

La différence entre les valeurs de conductivité hydraulique mesurées sur les trois matériaux (avec un essai par sol) est plus grande pour le modèle de Mbonimpa et al. (2002) que pour le modèle original de Kozeny-Carman (voir le tableau 2.2). Pour les trois matériaux, le modèle de Mbonimpa et al. (2002) utilise les données granulométriques obtenues avec le Malvern et présentées au tableau 2.1. Le D_{10} des matériaux est faible, ce qui explique les faibles valeurs de conductivité hydraulique (voir l'équation 1.6).

La densité, ou l'indice des vides, des sols mis en place pour les essais de laboratoire est une autre caractéristique qui doit être semblable à celles observées dans les sites

d’entreposage des rejets miniers. Vick (1990) présente une compilation des indices des vides des différents types de rejets miniers. Des valeurs qui varient de 0,6 à 1,4 peuvent être observées pour les rejets des mines exploitant des métaux. Les données obtenues sur le terrain par L’Écuyer et al (1992) semblent également montrer que des indices des vides aussi bas que 0,6 pouvaient être observés sur le terrain. Par contre, ces valeurs se rencontrent généralement à des profondeurs assez importantes (plus de 5 mètres). Ces valeurs de densité sont atteintes après une certaine période de consolidation. Les valeurs des indices des vides à des profondeurs moins élevées sont plutôt de l’ordre de 0,8 à 1,3, selon la granulométrie et l’âge du dépôt. Le réseau de pores ouverts rend les matériaux plus propices à l’instabilité et à la migration de particules. La granulométrie des rejets influence aussi la valeur de l’indice des vides.

2.2.7 - Respect des critères de stabilité interne

L’analyse des critères de stabilité interne permet d’évaluer si les matériaux utilisés sont potentiellement susceptibles à la migration interne de particules. Il s’agit de vérifier si le sol utilisé est capable de retenir ses propres particules les plus fines. Les principaux critères qui sont considérés sont ceux de Kezdi (1969), de Sherard (1979) et de Kenney et Lau (1985), qui ont été décrits avec les équations 1.7, 1.8 et 1.9. L’équivalence graphique proposée par Chapuis (1992a) (voir la section 1.4.4) est utilisée pour vérifier le critère de Sherard (1979) et de Kezdi (1969). Sur la figure 2.4, la pente de la courbe granulométrique est présentée en fonction de la taille des particules. Les courbes des matériaux présentées à la figure 2.4 ont été déterminées par la méthode du Malvern (voir la figure 2.1).

Les valeurs limites de la pente de la courbe granulométrique selon les critères de stabilité interne sont représentées par les lignes horizontales. Les fractions granulométriques de chaque matériau situées sous ces valeurs limites (la fraction fine) seraient susceptibles de migrer selon ces critères. Le tableau 2.3 indique quelle fraction de la masse de chaque matériau utilisé en laboratoire est sujette à la migration, ainsi que la taille critique qui ne respecte pas les critères de Sherard (1979) et de Kezdi (1969).

Tableau 2.3 : Évaluation de la portion des courbes granulométrique qui ne respectent pas le critère de stabilité interne de Sherard (1979) et Kezdi(1969) adaptés par Chapuis (1992a)

Critère de Sherard	Matériau	% massique sujet à migration interne	Taille critique pour le respect du critère
La pente de la courbe doit être supérieure à 21,5% par cycle		%	millimètre
	Silice	12	0,003
	Sable	17	0,006
	Mélange	15	0,004
Critère de Kezdi			
La pente de la courbe doit être supérieure à 25% par cycle		%	millimètre
	Silice	16	0,004
	Sable	25	0,010
	Mélange	18	0,005

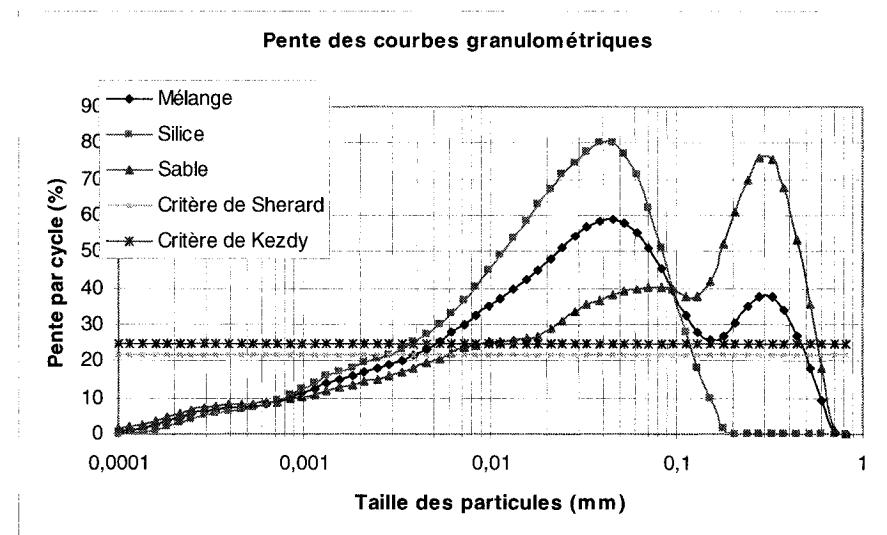


Figure 2.4 : Zones de la courbe granulométrique susceptibles de migrer à l'intérieur d'un sol selon les critères de Kezdi (1969) et de Sherard (1979) selon la méthode graphique de Chapuis (1992a)

Selon ces approches, les particules plus fines sont plus portées à migrer dans le réseau de pores. La faible pente des courbes granulométriques pour des tailles de particules inférieures aux valeurs du tableau 2.3 indique un potentiel d'instabilité interne. Il est également possible d'observer sur la figure 2.4 que la fraction la plus grossière des courbes granulométriques ne respecte pas les critères de stabilité interne. Les particules grossières ne devraient toutefois pas migrer dans le sol.

2.2.8 - Respect des critères de filtre

Des critères de filtre tirés de la littérature ont été résumés au tableau 1.6. Plusieurs de ces critères concernent toutefois des sols de base et des filtres qui possèdent des coefficients d'uniformité plus faible que ceux des matériaux utilisés dans cette étude. Les critères étudiés ici peuvent s'appliquer aux matériaux de granulométrie étalée.

La vérification du respect des critères de filtre doit être faite pour chaque interface rencontrée dans les échantillons. Il y a quatre vérifications à effectuer pour chaque critère. La silice sert de matériau filtrant pour la couche de matériau grossier supérieure, et de matériau de base pour la couche grossière inférieure, qui agit alors comme matériau filtrant. Deux types de matériaux grossiers sont utilisés, soit un sable de la carrière Laurentienne et le mélange.

Le tableau 2.4 indique si les interfaces entre les matériaux respectent les principaux critères de filtre. Ce tableau présente les différentes équations des critères de filtration (voir aussi la section 1.5.1). Pour chaque paire de matériaux, le tableau mentionne si le critère de filtration est respecté. Les valeurs présentées entre parenthèses correspondent aux termes des inéquations des critères qui sont évaluées avec les granulométries de chaque paire de matériaux.

Les critères de filtre sont respectés pour les critères de Sherard et al. (1984), de Kenney et al. (1985) et de Tomlinson et Vail (2000). Chaque matériau peut servir de filtre pour les autres matériaux. Une particule mobile ne devrait pas migrer au travers de la couche qui lui sert de filtre, ni être évacuée du système. Les critères de Holtz et Kovacs (1991) sont respectés seulement lorsque le sable sert de filtre pour la silice. Le critère de perméabilité (voir la section 1.5.1) n'est pas respecté pour les autres combinaisons de matériaux.

Tableau 2.4 : Évaluation de la valeur des termes de chaque critère pour les paires de matériaux (en μm entre parenthèse) et du respect des critères de filtre tirés de la littérature (oui ou non)

Auteur	Critères (voir la section 1.5.1)	Base : Silice <u>Filtre :</u> Sable	Base : Silice <u>Filtre :</u> Mélange	Base : Sable <u>Filtre :</u> Silice	Base : Mélange <u>Filtre :</u> Silice
Sherard et al. (1984)	$D_{15}/d_{85} < 9$	Oui (1<9)	Oui (0,18<9)	Oui (0,01<9)	Oui (0,025<9)
Kenney et al. (1985)	$d_{50} > \frac{D_5}{4}$	Oui (24>1,75) et	Oui (24>0,75)	Oui (90>0,5)	Oui (60>0,5)
	$d_{50} > \frac{D_{15}}{5}$	Oui (24>15)	Oui (24>2,75)	Oui (90>1,25)	Oui (60>1,25)
Holtz et Kovacs (1991)	$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85(\text{sol})}} \leq 5$	Oui (1<5) et	Oui (0,18<5)	Oui (0,01<5)	Oui (0,025<5)
	$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50(\text{sol})}} \leq 25$	Oui (3,75<25)	Oui (2,5<25)	Oui (0,27<25)	Oui (0,4<25)
	$20 \geq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15(\text{sol})}} \geq 5$	Oui (12)	Non (2,2<5)	Non (0,083<5)	Non (0,45<5)
Indraratna et al. (1998)	$D_{15}/d_{85} = 4 - 6,5$	Non (1<4)	Non (0,18<4)	NA	NA
Tomlinson et Vail (2000).	$D_{15}/d_{85} < 8$	Oui (1<8)	Oui (0,18<8)	Oui (0,01<8)	Oui (0,025<8)

Les critères d'Indraratna et al. (1998) ne s'appliquent pas à toutes les combinaisons de matériaux, puisque certains matériaux à protéger sont trop grossiers ($d_{85} > 80\mu\text{m}$). Les critères applicables d'Indraratna et al. (1998) ne sont pas respectés, mais les critères plus sévères de Holtz et Kovacs (1991), basés sur la granulométrie, sont respectés. Le dernier critère de Holtz et Kovacs, un critère de conductivité hydraulique, n'est pas respecté dans les cas où le mélange et la silice sont utilisés comme matériau filtrant. Dans ce cas, la conductivité hydraulique du matériau filtrant est trop faible par rapport à celle du sol à protéger. Il est normal que ce soit le cas si la silice est considérée comme matériau filtrant pour la couche supérieure.

2.3 - Protocole expérimental

2.3.1 – Rappel des objectifs

L'objectif des essais de laboratoire est d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la stabilité de matériaux soumis à des gradients hydrauliques. Les facteurs à

l'étude sont principalement reliés au phénomène de ségrégation ou de déposition différentiée des résidus, qui amène des hétérogénéités de propriétés sur de courtes distances. Ces hétérogénéités peuvent prendre la forme de minces lits de matériaux plus fins ou plus grossiers. Ces lits sont aussi le résultat d'une ségrégation et/ou d'une érosion externe causée par les courants d'eau lors de la déposition. Ces lits peuvent influencer les écoulements et sont potentiellement des lieux d'initiation d'érosion interne et de phénomène de renard.

Les principaux facteurs contrôlés dans cette étude sont la granulométrie des matériaux fins et des matériaux grossiers, l'épaisseur des couches, la densité du matériau en place et le gradient hydraulique. Deux montages sont également réalisés avec des couches inclinées, afin de vérifier l'influence de l'orientation des écoulements et des gradients par rapport à l'orientation des couches.

Dans les essais de perméabilité réalisés dans un moule à parois rigides (voir la figure 2.5), les écoulements se font du haut vers le bas de la colonne. L'eau utilisée est désaérée. Les différences de charges hydrauliques appliquées varieront de 10 cm à plus de 2 mètres au cours des essais, pour des échantillons de 20 centimètres de longueur. La grandeur de la différence de charge est limitée en partie par la hauteur des plafonds du laboratoire.

L'épaisseur des couches de matériau fin, placées entre deux couches de matériaux plus grossiers, varie de 1 cm à 8 cm. Des couches plus minces ne permettraient pas de récupérer d'échantillon pour la granulométrie, alors que des épaisseurs plus grandes entraîneraient une réduction des gradients hydrauliques dans l'échantillon.

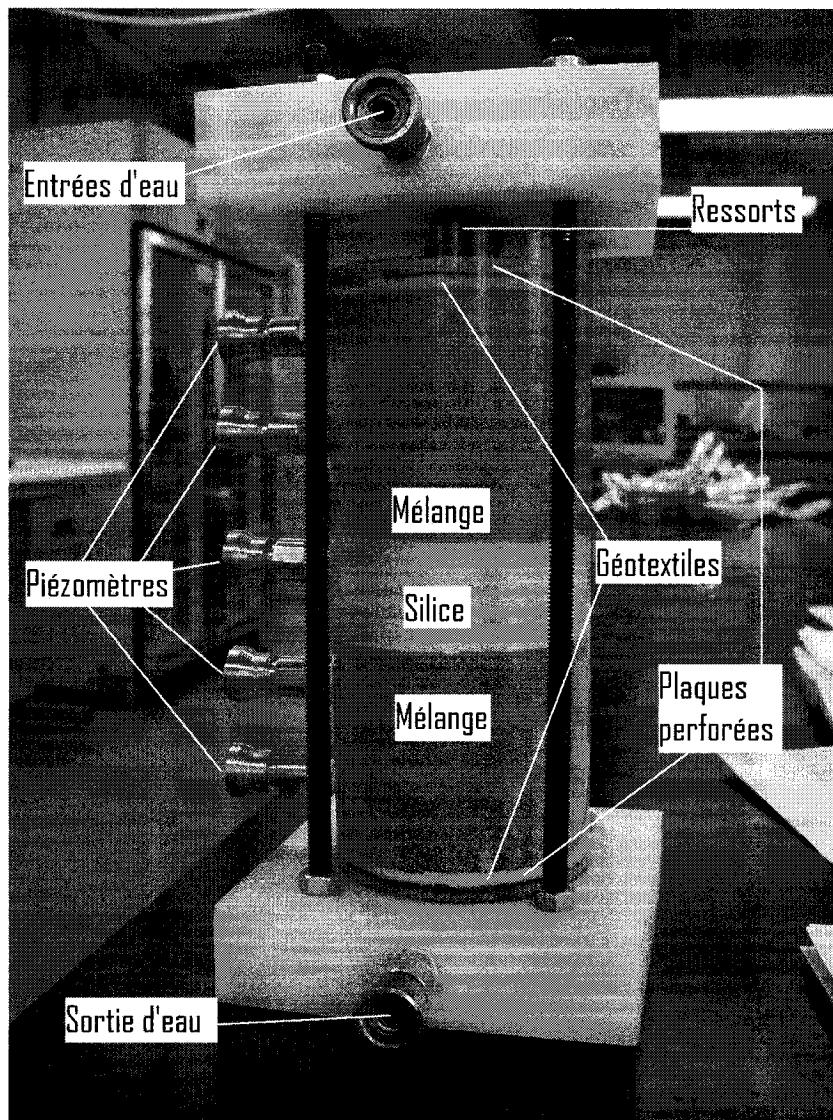


Figure 2.5 : Colonne montée avec une couche horizontale

2.3.2 - Méthodologie

L'appareillage de laboratoire et les appareils de mesure permettent de mesurer les pressions interstitielles et ainsi déterminer la conductivité hydraulique dans diverses sections de l'échantillon.

Les matériaux utilisés dans cette étude sont fins. La fraction mobile des particules dans les réseaux de pores peut être composée de grains de moins d'un micron, ce

qui rend la caractérisation de cette migration plus difficile. C'est pourquoi un géotextile sera utilisé pour retenir les particules au bas de l'échantillon (voir la figure 2.5). On peut croire que le géotextile affecte les mesures de débits et la valeur du gradient dans la colonne, mais cette hypothèse n'a pas été vérifiée ou contrôlée en laboratoire. Les eaux d'écoulement ne sont pas collectées pour analyser le contenu en particules, mais des observations visuelles permettent de vérifier la rétention de particules.

Les observations visuelles sont critiques pour aider à diagnostiquer l'apparition de chemins d'écoulement préférentiels, de conduits de renard ou de tastement différentiel. Les parois et l'embouchure des piézomètres sont des lieux particulièrement critiques pour l'initiation de ces phénomènes, qui sont difficiles à caractériser uniquement par les mesures de pressions interstitielles et de débit.

2.3.3 - Protocole et matrice des essais

Le protocole expérimental définit les essais conduits sur les matériaux sélectionnés. Ces essais sont groupés dans une matrice afin de les identifier rapidement. La plupart des essais sont effectués avec les matériaux fins et grossiers tels que définis précédemment. La farine de silice est considérée comme le matériau fin alors que le mélange du sable de la carrière Laurentienne et de la farine de silice est utilisé comme matériau grossier. Certains essais sont aussi effectués avec le sable Laurentien seul comme matériau grossier.

Les différentes densités sont obtenues en contrôlant la teneur en eau des échantillons lors de leur mise en place. Ainsi, un échantillon dense est monté à la teneur en eau correspondant à l'optimum Proctor. Un échantillon moyennement dense est mis en place à une teneur de 2 à 3 % inférieure à l'optimum Proctor ainsi qu'un échantillon lâche à une teneur en eau de 4 à 6% inférieure à l'optimum Proctor.

L'épaisseur de la couche mince est mesurée au cours du montage et lors du démontage. L'épaisseur (en cm) au début de l'essai sert de référence pour ce dernier.

Deux essais ont été conduits sur deux échantillons montés avec des couches inclinées. Une colonne plus longue a été utilisée pour permettre la mise en place de couches inclinées à 45°. Un essai utilise le mélange de sable Laurentien et de farine de silice comme matériau grossier, l'autre utilise le sable Laurentien seul.

Dans l'ensemble, la réalisation d'un essai s'échelonne sur plus d'un mois. Une semaine est nécessaire à la préparation des échantillons, une autre est nécessaire pour le montage et la saturation. La période d'essai dans le perméamètre peut durer d'une semaine à plus de trois semaines dépendamment de la conductivité hydraulique des échantillons. Finalement, le démontage et la détermination de la granulométrie peuvent s'échelonner sur quatre jours.

Les équipements disponibles aux laboratoires permettent d'effectuer des essais sur deux échantillons simultanément. La période de laboratoire a duré près d'un an, comprenant le choix et la caractérisation des matériaux. Il a été possible d'effectuer dix essais d'érosion réussis et deux essais sur des couches inclinées. Ces derniers essais durent plus longtemps car l'échantillon est plus long, ce qui diminue le gradient hydraulique.

Les différents essais effectués sont définis dans la matrice présentée au tableau 2.5. Les codes inscrits sont utilisés pour nommer chacun des essais pour la suite de ce rapport. Le symbole (i) signifie qu'un essai en colonne inclinée sera effectué dans ces conditions. Le symbole (g) indique qu'un essai avec un matériau plus grossier (le sable Laurentien seul) est effectué dans ces conditions.

Il est important de rappeler que la densité obtenue lors de la mise en place peut varier en cours d'essai en raison de la migration des particules, du tastement et de la consolidation des matériaux sous contraintes hydraulique et mécanique. Les indications de densité lâche, moyenne et dense sont donc approximatives et la densité réelle des échantillons sera spécifiée lors de l'analyse des résultats.

Tableau 2.5 : Matrice et terminologie des essais de laboratoire réalisés avec des matériaux lâches (L), moyens (M) et denses (D), en utilisant des couches inclinées (i) et le sable de la carrière Laurentienne comme matériau grossier (g)

Densités	Épaisseur de la couche de matériau fin (cm)				
	1	2	4	6	8
Lâche (L)	1L	2L	4L	6L	
Moyenne (M)		2M(g)	4M	6M	8M
Dense (D)		2D			

2.4 – Montage et équipement

2.4.1 - Préparation des échantillons

Plusieurs outils et équipements sont nécessaires pour la préparation adéquate des matériaux soumis aux essais. Pour effectuer le mélange de la farine de silice et du sable de la carrière Laurentienne afin d'obtenir un matériau représentatif des résidus, un contenant de deux litres a été utilisé. Ce contenant doit avoir un couvercle hermétique afin de permettre le brassage vigoureux. Les quantités de chaque matériau à être mélangé sont mesurées à l'aide d'une balance de précision de 0,1g.

L'humidification des matériaux s'effectue avec un vaporisateur pour répartir l'eau sur toute la surface de l'échantillon, celui-ci étant étendu sur une grande plaque métallique. Le mouillage s'effectue sur la même balance de précision 0,1g et l'échantillon humide est ensuite placé dans un sac de plastique épais d'une capacité de quatre litres pour une durée minimale de 72 heures.

2.4.2 - Appareillage d'essai

Pour réaliser les essais d'érosion, quatre colonnes instrumentées sont utilisées. Chaque colonne cylindrique est équipée de piézomètres qui permettent de mesurer le

gradient hydraulique dans chacune des couches. L'embout de chaque piézomètre est protégé par un bouchon d'ouate. Ce matériau a été choisi plutôt que les pierres poreuses en raison de la petite taille des particules. Comme l'indique la figure 2.5, les entrées et les sorties d'eau sont situées au haut et au bas du montage.

Tableau 2.6 : Dimensions des échantillons et des colonnes utilisées

	Colonnes pour montage horizontal				Colonne inclinée
	Colonne 1	Colonne 2	Colonne 3	Colonne 4	Colonne 5
Longueur du cylindre (cm)	25,40	25,41	25,39	25,40	46,3
Diamètre du cylindre (cm)	8,18	8,24	8,24	8,25	8,44
Volume du cylindre (cm ³)	1286	1325,6	1317,8	1324	2211,6
Espacement moyen des piézomètres (cm)	3,9	4,5	4,5	4,5	7,8 (long) 4,8 (court)
Masse du montage (g)	3905,3	3836,3	3893,8	3889,8	5855,6

Une cinquième colonne, plus haute que les autres, a été construite pour permettre la mise en place des matériaux en couches inclinées par rapport au cylindre. La masse de chaque appareil, incluant tous ses accessoires, est mesurée en cours d'essai (voir le tableau 2.6). De même, la masse de l'appareil fermé, rempli d'eau désaérée, avec les ressorts, géotextiles et plaques perforées à l'intérieur, est aussi mesurée. Cette mesure permet de connaître le volume total de l'intérieur de l'appareil, afin de calculer la valeur du degré de saturation par la méthode de Chapuis et al. (1989). Une colonne d'eau désaérée est utilisée pendant les essais d'érosion comme apport extérieur. L'élévation de cette colonne détermine la charge hydraulique.

2.4.3 - Mise en place

Plusieurs équipements, instruments ou outils sont utilisés lors de la mise en place des échantillons (voir la figure 2.6). Une petite quantité de silicone est utilisée pour limiter les infiltrations d'air et exfiltrations d'eau au contact entre le cylindre

contenant l'échantillon et les plaques de fermeture du montage. Une combinaison d'une plaque perforée et d'un géotextile est utilisée au haut et au bas de l'échantillon afin de permettre la circulation de l'eau libre en retenant les particules solides.

Le géotextile a une taille légèrement supérieure au diamètre de la colonne pour limiter le risque que des particules ne traversent le long de la paroi rigide et sous le géotextile. La plaque perforée est plus petite que le diamètre intérieur du moule.

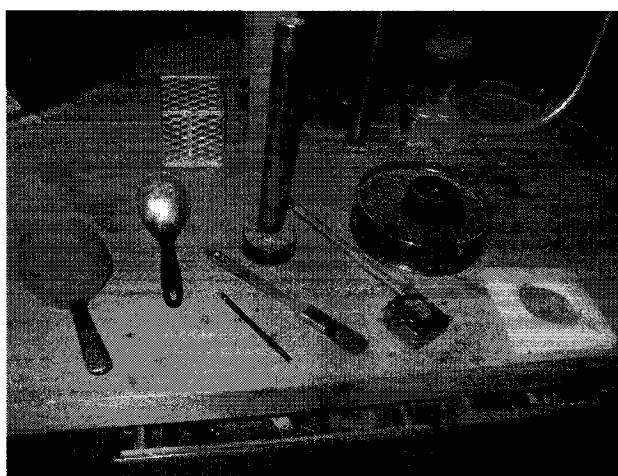


Figure 2.6 : Photo des accessoires de montage, de gauche à droite : cuillers, pinceau, pilon, ruban, tamis et plaque perforée

Afin d'assurer la mise en place d'un matériau homogène, les matériaux sont tamisés grossièrement avant leur mise en place. Un tamis métallique d'ouverture de 2mm est utilisé avec un pilon en caoutchouc. Une cuiller et une balance de précision de 0,1g sont utilisées afin de s'assurer que chaque couche est composée de la même quantité de matériau.

Pour la compaction de chaque couche de sol, un pilon d'une masse de 3330g est utilisé. Une fois que le matériau, le géotextile et la plaque perforée sont mis en place, une pression verticale est appliquée grâce à deux ou trois ressorts. Cette pression est appliquée pour assurer la stabilité des échantillons. La pression appliquée n'a pas été mesurée. Cette valeur varie pendant l'essai en raison du tassemement dans l'échantillon.

Un ruban à mesurer gradué en millimètres est utilisé pour suivre l'évolution de l'épaisseur des couches pendant le montage. Un micromètre d'une précision de 0,01mm est utilisé pour les mesures nécessitant plus de précision, comme la position des piézomètres, l'épaisseur des plaques perforées ou le diamètre du moule. La masse du montage est mesurée à plusieurs reprises pendant la mise en place des échantillons, surtout à des fins de caractérisation géotechnique. La balance de précision 0,1g est utilisée.

Pour le montage des échantillons dans une colonne inclinée, il n'est pas possible d'utiliser le pilon. Une petite cuiller plate est utilisée pour appliquer la pression nécessaire à la compaction des échantillons.

2.4.4 - Appareillage de mesure

Les principales mesures prises pendant les essais sont les valeurs de pressions interstitielles, de débits et de hauteur de charge. Le temps est également mesuré avec un chronomètre.

Afin de suivre l'évolution de la pression, du gradient hydraulique et de la conductivité hydraulique de chaque couche de matériau, plusieurs manomètres ont été installés le long des colonnes. Dans les petites colonnes, cinq piézomètres sont installés d'un seul côté de la colonne. Les couches dans ces colonnes sont horizontales, ce qui permet la simplification d'axisymétrie. Ces piézomètres sont séparés par un peu plus de quatre centimètres. La longueur totale de l'échantillon ne dépasse pas vingt centimètres. Le troisième piézomètre est situé au centre de la colonne, en plein centre de la couche fine centrale.

Dans la colonne inclinée, la répartition des piézomètres est différente car la simplification axisymétrique n'est plus possible. C'est pourquoi dix piézomètres ont été installés, cinq de chaque côté de la colonne, disposés de chaque côté de la couche fine (figure 2.7).

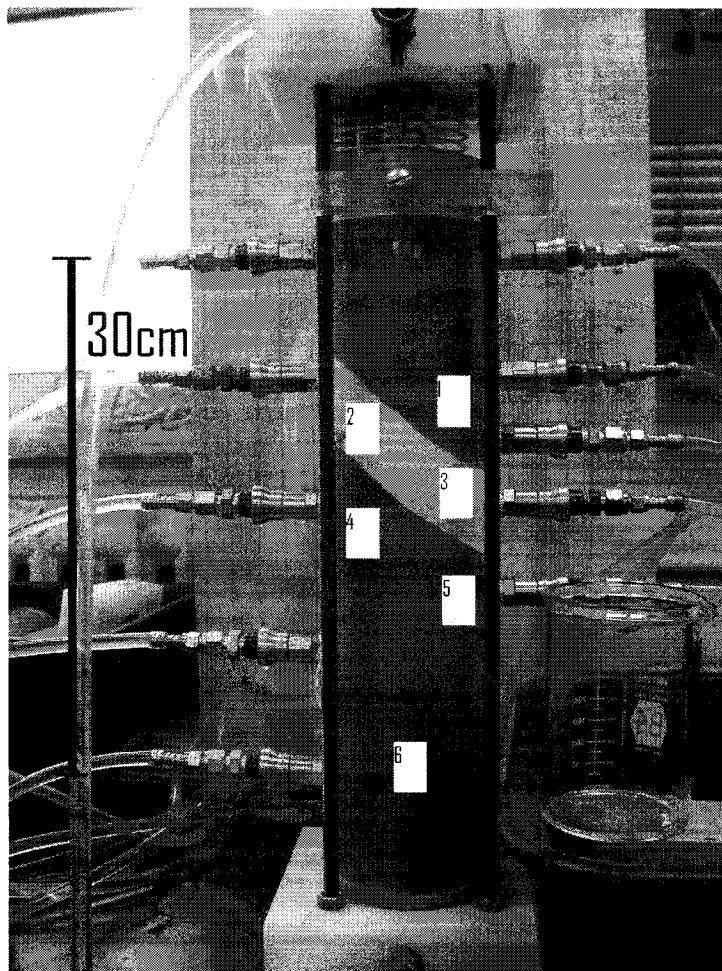


Figure 2.7 : Photo de la colonne montée avec couches inclinées et position des six échantillons prélevés pour la caractérisation granulométrique

Toutes les sorties d'eau d'une colonne soumise à un essai sont connectées à une série de tubes piézométriques qui permettent de suivre l'évolution des pressions pendant les différentes phases de chargement hydraulique. Ces tubes sont fixés à un cadre qui possède des graduations millimétriques pour lire directement la valeur de la pression (figure 2.8).

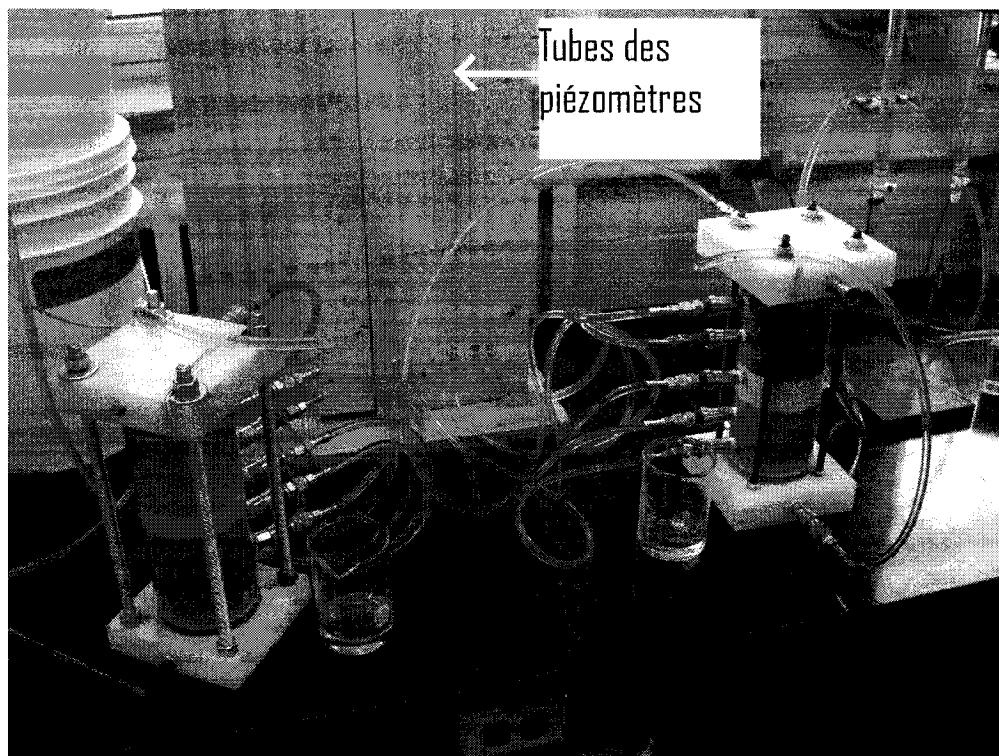


Figure 2.8 : Connexion des embouchures aux tubes des piézomètres

L'apport en eau pendant les essais est assuré par une colonne remplie d'eau désaérée, installée en hauteur par rapport à l'échantillon. La différence de charge est mesurée à l'aide d'un ruban à mesurer gradué en millimètres. La masse du montage est mesurée entre chaque phase d'essai avec une balance de précision de 0,1g. Les débits d'eau sortant sont captés au moyen de bêchers gradués qui sont pesés avant et après chaque phase d'un essai. La température de l'eau est mesurée au début de chaque phase des essais à l'aide d'un thermomètre.

2.4.5 - Manipulations et caractérisations connexes

D'autres appareils de mesure et de contrôle ont été utilisés pour les autres étapes de la réalisation de ces essais. Le suivi de la conductivité hydraulique pendant l'essai peut être relié aux modifications granulométriques, au tassement ou à la création de chemins d'écoulement préférentiels.

Les mesures de débits et de différences de charge et de géométrie de l'échantillon permettent de déterminer la valeur de la conductivité hydraulique des sols sous une charge constante (équation 1.1). Des essais de conductivité hydraulique à charge variable sont réalisés entre chaque phase de l'essai d'érosion, afin de valider les valeurs obtenues par les essais sous charge constante.

Pour effectuer les essais à charge variable, deux pipettes graduées de diamètres intérieurs semblables sont utilisées. Un ruban à mesurer et un chronomètre permettent de suivre l'évolution de la différence de charge et du gradient entre deux piézomètres en fonction du temps (voir l'équation 3.1). La température est mesurée avant chacun de ces essais avec un thermomètre.

Lors du démontage de l'essai, l'épaisseur de chaque couche est mesurée au moyen d'un ruban à mesurer. Plusieurs échantillons sont prélevés à diverses profondeurs mesurées à l'aide du ruban. Ces échantillons servent à déterminer la teneur en eau et la distribution granulométrique de chaque couche de matériau.

La teneur en eau est définie par différence de masse entre la pesée humide et la pesée sèche après que l'échantillon ait passé 24 heures dans un four à 104°C, selon la norme ASTM D2216. La granulométrie des échantillons est déterminée selon la vitesse de sédimentation des particules de sols mélangées à l'eau et à une solution de métaphosphate (norme ASTM D422). Une nouvelle solution de métaphosphate est préparée chaque mois. Un tamisage mécanique au moyen d'une série de tamis de 80 microns à deux millimètres permet de caractériser la fraction grossière des échantillons de matériaux.

2.5 - Procédure des essais d'érosion

2.5.1 – Montage des échantillons

L'appareillage nécessite quelques préparations avant de débuter la mise en place des différentes couches de sol. Lors du montage de l'échantillon, une plaque ouverte est

boulonnée au haut de la colonne. Le haut de cette plaque est utilisé comme référence pour toutes les mesures de position de couche et de piézomètre. La plaque est utilisée lors du démontage pour mesurer le tassement dans l'échantillon.

La position de chaque piézomètre est mesurée et notée. La profondeur totale du cylindre est mesurée, puis l'épaisseur du géotextile et de la plaque perforée combinés. La plaque, puis le géotextile sont ensuite déposés au fond de la colonne. Une nouvelle mesure de la profondeur est prise à partir du sommet de la plaque de montage avec la plaque perforée et le géotextile. Avant de débuter la mise en place des matériaux, la masse de l'appareil en mode de montage est mesurée. Le matériau grossier est passé au tamis d'ouverture de deux millimètres à l'aide d'un pilon. Cette opération permet d'éviter la mise en place de conglomérats.

La mise en place s'effectue en couche de cent grammes de matériau humide. Chaque couche est déposée au fond du cylindre, nivellée sommairement avec les mains, puis pilonnée 25 fois. Le pilon possède un diamètre légèrement inférieur à celui du cylindre. Il faut donc porter une attention particulière au niveau de compaction le long des parois. Les couches de matériau grossier sont déposées successivement, jusqu'à l'atteinte du troisième piézomètre. Ce piézomètre est situé approximativement au centre de la couche de matériau fin.

Après la mise en place de la couche de matériau grossier, deux échantillons de sols tamisés sont prélevés. Un premier échantillon d'environ 60g sert à la caractérisation granulométrique pour comparaison après essais. Un autre échantillon d'environ 100g est mis au four pour déterminer la teneur en eau de l'échantillon. La différence de hauteur permet de mesurer l'épaisseur de la couche. La masse est à nouveau mesurée pour évaluer celle de la couche mise en place.

La couche de matériau fin et la seconde couche de matériau grossier sont par la suite déposées en suivant le même protocole, en prenant soin de bien nettoyer l'équipement entre chaque couche afin d'éviter la contamination des matériaux. Le

montage final correspond à la figure 2.5. La hauteur totale des trois couches est de 22cm et l'espacement entre chaque piézomètre est de 4,5cm.

La plaque de montage ouverte est ensuite remplacée par la plaque hermétique. Les trois ressorts sont disposés, également espacés, sur la plaque perforée. Les ressorts doivent appliquer une pression suffisante pour maintenir l'échantillon en place pendant l'épisode de saturation sous faible gradient. Des ressorts trop comprimés augmentent la pression sur l'échantillon et peuvent engendrer un tassemement dans l'échantillon.

2.5.2 - Saturation

Une fois le montage terminé, sa masse totale est mesurée et le montage est mis sous succion d'air de 60kPa pour une période minimale de 36 heures. Le matériau est ensuite saturé par le bas de la colonne avec de l'eau désaérée. Le mouillage des matériaux se fait sous très faible gradient et le volume d'eau entrant est de quelques gouttes par seconde. Cette précaution est nécessaire afin que les écoulements ne dérangent pas le réseau de pores et la distribution des particules. Une fois la montée d'eau complétée, la pression atmosphérique est rétablie.

La seconde phase de saturation s'effectue sous faible gradient, soit moins de 15cm de différence de charge. L'équivalent en volume d'eau de quatre volumes des vides de l'échantillon doit circuler au travers du montage pour assurer une saturation la plus complète possible.

Une fois l'étape de saturation terminée, la masse du montage avec l'échantillon saturé est mesurée. Avec cette dernière masse, le degré de saturation est déterminé selon la méthode proposée par Chapuis et al. (1989), selon l'équation 1.18.

2.5.3 - Essais d'érosion sous charge constante

Quatre phases d'essais de conductivité hydraulique à charge constante sont effectuées avec une charge hydraulique distincte. Ces essais de conductivité

hydraulique et les essais d'érosion ou de migration de particules sont effectués simultanément. Les quatre différentes charges hydrauliques appliquées correspondent à des élévations d'eau respectives de 20 cm, 50 cm, 1 m et 2 m. La valeur de la conductivité hydraulique du système en couche est déterminée en mesurant le débit sortant en fonction de la hauteur de la charge hydraulique appliquée à l'échantillon. Les essais de détermination de la conductivité hydraulique sous charge constante sont décrits dans la norme ASTM D2434. La conductivité hydraulique k est évaluée en cm/s selon l'équation 2.1, qui découle de l'équation 1.1.

$$k = \frac{Q}{(A * (\Delta H / L))} \quad (2.1)$$

Q est le débit passant au travers de l'échantillon en cm^3 , A est l'aire de la section de l'échantillon en cm^2 , ΔH est la différence de charge hydraulique entre deux piézomètre en cm et L est la distance entre les deux piézomètres en cm. Le rapport ($\Delta H/L$) correspond au gradient hydraulique dans l'échantillon ou entre deux piézomètres.

Une réserve d'eau désaérée et déminéralisée est préparée au début de chaque incrément de charge. L'écoulement s'effectue du haut de la colonne vers le bas. L'entrée d'eau au haut de la colonne est connectée à la réserve par des tubes préalablement vidés de bulle d'air. La sortie au bas du tube est également connectée à un tube dont l'autre extrémité sera ouverte et fixée à une hauteur dépassant légèrement le haut de l'appareil de montage. Cette dernière précaution est prise afin d'empêcher la désaturation de l'échantillon par drainage gravitaire.

Après la connexion des tubes et la mise sous charge hydraulique de l'échantillon, les prises des piézomètres doivent être connectées aux tubes montés sur l'échelle graduée. Afin de limiter la circulation d'eau autour de l'embouchure des piézomètres, il est préférable d'ajuster préalablement le niveau d'eau dans les tubes en fonction de la pression initiale prévue. L'ajustement de la hauteur d'eau dans le

tube est plus rapide, ce qui minimise la perturbation des assemblages de grains autour des piézomètres. L'absence de bulle dans les tubes de connexion doit être vérifiée.

Une fois le montage sous pression et les piézomètres branchés, le chronomètre est démarré. Des mesures du débit sortant sont effectuées à des intervalles fixes pendant chaque incrément de charge hydraulique. L'eau est collectée pendant un minimum de cinq minutes pour chaque mesure de débit.

La durée des essais ne permet pas de mesurer le débit circulant dans l'échantillon en continu. La procédure des essais de conductivité hydraulique à charge constante propose donc la prise de quatre mesures de débit, à des intervalles précis. Les intervalles de prise de données sont définis par le volume d'eau circulant sous cette charge dans l'échantillon. Le volume total des pores dans les matériaux utilisés étant connu, c'est cette valeur qui servira de référence au volume d'eau nécessaire. Ainsi, des mesures de débit sont prises une fois que des volumes d'eau correspondant à un, quatre, dix puis vingt volumes de pores de l'échantillon auront circulé au travers de ce dernier. Le choix de ces valeurs permet d'obtenir des points régulièrement espacés sur un graphique qui exprime la durée de l'essai sur une échelle logarithmique. Lorsque les valeurs de débit mesurées après le passage de dix et de vingt volumes de pores sont très différentes, il est préférable de continuer l'essai, le temps que la conductivité hydraulique se stabilise. Il est également important de surveiller les eaux de sortie de l'échantillon, pour diagnostiquer toute perte de particules fines.

La conductivité hydraulique peut varier pendant la durée de l'essai. Une augmentation de la conductivité hydraulique peut résulter de la création de chemins d'écoulement préférentiels dans l'échantillon, de l'agrandissement du réseau de pores par la migration de particules fines hors de l'échantillon ou d'un plus grand degré de saturation. À l'opposé, une réduction de la conductivité hydraulique peut résulter du colmatage du réseau de pores par des grains de tailles appropriées. Le tassemement des matériaux, mis en place dans un état plus lâche que l'optimum, peut

également entraîner une réduction de la conductivité hydraulique par réduction de la taille du réseau de pores.

Lorsque la dernière mesure de débit a été prise, le niveau de chaque piézomètre est mesuré, en prenant comme référence la surface sur laquelle le montage est déposé. Cette surface sert de référence pour la mesure de la différence de charge pendant cet incrément. À cet instant, les hauteurs d'eau dans les tubes doivent être immobiles depuis au moins six heures. L'échantillon est ensuite soumis à un essai de conductivité hydraulique à charge variable.

2.5.4 - Conductivité hydraulique sous charge variable

La méthode de calcul a été construite en se basant sur les lois de Darcy et de conservation de la masse. Dans cette méthode, deux burettes graduées avec des niveaux d'eau différents sont connectées aux deux extrémités de l'échantillon.

La méthode consiste à suivre l'évolution de la différence de charge hydraulique et d'établir le rapport entre le débit circulant au travers de l'échantillon. Il s'agit donc d'une suite d'essais à différence de charge constante, cette charge diminuant de façon continue. La conductivité hydraulique k est évaluée en cm/s selon l'équation suivante (adapté de Holtz et Kovacs, 1991) :

$$k = \frac{aL(\ln(H_0 - H_1))}{A(t_1 - t_0)} \quad (2.2)$$

La variable a de l'équation 2.2 correspond à la section des tubes reliés à l'échantillon, en cm^2 . A est l'aire de la section de l'échantillon en cm^2 , et L sa longueur en cm. H_0 et H_1 , en cm, représentent la différence de charge hydraulique appliquée sur l'échantillon aux temps t_0 et t_1 mesurés en secondes. La différence de charge hydraulique à un temps t précis s'obtient par la différence des niveaux d'eau dans les deux burettes à ce moment.

Cinq essais de détermination de la conductivité hydraulique sous différence de

charge constante seront effectués sur chacun des montages. Le premier est effectué dès la fin de la période de saturation. Les quatre autres sont conduits après chaque phase ou chaque incrément de charge hydraulique pendant les essais d'érosion. Il est ainsi possible de suivre la progression de la conductivité hydraulique. La charge hydraulique demeure constante pendant une phase de l'essai d'érosion.

2.5.5 - Démontage

Pour effectuer le démontage de la colonne, la plaque au haut du montage doit être remplacée par la plaque ouverte utilisée lors du montage. Une fois cette plaque boulonnée, les ressorts sont enlevés ainsi que la plaque perforée et le géotextile. Une attention particulière est apportée afin de ne pas affecter la surface de l'échantillon lors de cette étape. L'eau résiduelle sur l'échantillon est enlevée avec une pipette.

La hauteur du sommet de chaque couche est mesurée à partir du sommet de la plaque de montage. Ces mesures sont parfois approximatives au contact de deux couches, particulièrement dans les échantillons qui ont subi des tassements différentiels. .

Lors du démontage, deux échantillons d'environ 70g sont prélevés dans chacune des trois couches. Ces échantillons sont destinés aux essais granulométriques. Dans le cas où la couche de matériau fin est très mince, un seul échantillon est prélevé dans cette couche.

Un autre échantillon d'environ cent grammes du même matériau est prélevé afin de déterminer sa teneur en eau. Ces échantillons sont mis au four pour 24 heures à 104°C. La hauteur finale de l'échantillon est mesurée pour déterminer le tassement.

2.5.6 - Granulométrie

Trois échantillons sont prélevés lors de chaque montage, soit un par couche. Lors du démontage, six échantillons supplémentaires sont prélevés, soit deux par couche. La granulométrie de chaque échantillon est déterminée par un essai de sédimentation en colonne. La matière déposée est ensuite séchée et tamisée afin de caractériser avec

plus de précision la fraction grossière de la courbe granulométrique. Les résultats permettront d'évaluer la migration des particules fines par comparaison des courbes granulométriques à la fin de l'essai à celles effectuées lors de la mise en place des matériaux. Deux modes de représentation des courbes granulométriques sont utilisés, soit la courbe du pourcentage passant et celle du passant cumulatif en fonction de la taille des particules. Seule la courbe cumulative est utilisée pour l'analyse.

2.5.7 - Colonnes inclinées

Les essais effectués sur des échantillons constitués de couches inclinées imposent des particularités lors du montage et du démontage. Seuls les changements apportés sont mentionnés ici. Toutes les autres étapes doivent être effectuées normalement, en suivant le protocole expérimental décrit plus haut.

Lors du montage, la colonne est inclinée à 45° et maintenue dans cette position au moyen de cales. Le côté de l'appareil orienté vers le bas est celui où les piézomètres sont le plus espacés (figure 2.9). Chaque apport de matériau est compacté manuellement à l'aide d'une cuiller plate. Une attention particulière est portée à la compaction du matériau le long de la paroi. Le manipulateur peut évaluer visuellement et approximativement si l'échantillon est suffisamment et uniformément compacté.

La couche de matériau fin accueille deux piézomètres en son centre. Du côté de la colonne où les piézomètres sont le plus espacés, la deuxième embouchure à partir d'en haut est au centre de la couche mince. Du côté de la colonne où les piézomètres sont le plus rapprochés, la quatrième embouchure à partir d'en haut est au centre de la couche mince. Ces deux piézomètres sont l'un vis-à-vis l'autre lorsque la colonne est inclinée à 45° (figure 2.9).

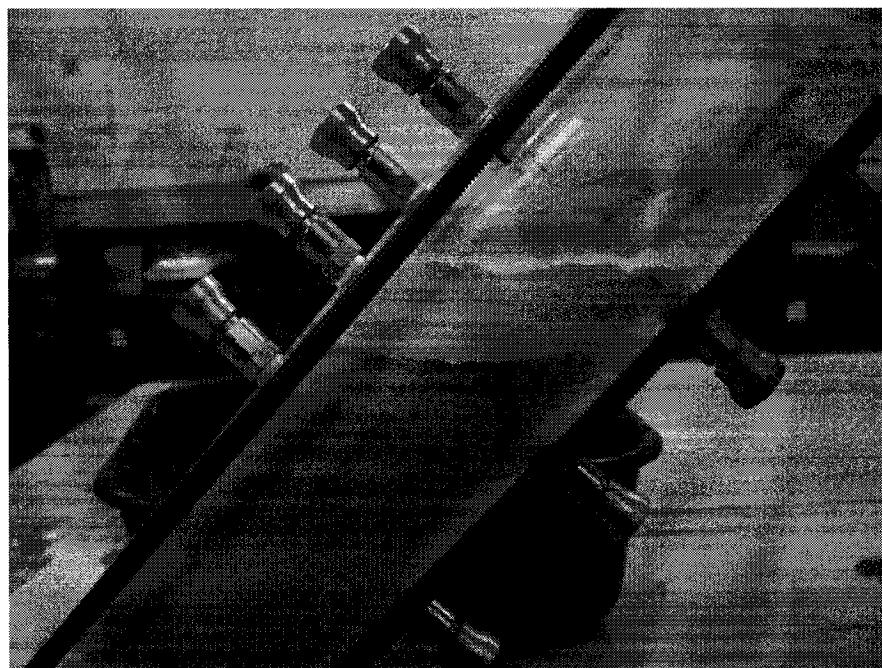


Figure 2.9 : Positionnement des piézomètres à l'intérieur de la couche mince

Chaque couche de matériau est aplatie à l'horizontal dans la colonne inclinée. Un ruban à mesurer permet de vérifier que la distance verticale de la surface de travail à la surface de la couche est la même partout. Pour mesurer l'épaisseur de chaque couche, il suffit de mesurer la distance du sommet de la plaque de montage à deux points de la surface de matériau diamétralement opposés. La moyenne de ces valeurs permet de déterminer l'épaisseur verticale moyenne de la couche. Au sommet de l'échantillon, la colonne peut être redressée. D'une pente de 45°, la surface du matériau est alors amenée à l'horizontale en rajoutant de petites quantités de matériau compacté à la main.

Le démontage de la colonne s'effectue avec la colonne en position verticale. La position des échantillons prélevés pour la caractérisation granulométrique est indiquée sur la figure 2.7. Les échantillons sont prélevés à environ un centimètre de la paroi. La profondeur est notée. Le dernier échantillon au bas de la colonne peut-être prélevé directement au centre du cylindre (figure 2.7).

Chapitre 3 – Présentation des résultats

3.1- Présentation des données

3.1.1 - Méthodologie de collecte des données

Les résultats des essais d'érosion interne et de critères de filtration sont présentés dans ce chapitre. En laboratoire, les données ont à chaque fois été collectées dans un livret. Ce document est présenté à l'Annexe A1.3.1. Les données sont analysées dans un chiffrier en format Excel (Microsoft). Un tableau synthèse des résultats a été produit pour chaque essai. Les principales valeurs géotechniques et hydrogéologiques y sont présentées. Tous les résultats obtenus pour chaque essai sont présentés à l'Annexe 1.3.

3.1.2 - Données granulométriques

Les essais granulométriques sont effectués sur les matériaux mis en place dans le montage. L'objectif principal est de pouvoir comparer la granulométrie des échantillons mis en place avec la granulométrie des mêmes matériaux après essais de migration de particules.

La comparaison granulométrique est effectuée une fois que l'échantillon a été démonté et testé. Dès le début de l'essai, la granulométrie des matériaux mis en place est comparée avec celle des matériaux caractérisés au début du projet. L'objectif est de vérifier que les matériaux sont bien les mêmes.

La comparaison des granulométries à cette étape s'effectue en comparant les deux courbes de pourcentage de masse de particules passant un tamis en fonction de la taille de ce tamis. Les courbes des passants cumulés en fonction de la taille des particules sont également comparées. Il est possible que les courbes ne correspondent pas parfaitement dû aux limites de la précision des mesures. Il est primordial d'identifier un sol qui n'a pas les propriétés attendues et qui présente des divergences importantes.

3.1.3 - Données géotechniques

Les résultats géotechniques sont obtenus par compilation des valeurs géométriques mesurées sur le montage, soit la longueur et le diamètre, et des valeurs de masse des échantillons. Ces valeurs sont prises lors de la mise en place de chacune des couches de matériau. La hauteur et le diamètre de chacune des couches permettent de déterminer leur volume. La différence de masse avant et après la mise en place d'une couche permet de définir la masse de sol humide mis en place. La combinaison de ces deux valeurs et la connaissance de la teneur en eau lors de la mise en place permettent de définir la valeur de la densité sèche et de la densité humide de l'échantillon.

La connaissance de la densité des grains solides permet d'identifier la proportion de vide dans l'échantillon mis en place. Les valeurs de l'indice des vides, de la porosité et de l'indice de densité peuvent être ainsi définies. Ces valeurs seront principalement utilisées pour l'interprétation des données. Les valeurs d'indice des vides et d'indice de densité sont aussi utilisées pour prédire les valeurs de conductivité hydraulique de chaque couche et de l'échantillon dans son ensemble. Les données géométriques seront également mesurées à nouveau à la fin de l'essai afin de déterminer les changements de volume et de densité en cours d'essai.

3.1.4 - Degré de saturation

Un ensemble de mesure sur l'appareillage de laboratoire permet de déterminer le degré de saturation dans les échantillons pendant un essai, selon la méthode utilisée par Chapuis et al. (1989), selon l'équation 1.18.

Chaque échantillon a été mis sous saturation pour une période minimale de 72 heures. L'apport d'eau désaérée a toutefois été maintenu pendant plusieurs jours, sinon semaines, après la phase de saturation et pendant la phase d'essai, afin d'obtenir un degré de saturation près de 100%. Il est donc normal que le degré de saturation augmente tout au long de l'essai, au fur et à mesure que les dernières bulles d'air prises à l'intérieur de l'échantillon sont dissoutes.

3.1.5 - Données de conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique de l'échantillon est évaluée pendant chacune des phases de l'essai d'érosion, selon la méthode présentée à la section 2.5.3. La mesure du débit d'eau qui circule dans l'échantillon à quatre reprises pendant chaque phase d'essai permet de suivre l'évolution de la conductivité hydraulique.

Un essai de conductivité hydraulique à charge variable est mené avant la première phase de l'essai d'érosion et après chacune des quatre phases. La méthode utilisée est présentée à la section 2.5.4.

3.1.6 - Données piézométriques

La faible conductivité hydraulique des sols utilisés provoque un ajustement très lent des niveaux d'eau dans les tubes piézométriques. Les faibles débits qui circulent dans l'échantillon ne permettent donc pas d'effectuer un suivi continu de l'évolution des gradients à l'intérieur des différentes couches de matériau.

Les niveaux d'eau dans les piézomètres sont mesurés en utilisant la même surface de référence que pour mesurer la différence de charge appliquée sur l'échantillon. Il est ainsi possible de calculer la perte de charge, donc le gradient, entre chaque paire de piézomètres ainsi qu'entre le sommet ou la base de l'échantillon (entrée et sortie d'eau) et les piézomètres. Le gradient entre deux piézomètres correspond à l'équation suivante :

$$i_{(1-2)} = \frac{(P_1 - P_2)}{(h_1 - h_2)} \quad (3.1)$$

Ici, $i_{(1-2)}$ est le gradient entre les piézomètres 1 et 2. Les valeurs de P_1 et P_2 correspondent aux pressions hydrauliques en centimètres, mesurées dans les deux piézomètres, et h_1 et h_2 sont les hauteurs des embouchures des piézomètres en centimètres.

L'équation 3.1 peut être utilisée pour évaluer le gradient hydraulique dans la couche supérieure, dans laquelle se trouvent les deux premiers piézomètres (i_s) et dans la couche inférieure (i_l).

Le gradient hydraulique dans la couche centrale (i_c) est calculé indirectement, puisque seul le piézomètre du centre se situe à la hauteur de cette couche. Il existe plusieurs méthodes pour évaluer le gradient dans la couche centrale au moyen des valeurs piézométriques. La méthode retenue dans cette étude est la suivante. Il faut recourir aux valeurs de gradient des couches de matériaux grossiers pour identifier la valeur du gradient hydraulique dans la partie supérieure (i_{Cs}) et la partie inférieure (i_{Ci}) de la couche de matériau fin, selon les équations 3.2a et 3.2b. Les valeurs du paramètre $D_{(P\text{-Contact})}$ correspondent aux distances entre les piézomètres et le contact de la couche de matériaux fins avec la couche de matériaux grossiers.

$$i_{Cs} = \frac{(P_2 - P_3) - (i_s * D_{(P2\text{-ContactSupérieur})})}{D_{(P3\text{-ContactSupérieur})}} \quad (3.2a)$$

$$i_{Ci} = \frac{(P_3 - P_4) - (i_l * D_{(P4\text{-ContactInférieur})})}{D_{(P3\text{-ContactInférieur})}} \quad (3.2b)$$

La valeur du gradient moyen dans la couche de matériaux fins est la moyenne des gradients inférieurs et supérieurs, pondérée selon la position du troisième piézomètre. Dans l'équation 3.5, L_c est l'épaisseur de la couche centrale de matériau fin en centimètres.

$$i_c = \frac{(i_{Ci} * D_{(P3\text{-ContactInférieur})}) + (i_{Cs} * D_{(P3\text{-ContactSupérieur})})}{L_c} \quad (3.3)$$

Les équations précédentes ont été élaborées en considérant que le gradient hydraulique vertical est uniforme dans les deux couches composées de matériaux grossiers. Les distances ont été calculées à partir de la géométrie des équipements et de l'échantillon lors de la mise en place des matériaux.

3.1.7 - Données au démontage

Lors du démontage, l'épaisseur des couches est mesurée afin de comparer le volume initial avec le volume final de l'échantillon après la série d'essais. Une mesure approximative de l'épaisseur de chaque couche est prise afin d'évaluer la diminution de volume pour chacune d'elle. Toutefois, le contact entre deux couches a tendance à s'estomper légèrement pendant les essais. Ce contact peut se déplacer verticalement de façon différentielle. Ceci rend difficile l'évaluation du tassement dans chaque couche. Pour cette raison, une mesure de la hauteur totale de l'échantillon après les essais est prise. La hauteur initiale de l'échantillon ayant été déterminée, il est possible de déterminer le tassement vertical. Le tassement moyen est appliqué à chaque couche.

Des échantillons sont aussi prélevés au démontage pour les essais de teneur en eau et de granulométrie. La position des échantillons prélevés aux fins des essais de détermination de la granulométrie doit être mesurée avec précaution. Leurs distances aux contacts entre les couches sont calculées et notées pour fins d'analyse.

3.1.8 - Données des essais avec des couches inclinées

Les données prises pendant le montage et les essais sur les échantillons avec des couches inclinées imposent certaines précautions additionnelles. L'épaisseur de la couche de matériau fin est calculée de deux façons, perpendiculairement au contact (épaisseur vraie) et parallèlement à la paroi du cylindre (dimension verticale). L'essai est nommé selon la dimension verticale de la couche de matériau fin.

L'analyse des résultats des essais effectués avec un échantillon incliné est plus complexe puisque la simplification de symétrie n'est plus possible. Les mesures de pressions interstitielles, réparties de chaque côté de la colonne, permettent de calculer le gradient hydraulique en certains points.

L'échantillon avec des couches inclinées est plus long afin d'inclure entièrement une couche inclinée à 45°. L'échantillon est moins perméable et une plus grande quantité

d'eau doit circuler dans l'appareil puisque le volume des pores dans ces échantillons est plus grand. Finalement, pour atteindre le même gradient dans ces échantillons que dans les montages plus courts, une charge hydraulique plus élevée est utilisée.

3.2 - Résultats

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans cette section. Dans le cas où les résultats sont analogues dans pratiquement tous les essais, seuls quelques-uns seront présentés et discutés. Les autres résultats sont présentés à l'Annexe 1.3. Dans le cas où plusieurs comportements ont été observés, les exemples les plus représentatifs sont présentés.

Une interprétation sommaire des résultats observés est présentée dans cette section. L'analyse des résultats et l'interprétation des phénomènes seront discutées à la section suivante de ce chapitre. Une discussion de l'ensemble des résultats se trouve au chapitre 4.

3.2.1 - Géotechnique

Les principaux résultats géotechniques comprennent la densité, la teneur en eau et le degré de saturation des matériaux. Pour chaque essai, les mesures ont été effectuées avant et après les essais d'érosion, ce qui permet d'apprécier les changements qui se sont produits. Le tableau 3.1 montre les résultats obtenus pour chaque essai réalisé. La teneur en eau de chaque couche lors de la mise en place est présentée. La longueur et l'indice des vides de chaque couche sont comparés avant et après la réalisation des quatre phases des essais d'érosion. Le tableau 3.1 présente également le degré de saturation après la phase de saturation et après les essais. Les valeurs de tassement et de déformation pour chaque échantillon sont finalement présentées. La masse et le volume de grains solides dans chaque couche sont considérés constants pendant les essais.

Tableau 3.1 : Tableau résumé des propriétés géotechniques des divers essais

Essai (voir tableau 2.5)	1L	2D	2L	2Mg	4L	4M	4Mg	6L	6M	6Mig	8M	8Mi
<u>Teneur en eau de mise en place (%)</u>												
Couche 1 (bas)	6,48	9,58	7,25	7,30	5,39	7,70	7,13	4,95	5,51	6,87	3,26	8,51
Couche 2	12,41	14,59	13,35	12,65	12,09	13,39	12,65	11,25	11,60	12,79	8,65	9,21
Couche 3 (haut)	6,14	8,30	6,36	6,40	5,27	6,88	8,11	5,05	5,48	5,73	3,27	8,51
<u>Avant essai</u>												
<u>Longueur totale (cm)</u>	20,61	20,44	20,40	20,89	21,74	21,00	21,53	22,39	21,15	40,52	21,15	33,84
Couche 1 (bas)	10,28	10,14	10,03	9,74	9,60	8,09	8,71	9,61	8,64	22,31	7,65	19,74
Couche 2	1,26	2,31	2,08	2,19	3,69	3,94	3,86	4,69	5,85	5,75	7,21	7,20
Couche 3 (haut)	9,08	7,99	8,30	8,96	8,45	8,98	8,95	8,09	6,66	12,46	6,29	6,90
<u>Indice des vides</u>												
Couche 1 (bas)	0,79	0,58	0,75	0,50	0,78	0,60	0,51	0,76	0,50	0,65	0,62	0,82
Couche 2	0,74	0,58	0,93	0,88	1,04	0,67	0,86	0,95	0,67	1,17	0,68	1,02
Couche 3 (haut)	0,77	0,54	0,74	0,48	0,91	0,54	0,50	0,78	0,57	0,45	0,59	0,66
<u>Après essai</u>												
<u>Longueur totale (cm)</u>	19,50	19,95	19,66	20,58	19,55	20,70	21,51	21,50	21,00	38,89	20,50	30,23
Couche 1 (bas)	9,72	9,90	9,66	9,60	8,63	7,97	8,71	9,23	8,58	21,41	7,41	17,63
Couche 2	1,19	2,26	2,00	2,16	3,32	3,88	3,86	4,50	5,81	5,52	6,99	6,43
Couche 3 (haut)	8,59	7,80	8,00	8,83	7,60	8,85	8,94	7,77	6,62	11,96	6,09	6,16
<u>Indice des vides</u>												
Couche 1 (bas)	0,70	0,54	0,69	0,48	0,60	0,57	0,51	0,69	0,48	0,58	0,57	0,63
Couche 2	0,65	0,54	0,86	0,86	0,83	0,64	0,86	0,88	0,66	1,08	0,63	0,80
Couche 3 (haut)	0,68	0,50	0,68	0,46	0,72	0,52	0,50	0,71	0,56	0,39	0,55	0,48
<u>Degré saturation (%)</u>												
Initial (après saturation)	90	96	99	99	100	104	98	102	88	98	99	95
Final	101	101	103	102	101	106	103	103	89	103	99	98
<u>Tassement total (cm)</u>	1,11	0,49	0,74	0,30	2,19	0,30	0,02	0,89	0,15	1,63	0,65	3,61
<u>Déformation</u>	0,054	0,024	0,036	0,015	0,101	0,014	0,001	0,040	0,007	0,040	0,031	0,107

L'épaisseur des couches de matériaux à granulométrie fine est un des facteurs les plus importants de cette étude. La couche la plus mince qui ait été étudiée possède une épaisseur de 1,25cm. La plus épaisse est de 7,21cm. Les couches plus minces rendent plus difficile la prise d'échantillon à la fin des essais, alors que les couches trop épaisses diminuent grandement la conductivité hydraulique des échantillons et allongent le temps d'essai.

Lors de la préparation des matériaux, les teneurs en eau ont été ajustées pour que les deux matériaux, fin et grossier, aient des teneurs rapprochées ou éloignées de l'optimum Proctor, afin d'obtenir deux matériaux denses ou lâches. Ainsi, dans un

échantillon, l'indice des vides du matériau fin varie avec l'indice des vides du matériau grossier. Cette relation est montrée dans la figure 3.1.

Dans les différents montages effectués, les indices des vides varient de 0,5 à 1,05. Pour la couche de mélange de sable laurentien et de farine de silice, les indices des vides varient de 0,5 à 0,91, pour des valeurs de teneur en eau variant de 3 à 10% (voir la figure 3.2). La relation entre la teneur en eau et l'indice des vides du matériau grossier est mal définie. Pour la couche de silice, la valeur de l'indice des vides varie de 0,58 à 1,05, pour des teneurs en eau lors de la mise en place qui varient entre 9 et 15% (voir la figure 3.3). Il n'est pas possible d'observer une relation entre la teneur en eau de la silice et l'indice des vides

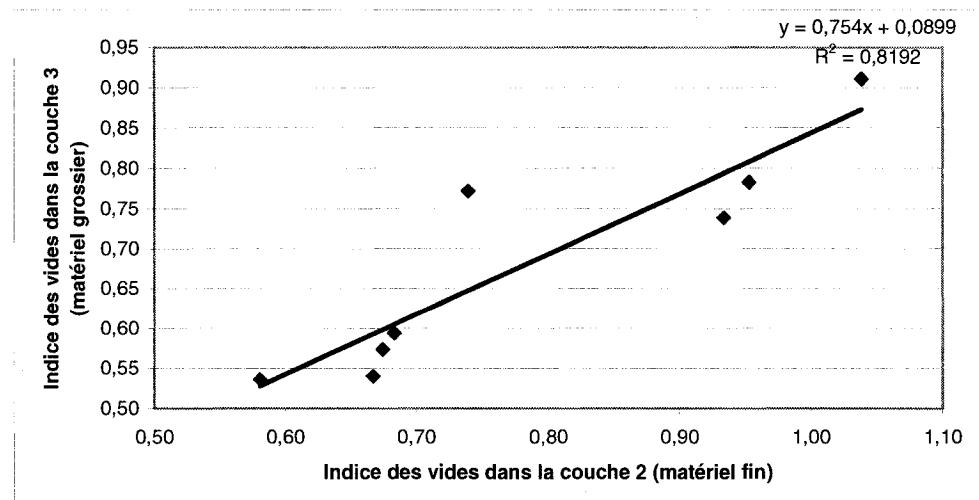


Figure 3.1 : Indices des vides du mélange en fonction de celui de la silice dans le même échantillon

La teneur en eau lors de la mise en place du sable Laurentien seul (dans le cadre de certains essais) était d'approximativement 7%, soit une valeur légèrement plus élevée que l'optimum Proctor. L'indice des vides obtenu dans tous les cas pour ce matériau se situe autour de 0,5.

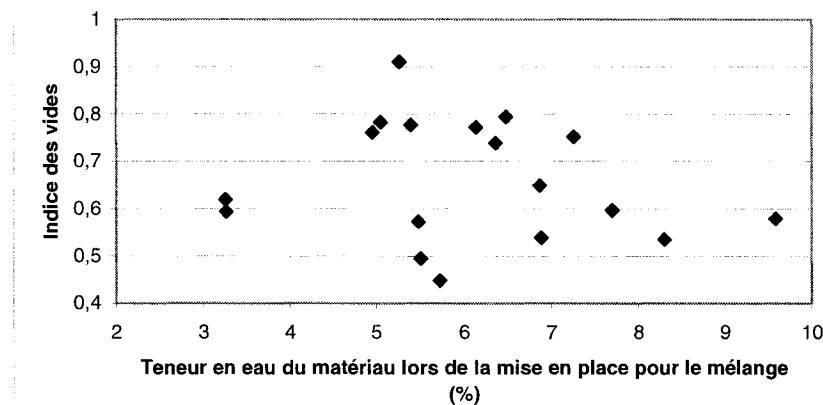


Figure 3.2 : Indices des vides du mélange en fonction de la teneur en eau

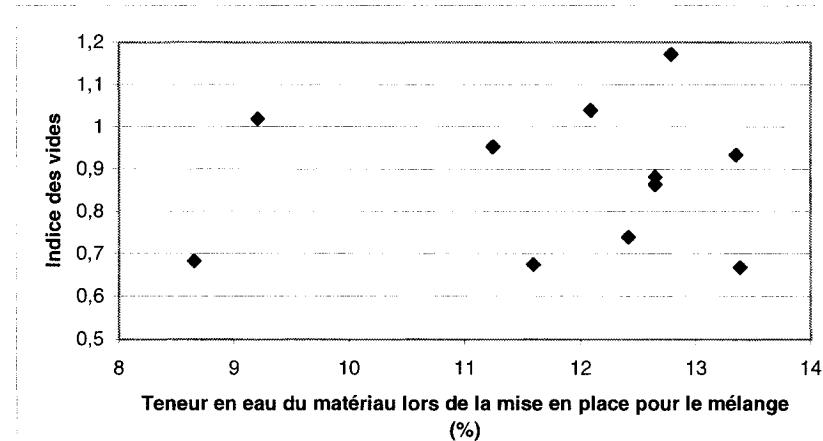


Figure 3.3 : Indices des vides de la silice en fonction de la teneur en eau

Il faut noter finalement que les valeurs d'indice des vides des matériaux peuvent varier en cours d'essai. Le tassement dans chaque couche sera mesuré par différence d'épaisseur à la fin de l'essai. Les valeurs d'indice des vides pourront alors atteindre 0,45 dans le cas du matériau grossier, et 0,55 dans le cas du matériau fin.

L'hypothèse avait été faite que la masse volumique du sol humide (dépendant de l'indice des vides) était influencée par la teneur en eau lors de la mise en place pour une énergie de compaction constante (principe des essais Proctor). Cette relation n'a pas été observée dans les résultats de laboratoire.

3.2.2 - Saturation

Les résultats du calcul du degré de saturation permettent de suivre l'évolution de cette variable au cours des essais. La masse du montage permet de déterminer quelle proportion des vides est remplie d'eau. Cette variable permet également de poser des hypothèses sur l'évolution du comportement de l'échantillon au cours de l'essai.

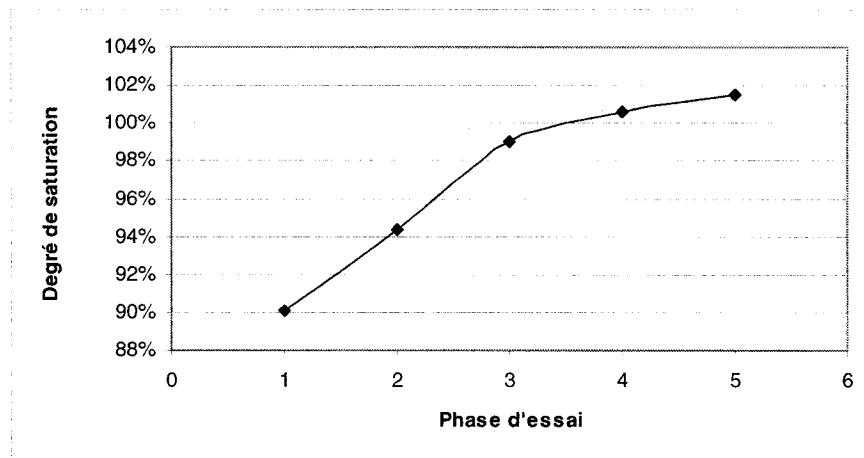


Figure 3.4 : Degré de saturation en fonction des phases de l'essai 1L

Ainsi, il a été possible d'observer une augmentation du degré de saturation en cours d'essai (voir l'exemple de la figure 3.4). Chaque phase de l'essai utilise une charge hydraulique supérieure, ce qui augmente le débit dans l'échantillon. Le degré de saturation se stabilise habituellement autour de 100%. Il est possible que le degré de saturation identifié soit supérieur à 100%. Cette situation peut être expliquée par des incertitudes et imprécisions sur les mesures, incluant la présence de bulles d'air à l'intérieur du montage lors de la détermination du volume. À cette étape, le montage doit être rempli d'eau désaérée et déminéralisée. La masse d'eau dans l'appareil indique son volume. La présence d'air réduit le volume mesuré de l'appareil. Un matériau saturé présente alors un degré de saturation supérieur à 100%, car un plus grand volume de pore que celui déterminé au départ est rempli d'eau. La faible précision sur certaines mesures géométriques, telles l'épaisseur des couches et le diamètre de la colonne, peut aussi augmenter l'incertitude sur le degré de saturation.

3.2.3 – Gradient hydraulique

Les piézomètres installés le long des échantillons permettent de suivre l'évolution et la répartition des gradients hydrauliques lors de l'écoulement de l'eau dans le montage. La position des piézomètres (i.e. deux dans la couche supérieure, deux dans la couche inférieure, et un dans la couche fine centrale) permet de définir le gradient dans chaque couche (voir les équations 3.1 et 3.2). Un exemple de l'évolution des gradients hydrauliques dans chaque couche en fonction de la charge hydraulique appliquée sur l'échantillon est donné au tableau 3.2. Le gradient moyen a été estimé selon l'équation 3.1 en utilisant la différence de pressions hydrauliques entre l'entrée et la sortie de l'échantillon, divisée par la longueur totale de l'échantillon. Le tableau 3.2 indique que le gradient dans chaque couche a tendance à augmenter de façon proportionnelle à la charge hydraulique. Les gradients dans les deux couches de matériau grossier sont du même ordre de grandeur alors que le gradient dans la couche de matériau fin est deux à cinq fois plus élevé de manière générale.

Si la valeur du gradient hydraulique dans une couche est connue, il est possible d'estimer la conductivité hydraulique de cette couche au moyen de l'équation 2.1. Cette opération a été effectuée pour chaque couche pendant chaque phase des essais. Les résultats sont présentés au tableau 3.3. Dans ce tableau, le gradient moyen est identifié dans l'échantillon au moyen de l'équation 3.1, en considérant la longueur totale de l'échantillon et la différence de charge hydraulique entre l'entrée et la sortie d'eau. En général, la conductivité hydraulique diminue avec l'augmentation de la charge hydraulique appliquée. La conductivité hydraulique peut demeurer constante dans une couche et diminuer globalement dans l'échantillon. Des diminutions de conductivité hydraulique allant jusqu'à un ordre de grandeur ont été observées dans certains essais, par exemple pour la deuxième couche dans l'essai 8M (de $1,85\text{e}^{-4}$ à $2,23\text{e}^{-5}$, voir le tableau 3.3). La conductivité hydraulique moyenne des essais utilisant le sable de la carrière Laurentienne comme matériau grossier a légèrement augmentée pendant les essais. Les changements sont toutefois de l'ordre de la précision des mesures.

Tableau 3.2 : Exemple de variation des gradients moyens et des gradients de chaque couche en fonction de l'incrément de charge hydraulique pour l'essai 2L

Déférence de charge (cm)	Gradient Moyen	Gradient Couche 1 (bas)	Gradient Couche 2	Gradient Couche 3 (haut)
34,5	1,7	1,0	5,2	1,7
71,10	3,5	1,9	11,1	3,5
108,30	5,3	3,2	18,6	4,5
162,50	8,0	5,4	28,2	6,0

Tableau 3.3 : Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante pour chaque couche en fonction de la charge et du gradient hydraulique pour chaque essai

Essai	Paramètre	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
1L	Charge hydraulique (cm)	33,5	70,1	107,3	161,7
	Gradient moyen	1,6	3,4	5,2	7,8
	k moyen (cm/s)	2,30E-04	2,14E-04	1,76E-04	1,55E-04
	k couche 1 (bas)	1,22E-02	5,61E-04	5,03E-04	2,58E-04
	k couche 2	7,96E-03	1,07E-04	9,65E-05	1,51E-04
	k couche 3 (haut)	4,74E-03	1,56E-04	1,40E-04	1,44E-04
2L	Charge hydraulique (cm)	34,5	71,1	108,3	162,5
	Gradient moyen	1,7	3,5	5,3	8,0
	k moyen (cm/s)	2,13E-04	1,98E-04	1,52E-04	1,36E-04
	k couche 1 (bas)	1,95E-03	3,99E-04	3,12E-04	2,30E-04
	k couche 2	3,69E-04	6,91E-05	5,40E-05	4,41E-05
	k couche 3 (haut)	1,15E-03	2,23E-04	2,21E-04	2,09E-04
2D	Charge hydraulique (cm)	38,3	90,4	134,4	187,3
	Gradient moyen	1,0	2,7	4,4	9,1
	k moyen (cm/s)	8,59E-04	8,51E-04	8,03E-04	7,88E-04
	k couche 1 (bas)	2,22E-03	1,76E-03	1,69E-03	1,63E-03
	k couche 2	1,89E-04	1,84E-04	1,94E-04	1,90E-04
	k couche 3 (haut)	1,58E-03	1,36E-03	1,29E-03	1,28E-03
2Mg	Charge hydraulique (cm)	21,5	56,3	92,8	190,9
	Gradient moyen	1,0	2,7	4,4	9,1
	k moyen (cm/s)	8,59E-04	8,51E-04	8,03E-04	7,88E-04
	k couche 1 (bas)	2,22E-03	1,76E-03	1,69E-03	1,63E-03
	k couche 2	1,89E-04	1,84E-04	1,94E-04	1,90E-04
	k couche 3 (haut)	1,58E-03	1,36E-03	1,29E-03	1,28E-03
4L	Charge hydraulique (cm)	15,3	52,1	89,7	182,1
	Gradient moyen	0,7	2,4	4,1	8,4
	k moyen (cm/s)	1,15E-04	1,09E-04	9,51E-05	8,11E-05
	k couche 1 (bas)	3,05E-04	2,06E-04	2,62E-04	2,21E-04
	k couche 2	5,57E-05	3,67E-05	4,24E-05	3,58E-05
	k couche 3 (haut)	1,39E-04	1,06E-04	1,46E-04	1,59E-04

Tableau 3.3 (suite et fin) : Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante pour chaque couche en fonction de la charge et du gradient hydraulique pour chaque essai

4Mg	Charge hydraulique (cm)	20,7	55,5	92,0	189,9
	Gradient moyen	1,0	2,6	4,3	8,8
	k moyen (cm/s)	7,08E-04	7,34E-04	7,69E-04	7,81E-04
	k couche 1 (bas)	1,58E-03	1,79E-03	2,03E-03	1,79E-03
	k couche 2	2,08E-04	2,40E-04	2,70E-04	2,94E-04
	k couche 3 (haut)	1,54E-03	1,13E-03	1,15E-03	1,15E-03
4M	Charge hydraulique (cm)	38,0	89,6	133,7	185,5
	Gradient moyen	1,8	4,3	6,4	8,8
	k moyen (cm/s)	1,64E-04	1,54E-04	1,20E-04	1,15E-04
	k couche 1 (bas)	2,38E-04	2,15E-04	1,92E-04	2,78E-04
	k couche 2	1,41E-04	1,24E-04	9,03E-05	5,75E-05
	k couche 3 (haut)	1,58E-04	1,63E-04	1,11E-04	1,17E-04
6L	Charge hydraulique (cm)	15,2	52,2	89,7	182,6
	Gradient moyen	0,7	2,3	4,0	8,2
	k moyen (cm/s)	8,71E-05	8,52E-05	7,70E-05	7,00E-05
	k couche 1 (bas)	6,57E-05	2,50E-04	2,83E-04	2,11E-04
	k couche 2	1,12E-03	5,67E-05	3,26E-05	3,30E-05
	k couche 3 (haut)	1,08E-04	2,18E-04	1,55E-04	1,73E-04
6M	Charge hydraulique (cm)	39,0	90,3	138,5	187,9
	Gradient moyen	1,8	4,3	6,5	8,9
	k moyen (cm/s)	1,49E-04	1,50E-04	1,40E-04	1,10E-04
	k couche 1 (bas)	2,18E-04	1,89E-04	2,06E-04	2,02E-04
	k couche 2	1,17E-04	1,23E-04	9,47E-05	6,09E-05
	k couche 3 (haut)	1,63E-04	1,86E-04	1,86E-04	1,72E-04
6Mig	Charge hydraulique (cm)	14,6	36,3	73,5	227,1
	Gradient moyen	0,4	0,9	1,8	5,6
	k moyen (cm/s)	4,35E-04	4,68E-04	4,64E-04	4,58E-04
	k couche 1 (bas)	1,37E-03	2,19E-03	2,31E-03	2,18E-03
	k couche 2	1,20E-04	9,78E-05	9,98E-05	1,00E-04
	k couche 3 (haut)	1,37E-03	9,03E-04	8,68E-04	8,74E-04
8M	Charge hydraulique (cm)	38,5	90,8	138,6	187,4
	Gradient moyen	1,8	4,3	6,6	8,9
	k moyen (cm/s)	1,04E-04	8,16E-05	6,51E-05	4,51E-05
	k couche 1 (bas)	7,42E-05	1,63E-04	1,65E-04	1,55E-04
	k couche 2	1,85E-04	5,27E-05	3,83E-05	2,23E-05
	k couche 3 (haut)	1,43E-04	1,18E-04	9,96E-05	1,10E-04
8Mi	Charge hydraulique (cm)	44,1	76,0	149,5	226,9
	Gradient moyen	1,3	2,2	4,4	6,7
	k moyen (cm/s)	1,95E-04	1,92E-04	1,48E-04	1,00E-04
	k couche 1 (bas)	3,01E-04	3,07E-04	3,28E-04	2,24E-04
	k couche 2	1,01E-04	7,83E-05	8,79E-05	5,19E-05
	k couche 3 (haut)	1,68E-04	3,20E-04	1,51E-04	6,89E-05

L'estimation du gradient (voir les équations 3.1 et 3.2) permet également de mesurer la conductivité hydraulique (avec l'équation 1.1) dans la partie supérieure et la partie inférieure de la couche de matériau fin (tableau 3.4). Les variations de conductivité

hydraulique à l'intérieur d'une couche peuvent être causées par la migration de particules. La valeur de la conductivité hydraulique est habituellement plus faible dans la partie inférieure de la couche de matériau fin. La méthode de calcul utilisée n'est pas des plus précises puisque certaines valeurs de conductivité hydraulique sont négatives (valeurs notées ND dans le tableau 3.4), principalement dans la partie supérieure de la couche de matériau fin.

Tableau 3.4 : Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante à l'intérieur de la couche de matériau fin (séparé par le piézomètre) pour tous les essais

Essai	Paramètre	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
1L	Charge hydraulique (cm)	33,5	70,1	107,3	161,7
	k haut de la couche (cm/s)	ND	4,50E-04	3,84E-04	7,27E-05
	k bas de la couche (cm/s)	3,09E-03	9,54E-05	8,64E-05	1,90E-03
	k moyen pondéré (cm/s)	7,96E-03	1,07E-04	9,65E-05	1,51E-04
2L	Charge hydraulique (cm)	34,5	71,1	108,3	162,5
	k haut de la couche (cm/s)	3,37E-04	6,63E-05	6,53E-05	6,97E-05
	k bas de la couche (cm/s)	4,76E-04	8,97E-05	6,44E-05	5,05E-05
	k moyen pondéré (cm/s)	3,69E-04	6,91E-05	5,40E-05	4,41E-05
2D	Charge hydraulique (cm)	38,3	90,4	134,4	187,3
	k haut de la couche (cm/s)	6,22E-04	6,43E-05	9,21E-05	3,91E-05
	k bas de la couche (cm/s)	6,59E-05	4,65E-05	2,74E-05	4,37E-05
	k moyen pondéré (cm/s)	1,89E-04	1,84E-04	1,94E-04	1,90E-04
2Mg	Charge hydraulique (cm)	21,5	56,3	92,8	190,9
	k haut de la couche (cm/s)	ND	2,07E-04	ND	ND
	k bas de la couche (cm/s)	1,50E-04	1,72E-04	1,50E-04	1,39E-04
	k moyen pondéré (cm/s)	1,89E-04	1,84E-04	1,94E-04	1,90E-04
4L	Charge hydraulique (cm)	15,3	52,1	89,7	182,1
	k haut de la couche (cm/s)	1,01E-04	5,00E-05	5,32E-05	4,78E-05
	k bas de la couche (cm/s)	3,87E-05	3,16E-05	3,89E-05	3,07E-05
	k moyen pondéré (cm/s)	5,57E-05	3,67E-05	4,24E-05	3,58E-05
4Mg	Charge hydraulique (cm)	20,7	55,5	92,0	189,9
	k haut de la couche (cm/s)	1,44E-04	2,09E-04	3,68E-04	3,20E-04
	k bas de la couche (cm/s)	2,83E-04	2,58E-04	2,29E-04	2,73E-04
	k moyen pondéré (cm/s)	2,08E-04	2,40E-04	2,70E-04	2,94E-04
4M	Charge hydraulique (cm)	38,0	89,6	133,7	185,5
	k haut de la couche (cm/s)	ND	6,96E-04	ND	ND
	k bas de la couche (cm/s)	1,42E-04	1,30E-04	5,94E-05	4,02E-05
	k moyen pondéré (cm/s)	1,41E-04	1,24E-04	9,03E-05	5,75E-05

Tableau 3.4 (suite et fin): Variation de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge constante à l'intérieur de la couche de matériau fin (séparé par le piézomètre) pour tous les essais

6L	Charge hydraulique (cm)	15,2	52,2	89,7	182,6
	k haut de la couche (cm/s)	1,25E-04	5,44E-05	3,42E-05	3,49E-05
	k bas de la couche (cm/s)	ND	6,21E-05	3,30E-05	3,34E-05
	k moyen pondéré (cm/s)	1,12E-03	5,67E-05	3,26E-05	3,30E-05
6M	Charge hydraulique (cm)	39,0	90,3	138,5	187,9
	k haut de la couche (cm/s)	2,16E-04	1,41E-04	1,11E-04	8,70E-05
	k bas de la couche (cm/s)	8,99E-05	1,23E-04	1,06E-04	5,09E-05
	k moyen pondéré (cm/s)	1,17E-04	1,23E-04	9,47E-05	6,09E-05
8M	Charge hydraulique (cm)	38,5	90,8	138,6	187,4
	k haut de la couche (cm/s)	1,39E-04	1,44E-04	2,08E-04	1,14E-04
	k bas de la couche (cm/s)	2,91E-04	3,43E-05	2,17E-05	1,26E-05
	k moyen pondéré (cm/s)	1,85E-04	5,27E-05	3,83E-05	2,23E-05

Les valeurs du gradient hydraulique ont été déterminées pour chaque couche (voir les équations 3.1 et 3.2) pour chaque phase des essais (voir le tableau 3.3). Les valeurs du gradient i_i de chaque couche ont été divisées par le gradient moyen i_{moyen} dans l'échantillon pour chaque phase de l'essai. Le gradient moyen a été estimé selon l'équation 3.1 en utilisant la différence de pressions hydrauliques entre l'entrée et la sortie de l'échantillon, divisée par la longueur totale de l'échantillon. L'évolution de ces rapports permet d'observer l'évolution relative de la conductivité hydraulique dans chacune des couches. Dans certains cas, ces rapports demeurent constants tout au long de l'essai, alors que dans d'autres cas, ils vont être grandement modifiés par les écoulements.

Tous les résultats sont présentés au tableau 3.5. La hausse du gradient relatif dans une couche signifie qu'une fraction de plus en plus grande de la perte de charge se fait dans cette couche de conductivité hydraulique plus faible. C'est le cas notamment pour la couche 2 dans le cas de l'essai 4M (voir le tableau 3.5).

À l'inverse, un rapport qui diminue signifie que la couche est de plus en plus perméable (voir la couche 1 de l'essai 2D au tableau 3.5).

Tableau 3.5 : Variation des rapports des gradients entre les couches de matériaux en fonction de l'incrément de charge

		Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
1L	i_1 / i_{moyen}	0,59	0,43	0,43	0,74
	i_2 / i_{moyen}	0,92	2,23	2,23	1,27
	i_3 / i_{moyen}	1,54	1,54	1,54	1,32
2L	i_1 / i_{moyen}	0,58	0,55	0,61	0,68
	i_2 / i_{moyen}	3,08	3,19	3,50	3,55
	i_3 / i_{moyen}	0,99	0,99	0,85	0,75
4L	i_1 / i_{moyen}	0,46	0,48	0,47	0,51
	i_2 / i_{moyen}	2,50	2,68	2,90	3,14
	i_3 / i_{moyen}	1,00	0,93	0,84	0,71
4Mg	i_1 / i_{moyen}	0,46	0,41	0,39	0,46
	i_2 / i_{moyen}	3,48	3,06	2,95	2,77
	i_3 / i_{moyen}	0,47	0,65	0,70	0,71
6M	i_1 / i_{moyen}	0,74	0,87	0,74	0,59
	i_2 / i_{moyen}	1,39	1,33	1,60	1,96
	i_3 / i_{moyen}	1,00	0,88	0,81	0,69
8M	i_1 / i_{moyen}	1,53	0,55	0,43	0,32
	i_2 / i_{moyen}	0,61	1,69	1,85	2,20
	i_3 / i_{moyen}	0,80	0,76	0,71	0,45
2D	i_1 / i_{moyen}	0,51	0,47	0,43	0,29
	i_2 / i_{moyen}	2,20	3,56	3,67	4,20
	i_3 / i_{moyen}	1,27	0,93	0,95	0,98
2Mg	i_1 / i_{moyen}	0,43	0,49	0,50	0,51
	i_2 / i_{moyen}	5,04	4,63	4,37	4,33
	i_3 / i_{moyen}	0,60	0,63	0,66	0,64
4M	i_1 / i_{moyen}	0,74	0,78	0,66	0,43
	i_2 / i_{moyen}	1,26	1,36	1,40	2,09
	i_3 / i_{moyen}	1,12	1,04	1,13	1,03
6L	i_1 / i_{moyen}	1,56	0,57	0,34	0,45
	i_2 / i_{moyen}	0,09	2,51	2,99	2,89
	i_3 / i_{moyen}	0,95	0,65	0,63	0,55
6Mig	i_1 / i_{moyen}	0,41	0,21	0,21	0,22
	i_2 / i_{moyen}	4,71	4,80	4,78	4,78
	i_3 / i_{moyen}	0,41	0,52	0,55	0,55
8Mi	i_1 / i_{moyen}	0,70	0,62	0,56	0,49
	i_2 / i_{moyen}	2,09	2,43	2,08	2,09
	i_3 / i_{moyen}	1,25	0,60	1,21	1,58

3.2.4 - Conductivité hydraulique

Le suivi de la conductivité hydraulique des échantillons s'effectue de deux façons, par la mesure sous charge variable (voir l'équation 2.2), puis par la mesure du débit d'eau circulant dans l'échantillon sous charge constante (voir l'équation 2.1).

La première façon de présenter les variations de conductivité hydraulique consiste ici à suivre son évolution en fonction du temps au cours d'une seule phase de chargement hydraulique. L'autre façon de présenter ces résultats est de déterminer la modification relative de la conductivité hydraulique de l'échantillon en fonction du gradient (*i*) pendant les différentes phases de l'essai. Le gradient initial (servant de référence) est le gradient moyen dans l'échantillon lors du premier essai de conductivité hydraulique à charge variable. Différents comportements sont identifiables, soit une augmentation, une diminution ou une oscillation de la conductivité hydraulique.

Les essais de conductivité hydraulique à charge variable sont très rapides (moins d'une heure dans tous les cas). Il a été supposé qu'il soit possible d'observer des modifications de la valeur de la conductivité hydraulique en cours d'essai. Les résultats n'ont pas corroboré cette hypothèse. Les variations relatives de conductivité hydraulique observées pendant les essais sont inférieures à 10%, ce qui est du même ordre de grandeur que la précision de la méthode. La moyenne des valeurs obtenues est considérée comme la valeur de la conductivité hydraulique.

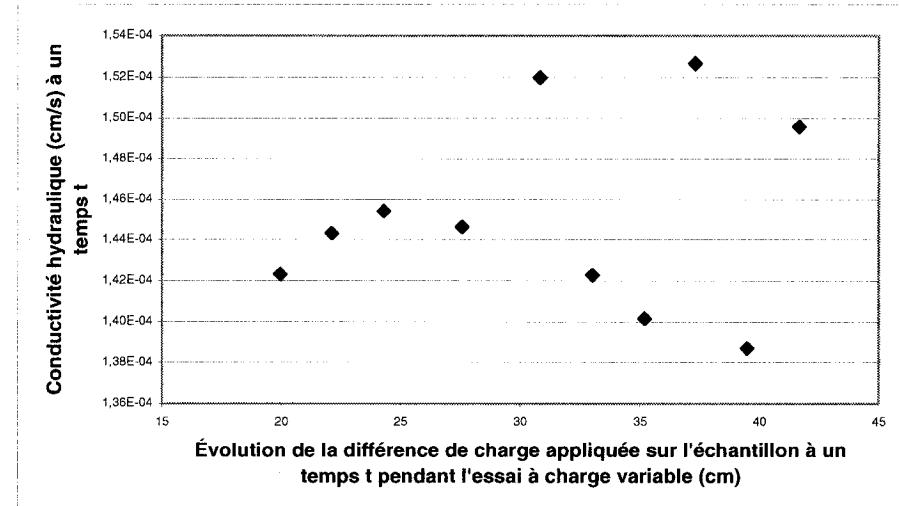


Figure 3.5 : Variation de conductivité hydraulique au cours d'un essai à charge variable sur l'échantillon 2L

Comme des essais de détermination de la conductivité hydraulique sous charge variable ont été réalisés entre chaque phase de l'essai, il est alors possible de tracer le graphique de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint pendant les quatre phases des essais sous charge constante. La figure 3.6 illustre la baisse de conductivité hydraulique d'un échantillon pendant la progression de l'essai, soit au fur et à mesure que le gradient hydraulique augmente.

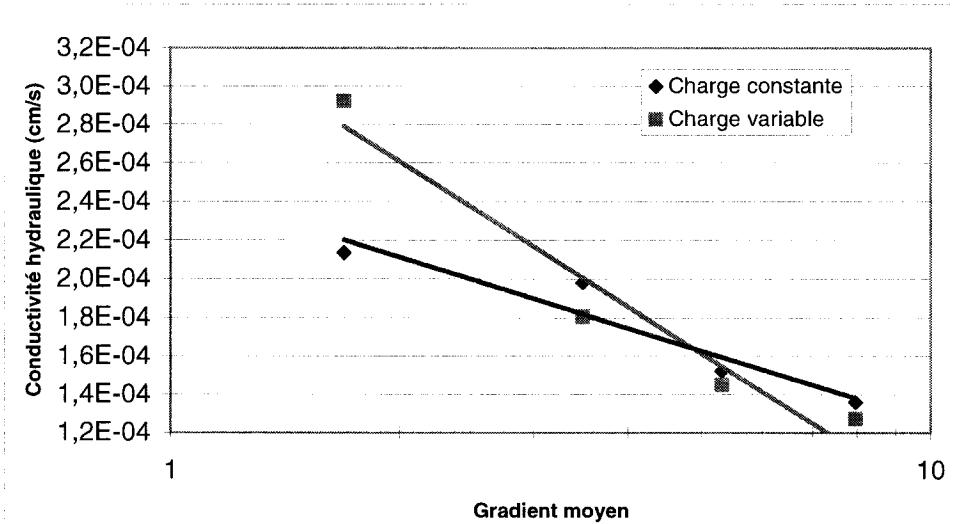


Figure 3.6 : Représentation semi-logarithmique de la valeur de la conductivité hydraulique déterminée par les essais sous charge variable et sous charge constante en fonction du gradient moyen dans l'échantillon 2L

De façon générale, la conductivité hydraulique d'un essai diminue avec l'augmentation de la charge hydraulique. Cette diminution de la conductivité hydraulique peut être causée par la densification des échantillons ou par le colmatage des pores par des particules migrées. La relation entre le gradient hydraulique et la conductivité hydraulique de l'échantillon n'est toutefois pas toujours aussi bien définie que dans l'exemple de la figure 3.6. Dans cette figure, la relation semble être semi-logarithmique. Dans certains cas, les variations sont infimes ou ne montrent pas de tendance claire. La représentation log-log de ces deux variables n'offre pas de meilleurs résultats.

L'expression de la variation relative de la conductivité hydraulique, présentée à l'équation 3.4, permet de représenter les variations de la conductivité hydraulique sur une base relative, soit en fonction de la conductivité initiale de l'échantillon. Avec cette représentation, il est plus facile de comparer les modifications de conductivité hydraulique de deux échantillons ayant des perméabilités initiales différentes. La conductivité hydraulique initiale dans l'équation 3.4 est la valeur déterminée lors du premier essai sous charge variable réalisé avant l'essai d'érosion.

$$k_{\text{Relatif (1,2,3,4)}} = \frac{\Delta k}{k_{\text{initial}}} = 1 - \frac{k_{\text{Phase(1,2,3,4)}}}{k_{\text{Initial}}} \quad (3.4)$$

Plus la valeur obtenue est près de l'unité, plus les changements de conductivité hydraulique sont grands. La réaction attendue des échantillons est une baisse de la conductivité hydraulique avec l'augmentation du gradient hydraulique *i*. L'expression 3.4 implique qu'une valeur de k_{Relatif} égale à zéro signifie qu'il n'y a pas eu de changement de conductivité hydraulique, comme c'est le cas au temps initial. Une valeur négative implique une augmentation de la conductivité hydraulique.

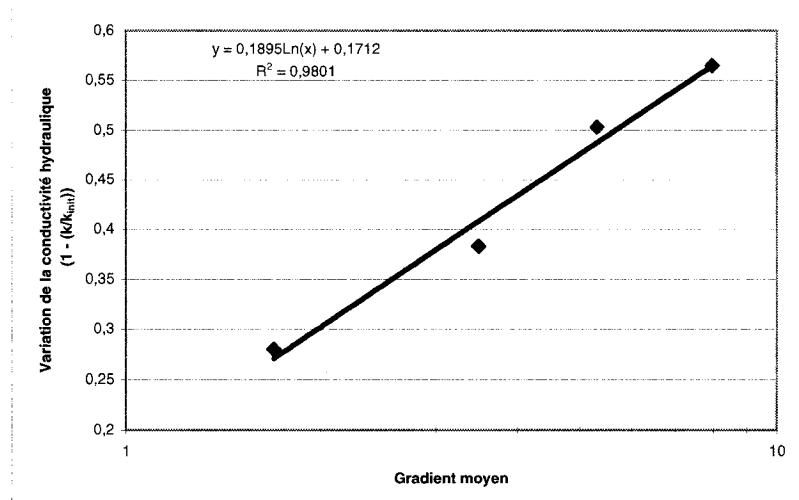


Figure 3.7 : Variation de la conductivité hydraulique relative sous charge variable en fonction du logarithme du gradient moyen pour l'essai 2L

Les différents comportements ont été observés pendant les essais. Les principaux sont exposés ici. Ils démontrent des cas où la valeur de la conductivité hydraulique diminue pendant l'essai (figure 3.7) et où elle augmente (figure 3.8).

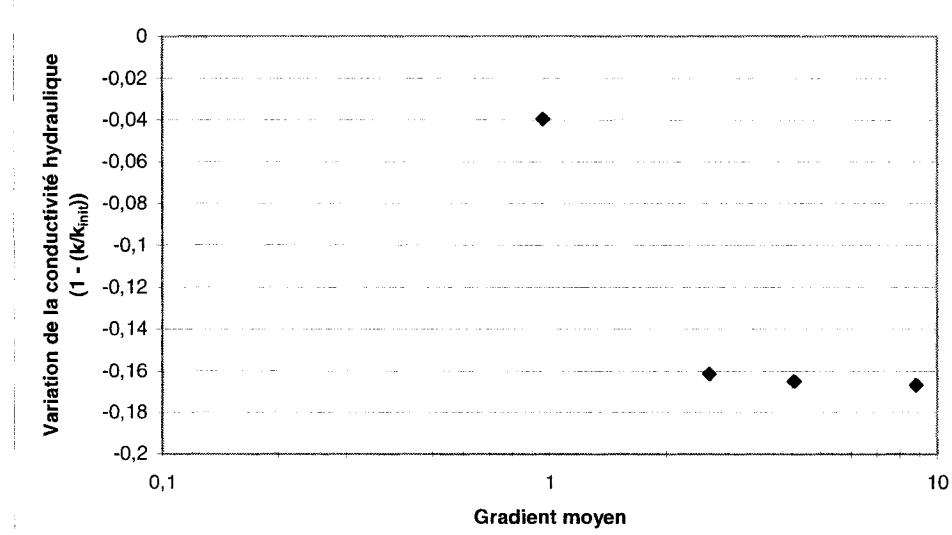


Figure 3.8 : Variation de la conductivité hydraulique sous charge variable en fonction du logarithme du gradient pour l'essai 4Mg

La valeur de la conductivité hydraulique peut aussi être déterminée pendant l'application d'une charge hydraulique constante, soit tout au long d'une phase de l'essai de migration de particules. Le gradient est considéré constant pendant cette période. La variation du débit d'eau sortant du montage permet de déterminer la conductivité hydraulique de l'échantillon (voir l'équation 1.1). La valeur de la conductivité hydraulique pendant une phase d'essai a également été exprimée de façon relative selon l'équation 3.4. Les figures 3.9 et 3.10 présentent deux types de comportement qui ont été observés lors des essais. La figure 3.9 montre une phase de l'essai pendant laquelle la conductivité hydraulique a progressivement diminué. La figure 3.10 montre un échantillon dont la conductivité hydraulique a augmenté au début d'une phase d'essai, pour ensuite recommencer à diminuer. Cette tendance a été observée à quelques reprises. Dans la plupart des cas, la conductivité hydraulique diminue en fonction du temps d'application d'une certaine charge hydraulique. Les

variations dans certains essais sont faibles et correspondent aux limites de précision des mesures.

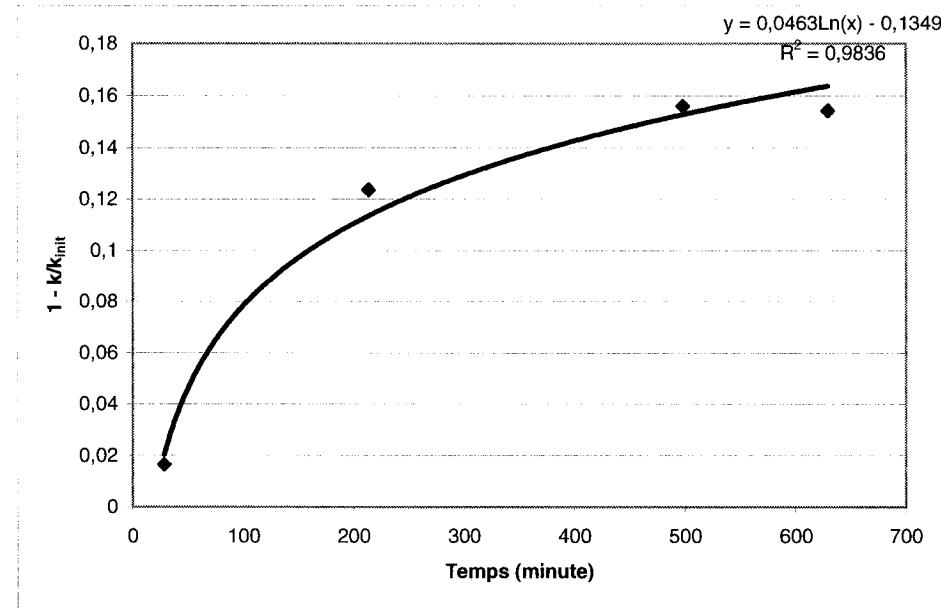


Figure 3.9 : Variation relative de la conductivité hydraulique sous charge constante pour la troisième phase de l'essai 2L en fonction du temps

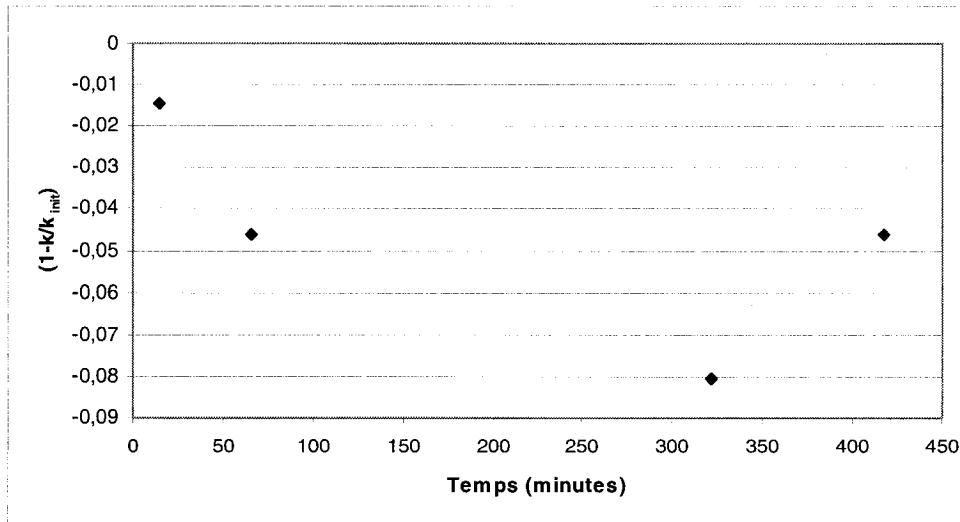


Figure 3.10 : Variation relative de la conductivité hydraulique sous charge constante pour la seconde phase de l'essai 2Mg en fonction du temps

Les relations entre la variation de la conductivité hydraulique et le gradient hydraulique ou le temps d'application d'une charge hydraulique semblent être des lois exponentielles. Dans pratiquement tous les cas, les relations semi-logarithmiques donnent des courbes dont le coefficient de corrélation est plus élevé que pour les relations linéaires. La faible précision sur les mesures de conductivité hydraulique peut expliquer qu'il soit difficile de définir précisément la variation de cette propriété en cours d'essai. La précision des essais à charge variable est toutefois jugée suffisante pour apprécier la tendance globale de la conductivité hydraulique pendant l'ensemble de l'essai.

3.2.5 - Migration de particules

La comparaison des résultats d'analyses granulométriques avant et après les essais permet théoriquement de déterminer si la taille des particules a changé en cours d'essai. Un échantillon est prélevé dans chacune des couches lors du montage des colonnes. C'est à la courbe granulométrique de cet échantillon que sont comparés les échantillons prélevés après les essais.

Deux modes de représentation graphique ont été utilisés pour comparer les courbes granulométriques. La première méthode consiste à présenter le pourcentage de masse de matériau passant cumulatif en fonction de la taille des grains. La seconde consiste à présenter le pourcentage de masse de chaque taille de particule. Ce pourcentage correspond à un certain intervalle de taille de particule, intervalle dont les limites inférieures et supérieures peuvent varier d'un essai à l'autre. Comme les intervalles de tailles de particules ne sont pas constants, la deuxième représentation graphique n'a pas pu être utilisée pour les analyses granulométriques. Ces résultats sont toutefois présentés à l'Annexe 1.3. De manière générale, il est difficile de comparer des courbes granulométriques lorsque les tailles des grains sont estimées par sédimentométrie.

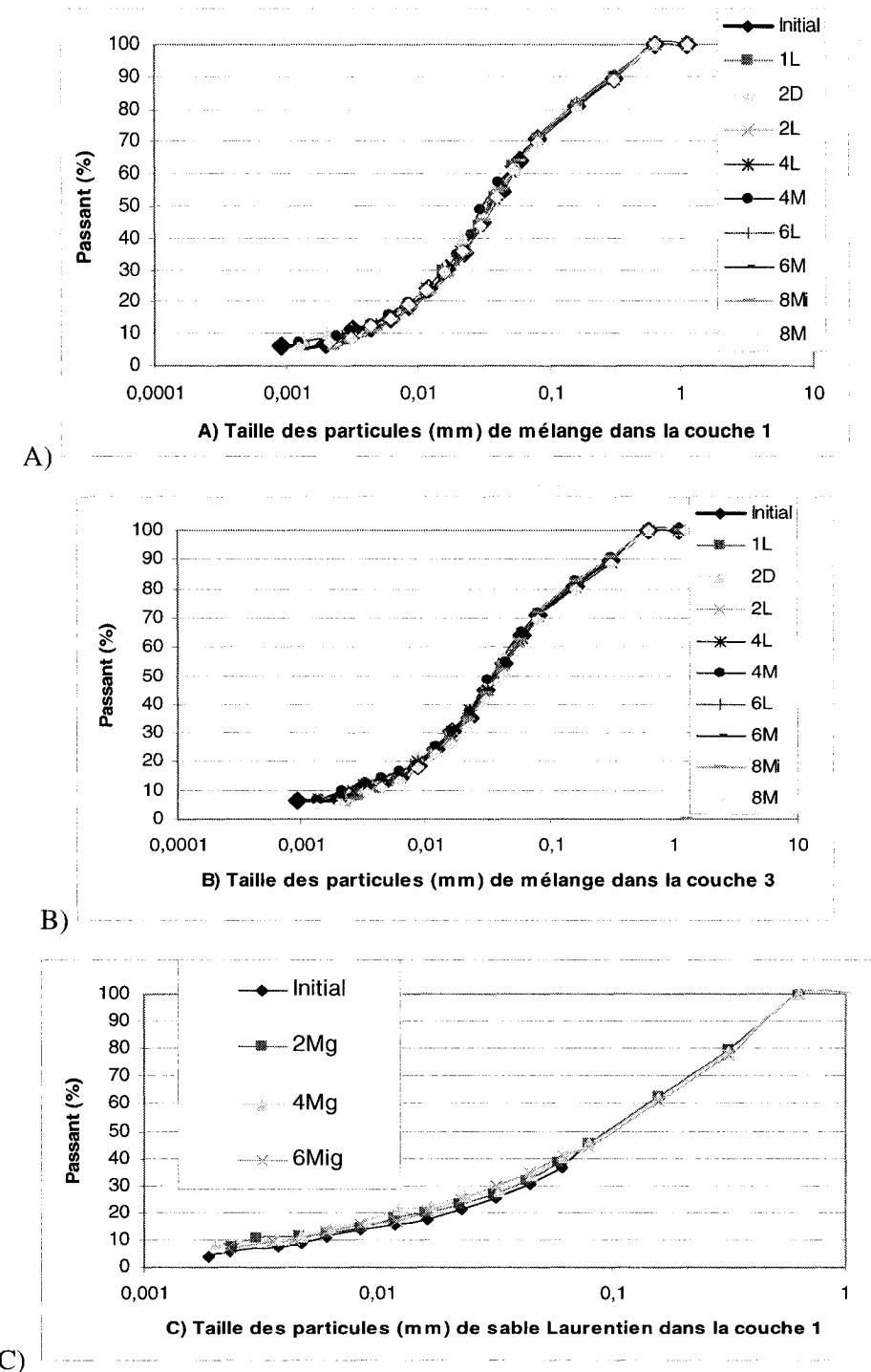


Figure 3.11 : Courbes granulométriques des matériaux avant et après les essais :
A) Pour le mélange dans la couche 1 (bas) B) Pour le mélange dans la couche 3 (haut) C) Pour le sable Laurentien dans la couche 1 (BAS)

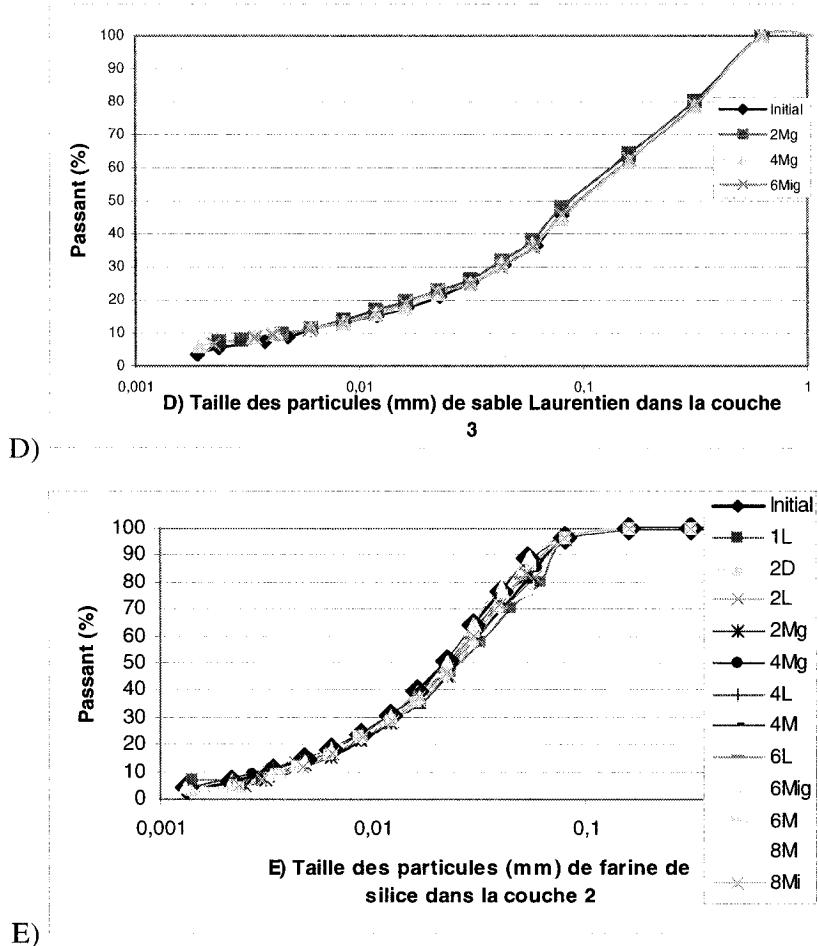


Figure 3.11 : Courbes granulométriques des matériaux avant et après les essais (suite) : D) Pour le sable Laurentien dans la couche 3 (Haut) E) Pour la farine de silice dans la couche 2 (centre)

La figure 3.11 présente l'ensemble des résultats des comparaisons granulométriques entre les matériaux mis en place et ceux qui ont été soumis aux essais de migration de particules. Dans pratiquement tous les cas, il n'y a pas de modification notable des courbes granulométriques en cours d'essai. Le seul cas où il est possible d'observer une modification des granulométries des échantillons est présenté à la figure 3.11C. Il s'agit de la couche inférieure (couche 1) de sable Laurentien utilisé comme matériau grossier. Il semble que la quantité de particules fines ait légèrement augmentée dans cette couche pendant l'essai. Dans les autres cas, la granulométrie des matériaux après l'essai est très semblable à la granulométrie avant l'essai.

La figure 3.12 présente des granulométries de matériaux qui semblent avoir subi une légère modification granulométrique, possiblement causée par le transport de particules. Certains phénomènes ont été observés : une diminution des particules plus fines dans la couche supérieure de matériau grossier au contact de la couche de matériau fin (figure 3.12A) et une augmentation de la quantité de particules fines dans la couche inférieure de matériau grossier à son contact supérieur (figure 3.12B).

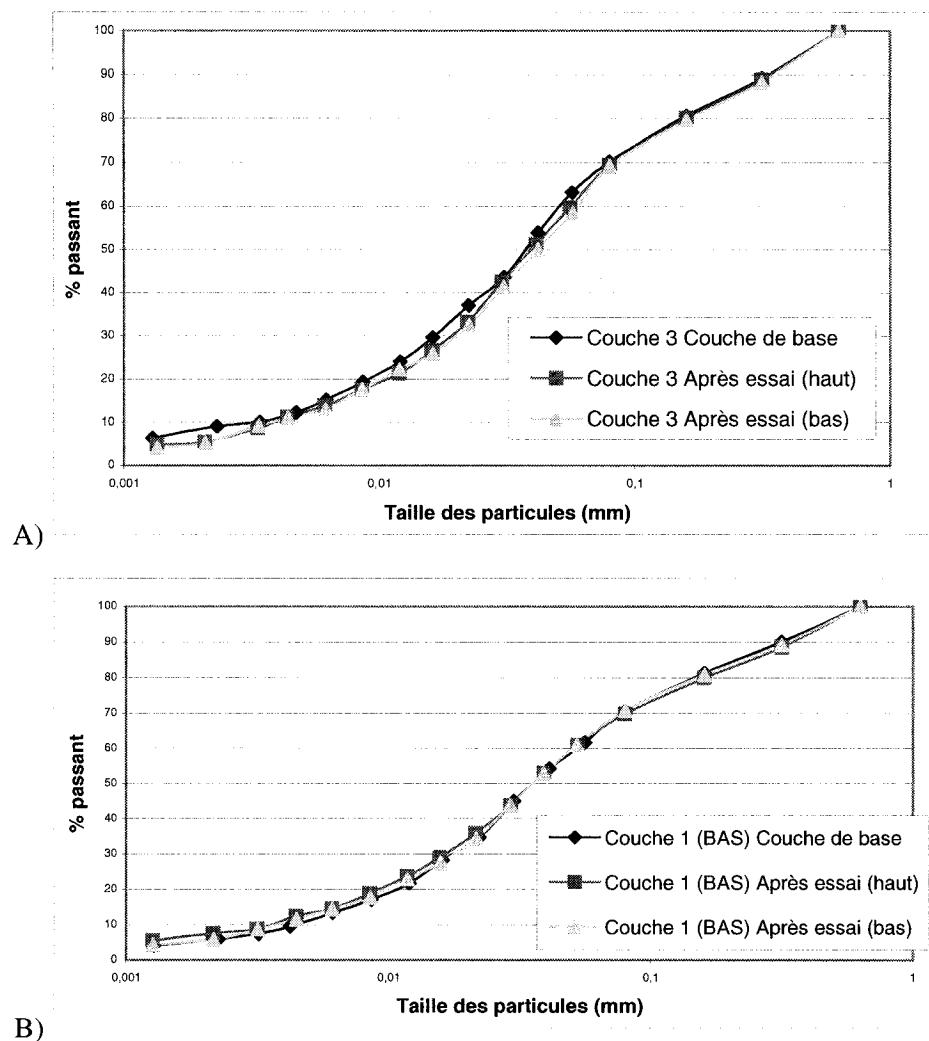


Figure 3.12 : Variation de la granulométrie des couches de mélange de l'échantillon 8M avant et après un essai A) Pour la couche inférieure 1 B) pour la couche supérieure 3

La figure 3.12 montre une légère diminution de la quantité de particules fines dans la couche supérieure (3.12A). Pour les couches inférieures, une très faible augmentation de la quantité de particules fines est visible (figure 3.12B). Les modifications sont faibles et il n'est pas possible de déterminer si une vraie migration de particules a eu lieu. La quantité de particules d'une certaine taille ne varie jamais de plus de 5%. Les principales tailles de particules qui sont touchées par la migration sont inférieures à dix microns. La petite taille et la faible quantité de particules rendent difficile la caractérisation de la migration avec les essais granulométriques utilisés.

3.2.6 - Tassement

Parmi les autres mesures prises durant les essais en laboratoire, il y a le tassement de l'échantillon. La valeur de la déformation verticale ε est calculée avec la mesure de la hauteur de l'échantillon avant et après l'essai selon l'équation 3.5.

$$\text{Déformation} = \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_{initial}} \quad (3.5)$$

La déformation de chaque couche est difficile à évaluer à cause du contact flou entre les couches après qu'elles aient été soumises à de fortes charges hydrauliques. Les déformations moyennes mesurées varient de valeurs pratiquement nulles pour atteindre sur certains échantillons des valeurs de 10%. Les valeurs de tassement et de déformation ont été présentées pour chaque essai dans le tableau 3.1. Ces résultats sont analysés à la section 3.3.3.

3.2.7 - Montages avec des couches inclinées

Les résultats des essais sur les échantillons composés de couches inclinées s'obtiennent sensiblement selon les mêmes principes que les échantillons construits de couches horizontales. Les résultats de ces essais sont présentés dans les tableaux 3.1, 3.3 et 3.5. Ces essais ont été conduits dans une optique exploratoire. Seulement deux échantillons ont été montés et soumis aux essais, ce qui limite les possibilités d'interprétation.

Le principal problème observé lors des essais sur les échantillons inclinés est la densité hétérogène qui résulte d'une mise en place difficile. Des tassemens importants ont ainsi été observés dans les échantillons inclinés (voir le tableau 3.1). La principale conséquence du tassemement est que la position des piézomètres par rapport aux différentes couches dans l'échantillon change en cours d'essai.

Dans le cas des essais sur des échantillons inclinés, ce déplacement est si important (jusqu'à 4cm dans le cas de l'échantillon 8Mi) qu'il a été impossible d'utiliser les mesures des piézomètres dans l'interprétation des résultats. C'est pourquoi le tableau 3.4, qui présente les modifications des perméabilités à l'intérieur de la couche de matériau fin, ne traite pas des échantillons inclinés. De même, les valeurs de gradients hydrauliques à l'intérieur des échantillons inclinés, présentés au tableau 3.5, négligent les effets du tassemement sur ces échantillons. Une certaine prudence est nécessaire à l'interprétation de ces résultats sur les échantillons inclinés.

3.3 - Analyse des principaux résultats

Les principales observations et analyses effectuées sur les résultats de laboratoire sont présentées dans cette section. Le chapitre 4 va traiter des limites de ces analyses, de leur validation à l'aide des modèles et des simulations, et des recommandations pour améliorer les analyses futures.

3.3.1 - Mise en place

La première analyse des données de laboratoire a comme objectif d'évaluer les densités, selon la méthode de mise en place retenue. Les densités dépendent surtout de la teneur en eau initiale des matériaux, puisque la méthode de densification demeure la même. L'énergie de compaction peut toutefois varier un peu entre les essais. Cette méthode a été décrite dans la section 2.6. Les figures 3.2 et 3.3 montrent qu'il n'y a pas de tendance claire entre l'indice des vides atteint et la teneur en eau initiale des échantillons, pour la farine de silice et le mélange de silice et de sable Laurentien. Trop peu d'échantillons ont utilisé le sable Laurentien seul pour qu'il soit possible de déceler une tendance.

Un autre aspect important à considérer lors de la mise en place des matériaux est leur homogénéité. Des analyses granulométriques ont été effectuées sur chacune des couches mises en place pour chaque montage. Ces courbes ont été comparées afin de voir si les méthodes de préparation des échantillons engendrent des résultats constants. Ces comparaisons granulométriques ont démontré que les échantillons ont des courbes granulométriques semblables d'un essai à un autre. La figure 3.13 montre les courbes granulométriques de l'ensemble des couches de matériaux grossiers qui ont formé le mélange. Seize courbes sont présentées. Des échantillons identiques améliorent la validité et la répétitivité des résultats.

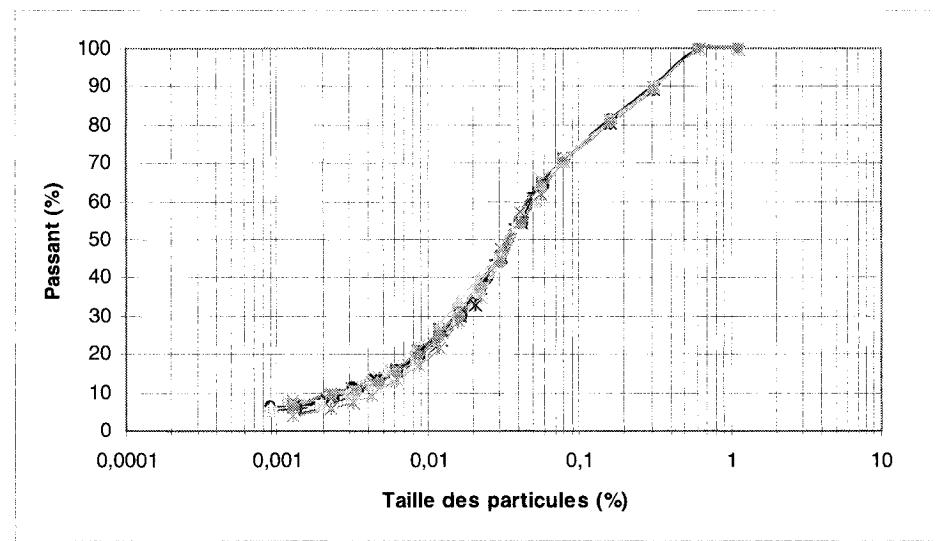


Figure 3.13 : Ensemble des essais granulométriques effectués sur les couches de mélange mises en place

3.3.2 – Migration de particules

La comparaison directe des granulométries avant et après les essais a été effectuée à l'aide de la méthode de la sédimentométrie. Cette méthode est peu précise et donc peu adaptée à cette comparaison. La migration de particules affecte principalement les tailles les plus fines alors que la définition de cette partie de la courbe n'est que partiellement possible par la méthode de sédimentométrie.

Un autre problème est la quantité de matériau nécessaire à la réalisation d'un essai de caractérisation granulométrique. En effet, plus de cinquante grammes de solides sont nécessaires à la réalisation d'un essai. Il est parfois difficile de collecter un échantillon aussi gros dans une couche mince sans contamination par le matériau de la couche supérieure ou inférieure. Dans le cas où un échantillon est contaminé, il devient pratiquement impossible de déterminer si le changement de granulométrie est causé par une migration de particules.

Une autre méthode retenue pour étudier la migration de particules est l'évaluation des gradients et des conductivités hydrauliques. L'analyse de ces paramètres est toutefois complexe, principalement à cause du grand nombre de facteurs intervenants dans leur variation. La création de chemins d'écoulement préférentiels et le changement du degré de saturation peuvent induire des augmentations de la conductivité hydraulique et des chutes locales du gradient hydraulique. À l'inverse, le tassement dans l'échantillon et le colmatage peuvent entraîner une diminution de la conductivité hydraulique globale ou locale et la hausse locale des gradients hydrauliques.

La meilleure méthode pour évaluer la migration des particules découle de la présence d'un géotextile ainsi que de la récupération des eaux d'exhaures et des particules éjectées de l'échantillon. La présence de particules dans les eaux de sortie du système n'a pas été observée visuellement.

3.3.3 – Tassement et déformation

Le tassement diffère beaucoup d'un échantillon à l'autre. Plusieurs facteurs ou propriétés des échantillons et des montages permettent d'expliquer cette variation du tassement. La valeur de l'indice des vides au début de l'essai, qui est directement reliée à la densité en place du matériau, a été mise en relation avec la déformation dans les échantillons (voir l'équation 3.5). La figure 3.14 présente ces résultats. Il semble exister une tendance entre l'indice des vides initial et la déformation. La déformation est plus importante lorsque l'indice des vides est grand. La pente de

cette relation est plus marquée dans le cas du mélange (matériau grossier) que pour la silice (matériau fin). La couche inférieure et la couche supérieure, toutes deux constituées du matériau grossier, présente des courbes semblables (voir la figure 3.14).

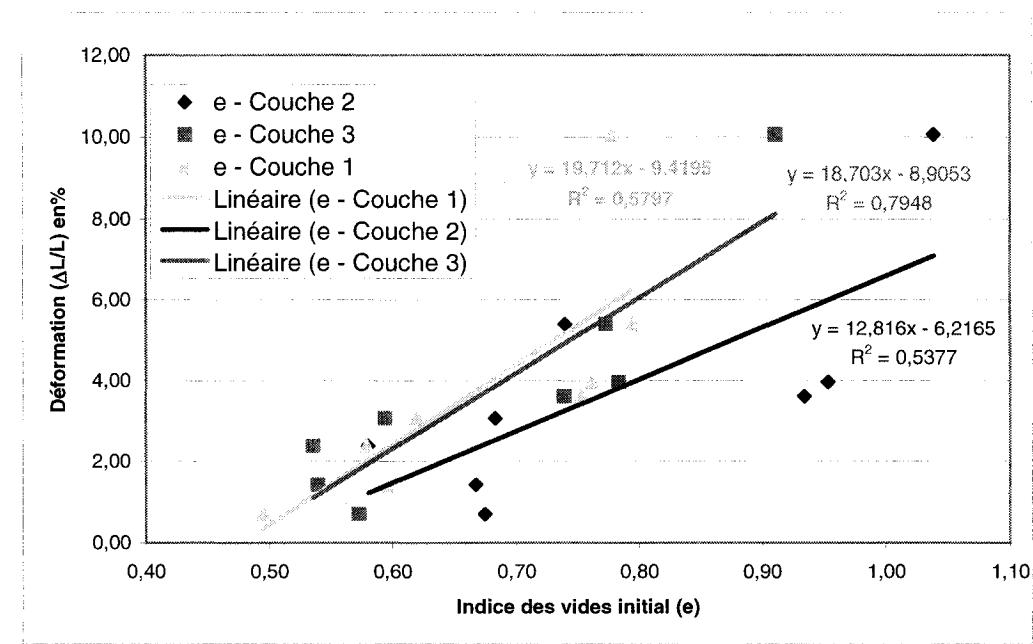


Figure 3.14 : Déformation en fonction de l'indice des vides initial dans chacune des couches pour tous les échantillons

L'épaisseur de la couche de matériau fin est une variable qui affecte la valeur du tassement. Le graphique 3.15 a été produit en incluant tous les essais avec des couches horizontales.

Les représentations 3.16 et 3.17 montrent deux facteurs qui peuvent influencer le tassement dans un échantillon. Ces deux facteurs sont la charge hydraulique maximale imposée à l'échantillon et le gradient moyen maximal dans l'échantillon. Ces valeurs sont reliées entre elles par la longueur totale de l'échantillon. La relation entre ces facteurs et le tassement est diffuse. Le tassement semble diminuer avec l'augmentation du gradient ou de la charge maximale. L'effet contraire aurait été

attendu puisque l'augmentation du gradient entraîne une augmentation des contraintes effectives verticales.

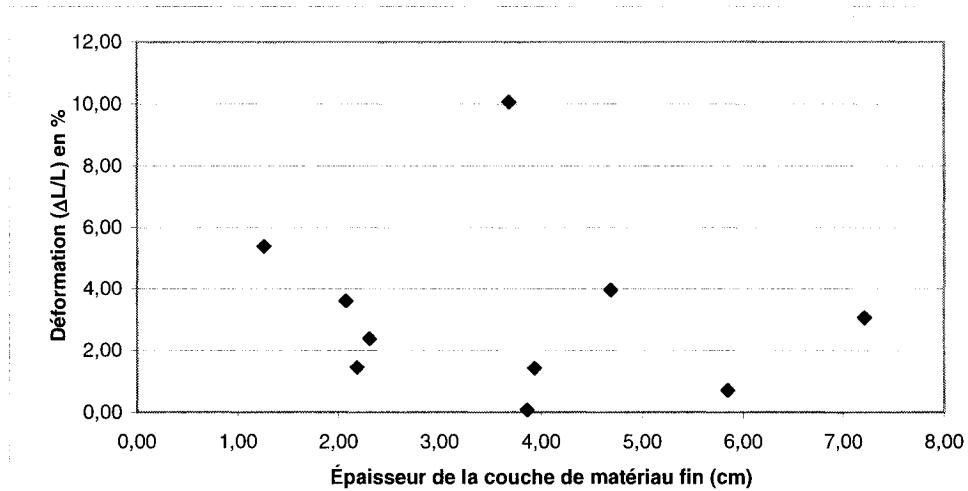


Figure 3.15 : Déformation totale en fonction de l'épaisseur de matériau fin

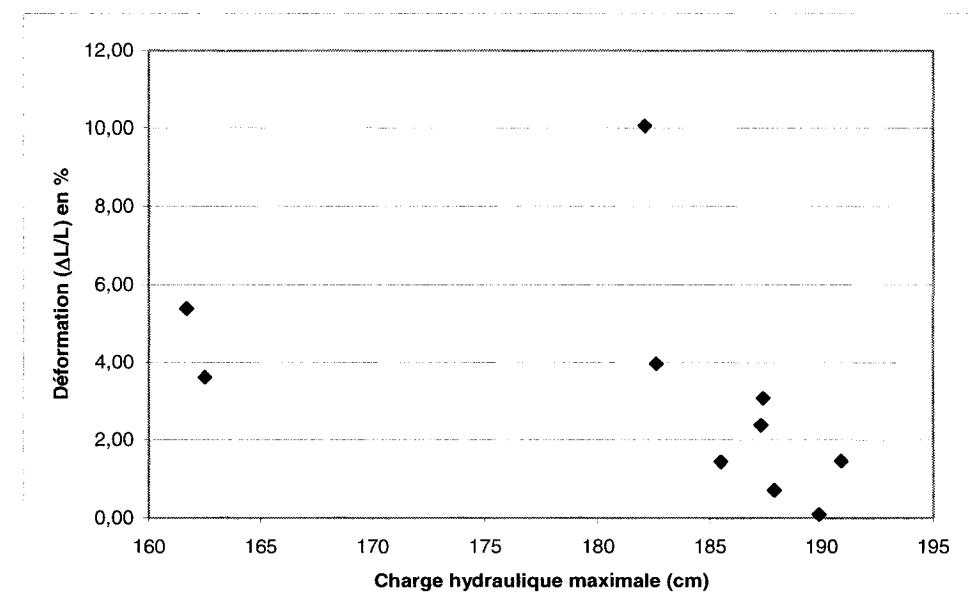


Figure 3.16 : Déformation totale en fonction de la charge hydraulique maximale

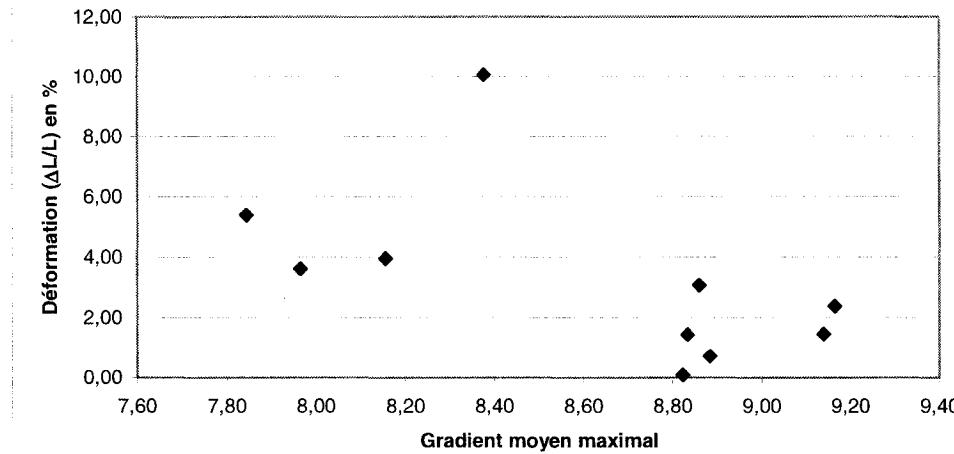


Figure 3.17 : Déformation totale en fonction du gradient maximal atteint

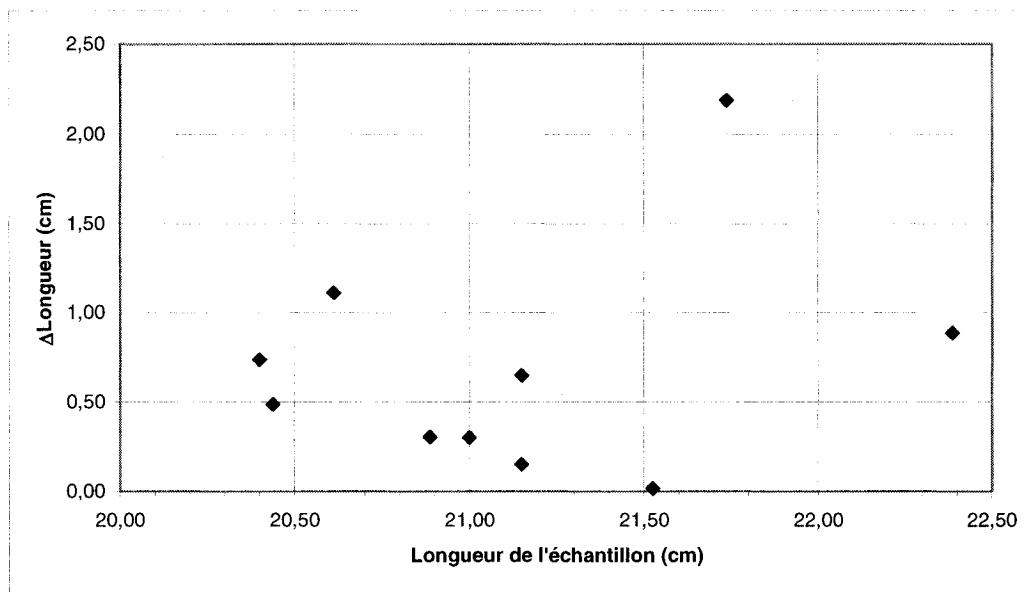


Figure 3.18 : Tassement en fonction de la longueur de l'échantillon

Il est également possible que la charge appliquée au sommet de l'échantillon puisse favoriser le tassement. Les ressorts utilisés dans chaque montage sont les mêmes. Un échantillon plus long induit une plus grande compression des ressorts et ainsi une augmentation de la charge. La valeur de la charge n'a pas été mesurée pendant les

essais. La figure 3.18 montre qu'il n'y a pas de relation entre le tassement et la longueur de l'échantillon.

Il ne semble pas y avoir de relation claire entre le tassement dans chaque échantillon et les facteurs précités, sinon une faible corrélation avec la valeur initiale de l'indice des vides. Plusieurs facteurs influencent la valeur de tassement, et ces différents facteurs peuvent varier simultanément d'un essai à un autre. Il est donc difficile d'étudier l'effet de chacun de ces facteurs sur le tassement et la déformation de l'échantillon.

3.3.4 - Variation de conductivité hydraulique

La migration des particules fines affecte la conductivité hydraulique. Ce phénomène est complexe. La perte nette de particules va augmenter la taille du réseau de pores ainsi que la conductivité hydraulique du matériau. Par contre, la déposition de ces mêmes particules dans les interstices provoque un colmatage qui diminue la conductivité hydraulique de l'échantillon.

Le tableau 3.6 présente la baisse relative de conductivité hydraulique (voir l'équation 3.4) pour chaque essai. Les valeurs négatives (4Mg) signifient que la valeur de la conductivité hydraulique a augmenté pendant l'essai.

Tableau 3.6 : Baisse de conductivité hydraulique pour chacun des essais

ESSAI	1 - $k_{final}/k_{initial}$
1L	0,51
2D	0,37
2L	0,56
2Mg	0,06
4L	0,35
4M	0,40
4Mg	-0,17
6L	0,35
6M	0,31
6Mig	0,45
8M	0,62
8Mi	0,61

La variation relative de la conductivité hydraulique, telle que définie par l'équation 3.4, a été mise en relation avec les différents facteurs à l'étude dans notre projet, soit l'épaisseur de la couche de matériau fin, du gradient hydraulique et de l'indice des vides dans le matériau grossier et dans le matériau fin. La variation de conductivité hydraulique a aussi été mise en relation avec la déformation dans chaque échantillon.

Le graphique 3.19 montre une relation entre la baisse relative de conductivité hydraulique et la déformation de l'échantillon pendant un essai. Un tassemement important pendant l'essai peut entraîner une diminution de la conductivité hydraulique. La relation expérimentale présentée sur la figure 3.19 est une approximation de la meilleure courbe passant par ces points.

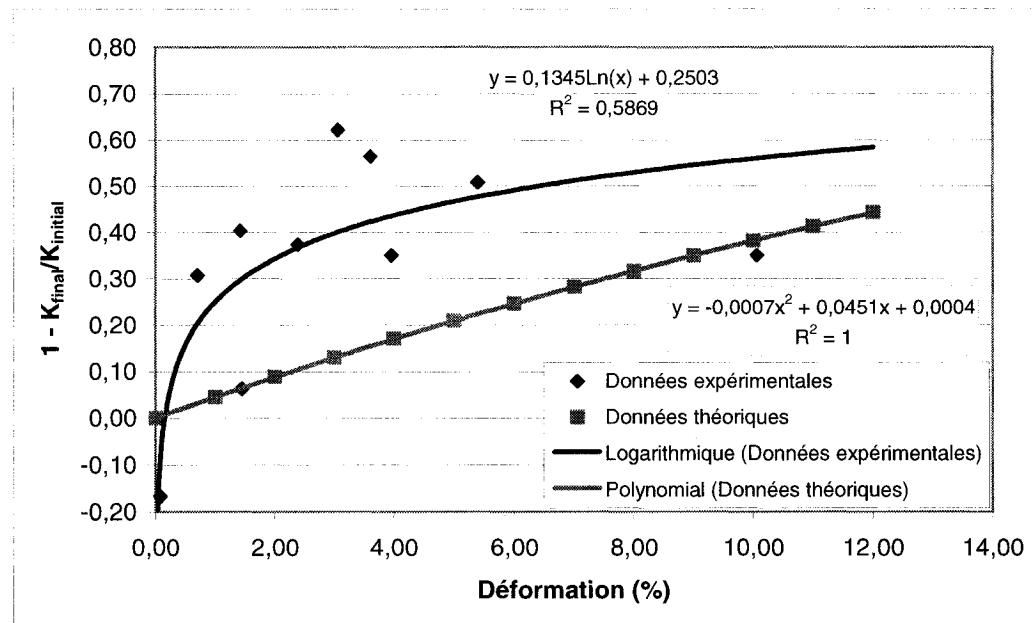


Figure 3.19 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction de la déformation

Il a été estimé par Mbonimpa et al. (2002) que la valeur de la conductivité varie de

façon proportionnelle à un facteur de $\frac{e^{(x+3)}}{1+e}$ (éq. 1.6). La valeur de la variation

relative de la conductivité hydraulique, présentée à l'équation 3.4, devient alors proportionnelle au paramètre défini à l'équation 3.6.

$$1 - \left(\frac{k_{final}}{k_{initial}} \right) \approx 1 - \left(\frac{e_{final}}{e_{initial}} \right)^{(3+x)} * \left(\frac{1+e_{initial}}{1+e_{final}} \right) \quad (3.6)$$

Cette relation théorique a également été tracée sur le graphique de la figure 3.19. Pour tracer cette courbe, la déformation a été considérée comme étant uniquement causée par la diminution de l'indice des vides par un tassement vertical. Cette relation théorique a été estimée en considérant un seul type de matériau, en fixant le paramètre x à une valeur de 2, et la valeur de l'indice des vides initial à 0,8. La variation de conductivité hydraulique ainsi obtenue suit d'assez près (courbes parallèles) la variation observée expérimentalement.

La relation entre la variation de conductivité hydraulique et l'épaisseur de la couche de matériau fin est présentée à la figure 3.20. Il ne semble pas y avoir de relation entre ces deux paramètres. Les points en rouge sur les graphiques suivants (figures 3.20 et 3.21) sont les valeurs qui correspondent aux essais réalisés avec le sable de la carrière Laurentienne comme matériau grossier.

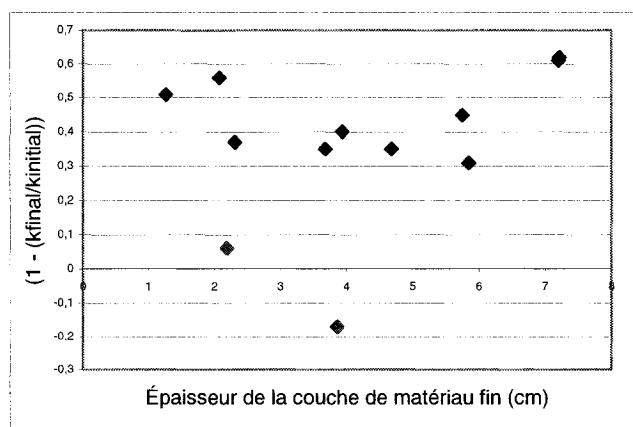


Figure 3.20 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction de l'épaisseur de la couche de matériau fin

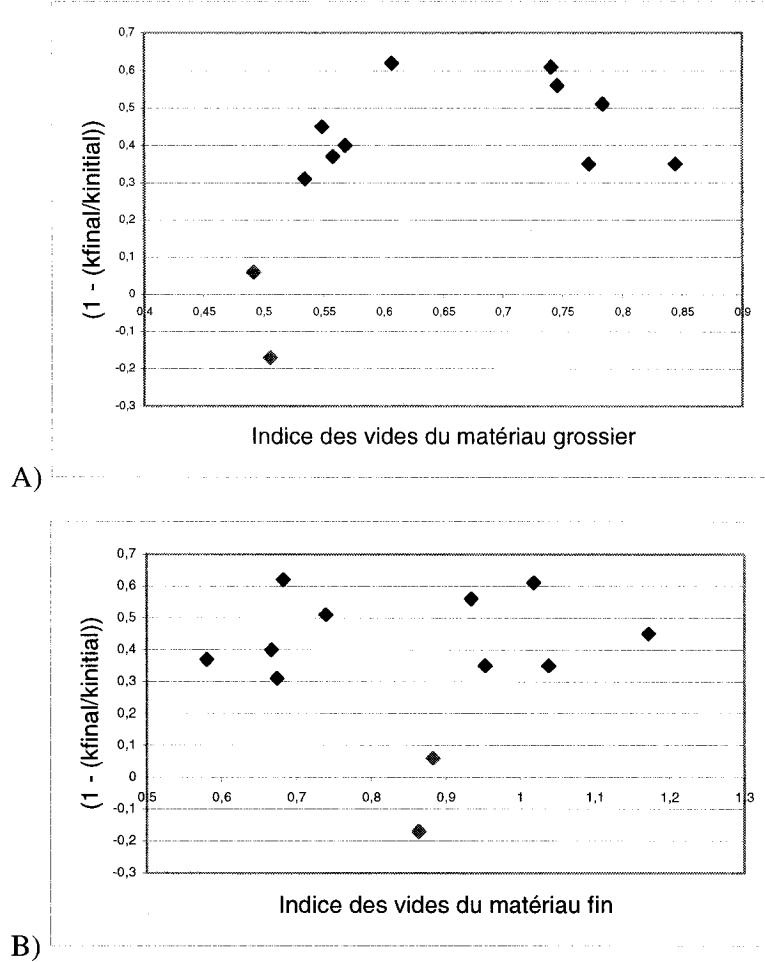


Figure 3.21 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides A) du matériau grossier B) du matériau fin

La figure 3.21 présente la relation entre la variation de conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides des deux types de matériau des échantillons. Il ne semble pas y avoir de relation entre ces paramètres. En théorie, la valeur de la conductivité devrait varier de façon proportionnelle à un facteur de $\frac{e^{(x+3)}}{1+e}$ tel que présenté à l'équation 1.6 (Mbonimpa et al. 2002). La valeur de la variation relative de la conductivité hydraulique, présentée à l'équation 3.4, devient proportionnelle au paramètre défini à l'équation 3.6.

La figure 3.21 permet de constater si l'indice des vides initial influence la baisse de conductivité. Cette figure n'a pas comme objectif de vérifier l'effet de la variation de l'indice des vides sur la conductivité hydraulique de l'échantillon.

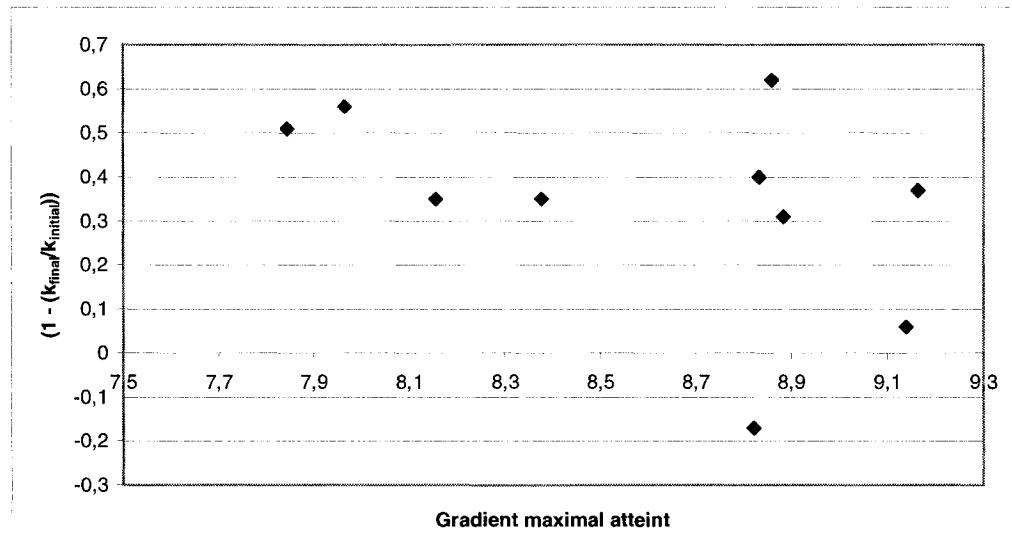


Figure 3.22 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient hydraulique maximal atteint pendant l'essai

La figure 3.22 présente la relation entre la variation de conductivité hydraulique et le gradient hydraulique maximal appliqué sur l'échantillon lors de la dernière phase des essais. Encore une fois, la relation est difficile à établir entre ces deux paramètres. La plage de gradients hydrauliques maximaux est limitée (de 7,8 à 9,2).

Un autre facteur qui peut influencer la variation de conductivité hydraulique est la présence de bulles d'air incluses dans les pores au début de l'essai. Avec la circulation d'eau désaérée pendant une longue période, ces bulles vont se dissoudre et libérer ainsi de nouveaux pores pour la circulation d'eau. Cet agrandissement du réseau de pore va entraîner une hausse du degré de saturation et de la conductivité hydraulique (figure 3.23).

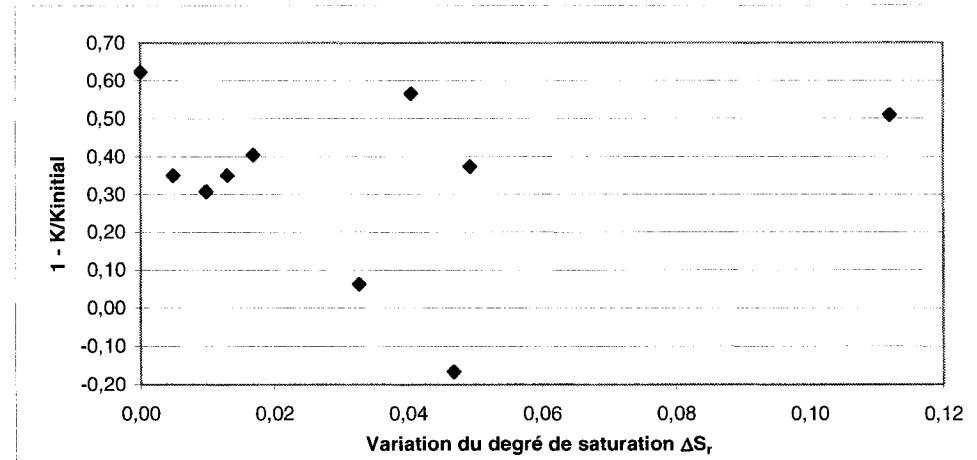


Figure 3.23 : Analyse de l'influence de la variation du taux de saturation sur la variation de la conductivité hydraulique en cours d'essai

Un dernier facteur qui peut influencer la variation de la conductivité hydraulique est la création et la disparition de chemins d'écoulement préférentiels. Ces derniers ont pu être observés sporadiquement en cours d'essais, principalement le long des parois. Dans presque la totalité des cas, ces chemins disparaissaient très rapidement avec le tassement du matériau.

3.4 – Facteurs d'influence

3.4.1 - Influence de la granulométrie

L'influence de la granulométrie sur les autres facteurs à l'étude est présentée brièvement dans cette section. Le matériau fin utilisé était toujours le même et seuls deux sols différents ont été utilisés pour le matériau grossier. Le premier est le mélange de sable de la carrière Laurentienne et de farine de silice, le second est le sable Laurentien seul pour trois essais.

La granulométrie du matériau influence la variabilité de la densité de mise en place en rapport avec la teneur en eau. Le sable Laurentien était moins sensible à la variation de teneur en eau lors de la mise en place. Les deux échantillons ont montré

des indices des vides de l'ordre de 0,5 pour des teneurs en eau variant de plus de 1%. Certains échantillons de mélange ont été mis en place avec des indices des vides variant de 0,5 à 0,9 pour une même teneur en eau d'environ 5,5%. Le contrôle de l'énergie de densification est limité.

L'influence de la granulométrie sur le tastement est observable. Les deux échantillons ayant subi le tastement le plus faible en cours d'essai sont les échantillons utilisant le sable Laurentien seul. Dans ces deux cas, les tassemens ont été inférieurs à 2%, alors qu'ils sont en moyenne de 4% dans l'ensemble des autres essais. La valeur de l'indice des vides est plus faible dans le sable Laurentien.

Il est raisonnable de présumer que la farine de silice est en grande partie responsable des tassemens importants survenus en cours d'essai. Ce matériau est loin de sa densité maximale lorsqu'il est mis en place dans un état relativement sec. Il risque donc de s'y produire une densification importante lors de l'application de la charge hydraulique.

La migration de particules est reliée à la stabilité interne des matériaux et à leur granulométrie. Dans les essais avec le sable Laurentien, la quantité de particules fines a légèrement diminué. Le réseau de pores était trop grand pour retenir une quantité significative de particules très fines, inférieures à environ cinq microns.

3.4.2 – Densité du matériau

La densité de l'échantillon influence le tastement, le potentiel de migration de particules et les variations de conductivité hydraulique. Le tastement a été étudié en fonction de l'indice des vides des sols en place et les résultats ont été présentés à la figure 3.14. L'indice des vides (e) est mis en relation avec l'indice des vides maximal (e_{\max}) et minimal (e_{\min}) du matériau pour obtenir les valeurs de l'indice de densité relative I_D des échantillons selon l'équation 3.7.

$$I_D = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})} \quad (3.7)$$

Les figures 3.24 et 3.25 illustrent l'influence de l'indice de densité sur la déformation en cours d'essai. En général, plus l'indice de densité initial est faible, plus la déformation est importante. La figure 3.24 utilise l'indice de densité de chaque couche pour tous les essais. La figure 3.25 ne montre que les indices de densité des couches de mélange. Il existe une certaine tendance entre l'indice des vides des échantillons et la valeur totale du tassemement, et donc de la déformation.

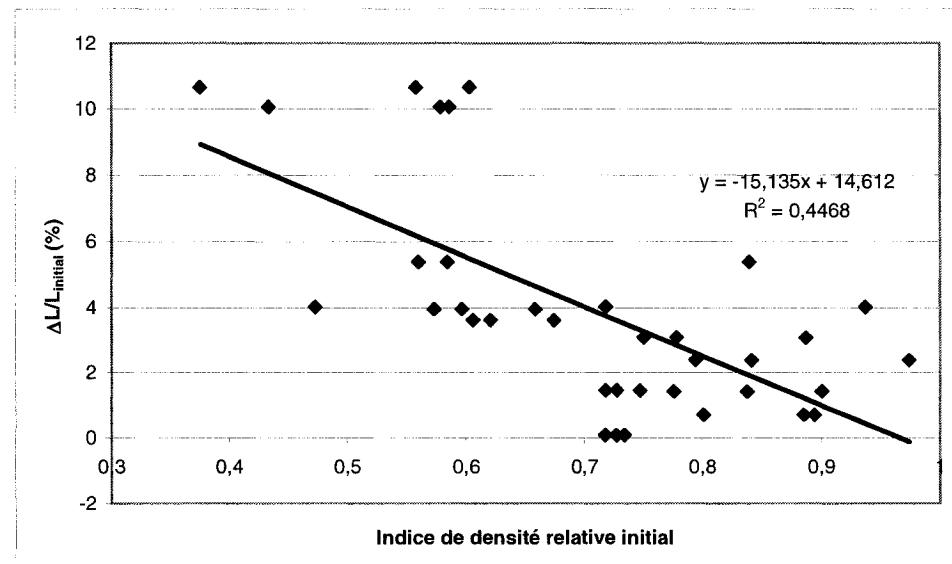


Figure 3.24 : Influence de l'indice de densité relative sur la déformation totale pour l'ensemble des couches

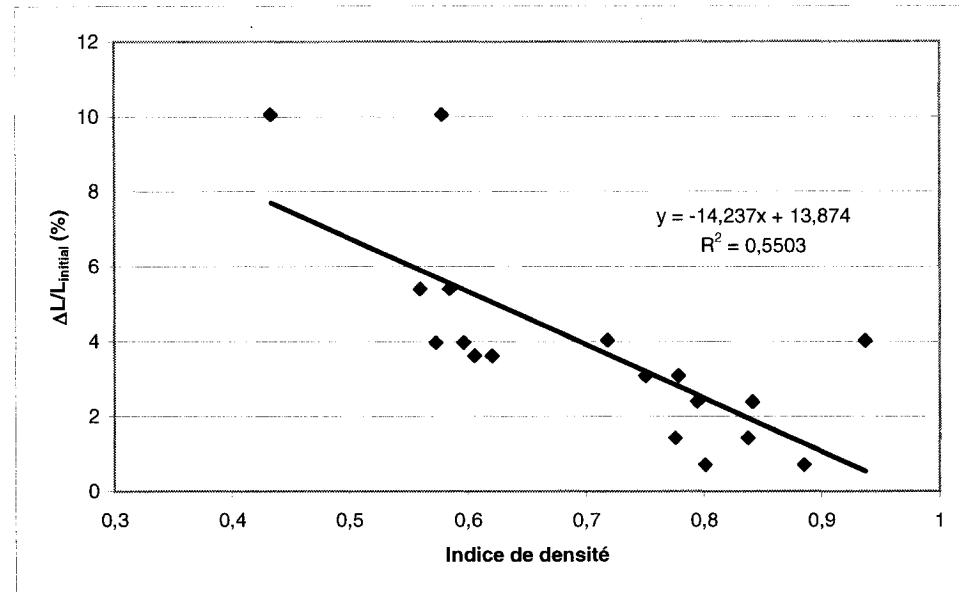


Figure 3.25 : Influence de l'indice de densité sur la déformation totale pour l'ensemble des couches de mélange

La densité du matériau influence également le potentiel de migration des particules. Dans un sol lâche, les pores sont plus grands, les connections du réseau sont plus nombreuses et il y a moins de contacts entre les particules. Il est par conséquent plus facile pour une particule de migrer, si elle n'est pas immobilisée par des forces gravitaires ou de contact.

Il ne semble pas exister de corrélation claire entre l'indice de densité initial et la migration de particules dans nos essais de laboratoire. La variation de la densité de l'échantillon en cours d'essai, provoquée par le tassemement, rend l'analyse de la migration des particules fines difficile. La diminution de la conductivité hydraulique de l'échantillon est en partie attribuable au tassemement.

Le tableau 3.6 présente la baisse relative de conductivité hydraulique pour la durée totale des essais. Durant l'essai 2Mg, la conductivité hydraulique est restée pratiquement inchangée. Durant l'essai 4Mg, la conductivité hydraulique a augmenté en cours d'essai. Ces résultats sont discutés dans la section 4.1.

3.4.3 - Charge hydraulique

La charge hydraulique appliquée sur les échantillons influence le gradient, le potentiel de migration de particules et indirectement les variations de conductivité hydraulique. La variation de la conductivité hydraulique est analysée en fonction de la charge hydraulique appliquée dans chaque phase d'essai. Cette relation est présentée dans les figures 3.26 à 3.29. Ces graphiques présentent la variation relative de conductivité hydraulique en fonction du gradient hydraulique. Les résultats indiquent généralement une diminution de la conductivité hydraulique en fonction de la hausse du gradient maximal appliqué.

Cette relation n'est pas linéaire. Lorsque la variation de conductivité hydraulique est exprimée sous forme relative, tel que présenté à l'équation 3.5, la relation avec le gradient hydraulique prend la forme d'une relation semi-logarithmique. Les installations de laboratoire ont permis d'atteindre des charges hydrauliques de deux mètres au maximum. Il aurait été intéressant de poursuivre les essais avec des gradients plus élevés afin de mettre ces résultats en relation avec ceux d'autres auteurs (Sherard, 1984b). Il aurait été ainsi possible de caractériser plus globalement l'influence de la charge hydraulique et du gradient sur la variation de conductivité hydraulique, et éventuellement sur la migration des particules.

Les essais qui ont été réalisés avec le mélange comme matériau grossier sont présentés aux figures 3.26 et 3.27. La figure 3.26 sépare les essais selon l'épaisseur de la couche fine. La figure 3.27 sépare les courbes selon l'indice des vides dans le matériau grossier. Dans tous les cas, il est possible de remarquer une baisse de la conductivité hydraulique lorsque le gradient hydraulique appliqué sur l'échantillon augmente.

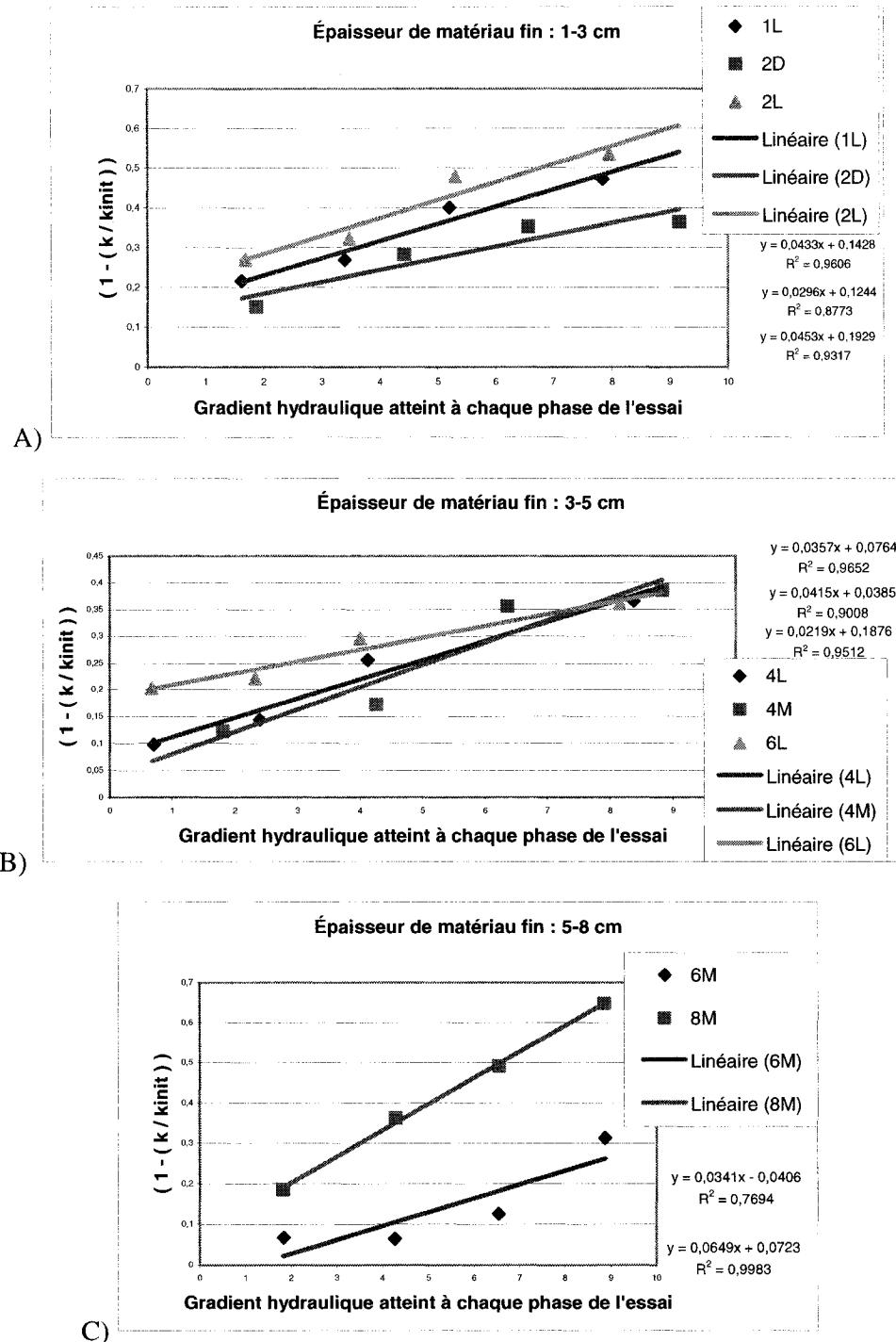


Figure 3.26 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais avec une de A) couche de matériau fin de 1 à 3 cm B) couche de matériau fin de 3 à 5 cm C) couche de matériau fin de 5 à 8 cm

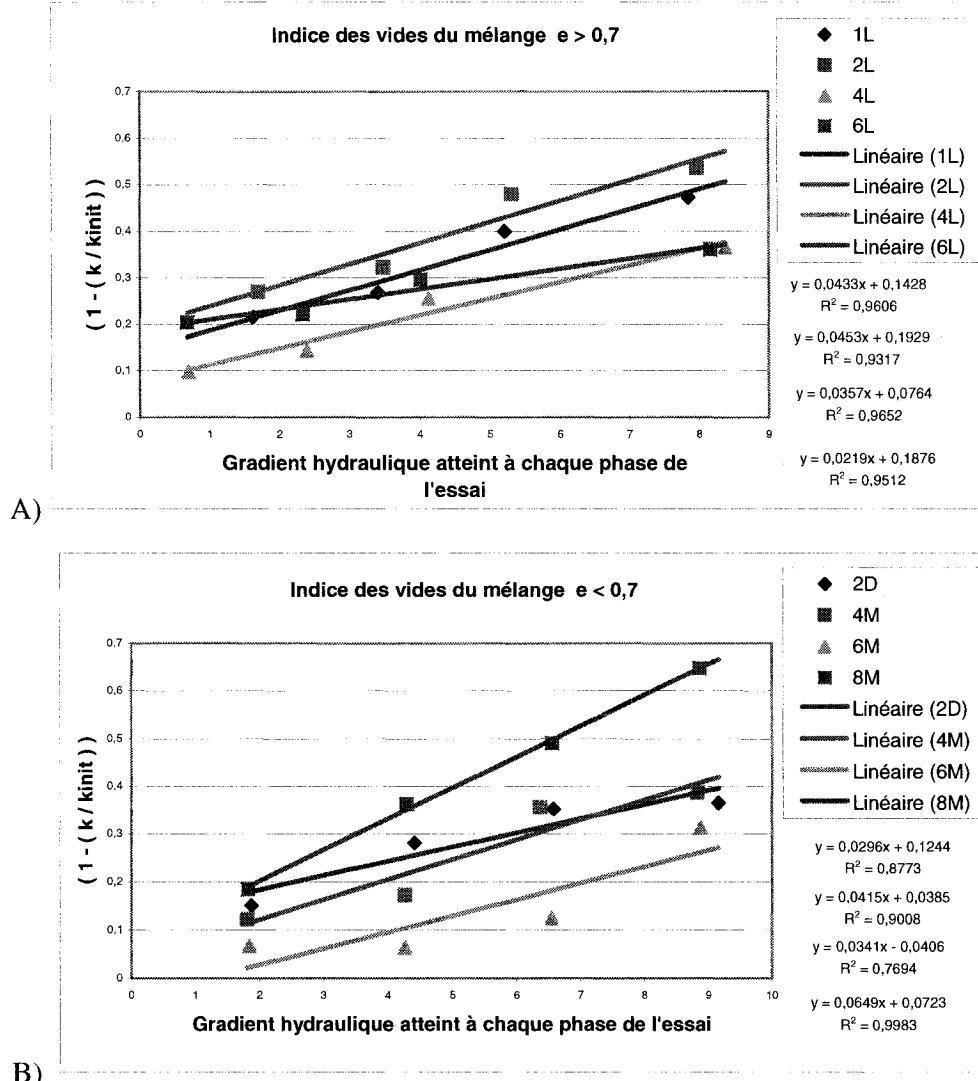


Figure 3.27 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais avec un indice des vides pour le matériau grossier (mélange) A) $e > 0,7$ B) $e < 0,7$

La figure 3.28 présente la variation relative de conductivité hydraulique en fonction du gradient pour les échantillons avec le sable Laurentien comme matériau grossier. Dans ce cas, seul un des échantillons a subi une diminution globale de conductivité hydraulique (2Mg). Les deux autres échantillons ont plutôt montré une légère augmentation de la conductivité hydraulique.

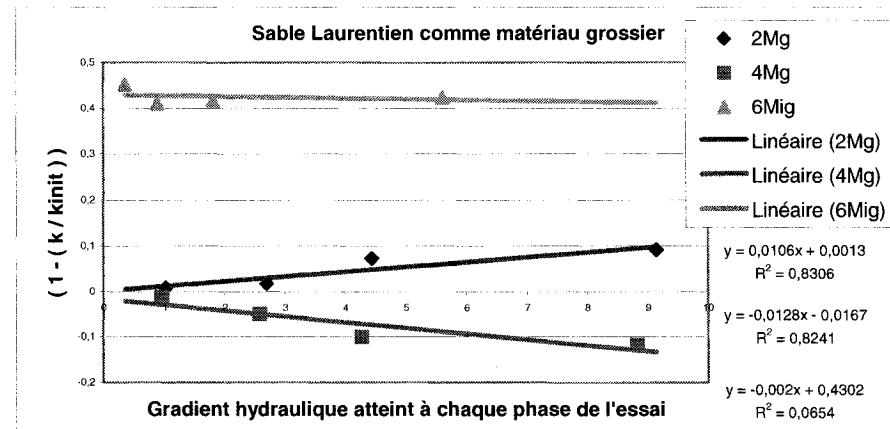


Figure 3.28 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais utilisant le sable Laurentien comme matériau grossier

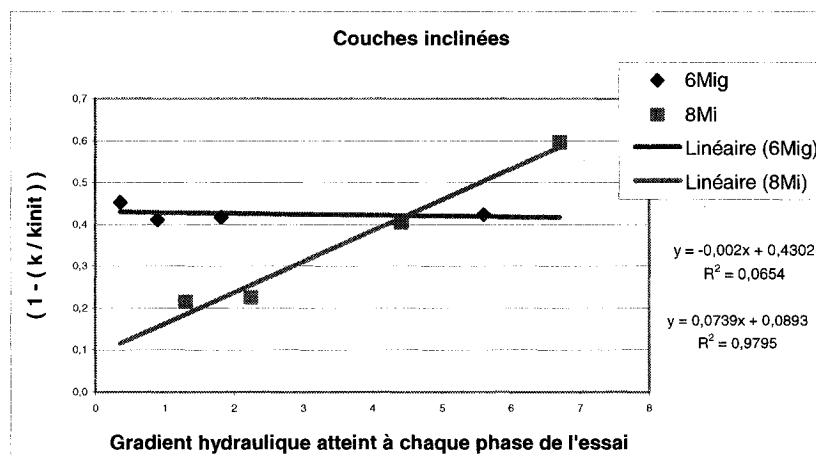


Figure 3.29 : Variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient atteint à chaque phase pour les essais avec une couche inclinée

La figure 3.29 présente la variation relative de la conductivité hydraulique en fonction du gradient hydraulique pour les essais effectués avec des couches inclinées. Il faut noter que les deux échantillons n'ont pas le même matériau grossier. L'échantillon 6Mig se comporte comme les autres échantillons qui utilisent le sable Laurentien. L'échantillon 8Mi est celui qui a subi la diminution de conductivité hydraulique la plus marquée de tous les essais.

Les coefficients de corrélation (R^2) présentés sur les graphiques précédents sont parfois très faibles (0,06 dans la figure 3.29), malgré que les points semblent tous très près de la ligne. Ces coefficients ne sont pas pris en compte pour les courbes qui ont une pente faible.

3.4.4 - Épaisseur des couches

L'objectif principal de l'étude sur la variation de l'épaisseur des couches était d'évaluer l'éventualité de la formation d'une zone de transition à l'intérieur de la couche de matériau fin. Dans une couche très mince, il peut être possible que l'ensemble de la fraction fine soit déplacé dans une couche inférieure. Il se crée alors des chemins d'écoulement préférentiels. En présence d'une couche plus épaisse, il est possible que la migration de particules s'arrête. On dira alors que le filtre s'est stabilisé après avoir développé une zone de transition. Il n'a cependant pas été possible d'observer cette caractéristique dans les essais de laboratoire. Les méthodes de détermination de la granulométrie n'étaient pas assez précises pour identifier des changements à peine perceptibles.

La conductivité hydraulique de l'échantillon est directement affectée par l'épaisseur de la couche de matériau fin. Dans un échantillon composé de plusieurs couches horizontales, c'est la couche de conductivité hydraulique la plus faible qui va contrôler la valeur de la conductivité hydraulique globale verticale de l'échantillon (voir l'équation 1.2). En faisant augmenter l'épaisseur de la couche de matériau fin, la conductivité hydraulique s'en trouve réduite, comme le montre la figure 3.30. Les valeurs de conductivité hydrauliques utilisées sont celles déterminées lors du dernier essai sous charge variable, après la quatrième phase d'essai.

L'épaisseur de la couche de matériau fin peut influencer la valeur finale du tassement. La farine de silice a tendance à rester dans un état lâche lors de sa mise en place à une teneur en eau qui n'est pas optimale. Conséquemment, ce matériau serait sujet au tassement lors du mouillage et de la mise en charge hydraulique. Il n'a pas été possible de confirmer cet effet en analysant les résultats de la figure (voir la

figure 3.15). La corrélation entre les deux variables est quasiment nulle, probablement à cause des autres facteurs qui influencent la déformation de l'échantillon.

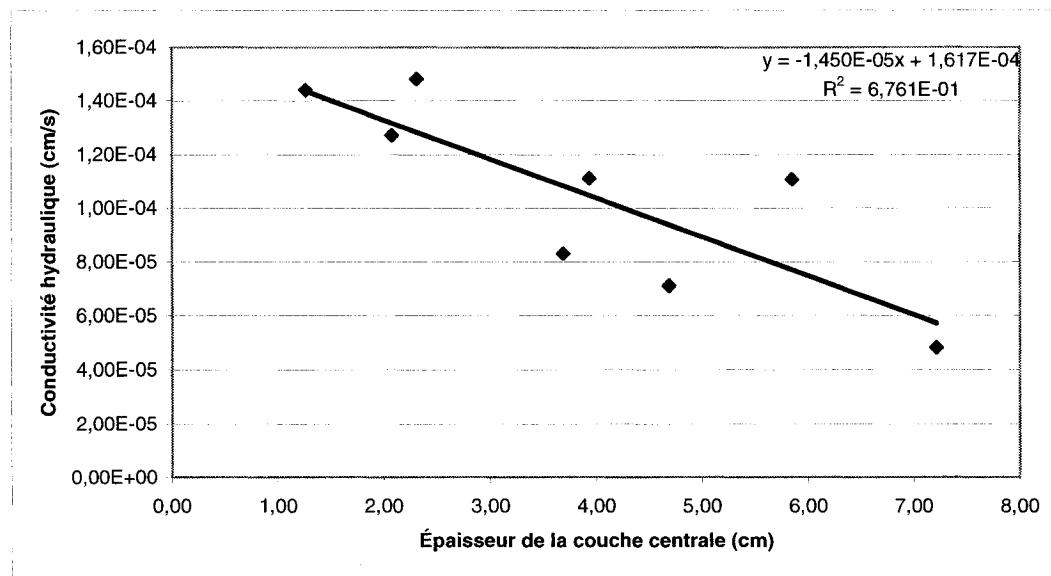


Figure 3.30 : Influence de l'épaisseur de la couche de matériau fin sur la valeur de la conductivité hydraulique globale de l'échantillon en fin d'essai

3.4.5 - Inclinaison des couches

Ce dernier aspect de l'étude avait un objectif exploratoire et était de nature plus qualitative. Seuls deux montages ont été réalisés, chacun présentant des matériaux de granulométrie et de densité différentes. L'épaisseur de la couche de matériau fin utilisée dans chaque essai n'était pas la même. Il est donc difficile de comparer les valeurs obtenues avec celles des essais avec des couches horizontales, puisque la répétitivité des procédures n'a pas été démontrée.

Il faut noter que les procédures de mise en place des couches inclinées qui ont été utilisées ne sont pas totalement adaptées aux objectifs des essais. On s'est rendu compte que les couches mises en place n'étaient pas compactées suffisamment, ni

uniformément, ce qui a occasionné de multiples problèmes. Les outils utilisés et le matériel de laboratoire rendent la mise en place délicate et peu efficace. De façon générale, la densité est plus faible que lorsque les couches sont compactées au pilon, et des densités plus faibles encore peuvent être observées le long des parois, à cause d'une mauvaise distribution de l'énergie de compaction.

Il a tout de même été possible de constater une influence de l'orientation des couches par rapport aux écoulements sur plusieurs facteurs à l'étude dans ce projet. Certaines répercussions sont directement liées à l'inclinaison des couches, alors que d'autres sont liées à la densité faible et hétérogène des couches mises en place, tel que mentionné précédemment. Une autre méthode de mise en place des couches inclinées est proposée à la section 4.3.2.

La faible densité du matériau mis en place engendre l'augmentation du tassemant, la migration facilitée des particules et la baisse de la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon. Ces effets sont également observables dans les échantillons lâches constitués de couches horizontales. Les résultats de laboratoire sur les échantillons inclinés indiquent qu'ils ont subi des déformations de 4% et 10%. Des baisses de conductivité hydraulique de 45% et 65% ont été observées.

On a aussi observé un mélange des deux matériaux lors du démontage des colonnes inclinées. La plus faible densité lors de la mise en place peut expliquer le mélange plus facile des deux matériaux. Les essais de granulométrie nécessitent une grande quantité de matériau. Lorsque les échantillons sont prélevés près des contacts, il faut prendre des grandes précautions pour éviter le mélange de deux matériaux.

Chapitre 4 - Discussion des résultats

Dans ce dernier chapitre, les résultats présentés au chapitre 3 sont discutés. Les modèles de perméabilité et les critères de stabilité énoncés dans le premier chapitre servent de base à cette discussion. Les résultats des simulations numériques réalisées avec le logiciel SEEP/W sont aussi présentés et discutés. Ces simulations sont réalisées en deux dimensions pour les montages avec des couches inclinées. Par la suite, le protocole expérimental est analysé et discuté.

4.1 - Relation avec les modèles

4.1.1 - Modèles de conductivité hydraulique

Les résultats des essais de caractérisation de la conductivité hydraulique des différents sols ont été comparés aux résultats obtenus avec les différents modèles vus au premier chapitre (voir les équations 1.4, 1.5 et 1.6).

Le tableau 2.2 présente les valeurs de conductivité hydraulique obtenues pour chacun des trois matériaux utilisés dans la présente étude, soit la farine de silice, le sable Laurentien et le mélange de silice et de sable Laurentien.

Le modèle de Mbonimpa et al. (2002) estime des valeurs de conductivité hydraulique de l'ordre de celles obtenues en laboratoire par les essais à charge variable et les essais à charge constante. Le modèle original de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003) donne des valeurs similaires pour les trois matériaux utilisés (de 1×10^{-4} pour la silice à $1,5 \times 10^{-4}$ pour le mélange). Les essais de laboratoire (voir le tableau 2.2) indiquent que la différence de conductivité hydraulique entre les deux matériaux est plus importante, comme le montre l'effet de l'épaisseur de la couche mince sur la conductivité hydraulique globale de l'échantillon (voir la figure 3.30). Le modèle de Mbonimpa et al. (2002) est considéré comme un modèle analytique approprié pour estimer la conductivité hydraulique des matériaux utilisés en laboratoire.

4.1.2 - Modèle de conductivité hydraulique multicouche

Les équations 1.2 et 1.3 permettent de calculer la conductivité hydraulique horizontale k_h et verticale k_v dans un empilement de couches. Malgré que des écoulements horizontaux puissent être observés dans les sites d'entreposage des rejets miniers, seuls les écoulements verticaux sont étudiés ici.

Les modèles utilisés pour estimer la conductivité hydraulique considèrent l'effet de la densité en place, de la forme des particules et de la granulométrie. La densité des échantillons a été modifiée lors des essais par les tassements, qui résultent principalement de l'application des charges hydrauliques et de la réorganisation des grains. Les modèles sont utilisés pour vérifier dans quelle proportion le tassement dans un échantillon peut expliquer les diminutions de conductivité hydraulique. Il est aussi possible d'utiliser ces modèles pour caractériser les effets d'une réduction de l'indice des vides qui résulte d'un tassement, puisque la conductivité hydraulique varie en fonction de l'indice des vides (Chapuis et Aubertin, 2003).

Le calcul de la conductivité hydraulique verticale dans l'ensemble de l'échantillon est effectué avec les équations 1.2 et 1.3 en considérant la conductivité hydraulique de chaque couche avec l'indice des vides expérimental initial et final. La granulométrie est considérée constante. Les résultats sont présentés au tableau 4.1. Pour évaluer la conductivité hydraulique moyenne, la conductivité hydraulique de chaque couche a été estimée avec les modèles analytiques. Les valeurs granulométriques ont été estimées avec les résultats des essais au Malvern pour le modèle de Mbonimpa (2002). Les autres modèles ont utilisés les valeurs de granulométries tirées des essais de sédimentométrie pour définir la surface spécifique des matériaux. Ces résultats sont présentés à l'Annexe 1.3 et 1.4. Les épaisseurs de couches qui ont été utilisées pour les calculs sont présentées au tableau 3.1.

Les résultats analytiques indiquent que les tassements observés en laboratoire induisent des baisses importantes de la conductivité hydraulique. Dans le cas des échantillons lâches, la fraction de la baisse de conductivité hydraulique expliquée par

le tassement est plus importante que dans le cas des échantillons dense. Le matériau le plus grossier, le sable Laurentien, semble occasionner des baisses de conductivité hydraulique moins importantes que dans le cas du mélange (voir le tableau 4.1).

Tableau 4.1 : Conductivité hydraulique moyenne expérimentale et comparaison avec les résultats des modèles analytiques

Essai	Conductivité hydraulique verticale k_v (cm/s)	Avant essai (phase 1)	Après essai (phase 4)	$1-(k_{final} / k_{init})$
1L	Charge constante (éq. 2.1)	2,30E-04	1,55E-04	0,33
	Charge variable (éq. 2.2)	2,93E-04	1,44E-04	0,51
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,36E-04	9,69E-05	0,29
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	5,35E-05	3,26E-05	0,39
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	3,27E-05	1,79E-05	0,45
2D	Charge constante (éq. 2.1)	2,01E-04	1,50E-04	0,25
	Charge variable (éq. 2.2)	2,37E-04	1,48E-04	0,37
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	5,67E-05	4,73E-05	0,17
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	1,50E-05	1,15E-05	0,23
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	6,95E-06	5,05E-06	0,27
2L	Charge constante (éq. 2.1)	2,13E-04	1,36E-04	0,36
	Charge variable (éq. 2.2)	2,92E-04	1,27E-04	0,56
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,27E-04	1,01E-04	0,20
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	4,88E-05	3,51E-05	0,28
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	2,98E-05	2,00E-05	0,33
2Mg	Charge constante (éq. 2.1)	8,59E-04	7,88E-04	0,08
	Charge variable (éq. 2.2)	8,66E-04	8,12E-04	0,06
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,23E-04	1,09E-04	0,11
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	4,64E-05	3,91E-05	0,16
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	9,51E-06	7,72E-06	0,19
4L	Charge constante (éq. 2.1)	1,15E-04	8,11E-05	0,30
	Charge variable (éq. 2.2)	1,28E-04	8,30E-05	0,35
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,69E-04	8,94E-05	0,47
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	7,33E-05	2,87E-05	0,61
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	4,80E-05	1,53E-05	0,68
4M	Charge constante (éq. 2.1)	1,64E-04	1,15E-04	0,30
	Charge variable (éq. 2.2)	1,87E-04	1,11E-04	0,40
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	6,10E-05	5,49E-05	0,10
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	1,66E-05	1,42E-05	0,14
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	7,90E-06	6,57E-06	0,17
4Mg	Charge constante (éq. 2.1)	7,08E-04	7,81E-04	-0,10
	Charge variable (éq. 2.2)	6,99E-04	8,15E-04	-0,17
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,30E-04	1,29E-04	0,01
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	5,05E-05	5,00E-05	0,01
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	1,12E-05	1,11E-05	0,01
6Mig	Charge constante (éq. 2.1)	4,35E-04	4,58E-04	-0,05
	Charge variable (éq. 2.2)	7,95E-04	4,38E-04	0,45
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,68E-04	1,21E-04	0,28
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	6,78E-05	4,12E-05	0,39
	K-C Modifié Mbonimpa (éq. 1.6)	1,38E-05	7,45E-06	0,46

Tableau 4.1 (suite et fin): Conductivité hydraulique moyenne expérimentale et comparaison avec les résultats des modèles analytiques

6L	Charge constante (éq. 2.1)	8,71E-05	7,00E-05	0,20
	Charge variable (éq. 2.2)	1,09E-04	7,11E-05	0,35
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,40E-04	1,10E-04	0,21
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	5,63E-05	3,96E-05	0,30
	K-C Modifiée Mbonimpa (éq. 1.6)	3,49E-05	2,27E-05	0,35
6M	Charge constante (éq. 2.1)	1,49E-04	1,10E-04	0,26
	Charge variable (éq. 2.2)	1,60E-04	1,11E-04	0,31
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	5,34E-05	5,06E-05	0,05
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	1,36E-05	1,25E-05	0,08
	K-C Modifiée Mbonimpa (éq. 1.6)	6,13E-06	5,58E-06	0,09
8M	Charge constante (éq. 2.1)	1,04E-04	4,51E-05	0,57
	Charge variable (éq. 2.2)	1,28E-04	4,83E-05	0,62
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	7,17E-05	5,77E-05	0,19
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	2,12E-05	1,54E-05	0,27
	K-C Modifiée Mbonimpa (éq. 1.6)	1,02E-05	6,98E-06	0,32
8Mi	Charge constante (éq. 2.1)	1,95E-04	1,00E-04	0,49
	Charge variable (éq. 2.2)	2,48E-04	9,55E-05	0,61
	Kozeny-Carman (éq. 1.4)	1,43E-04	6,91E-05	0,52
	K-C Chapuis et Aubertin (éq. 1.5)	5,62E-05	1,91E-05	0,66
	K-C Modifiée Mbonimpa (éq. 1.6)	3,42E-05	9,19E-06	0,73

Dans certains cas, comme l'échantillon 4L, les tassements sont importants. La diminution de l'indice des vides entraîne une diminution importante de la conductivité hydraulique dans les solutions analytiques. Elles sont parfois plus grandes que la baisse réellement observée en laboratoire. Le tassement pourrait alors être tenu responsable à lui seul de la baisse de conductivité hydraulique observée dans les échantillons.

4.1.3 - Respect des critères de filtration et de stabilité interne

Selon les critères de stabilité interne, les particules plus fines sont plus portées à migrer dans le réseau de pores. La faible pente des courbes granulométriques pour des tailles de particules inférieures à cinq microns indique un potentiel d'instabilité interne. Toutefois, cette partie de la courbe engendre l'incertitude la plus grande, conséquence de la méthode de caractérisation granulométrique utilisée en laboratoire. Il est donc difficile de définir le potentiel d'instabilité interne des matériaux utilisés en laboratoire.

Le respect d'un critère de filtre ne signifie pas qu'aucune particule ne peut migrer dans une couche en aval. Cette migration serait même nécessaire pour permettre au filtre de se colmater légèrement, et réduire ainsi la taille des pores et la grosseur des particules qui peuvent migrer dans ce réseau (Tomlinson et Vaid, 1999). Le respect d'un critère permet plutôt d'affirmer que la migration de particules fines est minime et localisée à l'interface.

Dans le tableau 2.4, lorsque les critères sont respectés, les valeurs obtenues sont généralement loin des valeurs limites des critères. Les particules migrées devraient alors être arrêtées si l'épaisseur du filtre est suffisante. Dans les essais de la présente étude, aucune particule visible n'a été évacuée de l'échantillon. Il n'y a pas d'évidence que des particules ont pu traverser complètement une couche de matériau.

Un autre aspect important de cette analyse du respect des critères de filtre est l'utilisation générale du paramètre D_{15} ou d_{15} , soit la taille de particule représentant un passant de 15% de la masse des matériaux. Ce paramètre est couramment utilisé car il est reconnu que les particules fines sont celles qui contrôlent la conductivité hydraulique d'un matériau. Pour les matériaux utilisés dans notre étude, la valeur du paramètre D_{15} peut varier de 4 à 10 μm . Les particules les plus fines ont toutefois des tailles aussi petites que 0,06 μm . La faible pente (voir la figure 2.4) de la courbe granulométrique pour les tailles de particules inférieures au D_{15} peut influencer les résultats expérimentaux.

Selon la plupart des auteurs, l'utilisation du paramètre D_{15} a été jugée préférable au paramètre D_{10} pour exprimer les critères de filtration. Dans notre cas, l'incertitude sur la valeur du D_{10} est plus grande que sur la valeur du D_{15} lors des essais de sédimetométrie. Ceci entraîne une variation des valeurs des critères de filtration utilisant ce paramètre. Le critère D_{10} est parfois inclus dans les critères de filtration par le biais du coefficient d'uniformité C_u .

La densité du matériau en place n'est pas prise en compte dans les critères de filtre, qui ont été développés surtout pour des matériaux compactés et denses. Il est possible qu'un matériau saturé à l'état lâche permette la migration de particules fines à l'intérieur de son réseau de pores. Dans notre étude, les matériaux ont été mis en place à l'état lâche. Il serait donc possible qu'il y ait eu migration de particules d'un matériau à un autre, malgré le respect des critères de filtre. Le tassement des échantillons lors de la saturation et de la mise en charge hydraulique est cependant rapide et souvent important, ce qui aurait pour effet de réduire la taille des pores et ainsi la mobilité des particules fines.

Les critères de stabilité interne et les critères de filtre qui ont été testés indiquent une stabilité relative des matériaux utilisés. Selon le critère de Sherard (1979), seules les combinaisons d'un sol de base (d) et d'un filtre (D) qui possèdent des rapports $D_{15}/d_{85} > 5$ sont susceptibles de subir des migrations excessives de particules. Dans les cas qui ont été étudiés dans la présente étude, la vérification des critères indique qu'il est peu probable d'y observer la migration de particules. Les matériaux sont toutefois sujets à la migration interne de leurs propres particules fines.

Des combinaisons de matériaux qui ne respectent pas les critères de filtration ou les critères de stabilité interne pourraient être utilisées en laboratoire. Dans la présente étude, la priorité a été donnée à la représentativité des matériaux par rapport aux rejets miniers.

4.1.4 – Gradient critique

L'évaluation du gradient critique proposée par Indraratna et Radampola (2002) aux équations 1.10 à 1.12 n'a pu être appliquée à cette étude pour plusieurs raisons. Il n'a pas été possible d'observer avec certitude la migration de particules. Plusieurs paramètres nécessaires à la détermination d'un gradient critique n'ont pas été vérifiés ou mesurés pendant les essais. Le gradient hydraulique a été déterminé avec les valeurs piézométriques pour certains segments de l'échantillon. Il est difficile d'obtenir un profil précis des gradients maximums atteints pendant les essais.

La variation des rapports entre les gradients hydrauliques dans les différentes couches (voir le tableau 3.5) n'indique pas de variation drastique des rapports. Cette constance permet de supposer qu'il ne s'est pas produit d'érosion interne massive à l'atteinte d'un gradient critique pendant les essais.

4.2 - Relation avec les simulations

4.2.1 - Explication des simulations effectuées

L'utilisation de logiciels de simulation est justifiée lorsque les conditions à modéliser sont complexes et les paramètres nombreux. Dans le cas des échantillons avec des couches horizontales, la géométrie est suffisamment simple pour permettre la modélisation analytique des conductivités hydrauliques (voir le tableau 4.1). Dans le cas des échantillons avec des couches inclinées, les solutions analytiques sont difficiles à obtenir. Le logiciel de simulation SEEP/W (Geo-Slope International Ltd., 2000), a donc été utilisé afin d'évaluer la distribution des pressions hydrauliques et des gradients.

Deux montages ont été réalisés en utilisant des couches inclinées (voir le tableau 2.5). Le premier utilisait le sable Laurentien comme matériau grossier, alors que le second utilisait le mélange du sable avec la silice. Dans les deux cas, le matériau fin, soit la farine de silice, était mis en place à un angle de 45° avec l'horizontal.

4.2.2 - Explication des paramètres utilisés

Trois simulations numériques sont effectuées pour chacun des deux montages. La première simulation représente l'indice des vides et la longueur de l'échantillon pendant la première phase. La seconde simulation représente ces conditions pendant la dernière phase. Finalement, la troisième simulation représente les conditions pendant la troisième phase des essais. Les paramètres définis sont la valeur de la conductivité hydraulique et la géométrie de chaque couche. La géométrie des échantillons est déterminée pendant le montage. Pour la conductivité hydraulique, les valeurs définies par le modèle de Mbonimpa et al. (2002) sont utilisées (voir l'équation 1.6).

Une simplification a été faite. Un tassement vertical important dans un matériau composé de couches orientées peut avoir comme effet de modifier légèrement l'inclinaison des couches. Après les essais de migration de particules, on a observé que les couches qui étaient orientées de 45° par rapport à l'horizontal se retrouvent à un angle légèrement inférieur, de l'ordre de 42 à 44° . Dans les simulations, il est supposé que la couche centrale conservait son inclinaison originale pour simplifier l'analyse.

4.2.3 - Résultats des simulations

L'objectif des simulations numériques est d'évaluer la distribution des pressions hydrauliques et des gradients dans les échantillons avec des couches inclinées. Les simulations permettent également d'évaluer la baisse de conductivité hydraulique moyenne résultant du tassement observé en cours d'essai. Les valeurs de tassement pendant les essais de laboratoire sont importantes et elles pourraient expliquer les diminutions de conductivité hydraulique. La simulation numérique des matériaux avec des conductivités hydrauliques différentes (voir le tableau 4.1), résultant des variations des indices des vides, permet de vérifier cette hypothèse.

La figure 4.1 présente des résultats des simulations sur les deux colonnes montées avec des couches inclinées. Cette figure présente la répartition des charges hydrauliques et des gradients hydrauliques dans les échantillons 6M(i)(g) et 8M(i), pour la troisième phase de chacun de ces essais. La troisième phase des essais a été sélectionnée pour les simulations parce que certaines anomalies ont été relevées dans les données piézométriques expérimentales de la dernière phase d'un essai.

Les valeurs de débits et de conductivités hydrauliques obtenues avec les simulations numériques pour la première et la quatrième phase de chaque essai sont présentées au tableau 4.2 et comparées aux valeurs expérimentales. Les valeurs piézométriques expérimentales obtenues lors de la quatrième phase des essais sont comparées pour chaque échantillon aux valeurs obtenues avec les simulations numériques (voir la figure 4.1).

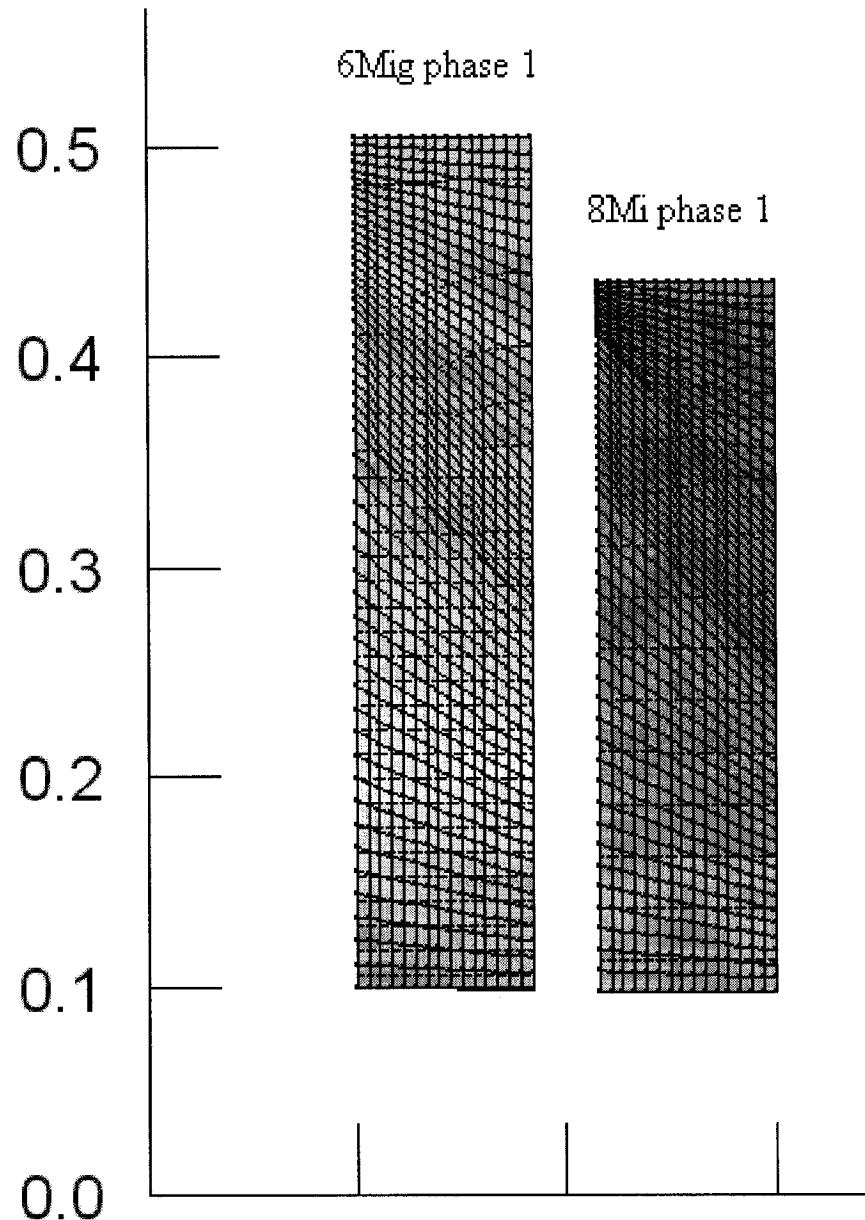


Figure 4.1 : Simulations numériques des pressions hydrauliques et des équipotentielles dans les échantillons 6M(i)g et 8M(i) pendant la 1^{re} phase d'essai

Les conditions utilisées pour effectuer les simulations sont présentées au tableau 4.4. Les côtés de l'échantillon ont été définis comme des frontières imperméables. La conductivité hydraulique utilisée correspond à la valeur obtenue avec le modèle de Mbonimpa et al. (2002). Les longueurs utilisées sont celles estimées en laboratoire.

Tableau 4.2 : Conditions utilisées lors des simulations avec SEEP/W pour les essais 6Mig et 8Mi

Phase	6Mig		8Mi	
	1	3	1	3
k couche 1 (cm/s)	8,51E ⁻⁴	5,17E ⁻⁴	1,75E ⁻⁴	5,11E ⁻⁵
k couche 2 (cm/s)	3,71E ⁻⁴	2,62E ⁻⁴	1,97E ⁻⁴	6,74E ⁻⁵
k couche 3 (cm/s)	1,51E ⁻⁴	7,84E ⁻⁵	6,18E ⁻⁵	1,44E ⁻⁴
Pression haut (cm)	68,1	127	97,6	203
Pression bas (cm)	53,5	53,5	53,5	53,5
Longueur (cm)	40,5	38,9	33,8	30,2
Épaisseur de la couche mince (cm)	5,75	5,5	7,2	6,43

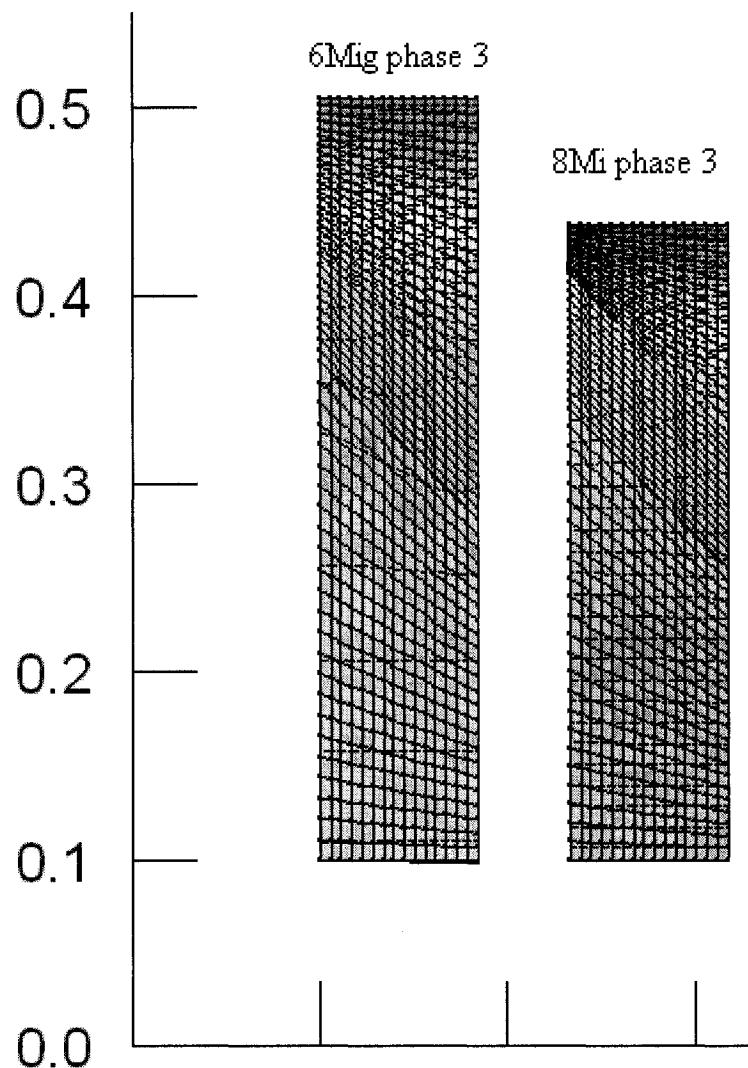


Figure 4.2 : Simulations numériques des pressions hydrauliques et des équipotentielles dans les échantillons 6M(i)(g) et 8M(i) pendant la 3^e phase d'essai

4.2.4 - Relation avec les résultats expérimentaux

Le tableau 4.3 indique la valeur moyenne du débit circulant dans chaque montage, calculée expérimentalement et numériquement. Les valeurs de la conductivité hydraulique moyenne des échantillons sont évaluées en laboratoire puis estimées par le modèle de Mbonimpa et al. (2002). Dans les simulations numériques, le changement de densité qui résulte du tassemement est considéré comme le seul facteur qui affecte la valeur de la conductivité hydraulique, et par conséquent le débit sortant. Le modèle numérique considère le problème en deux dimensions. Les débits sont calculés pour une tranche d'échantillon de 8,4 cm de profondeur (diamètre du cylindre). L'échantillon est donc considéré comme un prisme carré plutôt que comme un cylindre.

Les figures 4.1 et 4.2 présentent la distribution des charges hydrauliques dans les échantillons avec des couches inclinées pendant les essais. Les conditions utilisées pour effectuer ces simulations sont présentées au tableau 4.2. Ces figures permettent d'évaluer l'effet de la présence de la couche inclinée sur les écoulements. Les équipotentialles montrées sur les figures 4.1 et 4.2 permettent de dire que les lignes d'écoulement vont être réfractées pour descendre le long de la couche inclinée.

Tableau 4.3 : Débits et conductivités hydrauliques expérimentales et analytiques pour les échantillons avec des couches inclinées en début et en fin d'essai

	Essai 6Mig		Essai 8Mi	
	Expérience	Analytique/ numérique	Expérience	Analytique/ numérique
Débit phase 1 ($\text{cm}^3/\text{s} \cdot \text{cm}^2$)	0,00016	0,00012	0,00027	0,00017
Débit phase 4 ($\text{cm}^3/\text{s} \cdot \text{cm}^2$)	0,00270	0,00105	0,00068	0,00024
Conductivité hydraulique phase 1 (cm/s)	$4,35 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$	$1,95 \times 10^{-4}$	$1,3 \times 10^{-4}$
Conductivité hydraulique phase 4 (cm/s)	$4,58 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-4}$	$1,00 \times 10^{-4}$	$3,5 \times 10^{-5}$
$1 - (k_{\text{final}}/k_{\text{initial}})$	0,45	0,45	0,61	0,73

Le tableau 4.3 permet de constater que la variation de la conductivité hydraulique pendant les essais pourrait être expliquée par le tassemement. Les conductivités

hydrauliques aux phases 1 et 4 sont évaluées sous charge constante. L'utilisation du modèle de Mbonimpa et al. (2002) avec les indices des vides expérimentaux avant et après l'essai induit des diminutions de conductivité hydraulique aussi importantes (6Mig) ou plus importantes (8Mi) que celles observées en laboratoire (voir tableau 4.3). Les débits initiaux simulés correspondent pratiquement à ceux observés en laboratoire. Les débits finaux sont sous-estimés lors des simulations. La création de chemins d'écoulement préférentiels pourrait expliquer un débit plus élevé dans les essais en laboratoire.

Le tableau 4.4 présente les valeurs piézométriques, ou de la charge hydraulique estimée à la position des dix piézomètres installés dans l'échantillon. Les valeurs lues à la troisième phase des essais expérimentaux peuvent être comparées aux valeurs obtenues à l'aide des simulations numériques présentées à la figure 4.1, en se référant aux valeurs de pression hydraulique présentées au tableau 4.3. La troisième phase a été choisie pour l'analyse afin que la différence de charge hydraulique dans l'échantillon induise des gradients moyens supérieurs à 1.

Tableau 4.4 : Valeurs piézométriques mesurées lors des essais expérimentaux pour la troisième phase des essais d'érosion avec des couches inclinées

	Essai 6Mig	Essai 8Mi
P1 (Large)	104,1	186,0
P2 (Large)	98,6	1144,8
P3 (Large)	47,4	87,8
P4 (Large)	43,5	64,7
P5 (Large)	40,6	46,7
P6 (Serré)	104,1	184
P7 (Serré)	100,8	168,4
P8 (Serré)	98,9	142,5
P9 (Serré)	68,9	97,3
P10 (Serré)	44,9	72,6

Le tableau 4.4 permet de comparer les valeurs expérimentales avec les résultats des simulations numériques présentées à la figure 4.1. Dans les représentations de la figure 4.1, les piézomètres en position rapprochée sont situés sur le côté droit des colonnes (voir la figure 2.8). En observant la distribution des charges hydrauliques

dans les échantillons pendant les essais, il est possible de remarquer que la présence de la couche de matériau fin inclinée va faire augmenter le gradient au haut de cette couche. Sous cette couche, les pertes de charge seront très faibles. Il est difficile de comparer les valeurs obtenues avec les simulations aux valeurs expérimentales puisque les essais ont été effectués sur des échantillons cylindriques alors que les simulations ont utilisé des échantillons prismatiques. Il est toutefois possible d'observer l'effet général de la présence d'une couche de matériaux fin inclinée sur la figure 4.1. Les pertes de charge hydraulique sont plus importantes dans la couche de matériau fin. Les écoulements se concentrent le long de la pente de la couche inclinée. Il est également possible d'observer cette tendance avec les valeurs piézométriques présentées au tableau 4.4.

4.3 - Procédures de laboratoire

Les principales difficultés et les limitations de la méthodologie de laboratoire sont abordées dans cette section. Quelques recommandations pour une future série d'essais sont émises au chapitre 5.

4.3.1 - Préparation des matériaux

La préparation des matériaux implique deux aspects, soit la préparation du mélange de sable Laurentien et de la silice, ainsi que l'humidification des échantillons. La procédure servant à préparer le mélange, présentée à la section 4.3.1, est appropriée. L'utilisation d'une méthode de caractérisation granulométrique plus précise, telle la méthode de diffraction au laser (Malvern), aurait permis d'évaluer avec précision la répétitivité de la méthode de mélange. Cette constatation a été faite à un stade avancé du projet, ce qui a empêché l'utilisation du Malvern comme outil de caractérisation.

La méthode utilisée pour humidifier les sols est appropriée. La quantité d'eau incorporée au matériau est pesée et ajustée afin d'obtenir la teneur en eau désirée. Les essais de caractérisation de la teneur en eau réalisés une fois l'échantillon mis en place montrent que la teneur en eau obtenue dans le matériau est uniforme et semblable à celle qui avait été prévue. Aucun conglomérat de grains cimentés n'a été observé.

4.3.2 - Montage

Les matériaux humides se compactent bien. L'humidité du mélange empêche la mise en suspension dans l'air de poussières de silice et la ségrégation dans la colonne. Plusieurs teneurs en eau différentes ont été utilisées afin d'obtenir des matériaux de densité variable. Toutefois, cette méthode n'a pas donné les résultats escomptés. Il a été impossible d'identifier une relation claire entre la teneur en eau lors de la mise en place et la densité initiale des sols, tel que démontré à la section 3.3.1. L'utilisation de matériaux avec une teneur en eau éloignée de l'optimum ne permet pas d'obtenir des densités plus faibles pour les matériaux mis en place. Il a été difficile de contrôler l'indice des vides. Il aurait été préférable d'utiliser une teneur en eau constante et près de l'optimum Proctor. Les valeurs de teneur en eau optimale des matériaux sont présentées au tableau 2.1. Le contrôle de l'indice des vides aurait également pu se faire en contrôlant le volume d'une couche mise en place ainsi que la masse de matériaux secs mis en place, selon les équations suivantes :

$$e = \frac{(V_t - V_s)}{V_s} \quad \text{et} \quad V_s = \frac{(M_s)}{(D_r)} \quad (4.1)$$

Dans l'équation 4.1, V_t est le volume total d'une couche, V_s est le volume des grains solides de cette couche. M_s est la masse des grains solide et D_r la densité relative des grains. Le contrôle de la masse sèche et du volume d'une couche permet de contrôler la valeur de l'indice des vides.

Il serait utile d'effectuer des essais sur des matériaux consolidés, tels qu'on les retrouve sur les sites d'entreposage des rejets. Le temps disponible en laboratoire n'a pas permis de consolider les matériaux, qui ont plutôt été densifiés par compaction. L'énergie de compaction doit toutefois être mesurée, afin de contrôler l'indice des vides des matériaux mis en place.

Le géotextile utilisé à la base et au sommet de l'échantillon peut expliquer certaines variations de densité (voir figure 2.2). En effet, afin de retenir les particules fines des

matériaux, un géotextile fin et épais a été utilisé. La forte épaisseur du géotextile en fait un matériau très compressible et une partie de l'énergie de compactage peut s'y dissiper.

La densité est difficile à contrôler le long des parois, ce qui pourrait favoriser la création de chemins d'écoulement préférentiels. Un pilon de diamètre pratiquement égal au diamètre intérieur de la colonne devrait être utilisé. Le pilon utilisé dans notre étude ne permet pas de mesurer l'énergie d'impact de chaque coup asséné au matériau lors de la densification. Un pilon qui permet de contrôler la hauteur de chute de la masse sur le matériau pourrait être utilisé, afin de pouvoir contrôler la valeur de l'indice des vides dans les matériaux mis en place.

Il serait nécessaire de mesurer plus précisément les positions des piézomètres et des contacts entre les différentes couches de matériau en continu pendant les essais. Les tassements dans les échantillons ont été plus importants que prévu, et les mesures de tassements ont été prises au moyen d'un ruban à mesurer. Il est aussi possible que la première couche mise en place continue à se compacter pendant la mise en place des couches suivantes. L'épaisseur de chaque couche n'est mesurée qu'après sa mise en place. Il serait utile de suivre ces paramètres de façon continue.

Dans le cas des colonnes composées d'échantillons aux couches inclinées, il a été difficile d'aplanir les contacts entre les couches. Dans les colonnes inclinées, l'utilisation d'une simple cuiller pour compacter le matériau a favorisé les variations de la densité des matériaux mis en place, principalement le long des parois. Il est difficile de répartir uniformément l'énergie de compaction tout en mettant en place des couches inclinées par rapport à la colonne. La figure 4.3 présente un outil qui pourrait permettre de mettre en place les matériaux d'une couche inclinée en augmentant l'homogénéité de la densité de l'échantillon.

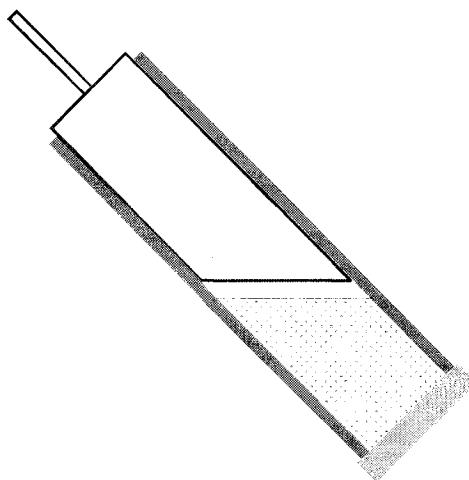


Figure 4.3 : Schématisation de la méthode de montage et outil pour densifier les matériaux d'une couche inclinée

4.3.3 - Saturation

La période de saturation est peut-être un peu trop courte, même si certains échantillons ont été plus d'une semaine en mode de saturation. L'eau désaérée a circulé sous faible charge hydraulique, du bas vers le haut de l'échantillon, pendant plus de sept jours. Malgré cela, il était toujours possible d'observer une hausse du degré de saturation pendant les essais (voir le tableau 3.1).

Les degrés de saturation obtenus sont supérieurs à 95%. Dans ces conditions, l'augmentation de conductivité hydraulique associée à la hausse du degré de saturation jusqu'à une valeur de 100% ne représente qu'une fraction des changements globaux de conductivité hydraulique, qui sont également affectés par la migration de particules, le colmatage des pores et le tassemement de l'échantillon.

4.3.4 - Conductivité hydraulique

Un essai à charge variable est conduit dès le début des expérimentations. Le premier essai à charge constante est effectué immédiatement après, en même temps que l'essai de migration de particules. Une certaine baisse de la conductivité hydraulique peut alors être observée par rapport à la première mesure à charge variable.

L'application d'un faible gradient hydraulique suffit à provoquer un léger tassement et une baisse de la conductivité hydraulique de l'échantillon.



Figure 4.4 : Poches d'eau le long de la paroi et sous les embouts des piézomètres résultant du tassement et de la migration des particules

Dans les échantillons lâches, la combinaison du tassement et du comblement de vides le long des parois a favorisé la création de poches d'eau le long de la paroi et sous les embouchures des piézomètres. La figure 4.4 présente, sous le piézomètre du centre, une petite poche de vide. Il a aussi été possible d'observer la formation de petites poches d'eau le long des parois. Les effets de ces défauts sont toutefois localisés.

Ces essais de conductivité hydraulique ont été effectués en suivant les directives établies. Les résultats de ces essais sont constants et aucun problème particulier n'a été observé ou identifié pendant ce type d'essai.

4.3.5 - Migration de particules

Il a été difficile de caractériser l'importance de la migration de particules dans les échantillons pendant la mise sous charge hydraulique. Plusieurs facteurs, dont la contamination lors du prélèvement des échantillons, rendent difficiles la comparaison et l'interprétation des courbes granulométriques avant et après un essai.

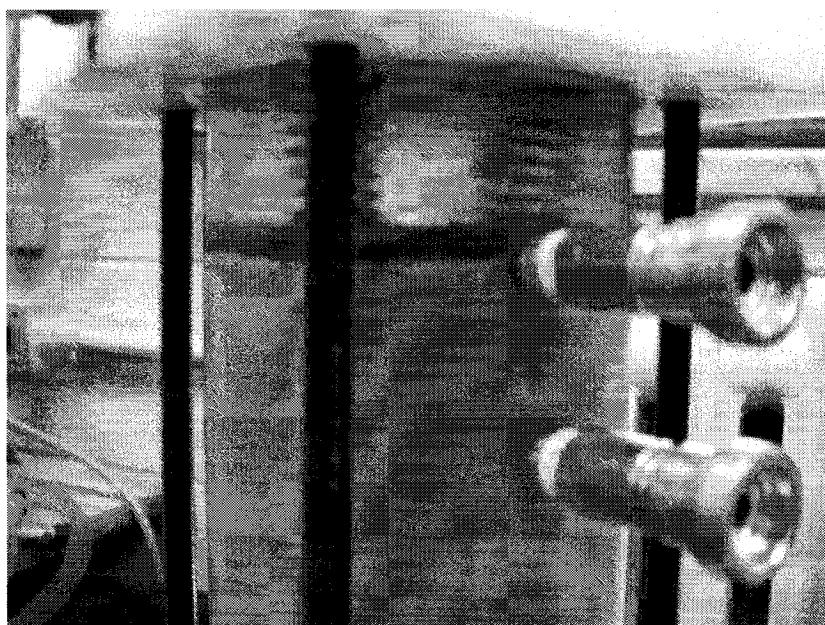


Figure 4.5 : Conséquence des tassements sur l'efficacité des piézomètres

L'analyse des essais de migration de particules a été perturbée par des tassements importants. Ces tassements ont affecté la position des piézomètres par rapport à l'échantillon et ont altéré les contacts entre les différents matériaux. Dans le cas des colonnes inclinées, les tassements ont été si importants que des piézomètres qui étaient vis-à-vis une couche au départ se sont retrouvés dans la couche supérieure en fin d'essai. Dans un cas, le piézomètre supérieur de la colonne s'est retrouvé à l'extérieur de l'échantillon suite au tassement du matériau (voir la figure 4.5).

4.3.6 - Démontage

Les procédures de démontage n'ont pas occasionné de problèmes particuliers. Certains échantillons plus lâches ont des teneurs en eau élevées qui peuvent occasionner des problèmes lors de la collecte d'échantillon. Pour cette raison, certains échantillons ont été contaminés par le second matériau, principalement pour des échantillons collectés au contact entre deux couches.

Dans certains montages, il a été difficile de prélever des échantillons à l'intérieur de la couche mince. Une méthode d'analyse granulométrique nécessitant moins de matériau aurait permis de prélever des échantillons de meilleure qualité, et à des intervalles plus fréquents et plus près des zones de contacts.

4.3.7 - Granulométrie

Les essais granulométriques utilisés afin de caractériser la migration de particules ont apporté relativement peu d'informations utiles à l'ensemble du programme expérimental. Plusieurs facteurs affectent la répétitivité des résultats. Une nouvelle solution de métaphosphate est préparée chaque mois. Une variation dans la préparation de cette solution pourrait engendrer des modifications dans les résultats des essais. Les mesures lors de ces essais sont échelonnées sur 24 heures. Il arrive parfois que plusieurs manipulateurs procèdent à la prise des données sur un même essai. La température ambiante peut également varier pendant l'essai. Il peut en résulter des imprécisions dans les mesures.

La méthode de sédimentométrie utilisée permet difficilement de mesurer avec précision la quantité de particules de taille inférieure à dix microns. C'est pourquoi il est recommandé, dans le contexte de réalisation d'un protocole expérimental ultérieur, d'utiliser une autre méthode pour complémenter la méthode de sédimentométrie pour déterminer la courbe granulométrique des matériaux.

4.4 – Paramètres de l'étude

4.4.1 – Granulométrie

Les essais de laboratoire ont été réalisés avec deux matériaux, la farine de silice et le sable de la carrière Laurentienne. Le mélange des deux matériaux en quantités égales est représentatif de la granulométrie des rejets miniers grossiers. La farine de silice utilisée seule est représentative de la granulométrie des rejets miniers fins. La plupart des essais effectués utilisaient le mélange et la silice. Des essais ont été effectués avec le sable de la carrière Laurentienne, qui a une granulométrie plus grossière, afin d'augmenter le potentiel de migration des particules de la couche de matériau fin.

Les deux matériaux grossiers utilisés n'ont pas permis de définir un potentiel de migration des particules. Il est toutefois possible d'observer que les tassements ont été moins importants dans les échantillons avec le sable Laurentien (voir le tableau 3.1). La conductivité hydraulique a diminué dans tous les essais utilisant le mélange comme matériau grossier, alors qu'elle est demeurée sensiblement la même dans les échantillons utilisant le sable Laurentien.

4.4.2 – Densité du matériau

Les densités des matériaux mis en place dans ce protocole expérimental étaient représentatives des gammes de densités que l'on peut observer sur les sites miniers. L'indice des vides des matériaux utilisés en laboratoire se compare également avec les valeurs tirées de la littérature.

Il n'a pas été possible d'exercer un bon contrôle de la densité des matériaux mis en place avec le protocole expérimental qui a été défini dans notre étude. Il est probable que les procédures n'étaient pas assez rigoureuses, principalement à cause d'un manque de contrôle de l'énergie de densification. Toutefois, des essais ont été effectués avec une gamme variée d'indice des vides pour les matériaux. Les échantillons qui ont été montés à l'état le plus lâche ont subi des tassements importants en cours d'essai. La relation entre les déformations et l'indice des vides

semble être quasi linéaire pour les conditions de nos essais (voir les figures 3.14 et 3.24). La relation entre la densité des matériaux et la variation de la conductivité hydraulique ou la migration de particules n'a pu être établie.

4.4.3 – Épaisseur de la couche de matériau fin

L'influence de l'épaisseur des couches sur la migration de particules est difficile à définir avec les résultats des essais. Il a toutefois été possible d'établir une relation entre l'épaisseur des couches de matériaux fins et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon (voir figure 3.30). Une couche de matériau fin plus épaisse diminue la conductivité hydraulique. La perte de charge hydraulique est plus importante dans une couche de matériau fin de grande épaisseur. La relation entre l'épaisseur de la couche de matériau fin et le tassement n'a pas pu être établie.

4.4.4 – Charge hydraulique

Les charges hydrauliques qui ont été appliquées en laboratoire varient de quinze centimètres à plus de deux mètres. La hauteur des échantillons était d'environ vingt centimètres. Des gradients moyens maximaux d'environ dix ont été appliqués dans les échantillons. Le gradient dans la couche de matériau fin atteint des valeurs plus élevées, dépassant 25 dans le cas des couches fines les plus minces. Il n'a pas été possible d'établir de relation entre le gradient ou la charge hydraulique maximale et la migration de particules.

L'étude de l'évolution des conductivités hydrauliques des échantillons en fonction du gradient atteint lors des incrément de charge hydraulique permet de tirer d'intéressantes conclusions (voir les figures 3.26 à 3.29). Partout où le mélange a été utilisé comme matériau grossier, la conductivité hydraulique a diminué avec l'augmentation de la charge hydraulique. Cette relation semble exponentielle pour les conditions d'essai. Au départ, les matériaux vont subir une baisse de conductivité hydraulique même pour de faibles charges hydrauliques. Les charges hydrauliques utilisées en laboratoire ne permettent pas d'apprécier la tendance générale du comportement des échantillons soumis à des gradients plus importants.

4.4.5 – Inclinaison des couches

L'influence de l'inclinaison des couches a été évaluée de façon préliminaire au moyen de deux essais. Ces essais ont été effectués à titre expérimental, afin de définir un cadre expérimental. Les résultats sont peu concluants, principalement à cause de la grande variabilité de densité en place des matériaux, ce qui a provoqué des tassements différentiels et la formation de chemins d'écoulement préférentiels.

Plusieurs autres essais sur des échantillons avec des couches inclinées seraient nécessaires avant de pouvoir tirer des conclusions valables sur l'influence de ce paramètre sur la migration de particules dans des dépôts de rejets miniers. Les simulations ont toutefois apporté un éclairage intéressant sur les conditions d'écoulement dans les échantillons avec des couches inclinées.

Chapitre 5 – Conclusions et recommandations

5.1 – Conclusion

Plusieurs études ont été effectuées à travers le monde sur les digues de retenue des rejets miniers, en particulier sur les digues construites avec la fraction grossière des rejets de concentrateur. Cette méthode de construction est particulièrement intéressante pour les exploitants puisqu'elle engage des coûts moins importants. Les conditions de construction de ces digues sont toutefois irrégulières et les dépôts résultants sont hétérogènes.

Notre étude s'est intéressée à l'effet de minces couches de rejets à granulométrie fine qui peuvent se retrouver intercalées dans les digues construites avec des rejets sableux à granulométrie plus grossière. Ces couches de matériaux fins affectent la conductivité hydraulique et les écoulements dans les digues. Les particules plus fines peuvent ainsi migrer à travers le réseau de pores. Cette migration de particules peut entraîner des problèmes de stabilité des digues.

Notre étude a été effectuée sur des matériaux artificiels représentatifs des rejets miniers produits au concentrateur. Ces matériaux ne sont pas chimiquement réactifs. Les échantillons comprenaient une couche de matériau silteux intercalée entre deux couches de matériau sableux. L'effet de la granulométrie des matériaux, de l'épaisseur et de l'inclinaison des couches de matériau fin, de la charge hydraulique et de la densité des matériaux en place a été étudié.

L'évaluation de la stabilité interne des matériaux a été effectuée à l'aide des critères d'auto-stabilité tirés de la littérature, de même pour les critères de filtration, qui vérifient si les grains de la couche de matériau fin peuvent migrer dans la couche de matériau grossier.

Trois matériaux ont été testés, deux matériaux grossiers et un matériau fin. L'épaisseur de la couche de matériau fin a varié de 1,25 cm à près de 8 cm. Les densités en place sont variables et représentatives des conditions de terrain. Des gradients hydrauliques moyens d'environ dix ont été appliqués aux échantillons. Les gradients hydrauliques ont pu atteindre 25 localement dans les échantillons.

Plusieurs méthodes ont été utilisées pour estimer la migration de particules. La granulométrie de chaque couche a été évaluée avant et après les essais de migration. Les eaux d'exhaures ont été collectées afin de vérifier si des particules ont été évacuées du système. Finalement, les conductivités hydrauliques et les gradients hydrauliques globaux et locaux ont été suivis tout au long des essais afin d'analyser l'évolution des conditions hydrauliques.

Les résultats des essais n'ont pas été concluants à plusieurs égards. Ils ont tout de même permis plusieurs observations menant à plusieurs recommandations. La procédure utilisée pour contrôler la densité des matériaux mis en place n'a pas donné les résultats escomptés. Les tassements survenus dans les échantillons en cours d'essai ont eu des conséquences sérieuses sur les variations de conductivité hydraulique des matériaux. L'ampleur des tassements dépend principalement de la densité en place initiale des matériaux. Un matériau déposé à l'état lâche subit des tassements plus importants.

La migration de particules n'a pas été observée directement par des modifications granulométriques ou par l'expulsion de particules du système. L'évolution des conductivités hydrauliques de l'échantillon permet d'établir l'effet de l'épaisseur des couches de matériaux fins, de la densité et de la charge hydraulique appliquée sur l'échantillon sur la conductivité hydraulique. Des conclusions intéressantes ont été obtenues en étudiant la variation de la conductivité hydraulique dans un échantillon en fonction de la charge hydraulique appliquée sur cet échantillon. Ces variations de conductivité hydraulique semblent davantage causées par le tassement dans les échantillons que par les conséquences de la migration de particules.

L'effet de l'inclinaison des couches de matériau fin n'a pas été bien défini. Deux essais ont été effectués en utilisant une couche de matériau fin inclinée de 45° par rapport à l'horizontale. L'objectif principal était de définir une méthodologie de laboratoire pour ce type d'étude. Les procédures de mise en place définies n'ont toutefois pas permis d'obtenir un échantillon homogène et stable. Plusieurs autres essais inclinés doivent être effectués avant de pouvoir définir l'effet de cette variable sur la migration de particules.

5.2 – Suggestions pour des travaux futurs

Paramètres de l'étude

L'influence de cinq paramètres a été considérée. Il s'agit de la densité de mise en place, de la granulométrie des couches, de l'épaisseur des couches, de la charge hydraulique et de l'inclinaison des couches.

L'interprétation des essais ne permet pas de définir adéquatement les effets de la variation d'un seul paramètre. Il serait utile d'effectuer un essai de référence sur un échantillon dont la mise en place est simple et reproductible. Cet essai pourrait utiliser une couche de matériau fin horizontale, assez mince, mise en place à une densité optimale. En se basant sur cet essai, l'influence d'un seul paramètre serait étudiée, alors que les autres paramètres demeurent semblables à l'essai de référence. Un programme de laboratoire plus long et plus complet serait nécessaire. Ce programme pourrait également inclure la réalisation d'essais en duplicata afin d'évaluer la répétitivité des résultats.

Protocole expérimental

Notre étude s'est concentrée sur deux types de matériaux grossiers et un seul matériau fin. Il est recommandé d'effectuer une série d'essais utilisant plusieurs matériaux de granulométries différentes, tous représentatifs de la fraction grossière ou fine des dépôts de rejets miniers. Des rejets miniers pourraient être utilisés sans qu'ils ne soient modifiés en laboratoire. Il serait également préférable de ne pas utiliser un mélange de matériaux différents tels que le sable de la carrière Laurentienne et la farine de silice, ceci afin d'éviter les contrastes de propriétés entre les particules d'un même matériau.

Le protocole proposé pour la mise en place des matériaux ne permet pas de contrôler la densité de l'échantillon. Des expérimentations devraient porter sur différentes méthodes de mise en place des échantillons, afin d'identifier une procédure qui permette d'exercer un contrôle sur la densité en place des matériaux. Les modes de

mise en place par pluviation, sous forme de boues sursaturées et par déposition sous eau peuvent être étudiés et comparés (voir le tableau 1.7).

Les procédures de laboratoire utilisées dans cette étude ont nécessité le montage d'échantillons avec une couche de matériau fin d'une épaisseur minimale. Les échantillons nécessaires à la caractérisation granulométrique en fin d'essai nécessitent également le prélèvement d'une certaine quantité de matériau fin. L'utilisation d'une méthode de caractérisation granulométrique nécessitant moins de matériau, jumelée à un système de capteurs de pression insérés dans l'échantillon permettraient de mettre en place des couches beaucoup plus minces. Il est recommandé de modifier les procédures de laboratoire afin de permettre la mise en place de couches de matériau fin d'épaisseur variant de deux millimètres à huit centimètres.

Dans notre étude, les valeurs des gradients atteints dans l'échantillon sont élevées. Ces conditions sont plus sévères que celles présentes sur le terrain. L'application de charges hydrauliques plus importantes aurait nécessité l'utilisation de moyens mécaniques. Ces moyens peuvent être utilisés si le contexte l'impose.

La mise en place d'échantillon avec une couche inclinée en son milieu nécessite l'utilisation d'une plus grande colonne et d'un échantillon plus long. La conductivité hydraulique globale de l'échantillon sera donc plus faible dans ces montages. Il serait préférable d'utiliser des charges hydrauliques plus élevées afin d'obtenir des gradients équivalents à ceux obtenus dans les échantillons plus courts.

Procédures de laboratoire

L'utilisation d'une échelle graduée positionnée le long de la colonne aurait été utile pour situer précisément les contacts entre les différentes couches de matériau mises en place et les déformations dues au tassement dans les échantillons en cours d'essai. L'utilisation de géotextiles plus minces et moins compressibles est conseillée. Il est nécessaire d'utiliser une procédure de mise en place qui favorise une plus grande

homogénéité de la densité des matériaux et un contrôle sur la densité obtenue. Le pilon utilisé afin de densifier les échantillons devrait avoir un diamètre égal au diamètre intérieur de la colonne utilisée pour le montage. Ce pilon doit assurer un contrôle de la hauteur de chute de la masse. Il est ainsi possible d'assurer que chaque couche de matériau mise en place serait compactée avec une énergie constante.

Le problème de la densité est plus marqué dans le cas des échantillons avec des couches inclinées. Un pilon taillé à 45° de façon à s'insérer parfaitement dans la colonne pourrait être poussé dans le cylindre. La densité le long des parois pourrait alors atteindre des valeurs semblables à celle obtenue au centre de l'échantillon.

L'utilisation des piézomètres a occasionné plusieurs problèmes pendant les essais. La position du piézomètre dans l'échantillon varie tout au long des phases de l'essai avec le tassement. Il est recommandé d'utiliser une autre méthode de mesure de la charge hydraulique dans l'échantillon. L'utilisation de capteurs de pression permettrait d'obtenir une mesure directe et rapide de la pression d'eau à différents endroits dans l'échantillon.

Il est recommandé d'utiliser une méthode de caractérisation granulométrique plus rapide et plus précise. Cette méthode doit permettre la caractérisation précise de la partie fine (inférieure à dix microns) de la courbe granulométrique. La méthode de diffraction au laser (Malvern) devrait être envisagée comme moyen de déterminer les modifications granulométriques. Cette méthode nécessite quelques grammes de matériau, ce qui permet de multiplier le nombre d'échantillons et de réduire les risques de contamination par d'autres matériaux.

Critères de filtre et de stabilité interne

La plupart des critères qui ont été définis s'appliquent à des matériaux à granulométrie uniforme, qui ont des coefficients d'uniformité C_u inférieurs à trois (Lafleur, 1984). Les rejets miniers sont plutôt caractérisés par une granulométrie étalée. Les particules ont des tailles variant des sables grossiers jusqu'aux argiles.

Les critères vérifiés dans la présente étude concernent des matériaux à granulométrie étalée, mais il serait intéressant de vérifier si le respect des critères établis pour les matériaux à granulométrie uniforme assure effectivement la stabilité des matériaux à granulométrie étalée.

Modélisations et simulations

Il est recommandé d'introduire l'utilisation de modèles géotechniques de prédiction des tassemens dans les échantillons en fonction des caractéristiques des matériaux et des conditions d'essai.

Références

- ABADJIEV, C.B. (1985). *Estimation of physical characteristics of deposited tailings dam of non ferrous metallurgy*. Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 3, pp. 1231-1234.
- ASSOCIATION MINIÈRE CANADIENNE (1998). *A guide to the management of tailings dams*. Sept 1998, Ottawa, Canada.
- AUBERTIN, M. (1991). *La problématique de la gestion des résidus miniers au Québec*. Les mines, le développement durable, et l'environnement. Collection Environnement et Géologie, Association professionnelle des géologues et des géophysiciens du Québec, Vol 12, pp139-152.
- AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B. ET CHAPUIS, R.P. (1996). *Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines*. Canadian Geotechnical Journal, 33 : 470-482.
- AUBERTIN, M., RICARD, J-F. ET CHAPUIS, R.P. (1998a). *A predictive model for the water retention curve : application to tailings from hard rock mines*. Canadian Geotechnical Journal, 35 : 55-69.
- AUBERTIN, M., BÉDARD, C. ET JUNEAU, R. (1998b). Notes. « *Formation sur la gestion des rejets miniers, la stabilité et le suivi des digues* ». Association Minière du Québec. Notes de cours non publiées.
- AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B. ET BERNIER, L. (2002a). Manuel sur Cédérom. *Environnement et gestion des rejets miniers*. Presses Internationales Polytechnique, Ville Mont-Royal, Canada.
- AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., JOLETTE, D., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P., JAMES, M. ET RIFFON, O. (2002b). *Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle*. Proc., Symposium 2002 sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda, CDROM, papier s32a1019, p526, 26 pages.

- BARBOUR, S.L., WILSON, G.W. ET ST-ARNAUD, L.C. (1993). *Evaluation of the saturated unsaturated groundwater conditions of a thickened tailings deposit.* Canadian Geotechnical Journal, 30: 935-946.
- BENCKERT, A. (2003). *Tailings dam safety in Sweden.* Proc. ICOLD, Symposium on major challenges in tailings dams, Montréal. ICOLD Publications, Paris.
- BLIGHT, G.E., THOMSON, R.R. ET VORSTER, K. (1985). *Profile of hydraulic-fill tailings beaches, and seepage through hydraulic sorted tailings.* J.S. Afr. Inst. Min. Metall., vol 85, no 5, pp 157-161.
- BLOWES, D.W., REARDON, E.J., JAMBOR, J.L. ET CHERRY, J.A. (1991). *The formation and potential importance of cemented layers in inactive sulfide mine tailings.* Geochimica et Cosmochimica Acta, 55 : 965-978.
- BROOKS, R.H., ET COREY, A.T. (1964). *Hydraulic properties of porous media.* Colorado State University, Fort Collins, Co. Hydrology Paper N.3.
- BUSSIÈRE, B. (1993). *Évaluation des propriétés hydrogéologiques des résidus miniers utilisés comme barrière de recouvrement.* Mémoire M.Sc.A., Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal, 171 pages.
- CAVALCANTE, A.L.B., ASSIS, A.P. ET FARIAS, M.M. (2003). *Hydraulic deposition model for heterogeneous sediments in tailings dams.* Proc. ICOLD, Symposium on major challenges in tailings dams, Montréal. ICOLD Publications, Paris.
- CHAPUIS, R.P., BAASS, K. ET DAVENNE, L. (1989). *Granular soils in rigid-wall permeaters : method for determining the degree of saturation.* Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26. 71-79.
- CHAPUIS, R.P. ET GILL, D.E. (1989). *Hydraulic anisotropy of homogenous soils and rocks : influence of the densification process.* Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 39 : 75-86.

- CHAPUIS, R.P. (1992a). *Similarity of internal stability criteria for granular soils.* Canadian Geotechnical Journal, 29(5) : 711-713.
- CHAPUIS, R.P. (1992b). *Évaluation de l'équation de Kozeny-Carman pour prédire la conductivité hydraulique.* Proceedings, 45^e Canadian Geotechnical Conference, Toronto.
- CHAPUIS, R.P. ET LÉGARÉ, P.P. (1992). *A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures.* In Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance. ASTM STP 1147: 177-186.
- CHAPUIS, R.P. (1995). *Filtration des sols pulvérulents et des sols fins : critères et exemples.* Vecteur Environnement, Vol 28, No 4, août 1995.
- CHAPUIS, R.P., CONTANT, A. ET BAASS, K.A. (1996). *Migration of fines in 0-20 mm crushed base during placement, compaction, and seepage under laboratory conditions.* Canadian Geotechnical Journal. Vol. 33, pp, 168-176.
- CHAPUIS, R.P., CHENAF, D., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M. ET CRESPO, R. (2001). *A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions.* Canadian Geotechnical Journal, 38 : 1113-1126.
- CHAPUIS, R.P. ET AUBERTIN, M. (2001). *A simplified method to estimate saturated and unsaturated seepage through dikes under steady-state conditions.* Canadian Geotechnical Journal, 38 : 1321-1328.
- CHAPUIS, R.P. ET AUBERTIN, M. (2003). *Evaluation of the Kozeny-Carman's equation to predict the hydraulic conductivity of a soil.* Canadian Geotechnical Journal, Vol 40 (3) : pp. 616-628.
- CHAPUIS, R.P. (2004). *Permeability tests in rigid-wall permeameters : Determining the degree of saturation, its evolution and influence on test results.* Geotechnical Testing Journal, Vol 27 (1),

- CROSTA, G. ET DI PRISCO, C. (2000). *On slope instability induced by seepage erosion.* Canadian Geotechnical Journal, Vol 36 : pp. 1056-1073.
- DELAGE, P. ET CUI, Y-J. (2000a). *L'eau dans les sols non saturés.* C301. Traité Construction, vol C2.
- DELAGE, P. ET CUI, Y-J. (2000b). *Comportement mécanique des sols non saturés.* C302. Traité Construction, vol C2.
- ELDRIDGE, T. ET GILMER, B. (2002). *Large scale laboratory filter tests.* Geotechnical News, sept 2002, pp. 41-43.
- FELL, R., WAN, C.F., CYGANIEWICZ, J. ET FOSTER, M. (2003). *Time for development of internal erosion and piping in embankment dams.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol 129, no 4, p 307-314.
- FOSTER, M. ET FELL, R. 2000. *Use of event trees to estimate the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping.* In proc. 20th international congress on large dams, Beijing, question 76, vol 1, pp 237-260.
- FOSTER, M., FELL, R. ET SPANNAGLE (2001). *A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping.* Canadian Geotechnical Journal, 37 : 1000-1024.
- FOSTER, M. ET FELL (2001) *Assessing embankment dam filters that do not satisfy desing criteria.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(5): 398-407.
- FOURIE, A.B., BLIGHT, G.E. ET PAPAGEORGIOU, G. (2001). *Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailing dam failure.* Canadian Geotechnical Journal, 38 : 707-719.
- FREDLUND, D.G., ET XING, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve.* Canadian Geotechnical Journal, 31(4), 533-546.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. (2000). *SEEP/W, Version 5.11* (Logiciel). Calgary, Alberta, Geo-Slope International Ldt.

HACHICH, W. ET ABRÃO, G.S. (2003). *Seepage through tailings dams – a parametric study*. Proc. Soil Rock Conference 2003, Brazilia, Brazil.

HAGERTY, D.J. (1991a). *Piping/sapping erosion I : basic considerations*. Journal of Hydraulic Engineering, 117 : 991-1008.

HAGERTY, D.J. (1991b). *Piping/sapping erosion II : identification - diagnosis*. Journal of Hydraulic Engineering, 117 : 1009-1025.

HOLTZ, R. D, ET KOVACS, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Traduit par Jean Lafleur. Presses de l'Ecole Polytechnique. 808 p.

HOSSAIN, D. (2002). *Discussion of “Liquefaction testing of stratified silty sands” by F. Amini*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, January 2002, 95-96.

INDRARATNA, B., VAFAI, F. ET HAQUE, A. (1998). *Experimental and Analytical Modelling of Filtration in Granular Media*. Filtration and Drainage in Geotechnical/Geoenvironmental Engineering. ASCE Special Publication Number 78, pp 89-106.

INDRARATNA, B. ET RADAMPOLA, S. (2002). *Analysis of critical hydraulic gradient for particle movement in filtration*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 : 347-351.

KASHIR, M. ET YANFUL, E.K. (2001). *Hydraulic conductivity of bentonite permeated with acid mine drainage*. Canadian Geotechnical Journal, 38 : 1034-1048.

KENNEY, T.C., CHAHAL, R. CHIU, E., OFOEGBU, G.I, OMANGE, G.N. et UME, C.A. (1985). *Controlling constriction sizes of granular filters*. Canadian Geotechnical Journal, 22, 32-34.

- KENNEY, T.C. ET LAU, D. (1985). *Internal stability of granular filters*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 22 : 215-225.
- KEZDI, A. (1969). *Increase of protective capacity of flood control dikes*. Technical University, Department of Geotechnique, Budapest, Report No. 1 [in Hungarian].
- KHILAR, K.C., FOLGER, H.S. ET GRAY, D.H. (1985). *Model for piping-plugging in earthen structures*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(7) : 833-846.
- LAFLEUR, J. (1984). *Filter testing of broadly graded cohesionless tills*. Canadian Geotechnical Journal, 21 : 634-643.
- LAFLEUR, J. , MLYNAREK, J. ET ROLLIN, A.L. (1989). *Filtration of broadly graded cohesionless soils*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 115(12), 1747-1768.
- L'ÉCUYER, M., CHAPUIS, R.P. ET AUBERTIN, M. (1992). *Propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers de Solbec et Cupra, Québec*. Proc. 45th Canadian Geotechnical Conference, Toronto, Ont, paper 79, 11 p.
- LEE, I.M., PARK, Y.J. ET REDDI, L.N. (2002). *Particle transport characteristics and filtration of granitic residual soils from the Korean peninsula*. Canadian Geotechnical Journal, 39 : 472-482.
- LEONG, E.C. ET RAHARDJO, H. (1997). *Review of soil-water characteristic curve equations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 : 1106-1117.
- MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P. ET BUSSIÈRE, B. (2002). *Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity*. Geotechnical and Geological Engineering, 20 : 235-259.

- MCLEOD, H., MURRAY, L. ET CRIPPEN, K. (2003). *Tailings dam versus a water dam : What is the design difference?* Proc. ICOLD, Symposium on major challenges in tailings dams, Montréal. ICOLD Publications, Paris.
- MITTAL, H. ET MORGESTERN, N.R. (1975). *Parameters for the design of tailings dams.* Canadian Geotechnical Journal, 12 : 235-261.
- MITTAL, H. ET MORGESTERN, N.R. (1976). *Seepage control in tailings dams.* Canadian Geotechnical Journal, vol 13, pp277-293.
- MONZON BOJ, M. (1998). *Étude en laboratoire des propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers utilisés comme barrière de recouvrement.* Mémoire de M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal.
- MUALEM, Y. (1976). *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media.* Water Ressources Research, 12 :513-522.
- OJHA, C.S.P., SINGH, V.P. ET ADRIAN, D.D. (2001). *Influence of porosity on piping models of levee failure.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 : 1071-1074.
- OLSON, S.M., STARK, T.D., WALTON, W.H. ET CASTRO, G. (2000). *1907 static liquefaction flow failure of the north dike of Wachusett Dam.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126 : 1184-1193.
- ORENSE, R.P., SHIMOMA, S., HONDA, T., TOWHATA, I. ET FAROOQ, K. (2003). *Laboratory experiments on failure initiation in sandy slopes due to rainwater infiltration.* Proc. Soil Rock Conference 2003, Brazilia, Brazil.
- QIU, Y, ET SEGO, D.C. (1998a). *Engineering properties of mine tailings.* In proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference, 5-7 oct 1998, Edmonton, Ab, Vol 1, pp 149-154.

- QIU, Y, ET SEGO, D.C. (1998b). *Laboratory test methods on mine tailings*. In proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference, 5-7 oct 1998, Edmonton, Ab, Vol 1, pp 155-162.
- QIU, Y.J. ET SEGO, D.C. (2001). *Laboratory properties of mine tailings*. Canadian Geotechnical Journal, 38 : 182-190.
- REDDI, L.N., MING, X. HAJRA, M.G. ET LEE, I.M. (2000). *Permeability reduction of soil filters due to physical clogging*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3): 236-246.
- REYNAGA, M.R. (2003). *Internal erosion at « el Batán » dam, Mexico*. Proc. Soil Rock Conference 2003, Brasilia, Brazil.
- RIPLEY, C.F. (1986). *Internal stability of granular filters : reply to KENNEY, T.C.* ET LAU, D (1985). Canadian Geotechnical Journal, Vol 23 : 255-258.
- SALTER, R.J. (1982). *An experimental comparison of the filtration characteristics of construction fabrics under dynamic loading*. Geotechnique, 32 : 392-396.
- SCHMERTMANN, J.H. (2000). *The no-filter factor of safety against piping through sands*. ASCE, GeoInstitute Special Publication no 111, p 65-132.
- SCHMERTMANN, J.H. (2002). *A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping : discussion*. Canadian Geotechnical Journal, 39 : 495-496.
- SELLMEIJER, J.B. (1988). *On the mechanism of piping under impervious structures*. Doctorate dissertation, Technische Universiteit Delft, The Netherlands, 111 p.
- SHERARD, J.L. (1979). *Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils*. Transactions, 13th International Congress on Large Dams, New Delhi, India, Vol 2, pp 25-35.

- SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P. ET TALBOT, J.R. (1984a). *Basic properties of sand and gravel filters*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110(GT6) : 684-700.
- SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P. ET TALBOT, J.R. (1984b). *Filters for silts and clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110(GT6) : 701-718.
- SIMMS, P.H. ET YANFUL, E.K. (2001). *Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests*. Canadian Geotechnical Journal, 38 : 741-754.
- STONE, K.J.L., RANDOLPH, M.F., TOH, S. ET SALES, A.A. (1994). *Evaluation of consolidated behaviour of mine tailings*. Journal of Geotechnical Engineering, 120(3) : 473-490.
- SWIHART, J.J. (1997). *Laboratory pipe box tests on toe drains at Lake Alice dam and Enders dam*. U.S. Bureau of Reclamation, Denver Technical Service Center (TSC), Materials Engineering Laboratory (MERL).
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, New-York.
- TOMLINSON, S.S. ET VAID, Y.P. (2000). *Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion*. Canadian Geotechnical Journal, 37 : 1-13.
- UNEP (2001). *Tailings Dams - Risk of Dangerous Occurrences, Lessons learnt from practical experiences*, Bulletin 121, Published by United Nations Environmental Programme (UNEP) Division of Technology, Industry and Economics (DTIE) and International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris 2001, 144 p.
- VAN GENUCHTEN, M.Th. (1980). *A close-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil*. Soil Science Society of America Journal, 44 : 892-898.
- VICK, S.G. (1990). *Planning, Desing, and analysis of tailing dams*. Bitech Publishers LTD. Vancouver, BC.

- WAN, C.F. ET FELL, R. (2004). *Laboratory tests on the rate of piping erosion of soils in embankment dams.* Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, No. 3, pp. 295-303.
- WILLIAMS, J., PREBBLE, R.E., WILLIAMS, W.T., ET HIGNETT, C.T. (1983). *The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristics.* Australian Journal of Soil Res., 21, 15-32.
- YANFUL, E.K. ET ST-ARNAUD, L.C. (1992). *Migration of acid pore waters at the Waite Amulet tailings site near Rouyn-Noranda, Québec, Canada.* Canadian Geotechnical Journal, 29 : 466-476.
- YASUFUKU, N., MURATA, H. ET HYODO, M. (1991). *Yield characteristics of anisotropically consolidated sand under low and high stresses.* Soils and Foundation, 31, no 1, p 95-109.
- YUE, Z.Q., CHEN, S. ET THAM, L.G. (2003). *Seepage analysis in inhomogeneous geomaterials using digital image processing based finite element method (DIP-FEM).* Proc. Soil Rock Conference 2003, Brasilia, Brazil.

Annexes

Annexe 1 – Sur cédérom

A1.1 - Photos

A1.2 - Procédures pour l'essai de conductivité hydraulique à charge variable

A1.3 - Résultats des essais géotechniques

A1.4 - Analyse des résultats

Annexe 1 – Mémoire de Olivier Riffon – Contenu du cédérom**A1.1 - Photos****A1.2 - Procédures pour l'essai de conductivité hydraulique à charge variable**

A1.2.1 - Norme ASTM D2434 pour les essais à charge constante

A1.2.2 - Norme ASTM D5084 pour les essais avec un perméamètre à parois flexibles

A1.2.3 - Protocole pour la réalisation d'un essai de conductivité hydraulique à charge décroissante du département du génie de la construction de l'ÉTS

A1.3 - Résultats des essais géotechniques

A1.3.1 - Document pour la prise des mesures

A1.3.2 - Matériaux de laboratoire

A1.3.3 - Densité

A1.3.4 - Granulométrie

A1.3.5 - Optimum Proctor

A1.3.6 - Perméabilité

A1.3.7 - Essais d'érosion – migration de particule

➤ Essais résumés

➤ Essais détaillés

A1.4 - Analyse des résultats

A1.4.1 - Modélisation perméabilité

A1.4.2 - Stabilité interne

Annexes 2 – Bibliographie

- ANDERSON, G.R., CHOUINARD, L.E., BOUVIER, C. ET BACK, W.E. (1999). *Ranking procedure on maintenance tasks for monitoring of embankment dams.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmnetal Engineering, 125 : 247-259.
- BATES, R.C. ET WAYMENT, W.R. (1967). *Laboratory study of factors influencing water flow in mine backfill.* U.S. Bureau of Mines, RI 7034.
- BERTRAM, G.E. (1940). *An experimental investigation of protective filters.* Publication of the Graduate School of Engineering, Harvard University, No 267, pp 1-21.
- BHATIA, S.K., MORAILLE, J. ET SMITH, J.L. (1998). *Performance of granular vs geotextile filters in protecting cohesionless soils.* ASCE, Geotechnical Special Publication Number 78 : Filtration and Drainage in Geotechnical/Geoenvironmental Engineering, p 1-29.
- BONALA, M.V.S. ET REDDY, L.N. (1998). *Physicochemical and biological mechanism of soil clogging – an overview.* ASCE, Geotechnical Special Publication Number 78 : Filtration and Drainage in Geotechnical/Geoenvironmental Engineering, p 43 – 68.
- BORDES, J.L. (2000). *Stabilité des pentes et mouvements de versants : instrumentation et auscultation des talus et versants instables.* Notes de cours, École des Mines de Paris, CGI, déc 2000.
- CHAPUIS, R.P. (1991a). *Débit de fuite des cellules et étangs rendus étanches par une couche de sol imperméable – théorie et exemples de calculs.* Science et Techniques de l'Eau, fév 1991, p 15-26.
- CHAPUIS, R.P. (1991b). *Contrôle de la qualité dans la détermination des paramètres d'écoulement souterrain.* Proceedings, First Canadian Conference on Environmental Goetechnics, Montreal, pp 345—356.

- CHAPUIS, R.P., AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., AACHIB, M., ET CRESPO, J.R. (1996). *Modélisation numérique des écoulements non saturés dans les couvertures multicouches en sol.* Hydrogéologie, 1996 – 1, p 3-13.
- CHAPUIS, R.P. ET AUBERTIN, M. (2001). *A simplified method to estimate saturated and unsaturated seepage through dikes under steady-state conditions.* Canadian Geotechnical Journal, 38 : 1321-1328.
- CHAPUIS, R.P. (2002). *The 2000 R.M. Hardy Lecture : Full-scale hydraulic performance of soil bentonite and compacted clay liners.* Canadian Geotechnical Journal, 39 : 417-439.
- CHERMAK, J.A. ET RUNNELS, D.D. (1997). *Development of chemical caps in acid rock drainage environments.* Mining Engineering, June 1997, pp 93-97.
- COREY, A.T. (1994). *Mechanics of immiscible fluids in porous media.* 3rd Edition, Water Resources Publications, Highland Ranch, Co.
- DUNCAN, J.M. (2000). *Factor of safety and reliability in geotechnical engineering.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 126 : 307-316.
- FOSTER, M., FELL, R. ET SPANNAGLE, M. (2002) *A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping : reply.* Canadian Geotechnical Journal, 39 : 497-500.
- FREDLUND, D.G. (2000). *The 1999 R.M. Hardy Lecture : The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering.* Canadian Geotechnical Journal, 37 : 963-986.
- GARDNER, W.R. (1958). *Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table.* Soil Science, 85(4), 228-232.
- GIBSON, R.E. (1958). *The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time.* Geotechnique, 8, pp 171-182.

- GRUESBECK, C. ET COLLINS, R.E. (1982). *Entrainment and deposition of fine particles in porous media*. Soc. of Petr. Engrs. J., December, pp847-856.
- HAZEN, A. (1982). *Some physical properties of sand and gravel, with special reference to their use in filtration*. Massachussets State Board of Health, 24th Annual Report, Boston, pp 539-556.
- HOARE, D.J. (1984). *Discussion of "An experimental comparison of the filtration characteristics of construction fabrics under dynamic loading"*. Geotechnique, 34(1) : 134-135
- INDRARATNA, B. ET VAFAI, F. (1997). *Analytical model for particle migration within base soil-filter system*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 : 100-109.
- KARTHIKEYAN, M., TAN, T.S. ET PHOON, K.K. (2001). *Numerical oscillation in seepage analysis of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, 38 : 639-651.
- KEALY, C.D. ET BUSCH, R.A. (1971). *Determining seepage characteristics of mill tailings dams by the finite element method*. U.S. Bureau of Mines, IC8410.
- KHUZHAEROV, B.K. (2000). *Model of colmatage-suffosion filtration of disperse systems in a porous medium*. Journal of Engineering Physics and Thermophysics, vol 73, no 4, p 668-673.
- KOKUSHO, T. ET KOJIMA, T. (2002). *Mechanism for post-liquefaction water film generation in layered sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 : 129-137.
- KOVACS, G. (1981). *Seepage hydraulics*, Elsevier Scientific Publisher BV (North Holland), Amsterdam, , The Netherlands.
- KUN-SZABO, T. ET GÉMES, P. (1998). *Modelling of colmatage of filters and soil filter layers*. Hungarian Journal of Industrial Chemistry, Veszprém, vol 26 : 151-154.

- LUND, A. (1949). *An experimental study of graded filters*. Thesis presented to the university of London, at London, U.K., in 1949, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
- MEYER, W., SCHUSTER, R.L., ET SABOL, M.A. (1994). *Potential for seepage erosion of landslide dam*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(7), 1211-1229.
- NEWMAN, G.P. ET WILSON, G.W. (1997). *Heat and mass transfer in unsaturated soils during freezing*. Canadian Gerotechnical Journal, 34 : 63-70.
- MORGENSTERN, N.R. ET PRICE, V.E. (1965). *The analysis of general slip surfaces*. Geotechnique, 15 : 79-93.
- ORENSE, R.P., SHIMOMA, S., MAEDA, K., FAROOQ, K. ET TOWHATA, I (2002). *Laboratory model tests on rainfall-induced landslides*. Proc. International Symposium on Landslide Risk Mitigation and Protection of Cultural and Natural Heritage, Kyoto, Japan, 61-71.
- PAGANO, L., DESIDERI, A. ET VINALE, F. (1998). *Interpreting settlement profiles of earth dams*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 : 923-932.
- REDDY, L.N. ET BONALA, M.V.S. (1997). *Analytical solution for fine particle accumulation in soil filters*. Journal of Geotechnical and geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(12), 1143-1152.
- REDDY, L.N. ET KAKUTURU, S.P. (2004). *Self-healing of concentrated leaks at core-filter interfaces in earth dams*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, No. 1, p. 89.
- RIPLEY, C.F. (1985). *Internal stability of granular filters : discussion*. Canadian Geotechnical Journal, 23 : 255-258.
- SNAITH, M.S. AND BELL, A.L. (1978). *The filtration behaviour of construction under the condition of dynamic loading*. Geotechnique, 28(4) : 466-468.

SPENCER, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslices forces.* Geotechnique, 17 : 11-26.

TODD, D.K. (1980). *Groundwater hydrology.* 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G. ET PUFAHL, D.E. (1999). *The influence of the soil structure and stress history on the soil water characteristics of a compacted till.* Geotechnique, 49 : 143-159.