POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessiccation des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes
Auteur: Author:	Faustin Saleh Mbemba
Date:	2016
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Saleh Mbemba, F. (2016). Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessiccation des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/2424/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/2424/
Directeurs de recherche: Advisors:	Michel Aubertin
Programme: Program:	Génie minéral

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DU DRAINAGE, DE LA CONSOLIDATION ET DE LA DESSICCATION DES RÉSIDUS MINIERS FINS EN PRÉSENCE D'INCLUSIONS DRAINANTES

FAUSTIN SALEH MBEMBA

DÉPARTEMENT DES GENIES CIVIL, GEOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR

(GÉNIE MINÉRAL)

DÉCEMBRE 2016

© Faustin Saleh Mbemba, 2016.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

ÉVALUATION DU DRAINAGE, DE LA CONSOLIDATION ET DE LA DESSICCATION DES RÉSIDUS MINIERS FINS EN PRÉSENCE D'INCLUSIONS DRAINANTES

présentée par : SALEH MBEMBA Faustin

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

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

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph.D., président

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

M. COURCELLES Benoît, Doctorat, membre

M. DUHAIME François, Ph.D., membre externe

DÉDICACE

Citations

« Tout grand progrès scientifique est né d'une nouvelle audace de l'imagination ».

John Dewey

« Le génie c'est 1% d'inspiration et 99% de transpiration ».

Thomas Edison

REMERCIEMENTS

À la fin de ce projet, j'aimerais commencer par remercier mon directeur de recherche, le professeur Michel Aubertin pour l'opportunité qu'il m'a offerte à travers la réalisation de ce projet, sa disponibilité, sa passion pour que tout soit fait correctement et efficacement, ses conseils et par-dessus tout son humanisme. Et à travers lui, j'aimerais remercier les partenaires de l'ancienne Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique – UQAT en environnement minier et restauration des sites et de l'actuel Institut de Recherches en Mines et Environnement UQAT-Polytechnique (IRME).

J'aimerais remercier tous les collègues qui se sont impliqués dans la réalisation de ce projet. Je citerais ici Simon Weber, Richard Toussaint, François Duhaime, Karim Essayad. Un mot de remerciement est également adressé à tous les stagiaires qui ont passé du temps dans des manipulations de mes essais de laboratoire.

J'aimerais également dire merci aux gestionnaires de nos laboratoires dont Étienne Bélanger et Noura El Harak pour leur implication dans le projet.

J'aimerais aussi dire merci à tous les professeurs du département pour leur écoute chaque fois qu'une question nous venait à l'esprit. Un grand merci également aux collègues du laboratoire pour la bonne ambiance qui a caractérisé nos échanges et nos relations.

Enfin, j'aimerais dire merci à ma conjointe Aline Luamba Pemba qui n'a cessé de m'encourager durant le projet. Et un merci tout particulier à la petite Alicia Mbemba qui, dans son inconscience de l'âge, a été une motivation supplémentaire pour moi.

RÉSUMÉ

L'exploitation minière génère deux principaux types de rejets solides, soient les roches stériles et les résidus miniers. Les stériles sont des matériaux grossiers provenant des travaux d'excavation alors que les résidus miniers proviennent du traitement minéralurgique au moulin. L'industrie minière est souvent confrontée aux problèmes liés à l'entreposage de ces rejets. Les roches stériles sont le plus souvent entreposées dans des haldes à stériles construites en surface. Bien qu'il soit possible de réutiliser les résidus miniers en souterrain comme remblai, la plus grande partie de ces matériaux est typiquement entreposée en surface, dans des parcs à résidus ceinturés de digues de retenue. Les pressions exercées par ces résidus sur les digues sont souvent élevées car les résidus sont produits dans un état lâche et saturé. Ces pressions sur les digues, qui croissent avec l'épaisseur du dépôt de résidus, peuvent affecter sensiblement la stabilité des digues de retenue. Il s'avère important d'entrevoir des moyens pour assurer cette stabilité ; ceci peut se faire en accélérant la consolidation des résidus miniers dans le parc.

Diverses techniques permettent d'accélérer la consolidation des matériaux fins, tel les argiles. Parmi celles-ci, on peut citer l'utilisation des drains verticaux sous forme de drains préfabriqués, des colonnes de sable ou de gravier. L'utilisation d'inclusions de roches stériles dans des parcs à résidus est une technique récente, basée sur l'approche des drains verticaux, qui s'avère prometteuse selon les études déjà réalisées. Cette technique implique l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes pour accélérer la consolidation associée aux surpressions interstitielles générées pendant la déposition des résidus. Les inclusions peuvent aussi servir de moyen de renforcement du parc à résidus. Quelques études ont déjà été menées, dont des travaux de modélisation conceptuelle ainsi que des études du comportement cyclique des résidus miniers. Toutefois, plusieurs autres aspects restent à approfondir pour améliorer l'applicabilité de ce type d'approche face à des matériaux dont les propriétés sont différentes de celles des sols utilisés dans d'autres domaines.

La présente étude se concentre sur l'évaluation du comportement des résidus miniers en présence de roches stériles. La technique des inclusions est utilisée actuellement à la mine Canadian Malartic ; ces résidus ont servi à mener l'investigation expérimentale incluse dans le projet décrit dans la

thèse. Ce volet expérimental vise à évaluer et mieux comprendre les mécanismes qui gouvernent le drainage, la consolidation et la dessiccation durant la consolidation des résidus en présence (ou non) de roches stériles. Le travail de modélisation vise notamment à évaluer les situations dans lesquelles les roches stériles peuvent être utilisées avantageusement en tant qu'inclusions drainantes.

Des échantillons de résidus et de roches stériles ont été prélevés sur le site minier. Ils ont été soumis à une caractérisation en laboratoire afin de déterminer leurs propriétés hydrogéotechniques. Ensuite plusieurs types d'essais sur les résidus avec et sans inclusion ont été réalisés dans des modèles physiques à une échelle intermédiaire. Des essais de déposition des résidus en couches successives ont été menés dans une colonne de 1.20 m de haut et de 30 cm de diamètre afin de caractériser le comportement des résidus durant la déposition en couches. Les données issues de ces essais ont servi à développer une approche pour les simulations numériques des dépôts multicouches des résidus, en tenant compte des déformations et des pressions d'eau qui se produisent dans chaque couche et à chaque étape de déposition.

Deux types d'essais ont été réalisés sur les résidus en présence de roches stériles : des essais avec une inclusion longitudinale dans une boîte à parois rigides et des essais avec une inclusion centrale dans une cuve cylindrique. Plusieurs scénarios ont été testés afin de faire varier la taille de l'inclusion et d'autres conditions d'essais (p. ex. ajout d'un géotextile à l'interface des deux matériaux, garder ou enlever l'eau drainée à la surface durant la consolidation, permettre l'asséchement de la surface, remouiller la surface des résidus). Les résultats de ces investigations montrent comment la baisse des pressions interstitielles dépend des conditions imposées. Dans chaque cas, les résultats ont indiqué que l'inclusion de roches stériles joue un grand rôle dans la baisse des pressions interstitielles. Les résultats de ces essais de laboratoire ont été ensuite analysés à l'aide de simulations numériques et de solutions analytiques.

Des simulations numériques ont été réalisées afin d'évaluer la réponse des résidus à plus grande échelle. Des investigations visant à comprendre les différences de comportement pour des parcs ayant des configurations et des taux de remplissage différents ont aussi été menées. Il a ainsi été démontré que les inclusions de roches stériles accélèrent la consolidation des résidus à l'intérieur

d'une zone d'influence qui est fonction de l'épaisseur des couches mises en place et des conditions initiales des résidus (comme la teneur en eau initiale).

Des études paramétriques à l'aide d'un code numérique et de solutions analytiques ont aussi été appliquées afin d'évaluer le comportement des résidus autour des inclusions de roches stériles. Les résultats ont indiqué que les propriétés des roches stériles ont un impact limité à la zone proche des inclusions alors que les propriétés des résidus ont un impact qui s'étend jusqu'à une distance relativement grande des inclusions de roches stériles. Le transfert de contraintes vers les roches stériles et les déformations au sein des résidus dépend aussi des caractéristiques de ces matériaux, il en va de même pour la dissipation des pressions interstitielles. Les résultats des solutions analytiques ont montré des tendances identiques aux résultats des simulations numériques.

Les résultats de travaux présentés dans cette thèse permettent de mieux comprendre le comportement des résidus durant la consolidation, le drainage et la dessiccation, en présence de roches stériles. Ils permettent aussi d'évaluer l'impact réel des roches stériles dans un parc à résidus.

ABSTRACT

Mining operations generate two main types of solid wastes, namely, waste rock and tailings. Waste rock is a coarse-grained material produced from mine (excavation) operations, while fine-grained tailings are produced by the milling process. The mining industry faces various challenges related to the storage of these solid wastes. Waste rock is typically stored in surface piles (heaps or dumps) on the mine site. Tailings can be used as underground backfill, but most of these are generally stored on the surface in tailings impoundments surrounded by retaining structures (dikes). The pressures exerted on dikes can be high as the tailings are produced in a loose and saturated state. The increased stresses on dikes due to the increasing thickness of the tailings deposit can significantly affect the stability of the impoundments. It is important to consider ways to ensure this stability; this can be done by accelerating consolidation of tailings in the impoundment.

Various existing systems can be used to accelerate consolidation of fine grained materials (such as clays). These include the use of prefabricated vertical drains, sand drains and gravel columns. The use of waste rock inclusions in tailings impoundments is a recent technique, based on the same drainage principle. This approach seems promising according to studies already carried out. The technique involves the use of waste rock as draining inclusions in the impoundment to accelerate consolidation associated with the dissipation of excess pore water pressures generated during tailings deposition. The inclusions can also serve as reinforcement of the impoundment. The studies already conducted in this regard include conceptual numerical modeling and evaluation of the cyclic behavior of tailings. However, several other aspects remain to be investigated for the applicability of this technique which involves materials having properties that are different from those used in other fields.

This project is focused on assessing the behavior of mine tailings in the presence of waste rock inclusions. The technique is currently used at the Canadian Malartic mine impoundment; these tailings were used to conduct the experimental investigation included in the project described in the thesis. This experimental component of the project aimed at evaluating and better understanding the mechanisms governing the drainage, consolidation and desiccation of tailings alone and in the

presence of waste rock. A portion on the modeling investigation aimed at evaluating the situations in which the waste rock can advantageously be used as draining inclusions.

Waste rock and tailings samples have been collected from the mine site. They have been subjected to laboratory characterization to determine their hydro-geotechnical properties. Several types of intermediate scale tests on tailings with and without inclusions have then been carried out using physical (laboratory) models. Tests with tailings deposition in successive layers have been conducted using a 1.20 m high and 30 cm diameter column to characterize the tailings behavior during multilayer depositions. The data from these experiments have been used to develop an approach for the numerical simulation of multilayer depositions, taking into account the deformations and stresses occurring in each layer at each deposition step.

Two types of tests have been carried out on tailings in the presence of waste rock: tests with a longitudinal inclusion in a rigid wall box and tests with a central inclusion in a cylindrical cell. Several scenarios have been tested, varying the size of the inclusion and other conditions (e.g., adding a geotextile at the interface of the two materials; keeping or removing the water at the surface during consolidation to allow the drying of the surface; rewetting the tailings surface). The results of these experimental investigations showed how the decrease in pore water pressures depends on the imposed conditions. In each case, the results indicate that the waste rock inclusion plays an important role in the decrease of the pore water pressures. These laboratory test results have been analysed using numerical codes and analytical solutions.

Numerical simulations have also been performed to evaluate the response of tailings at larger scales. Investigations aimed at understanding the behavior of tailings impoundments with different configurations and filling rates were also conducted. It has been shown that waste rock inclusions can accelerate significantly the consolidation of the tailings within an area (zone) of influence that is a function of the tailings thickness and of their initial conditions (such as the initial water content).

Parametric studies using a numerical code and analytical solutions have also been performed in order to evaluate the tailings behavior around (near) the waste rock inclusions for various

conditions. The results indicate that the waste rock properties have an impact limited to the area near the inclusion, whereas the effect of tailings properties extend to a larger distance from the inclusion. The stress transfer to the waste rock, the strains within the tailings and the dissipation of the excess pore water pressures also depends on the characteristics of these materials. The results from calculations performed with analytical solutions showed trends identical to those of the numerical simulations.

The results of the work presented in this thesis lead to a better understanding of the tailings behavior during consolidation, drainage and desiccation, in the presence of waste rock inclusions. These will help evaluate the actual impact of such inclusions in tailings impoundments.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES XI

LISTE DES TABLEAUX XVII

LISTE DES FIGURES XXII

LISTE DES SIGLES, SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS XL

LISTE DES ANNEXES LI

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Généralités 1

1.2 Problématique de l'utilisation de roches stériles comme inclusions drainantes dans un parc à résidus 3

1.3 Problématique de la recherche et objectifs de la thèse 5

1.4 Organisation de la thèse 6

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE 9

2.1 Généralités 9

2.2 Propriétés des résidus, des roches stériles et contexte de parcs à résidus 10

2.2.1 Propriétés des résidus miniers et des roches stériles 10

2.2.2 Les parcs à résidus 17

2.3 Théories de consolidation des matériaux saturés et non saturés 19

2.3.1 Théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi 19

2.3.2 Théories de consolidation de Gibson pour les petites et grandes déformations..... 20

2.3.3 Consolidation et changement de volume des matériaux non saturés 23

2.4 Consolidation des matériaux saturés et non saturés autour de drains verticaux 32

2.4.1 Techniques pour accélérer la consolidation des matériaux mous 33

2.4.2 Consolidation des matériaux saturés autour de drains verticaux 34

2.4.3 Consolidation avec combinaison de drainage vertical et radial 37

2.4.4 Consolidation radiale..... 38

2.4.5 Zone d'influence des drains 52

2.4.6 Consolidation des sols non saturés autour des drains verticaux..... 53

2.4.7 Utilisation de drains verticaux et inclusions de roches stériles à échelles grandes et intermédiaires 55

2.4.8 Avantages des inclusions de roches stériles dans un parc à résidus..... 57

2.5 Drainage horizontal et vertical dans les sols saturés et non saturés 59

2.5.1 Mouvement de l'eau dans les sols..... 59

2.5.2 Principe de la méthode des éléments finis (MEF)..... 62

2.5.3 Rétention d'eau dans les matériaux fins..... 63

2.5.4 Modèles de courbes de rétention d'eau 65

2.5.5 Conductivité hydraulique saturée k_{sat} et fonction de perméabilité $k(\psi)$ 66

2.5.6 Écoulement horizontal vers un fossé (drain) aval 68

2.6 Dessiccation et retrait des matériaux fins..... 73

2.7 Outils numériques pour simuler le comportement des résidus en présence de roches stériles ……74

2.7.1 Introduction 74

2.7.2 Types d'analyses possibles avec Sigma/W 74

2.7.3 Modèles et paramètres des matériaux 76

2.7.4 Formulation du modèle Cam-Clay Modifié 83

CHAPITRE 3 MATÉRIAUX, ÉQUIPEMENTS ET PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX . 87

3.1 Site de provenance des matériaux, prélèvement et transport 87

3.2 Caractérisation des matériaux en laboratoire 87

3.2.1 Caractérisation des résidus miniers 88

3.2.2 Caractérisation des roches stériles 92

3.3 Préparation des matériaux et description des équipements 94

3.3.1 Préparation 94

3.3.2 Modèles physiques 94

3.3.3 Équipements de mesure et procédures de calibration 97

3.3.4 Systèmes d'acquisition de données 104

3.4 Programme expérimental 106

3.4.1 Sommaire des essais 106

3.4.2 Protocoles expérimentaux 110

CHAPITRE 4 RÉSULTATS DE LA CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX EN LABORATOIRE 121

4.1 Caractéristiques hydrogéotechniques des résidus miniers 121

4.1.1 Caractéristiques granulométriques, classification et surface spécifique 121

4.1.2 Densité relative des grains et masse volumique sèche maximale 124

4.1.3 Courbe de rétention d'eau (CRE) et autres relations hydrogéotechniques non saturées 125

4.1.4 Conductivité hydraulique saturée 131

4.2 Caractéristiques des roches stériles 133

4.2.1 Courbe granulométrique 133

4.2.2 Porosité et poids unitaire sec 135

4.2.3 Conductivité hydraulique saturée 136

CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES RÉSIDUS SANS INCLUSION DE ROCHES STÉRILES 138

5.1 Résultats d'essais de consolidation des résidus 138

5.1.1 Essais de consolidation avec une seule couche de résidus (en boîte) 138

5.1.2 Essais en colonne avec couches successives 145

5.2 Caractérisation des résidus à partir des résultats d'essais de consolidation 151

5.2.1 Caractérisation à partir des mesures des sondes ECH_2O 151

5.2.2 Caractérisation à partir des tassements mesurés au LVDT 157

5.3 Relation entre indice de compression C_C et indice des vides initial e_0 161

CHAPITRE 6 RÉSULTATS ET ANALYSES DES ESSAIS SUR LES RÉSIDUS EN PRÉSENCE DE ROCHES STÉRILES 164

6.1 Essais de consolidation avec inclusion 164

6.1.1 Évolution des pressions interstitielles 164

6.1.2 Évolution de l'indice des vides, du poids volumique et de la teneur en eau 172

6.1.3 Drainage et mouvement de l'eau 174

6.1.4 Effets de mouillage et séchage, de dessiccation et d'une surcharge 181

6.1.5 Évaluation de la migration des particules fines 187

6.2 Analyse et discussion des résultats 188

6.2.1 Évolution des pressions d'eau 188

6.2.2 Mouillage et séchage, dessiccation et surcharge 197

6.2.3 Conductivité hydraulique des résidus 203

6.2.4 Discussion des résultats des essais de laboratoire 209

CHAPITRE 7 MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET ANALYTIQUE DES ESSAIS DE LABORATOIRE 214

7.1 Introduction 214

7.2 Modèles numériques 215

7.2.1 Conditions géométriques 216

7.2.2 Propriétés des matériaux et modèles de comportement 218

7.2.3 Conditions initiales et conditions aux frontières 228

7.2.4 Autres paramètres 229

7.3 Solutions analytiques 230

7.4 Résultats des simulations numériques des essais de laboratoire 232

7.4.1 Simulation de l'essai RS-2D-1 en boîte avec une couche de résidus 232

7.4.2 Simulation des essais avec couches successives en grande colonne 234

7.4.3 Modélisation des essais avec résidus et roches stériles en boîte 244

7.5 Résultats des solutions analytiques appliquées aux essais de laboratoire 246

CHAPITRE 8 MODÉLISATIONS DU COMPORTEMENT DES RÉSIDUS EN PRÉSENCE DES ROCHES STERILES 252

8.1 Objectifs et méthodologie 252

8.2 Présentation du modèle du cas de base 253

8.3 Résultats du cas de base 256

8.4 Étude comparative de diverses configurations de cellules et épaisseurs de couches mises en place 285

8.5 Différents cas de déposition : résultats et analyse comparative 287

8.6 Étude paramétrique sur le comportement des résidus autour des inclusions 296

8.7 Résultats de l'étude paramétrique 306

8.7.1 Conditions saturées 306

8.7.2 Étude paramétrique en conditions non saturées 328

8.8 Discussion des résultats des simulations numériques 339

8.8.1 Analyse des essais de laboratoire 339

8.8.2 Simulations à plus grande échelle 341

CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS 348

9.1 Conclusion 348

9.2 Recommandations 352

BIBLIOGRAPHIE 354

ANNEXES 376

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Propriétés typiques des résidus de mines en roches dures 12

Tableau 2-2 Propriétés typiques des roches stériles (selon diverses sources)..... 16

Tableau 2-3 Comparaison des différentes méthodes de construction de digues de retenue. Adapté de Vick (1990), Aubertin et al. (2002*a*) 18

Tableau 2-4 Solutions analytiques pour la consolidation des sols autours de drains verticaux circulaires 43

Tableau 2-5 Principaux paramètres pour l'application des solutions analytiques 45

Tableau 2-6 Particularités et commentaires sur les solutions analytiques 48

Tableau 2-7 Observation sur les solutions analytiques 50

Tableau 2-8 Comparaison entre parcs à résidus avec inclusions de roches stériles et les parcs à résidus conventionnels (adapté de James et al., 2013) 58

Tableau 2-9 Formulations de l'équation de Richards (adapté de Celia et al., 1990 ; Musy & Soutter, 1991)..... 61

Tableau 3-1 Caractéristiques des capteurs de pression utilisés lors des essais de laboratoire 98

Tableau 3-2 Spécifications des sondes de mesure de Niveau d'eau MicroDiver (Adapté de Schlumberger Water Services, 2014)..... 100

Tableau 3-3 Spécifications des sondes ECH2O, Type EC-5 (Decagon Devices, 2015) 102

Tableau 3-4 Essais de consolidation des dépôts multicouches des résidus en colonne 107

Tableau 3-5 Essais de déposition des résidus et roches stériles en boîte à parois rigides..... 108

Tableau 3-6 Essais sur les résidus et roches stériles en cuve cylindrique avec drainage central (axisymétrique)..... 109

Tableau 4-1 Caractéristiques granulométriques des résidus Malartic..... 123

Tableau 4-2 Surface spécifique des résidus Canadian Malartic déterminée par la méthode de Chapuis et Legaré (1992) 123

Tableau 4-3 Densité relative des résidus Canadian Malartic 124

Tableau 4-4 Paramètres de compactage des résidus Canadian Malartic..... 125

Tableau 4-5 Paramètres de fissuration des résidus Malartic 131

Tableau 4-6 Valeurs de la conductivité hydraulique des résidus Malartic mesurées lors des essais triaxiaux et valeurs corrigées (pour S_r < 100%) 132

Tableau 4-7 Prédictions de k_{sat} des résidus Malartic à l'aide des modèles KCM, KC et KC corrigé 132

Tableau 4-8 Paramètres reliés à la granulométrie des roches stériles et des résidus 134

Tableau 4-9 Porosité, indice des vides et poids unitaire sec des roches stériles de la mine Canadian Malartic 136

Tableau 4-10 Conductivité hydraulique k_{sat} des roches stériles de la mine Canadian Malartic estimées à l'aide des modèles de Taylor (1948) et de Shepherd (1989). 137

Tableau 5-1 Coefficient de consolidation c_v déterminé à partir de différentes méthodes. Essai RS-2D-1..... 154

Tableau 5-2 Propriétés des résidus déduites des résultats de l'essai RS-2D-1 156

Tableau 5-3 Expression utilisées pour déterminer les valeurs moyennes paramètres de consolidation 156

Tableau 5-4 Valeurs moyennes d'autres paramètres de compression selon l'essai RS-2D-1 (voir tableau 5.3) 157

Tableau 5-5 Coefficient de consolidation c_v déterminé à partir des lectures au LVDT par les méthodes de Taylor et Casagrande pour deux essais (en boîte et en colonne) 159

Tableau 5-6 Paramètres initiaux et calculés pour déterminer les valeurs de C_C et e_0 162

Tableau 6-1 Principales caractéristiques des essais avec inclusion en boîte et commentaire sur les conditions de chaque essai 165

Tableau 6-2 Valeurs de la conductivité hydraulique horizontale k_h obtenues en fonction du débit horizontal Q_h lors des essais avec drainage axisymétrique (essai RI-AX-1) 208

Tableau 6-3 Valeurs de la conductivité hydraulique horizontale k_h obtenues en fonction du débit horizontal Q_h lors des essais avec drainage axisymétrique (essai RI-AX-2) 208

Tableau 7-1 Propriétés des résidus miniers (avec le modèle Cam-Clay Modifié)..... 220

Tableau 7-2 Propriétés et paramètres de consolidation obtenus à l'aide des figures pour l'essai RMC-A3 avec déposition des résidus miniers en deux couches successives 224

Tableau 7-3 Propriétés des roches stériles (avec le modèle élastoplastique ou Mohr-Coulomb)227

Tableau 7-4 Propriétés du matériau de fondation (comportement linéaire élastique) 228

Tableau 7-5 Dimensions pour la solution analytique (essai RI-AX-2)..... 231

Tableau 7-6 Propriétés des matériaux pour la solution analytique (essai RI-AX-2) 232

Tableau 7-7 Paramètres de départ et ajustés pour la simulation analytique de l'essai RI-AX-2 248

Tableau 8-1 Propriétés des résidus miniers, des roches stériles et des matériaux de fondation pour les simulations numériques avec Sigma/W 255

Tableau 8-2 Temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U_{50} et U_{90} pour des points situés à la base du modèle (Y = 1 m). Résultats des figures 8.12 à 8.14 271

Tableau 8-3 Temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U_{50} et U_{90} pour des points situés au milieu du modèle (Y = 20 m). Résultats des figures 8.15 et 8.16 272

Tableau 8-4 Temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U_{50} et U_{90} pour des points situés en haut du modèle (Y = 45 m). Résultats de la figure 8.17..... 272

Tableau 8-5 Distance moyenne de la zone d'influence (m) à différentes élévations Y durant la consolidation des couches 30, 60 et 100 275

Tableau 8-6 Paramètres de consolidation et propriétés des résidus utilisés pour les simulations numériques servant à la discussion sur la zone d'influence..... 276

Tableau 8-7 Le facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} ($1/TRF_{50}$) et U_{90} ($1/TRF_{90}$) pour des points situés à la base du modèle (Y = 1 m, résultats relatifs au tableau 8.5)..... 283

Tableau 8-8 Le facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} ($1/TRF_{50}$) et U_{90} ($1/TRF_{90}$) pour des points situés au milieu du modèle (Y = 20 m, résultats relatifs au tableau 8.6)..... 283

Tableau 8-9 Le facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} (1/TRF$_{50}$) et U_{90} (1/TRF$_{90}$) pour des points situés en haut du modèle (Y = 45 m, résultats relatifs au tableau 8.7) 284

Tableau 8-10 Distance moyenne de la zone d'influence (m) à différentes élévations Y durant la consolidation des couches 30, 60 et 100 pour le cas avec e_0 = 4.125 284

Tableau 8-11 Caractéristiques des différents cas analysés (figure 8.8, a à d) 287

Tableau 8-12 Dimensions du modèle pour les simulations analytiques 297

Tableau 8-13 Valeurs des paramètres et propriétés modifiés pour l'étude paramétrique sur les propriétés des roches stériles 299

Tableau 8-14 Valeurs des paramètres et propriétés modifiés pour l'étude paramétrique sur les propriétés des résidus miniers 300

Tableau 8-15 Valeurs des paramètres modifiés pour l'étude paramétrique sur l'épaisseur de couche mise en place, la taille et la position de l'interface et la présence du tapis drainant 301

Tableau 8-16 Valeurs des paramètres modifiés pour l'étude paramétrique selon les solutions analytiques 302

Tableau 8-17 Paramètres modifiés pour l'étude paramétrique en conditions non saturées 303

Tableau 8-18 Paramètres de rétention d'eau et autres propriétés des "résidus n°1", "résidus n°2" et "résidus n°3" (résidus de la mine Canadian Malartic) 305

Tableau 8-19 Facteur 1/TRF$_{90}$. Résultats des modèles numérique et analytique relatifs au cas A 307

Tableau 8-20 Facteur 1/TRF$_{90}$. Résultats des modèles numérique et analytique relatifs au cas B 309

Tableau 8.21 Tableau 8-21 Facteur 1/TRF$_{90}$. Résultats numériques et analytiques relatifs au cas C 310

Tableau 8-22 Le facteur 1/TRF$_{90}$. Résultats numériques et analytiques relatifs au cas D 313

Tableau 8-23 Résultats (facteur 1/TRF$_{90}$) du modèle numérique et de la solution analytique, relatifs au cas E 314

Tableau 8-24 Le facteur $1/TRF_{90}$ pour les scénarios du cas F. Résultats des simulations numériques et de la solution analytique 316

Tableau 8-25 Le facteur $1/TRF_{90}$ pour les scénarios du cas G. Résultats des simulations numériques 318

Tableau 8-26 Le facteur $1/TRF_{90}$ pour les scénarios du cas G. Résultats des simulations numériques. 319

Tableau 8-27 Facteur $1/TRF_{90}$ pour divers scénarios du cas I (effet de la capacité de décharge q_w des roches stériles, Dang et al., 2013, tableau 2.4) 321

Tableau 8-28 Facteur $1/TRF_{90}$ pour divers modèles de variation de k_{sm} (selon Lu et al., 2015, tableau 2.4) 323

Tableau 8-29 Facteur $1/TRF_{90}$ pour différents scénarios du cas K (Han et Ye, 2002, tableau 2.4) 324

Tableau 8-30 Facteur 1/TRF selon le modèle de Han et Ye Modifié. H_0 = 0.6 m 327

Tableau 8-31 Facteur $1/TRF_{90}$ selon le modèle de Han et Ye Modifié. H_0 = 3.0 m 328

Tableau 8-32 Calcul de l'efficacité E_f (%) des inclusions de roches stériles pour des résidus avec différentes valeurs de w_0. Résultats numériques et analytiques relatifs au cas D 345

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Illustration schématique d'une portion de parc à résidus avec inclusions de roches stériles (adapté de James & Aubertin, 2010)..... 4

Figure 2-1 Fuseau global de la distribution granulométrique de résidus de mines en roches dures, à partir des données tirées de Vick (1990), Aubertin et al. (1996), Qiu et Sego (2001), Wijewickreme et al. (2005*a* et *b*) et Bussière (2007) (adapté de James, 2009). 14

Figure 2-2 Enveloppes maximales des courbes granulométriques de divers échantillons de roches stériles analysés (1) Mines canadiennes et australiennes (adapté de Barbour et al., 2001) (2) Questa mine, Mexico (3) Questa mine, pour des échantillons provenant des tranchées (adapté de McLemore et al., 2009). 17

Figure 2-3 Solution graphique de l'équation 2.4 de Gibson (1958) pour la consolidation en petite déformation des sols (résidus) entreposés à un taux de remplissage constant (a) cas avec base imperméable ou simple drainage (b) cas avec base perméable ou double drainage (adapté de Blight, 2010)..... 21

Figure 2-4 Valeurs expérimentales de χ en fonction du degré de saturation S_r pour (a) le silt Braehead (b) différents matériaux (Bishop & Donald, 1961 ; Fredlund & Rahardjo, 1993).25

Figure 2-5 Courbes de contour et paramètres de consolidation d'un matériau non saturé (adapté de Zhang, 2004). 31

Figure 2-6 Cellule unitaire axisymétrique typique avec drain vertical (adapté de Leo, 2004). 35

Figure 2-7 (a) Profil vertical d'un système axisymétrique sol-drain (b) vue schématique d'un drain avec résistance du puits et zone remaniée (Rixner et al., 1986 ; Wang & Jiao, 2004). 36

Figure 2-8 Relation entre le rapport de concentration de contraintes n_S et le rapport modulaire E_c/E_S (adapté de Han & Ye, 2001)..... 42

Figure 2-9 Relation entre l'espacement des drains (S) et leur zone d'influence (D_e) pour les configurations triangulaires (b) et carrés (a) (adapté de Rixner et al., 1986)..... 52

Figure 2-10 Diagramme montrant le développement de diverses solutions analytiques pour l'analyse de la consolidation des matériaux non saturés en présence de drains verticaux.... 54

Figure 2-11 Illustration des courbes de rétention d'eau de trois types de sols (Adapté de Lu & Likos, 2004). 64

Figure 2-12 Représentation d'un système avec matériau fin de dimension L et drain aval (ou fossé) de dimension Li (adapté de Youngs, 1990)..... 69

Figure 2-13 Système avec surface de suintement étudié par Kozeny (1931). 71

Figure 2-14 Système équivalent avec surface de suintement considéré par Kozeny (1931). 72

Figure 2-15 Courbe contrainte-déformation du modèle élastique linéaire (Sigma/W - Geoslope 2007)..... 77

Figure 2-16 Courbe contrainte-déformation du modèle élasto-plastique (Geoslope, 2007)..... 78

Figure 2-17 Différentes relations définies selon le modèle CCM : (a) Contrainte versus volume spécifique en échelle normale et semi-logarithmique (b) Surface de charge CCM et ligne d'état critique (LEC) dans le plan de contraintes principales (*c*) Trajectoires des états lors des tests conventionnels de consolidation (isotropique et K_0) (*d*) Ligne d'État Critique et ligne normalement consolidée dans le plan p' – q – e (ou v) (*e*) Surface de charge dans le plan p' – q des modèles CC et CCM. Paramètre *M* = pente de la ligne CSL (*f*) Relations changement de volume *vs* contrainte et contrainte *vs* déformation (*g*) Comparaison entre lieux géométriques du modèle de comportement CCM et des modèles CC et MSDPu..... 82

Figure 2-18 Surface de charge du modèle CCM en 3D (adapté de Karstunen, 2002)..... 84

Figure 2-19 Différentes conditions de déformation plastique durant le chargement (adapté de Karstunen, 2002). 86

Figure 3-1 Photographie du prélèvement des roches stériles sur la halde à stériles à l'aide d'une pelle mécanique (Photo IRME, 2012)..... 88

Figure 3-2 Roches stériles dans le contenant (sur balance) pour la détermination de la porosité. 93

Figure 3-3 (a) Photographie de la colonne (allongée sur un charriot servant au transport) utilisée pour les essais de consolidation des dépôts multicouches (b) Déposition des résidus en couches successives à l'aide d'une pompe dans la colonne pour l'essai de consolidation... 95

Figure 3-4 Photographie de la boîte à parois rigides remplie d'eau lors d'un test d'étanchéité... 96

Figure 3-5 Photographie de la cuve cylindrique utilisée pour les essais avec drainage axisymétrique, avec deux cylindres faits de grillage métallique (*D* = 20 cm et *D* = 25 cm), entourés de géotextile et destinés à contenir les roches stériles (inclusions centrales). 97

Figure 3-6 Photographie du capteur de pression OMEGA PX243-15BG. 98

Figure 3-7 Programmation de la sonde MicroDiver (avant essai) sur un PC via un port USB. . 101

Figure 3-8 (a) Photographie de deux sonde ECH_2O, type *EC-5* de Decagon (b) Insertion verticale d'une sonde ECH_2O au sein des résidus dans le contenant pendant la calibration (c) Vue de deux sondes ECH_2O attachées sur la tige à l'intérieur de la boîte à parois rigides, au moment du démontage de l'essai. 103

Figure 3-9 Vue des systèmes d'acquisition des données des capteurs de pression OMEGA, des LVDT et des sondes d'humidité ECH_2O durant un essai en cuve cylindrique..... 105

Figure 3-10 Plaque perforée utilisée pour appliquer une faible surcharge sur le géotextile fin posé à l'interface horizontale des couches successives de résidus lors des essais de déposition multicouche et pour mesurer les déplacements avec le LVDT (diamètre = 30 cm ; épaisseur = 1 cm ; masse = 750 g ; masse volumique ρ = 1062 kg/m^3 ; poids volumique γ = 10.4 kN/m^3). 111

Figure 3-11 (a) Photographie de la colonne avec les résidus lors de l'essai de déposition en 3 couches successives, essai RCM – A1 (b) Vue schématique des dimensions des couches successives mises en place et positions des capteurs de pression nommés T1 à T7. 112

Figure 3-12 Photographie de la colonne contenant des résidus et des équipements de mesure lors de l'essai RMC – B1 (déposition en 3 couches successives), avec mesures des tassements de chaque couche. 113

Figure 3-13 (a) Vue schématique de la boîte avec la position des différents instruments de mesure (essai RS-2D-1) ; (b) Photographie de la boîte, de l'instrumentation et des systèmes d'acquisition des données ; (c) Photographie de la boîte contenant les résidus sans inclusion (essais RS-2D-1). 114

Figure 3-14 Photos du montage des essais en boîte avec résidus et roches stériles (a) Grillage et géotextile dans un cadre, constituant l'interface vertical et divisant la boîte en deux compartiments ; (b) Boîte contenant les résidus et les roches stériles, avec les instruments de

mesure. Essai RI-2D-4 ; (*c*) Essai RI-2D-2 avec roches stériles initialement sèches ; (*d*) Essai RI-2D-1 avec roches stériles initialement saturées. 117

Figure 3-15 Photos du montage (a) Évacuation de l'eau en surface à l'aide d'une pompe lors de l'essai RI-2D-4 ; (b) Rubans gradués sur le côté transparent de la boîte pour mesurer l'élévation de l'eau au sein des roches stériles et le tassement des résidus. 117

Figure 3-16 Vues schématiques et photographies de la cuve cylindrique et de l'inclusion centrale, avec les équipements de mesure, lors des essais avec drainage central. 119

Figure 4-1 Courbes granulométriques des résidus de la mine Malartic (a) 12 courbes granulométriques représentant 3 échantillons par baril (b) Courbes granulométriques moyennes des 4 barils (c) Courbes granulométriques de tous les résidus homogénéisés une première, puis une deuxième fois. 122

Figure 4-2 Résultats de l'essai Proctor réalisé sur les résidus Canadian Malartic (a) Masse volumique sèche ρ_d en fonction de w avec les lignes de saturation (b) indice des vides e en fonction de la teneur en eau *w*. 125

Figure 4-3 Résultats de deux tests de rétention d'eau (un à des succions faibles et un autre à des succions élevées) effectués en cellule de pression sur les résidus Malartic. 126

Figure 4-4 Résultats des essais de rétention d'eau (θ versus ψ et Sr versus ψ (obtenues à partir des essais en cellule de pression et cellule Tempe) ; on montre aussi les CRE obtenues à partir de divers modèles prédictifs et descriptifs (e.g. modèles MK, MK_d et vG). 127

Figure 4-5 CRE expérimentale exprimée selon le degré de saturation S_r en fonction de la succion ψ et courbe de meilleur ajustement avec le logiciel RETC (selon la fonction de van Genuchten (1980)). Les principaux paramètres de rétention d'eau sont présentés sur la figure. 128

Figure 4-6 Courbe de retrait des résidus miniers CM. 129

Figure 4-7 Relations expérimentales entre l'indice des vides e, le degré de saturation Sr, la teneur en eau volumique θ, en fonction de la succion ψ et de la teneur en eau massique *w*..... 130

Figure 4-8 Conductivité hydraulique k_{sat} expérimentale selon des essais triaxiaux et les prédictions à l'aide des modèles Kozeny-Carman Modifié (KCM, Mbonimpa et al. 2002) et Kozeny-Carman (KC original et modifié, Chapuis et Aubertin 2003). 133

Figure 4-9 Courbe granulométrique des roches stériles (tronquée à 10 cm), présentée avec la courbe (moyenne) des résidus miniers. 134

Figure 5-1 Teneur en eau volumique ou humidité mesurée à l'aide des sondes ECH_2O durant l'essai RS-2D-1. 139

Figure 5-2 Courbe de calibration servant à déterminer la teneur eau volumique des résidus à partir de la teneur en eau volumique ou humidité mesurée par les sondes ECH_2O..... 139

Figure 5-3 Évolution des pressions interstitielles aux élévations de 10, 30 et 40 cm, mesurées à l'aide des sondes ECH_2O à 1 minute d'intervalle. Essai RS-2D-1. 140

Figure 5-4 Résultats expérimentaux et valeurs théoriques pour les (a) pressions interstitielles u (b) contraintes effectives σ', le long du profil vertical à divers temps t sélectionnés. Essai RS-2D-1. Les indices 0 et f expriment les états initial et final. 141

Figure 5-5 Évolution des tassements aux élévations de 10, 30 et 40 cm, mesurées à l'aide des sondes ECH_2O à 1 minute d'intervalle (essai RS-2D-1) ; le tassement en surface a aussi été mesuré à l'aide du LVDT (à 5 minutes d'intervalle)..... 142

Figure 5-6 Évolution de l'indice des vides e à différentes élévations de la boîte selon les (a) mesures des sondes ECH_2O lors de l'essai RS-2D-1 sans inclusion (b) mesures des sondes ECH2O à différentes élévations de la boîte et mesures moyennes (e_{1_moy} et e_{2_moy}) évaluées à partir des mesures du tassement S_t par le LVDT..... 144

Figure 5-7 Évolution (a) du poids volumique γ (b) de la teneur en eau *w* à différentes élévations selon les mesures aux sondes ECH_2O. Essai RS-2D-1. 144

Figure 5-8 Évolution des pressions interstitielles lors d'une déposition multicouche des résidus miniers aux élévations indiquées. Essai RMC – A1 (voir tableau 3.4)..... 145

Figure 5-9 Évolution des pressions interstitielles, des contraintes effectives et des pressions en excès à l'élévation de 28.5 cm. Essai RMC-A1 (voir détails au tableau 3.4). 146

Figure 5-10 Évolution du tassement cumulé de la surface du dépôt de résidus (a) Essai RMC-A1 ; (b) Essai RMC-A2 ; (c) Essai RMC-A3 (voir détails au tableau 3.4)..... 147

Figure 5-11 Courbes de remplissage théorique et réelle lors de l'essai RMC-A1. 148

Figure 5-12 Évolution (a) du tassement à la surface de chaque couche et du tassement cumulé de la surface lors de la déposition des résidus en 3 couches successives avec mesures des tassements pour chaque couche (b) de l'indice des vides moyen de chaque couche. Essai RMC-B1. 150

Figure 5-13 Évolution (a) du tassement à la surface de chaque couche et du tassement cumulé de la surface lors de la déposition des résidus en 3 couches successives avec mesures des tassements pour chaque couche (b) de l'indice des vides de chaque couche. Essai RMC-B2. 150

Figure 5-14 Comparaison des profils calculés (théoriques) du degré de consolidation U avec les valeurs expérimentales aux temps et élévations sélectionnés. Les résultats expérimentaux de l'essai RS-2D-1 sont présentés par les points ; les profils théoriques sont présentés par des tiretés pour des valeurs de c_v de (a) 0.20 cm^2/s (b) 0.10 cm^2/s. 152

Figure 5-15 Relations tassements - temps pour la détermination de c_v par la méthode de (a) Taylor selon $\sqrt{t}$ (b) Casagrande selon log t. Les déplacements verticaux durant l'essai RS-2D-1, exprimés en cm à la figure 5.5, sont exprimés ici en mm. Les lignes continues représentent les tendances moyennes des données expérimentales. 153

Figure 5-16 Courbes tracées pour la détermination des valeurs de c_v par la méthode de (a) Taylor, selon $\sqrt{t}$ (b) Casagrande, selon log t. Les déplacements verticaux durant l'essai RS-2D-1 mesurés par le LVDT en surface sont exprimés ici en mm. Les lignes continues représentent les tendances moyennes des données expérimentales. 158

Figure 5-17 Courbes tracées pour la détermination de c_v par la méthode de (a) Taylor, selon $\sqrt{t}$ (b) Casagrande, selon log t. Les déplacements verticaux mesuré par le LVDT à la surface de la couche 1 durant l'essai RMC-A3 sont exprimés en mm. 158

Figure 5-18 Relation entre l'indice des vides e et la contrainte effective verticale σ'_v, et détermination de l'indice de compression C_C. Essai RS-2D-1 (tableau 3.5). 160

Figure 5-19 Relation entre indice des vides *e* et contraintes effectives verticales σ'_v. Essai RS-2D-1. 161

Figure 6-1 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations. Essai RI-2D-1. 168

Figure 6-2 Évolution des pressions d'eau à différentes élévations de la boîte selon les lectures aux es sondes ECH_2O (placés à une distance horizontale L = 35 cm de l'inclusion de roches stériles) et les capteurs de pressions (placés à L = 80 cm). Essai RI-2D-2. 168

Figure 6-3 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations. Essai RI-2D-3..... 169

Figure 6-4 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations. Essai RI-2D-4..... 169

Figure 6-5 Évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA et des sondes ECH_2O à différentes positions (X, Y) dans la cuve cylindrique (D_e = 55 cm), pour l'essai RI-AX-1 avec une inclusion centrale (D_w = 15 cm)..... 170

Figure 6-6 Évolution des pressions interstitielles mesurées à à l'aide des capteurs de pression OMEGA et des sondes ECH_2O à différentes positions (X, Y) dans la cuve cylindrique (D_e = 55 cm), pour l'essai RI-AX-2 avec une inclusion centrale (D_w = 20 cm)..... 171

Figure 6-7 Évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA et des sondes ECH_2O à différentes positions (X, Y) dans la cuve cylindrique (D_e = 55 cm), pour l'essai RI-AX-3 avec une inclusion centrale (D_w = 25 cm)..... 171

Figure 6-8 Évolution de l'indice des vides e à différentes élévations Y. Essai RI-2D-2 en boîte, avec inclusion longitudinale de roches stériles. 172

Figure 6-9 Évolution (a) du poids volumique γ (b) de la teneur en eau w à différentes élévations selon les mesures aux sondes ECH_2O. Essai RI-2D-2 en boîte, avec inclusion longitudinale de roches stériles. 173

Figure 6-10 Élévation du niveau de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles lors du test de consolidation en boîte. Essai RI-2D-4..... 175

Figure 6-11 Illustration schématique du drainage dans la boîte et du mouvement de l'eau au sein des résidus et des roches stériles. 176

Figure 6-12 Relation entre pressions interstitielles u et élévation dans la boîte Y à t = 10 h, avec l'équation linéaire servant à déterminer le niveau de l'eau (ou u = 0) dans les résidus..... 177

Figure 6-13 Position de la surface de l'eau dans les résidus et les roches stériles durant l'essai RI-2D-4. 178

Figure 6-14 Évolution du débit d'eau Q_h et la vitesse moyenne de l'eau q_h traversant l'interface verticale entre les résidus et les roches stériles (voir équations 6.1 et 6.2). Essai RI-2D-4.179

Figure 6-15 Élévation du niveau de l'eau mesurées à l'aide de la sonde MicroDiver dans l'inclusion de roches stériles durant les deux tests de consolidation avec drainage axisymétrique. Essais RI-AX-1 et RI-AX-2 (voir tableau 3.6). 180

Figure 6-16 Évolution du débit d'eau Q_h traversant horizontalement l'interface verticale entre les résidus et les roches stériles. Essais RI-AX-1 et RI-AX-2 (voir tableau 3.6). 181

Figure 6-17 Évolution des pressions interstitielles à différentes élévations. On observe $u < 0$ suivi d'une hausse des pressions d'eau à la suite de l'ajout de surcharge. Essai RI-2D-4. 182

Figure 6-18 Mesures de la température et de la pression atmosphérique dans l'enceinte de laboratoire durant l'essai RI-AX-3 (tableau 3.6). 184

Figure 6-19 Pressions totales (colonne d'eau + pression atmosphérique) mesurées par les sondes MicroDiver. Les mesures du Diver – baro (pression atmosphérique) sont aussi montrées ; elles sont utilisées pour faire les corrections et déterminer les pressions interstitielles réelles présentées à la figure 6.21. 184

Figure 6-20 Évolution des pressions interstitielles durant l'essai RI-AX-3 en cuve cylindrique (D_w = 25 cm). *Y* représente l'élévation verticale du capteur de pression et de la sonde MicroDiver et *X* représente la distance horizontale du point par rapport à l'axe central de l'inclusion. 186

Figure 6-21 Évolution des pressions d'eau durant l'essai RI-AX-1 en cuve cylindrique (D_w = 15 cm). *Y* représente l'élévation verticale du capteur de pression ou de la sonde MicroDiver et *X* représente la distance horizontale du point par rapport à l'axe central. 187

Figure 6-22 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à diverses élévations durant l'essai RI-2D-1 avec inclusion. L'essai RS-2D-1 sans inclusion est représenté sur la figure par l'état initial ($u_0 = \gamma_{sat}*H$) et par l'état final ($u_f = \gamma_w*H$). 189

Figure 6-23 Évolution des pressions interstitielles mesurée avec les capteurs de pression à diverses élévations. Résidus avec inclusion de roches stériles (essai RI-2D-2) et sans inclusion (essai RS-2D-1). 190

Figure 6-24 Évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA à une profondeur de 25 cm sous la surface des résidus lors de deux essais en boîte (essai RS-2D-1 sans inclusion de roches stériles et essai RI-2D-2 avec inclusion de roches stériles, voir tableau 3.5). 191

Figure 6-25 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à diverses élévations dans les résidus lors l'essai RI-2D-3 avec une inclusion de roches stériles. L'essai RS-2D-1 sans inclusion est représenté par l'état initial ($u_0 = \gamma_{sat}*H$) et par l'état final ($u_f = \gamma_w*H$). 192

Figure 6-26 Évolution des pressions interstitielles mesurée par des capteurs de pression à diverses élévations lors de deux essais en boîte (essai RI-2D-4 avec inclusion de roches stériles et essai RS-2D-1 sans inclusion)..... 193

Figure 6-27 Évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 25 cm pour différents essais dans la boîte avec et sans inclusion de roches stériles (t_d = temps moyen pour dissiper les surpressions interstitielles pour $w_0 = 43.0 \pm 0.5\%$), avec $u = \gamma_w z_w$. 195

Figure 6-28 (a) Évolution des pressions à une élévation de 15 cm (b) Pressions interstitielles à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations et évolution de la portion du niveau phréatique ($u = 0$) à la suite de l'assèchement en surface. Essai RI-2D-3. 198

Figure 6-29 (a) Évolution des pressions à une élévation de 35 cm (b) Pressions interstitielles à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations et évolution de la portion du niveau phréatique ($u = 0$) à la suite de l'assèchement en surface. Essai RI-2D-4. 199

Figure 6-30 (a) Pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations et évolution de la nappe phréatique ($u = 0$) suite à l'ajout de surcharge (b) Évolution des pressions d'eau à une élévation de 35 cm durant l'essai avec inclusion de roches stériles suite à l'ajout de surcharge et comparaison avec le comportement théorique (schématique) de résidus seuls lors d'une déposition multicouche. Essai RI-2D-4. 200

Figure 6-31 Effets de cycles de mouillage et séchage, de dessiccation et évolution de la surface de la nappe d'eau (condition $u = 0$) à différentes élévations lors de l'essai RI-AX-1. 202

Figure 6-32 Conductivité hydraulique verticale k_v mesurée durant l'essai RI-2D-4 avec inclusion (valeurs à toutes les 5 minutes et valeurs moyennes à des intervalles de temps plus grands et variables). 204

Figure 6-33 Conductivité hydraulique horizontale k_h estimée à l'aide la relation de Darcy et de l'approche de Dupuit-Forchheimer. Essai RI-2D-4. 206

Figure 6-34 Valeurs des conductivités hydrauliques horizontales et verticales durant la consolidation. Essai RI-2D-4. 207

Figure 7-1 Éléments fondamentaux pour la constitution des modèles conceptuels et des modèles numériques servant ici à l'analyse de la consolidation des résidus..... 216

Figure 7-2 Géométrie et dimensions des modèles servant à la simulation 2D des essais en colonne (consolidation des résidus en couches successives). Les différents essais sont indiqués au bas de chaque modèle (géométrie). 217

Figure 7-3 Géométrie et dimensions du modèle conceptuel utilisé pour la simulation de l'essai RS-2D-1 avec résidus sans roches stériles en boîte à parois rigides. 218

Figure 7-4 Géométrie et dimensions du modèle conceptuel servant à la simulation des essais avec résidus et roches stériles en boîte (essais RI-2D-1, RI-2D-3 et RI-2D-4)..... 218

Figure 7-5 (a) Courbe de rétention d'eau (CRE) et (b) fonction de conductivité hydraulique des résidus Malartic utilisées pour les simulations numériques avec Sigma/W..... 221

Figure 7-6 Relation entre la déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$), le rapport de contraintes ($\Delta\sigma'/\sigma'_0$) et l'indice des vides initial e_0 pour les résidus miniers investigués. 222

Figure 7-7 Relation entre l'indice des vides final e_f, la déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$) et l'indice des vides initial e_0 pour les résidus miniers investigués. 223

Figure 7-8 Modèle conceptuel pour simuler numériquement l'essai RMC-A3 où chaque couche est subdivisée sous- couches. Les différentes étapes des simulations sont (a) matériau de fondation (b) couche 1 (c.1) couche 2 sans adaptation des propriétés des résidus et sans tenir

compte des tassements antérieurs (c.2) couche 2 avec adaptation des propriétés des résidus et tenant compte des tassements antérieurs. 226

Figure 7-9 (a) Courbe de rétention d'eau (b) fonction de conductivité hydraulique des roches stériles, générées et lissées par Sigma/W, et utilisées lors des modélisations numériques. 228

Figure 7-10 Conditions initiales et aux frontières appliquées lors des modélisations de nos essais de laboratoire avec le code numérique Sigma/W. 229

Figure 7-11 Évolution des (a) pressions d'eau (b) contraintes effectives, à des pas de temps sélectionnés. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RS-2D-1, à 6 élévations différentes) et numériques (Sigma/W, paramètres donnés aux tableaux 7.1 à 7.4) 233

Figure 7-12 Tassements en fonction du temps à différentes élévations. Comparaison entre résultats expérimentaux (sondes ECH_2O + LVDT, essai RS-2D-1) et numériques (Sigma/W). 234

Figure 7-13 Évolution (a) des pressions interstitielles (b) des contraintes effectives lors de l'essai RMC-A3. Comparaison entre les résultats expérimentaux (tableau 3.4) et numériques (avec λ_1 fonction de e_{0_1} et λ_2 fonction de e_{0_2}). Essai RMC-A3, élévation de 28 cm. 235

Figure 7-14 Évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives durant l'essai RMC-A1 (e_0 = 1.2 pour les couches 1 et 2). Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (avec ajustement des propriétés des matériaux). Élévation de 43.5 cm. 236

Figure 7-15 Évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives durant l'essai RMC-A2 (e_0 = 1.2 pour les couches 1, 2 et 3). Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (avec ajustement des propriétés des matériaux). Élévation de 13.5 cm. 237

Figure 7-16 Évolution des pressions d'eau et des contraintes effectives durant l'essai RMC-A3 (e_{0_1}= 1.4 pour couche 1 et e_{0_2} = 1.4 pour couche 2). Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (avec ajustement des propriétés des matériaux). Élévation de 28.5 cm. 237

Figure 7-17 Évolution des pressions interstitielles en contraintes effectives. Comparaisons entre mesures expérimentales (RMC-A3) et résultats numériques non corrigées et corrigées pour tenir compte des tassements lors des essais avec dépositions en couches successives. 239

Figure 7-18 Comparaison entre résultats numériques (Sigma/W) et résultats expérimentaux (pressions interstitielles et contraintes effectives) à des élévations de colonne et des étapes de déposition différentes lors de l'essai RMC-A1. 240

Figure 7-19 Évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives avec le temps à une élévation de 0.135 m. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RMC-A3, avec e_{0_1} = 1.4 et e_{0_2} = 1.2), numériques (Sigma/W) et analytiques selon Gibson (1958). 242

Figure 7-20 Évolution (a) des tassements à la surface de chaque couche (b) de l'indice des vides moyen de chaque couche. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RMC-B1) et numériques (Sigma/W). 243

Figure 7-21 Évolution (a) des tassements à la surface de chaque couche (b) de l'indice des vides moyen de chaque couche. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RMC-B2) et numériques (Sigma/W). 243

Figure 7-22 Évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 25 cm à partir de la surface des résidus. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (essais RS-2D-1 sur résidus seuls et essais RI-2D-2 avec roches stériles). 244

Figure 7-23 Évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 35 cm à partir de la surface des résidus. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (essais RS-2D-1 sur résidus seuls et essais RI-2D-3 avec roches stériles). 245

Figure 7-24 Évolution avec le temps du degré de consolidation horizontal U_h. Comparaison entre résultats expérimentaux avec inclusion (essai RI-AX-2), sans inclusion (essai RS-2D-1) et résultats de diverses solutions analytiques avec inclusion. 247

Figure 7-25 Évolution avec le temps du degré de consolidation moyen, $U_{moy} = U_v + U_h$. Comparaison entre résultats expérimentaux avec inclusion (essai RI-AX-2), sans inclusion (essai RS-2D-1) et résultats de diverses solutions analytiques avec inclusion. 248

Figure 7-26 (a) Possibilité de calage de diverses solutions analytiques aux résultats expérimentaux de l'essai RI-2D-2 (décrit au tableau 3.6) (b) calage de chaque solution analytique aux résultats expérimentaux de l'essai RI-2D-2. 249

Figure 7-27 Ajustement des solutions de Han et Ye (2002) et de Hansbo (1979) selon les résultats expérimentaux de l'essai RI-AX-2, avec inclusion cylindrique. 250

Figure 7-28 Évolution du degré de consolidation pour divers modes de chargement. Comparaison avec les résultats expérimentaux avec et sans inclusion. 251

Figure 8-1 Géométrie et dimensions du modèle servant à l'analyse numérique à l'échelle d'une cellule 253

Figure 8-2 Iso-contours des (a) déformations horizontales (b) déformations max, à la fin de la consolidation de la couche 100 (à t = 16.67 ans). 256

Figure 8-3 Déformation verticale an fonction de la distance horizontale à la fin de la consolidation de différentes couches, pour des points situés à une élévation de 2.5 m. 257

Figure 8-4 Évolution des déformations maximums à différents points (X, Y) situés à différentes élévations de la base et à différentes positions horizontales de l'interface entre les résidus et les roches stériles. L'origine des axes est montrée à la figure 8.1. 258

Figure 8-5 Profil vertical des déformations horizontales à une distance horizontale X = 84 m de l'interface entre les résidus et les roches stériles, à différents moments correspondant à la fin de la consolidation de couches (10, 20, 40, 60, 80 et 100). 259

Figure 8-6 Iso-contours des pressions interstitielles (a) après chargement de la couche 80 (t = 13.2 ans) (b) durant la consolidation de la couche 80 (t = 13.235 ans) (c) après chargement de la couche 100 (t = 16.515 ans). 260

Figure 8-7 Iso-contours des contraintes totales, à la fin de la consolidation de la couche 100 (à t = 16.67 ans). 261

Figure 8-8 Évolution des pressions interstitielles à différents points (X, Y). L'origine des axes est montrée sur la figure 8.1. 262

Figure 8-9 Vue des différences dans l'évolution des pressions interstitielles à deux points proches de la base du modèle (Y = 2.5 m), dont l'un est horizontalement proche de l'inclusion (X = 11.6 m) et l'autre loin de l'inclusion (X = 90 m). 263

Figure 8-10 Évolution des contraintes verticales effectives à différents points (X, Y) situés près de la base du modèle (élévation de 0.5 m) et à différentes positions horizontales de l'interface entre les résidus et les roches stériles. L'origine des axes est montrée à la figure 8.1..... 264

Figure 8-11 Évolution des contraintes verticales effectives a deux points respectivement proche (X = 11.6 m) et éloignée (X= 90 m) de l'inclusion. 265

Figure 8-12 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 30 et comparaison avec le cas sans inclusion. 266

Figure 8-13 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 60 et comparaison avec le cas sans inclusion. 268

Figure 8-14 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 100 et comparaison avec le cas sans inclusion. 268

Figure 8-15 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 60 et comparaison avec le cas sans inclusion. 269

Figure 8-16 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 100 et comparaison avec le cas sans inclusion. 269

Figure 8-17 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche du sommet du modèle (élévation Y = 45 m), durant la consolidation de la couche 100 et comparaison avec le cas sans inclusion. 270

Figure 8-18 t_{50} et t_{90} pour différents points X situés à différentes élévations Y lors de la consolidation de couches 30, 60 et 100. Comparaison avec le t_{50} pour le cas avec résidus sans inclusion (a) Y = 1 m, t_{50}, couche 100 (b) Y = 1 m, t_{90}, couche 100(c) Y = 20 m, t_{50}, couche 100 (d) Y = 20 m, t_{90}, couche 100 (e) Y = 45 m, t_{50}, couche 100 (f) Y = 45 m, t_{90}, couche 100. 274

Figure 8-19 Le temps t_{50} pour différents points X du cas de base situés à une élévation de Y = 1 m lors de la consolidation de la couche 100. Comparaison avec le t_{50} pour le cas avec résidus sans inclusion de roches stériles. La figure présente aussi l'équation servant à l'extrapolation de la distance de la zone d'influence. 275

Figure 8-20 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 30 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75). 277

Figure 8-21 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 60 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75). 278

Figure 8-22 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75). 279

Figure 8-23 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 60 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75). 279

Figure 8-24 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75). 280

Figure 8-25 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche du sommet du modèle (élévation Y = 45 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75)). 281

Figure 8-26 Géométries et dimensions des modèles pour l'analyse numérique des diverses configurations de cellules et vitesses de remplissage (a) Cas S-1 (b) Cas S-2 (c) Cas S-3 (d) Cas S-4. Longueur totale du modèle L = 60 m. 286

Figure 8-27 Iso-contours des pressions interstitielles à t = 3 ans + 30 s, correspondant au début de chargement de la 3e couche pour les cas (a) S-1 (b) S-2, et au chargement de la 19e couche pour les cas (c) S-3 (d) S-4. 289

Figure 8-28 Iso-contours des pressions interstitielles à t = 3,0013 ans ou t = 3 ans + 11.45 h (a) cas S-1 (b) cas S-2 (c) cas S-3 (d) cas S-4. 290

Figure 8-29 Iso-contours des contraintes totales à t = 3 ans + 30 s, correspondant au début de chargement de la 3e couche pour les cas (a) S-1 (b) S-2, et au chargement de la 19e couche pour les cas (c) S-3 (d) S-4. 292

Figure 8-30 Iso-contours des déformations volumiques à t = 4 ans (a) cas S-1 (b) cas S-2 (c) cas S-3 (d) cas S-4. 293

Figure 8-31 Iso-contours des déformations horizontales à t = 4 ans (a) cas S-1 (b) cas S-2 (c) cas S-3 (d) cas S-4. 295

Figure 8-32 Modèle conceptuel utilisé pour l'étude paramétrique du comportement des résidus autour de l'inclusion de roches stériles. 296

Figure 8-33 Fonctions de conductivité hydraulique (k_{unsat}) des résidus Canadian Malartic, générées dans Sigma/W à partir de la courbe de rétention d'eau (CRE) déterminée en laboratoire, selon le modèle de van Genuchten (1980) et de Fredlund et al. (1994). 304

Figure 8-34 Courbes de rétention d'eau (a) teneur en eau volumique θ (b) degré de saturation S_r, comme fonction de la succion ψ. Résidus n°1, Résidus n°2 et Résidus n°3 (de référence).304

Figure 8-35 Modèles conceptuels pour les simulations numériques en conditions non saturées (a) modèle pour les simulations du cas M (b) modèle pour les simulations du cas N. 305

Figure 8-36 Évolution du degré de consolidation relatif au cas A (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats analytiques (Han et Ye, 2002) pour $E_{Résidus}$ = 500 kPa. 307

Figure 8-37 Évolution du degré de consolidation relatif à l'action "B" consistant à ajouter des gros blocs et des cailloux de grande taille (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats analytiques (Han et Ye, 2002), $E_{Résidus}$ = 500 kPa. 308

Figure 8-38 Évolution du degré de consolidation pour les Scénarios du cas C (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats analytiques (Han et Ye 2002) considérant $E_{Résidus}$ = 500 kPa. 310

Figure 8-39 Évolution du degré de consolidation U en fonction du facteur temps T pour le cas C (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats numériques à 4 m de l'inclusion (c) résultats analytiques (Han et Ye, 2002), $E_{Résidus}$ = 500 kPa. 312

Figure 8-40 Évolution du degré de consolidation, pour les scénarios relatifs au cas E (a) résultats numériques à 4 m de l'inclusion (c) résultats de la solution de Han et Ye (2002). 314

Figure 8-41 Évolution du degré de consolidation *U* avec le facteur temps *T* pour les scénarios du cas F. Résultats des modèles (a) numérique à 1 m de l'inclusion (b) analytique (Han et Ye 2002, $E_{\text{Résidus}}$ = 10 000 kPa). 316

Figure 8-42 Évolution du degré de consolidation *U* avec le facteur temps *T* pour les scénarios du cas G. Résultats des simulations numériques à 1 m de l'inclusion. 317

Figure 8-43 Évolution du degré de consolidation des scénarios relatifs au cas H. Résultats des simulations numériques, à 1 m de l'inclusion. 319

Figure 8-44 Degré de consolidation pour divers scénarios du cas I (effet de qw des roches stériles (Dang et al., 2013, tableau 2.4). 321

Figure 8-45 Degré de consolidation pour divers modèles de variation scénarios du cas J (effet de k_{sm}, modèle de Lu et al., 2015, tableau 2.4). 322

Figure 8-46 Évolution des contraintes totales et effectives lors de la consolidation des résidus en présence d'une inclusion de roches stériles, pour différents scénarios du cas K (solution de Han et Ye, 2002, tableau 2.4, couche d'épaisseur H_0 = 3 m). 324

Figure 8-47 Schématisation de la solution de Han et Ye Modifiée (solution HYM). 326

Figure 8-48 Évolution du degré de consolidation *U* (%) en itérations selon le modèle de Han et Ye Modifié (HYM). Épaisseur de la couche H_0 = 0.6 m (dimensions de laboratoire). 327

Figure 8-49 Évolution du degré de consolidation *U* (%) en boucles selon le modèle de Han et Ye Modifié (HYM). Épaisseur de la couche H_0 = 3 m. 328

Figure 8-50 Évolution des contraintes totales (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. Niveau initial de la nappe d'eau à une élévation de (a) 2 m ou cas L-1 (b) 5 m ou cas L-2. 329

Figure 8-51 Évolution des déformations volumiques (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. Niveau initial de la nappe d'eau à une élévation de (a) 2 m ou cas L-1 (b) 5 m ou cas L-2. 330

Figure 8-52 Évolution des pressions interstitielles (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. Niveau initial de la nappe d'eau à une élévation de (a) 2 m ou cas L-1 (b) 5 m ou cas L-2. 330

Figure 8-53 Évolution des contraintes totales (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. (a) Scénario L-1 (b) Scénario L-3. 331

Figure 8-54 Évolution des pressions interstitielles (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. (a) Scénario L-1 (b) Scénario L-3. 332

Figure 8-55 Évolution des déformations volumiques (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. (a) Scénario L-1 (b) Scénario L-3. 332

Figure 8-56 Profils verticaux des pressions interstitielles dans le cas non saturé avec la nappe d'eau à une élévation de 2 m (a) scénario L-4 (b) scénario L-1 à X = 1.0 m de l'inclusion (c) scénario L-1 à X = 11.5 m de l'inclusion. 334

Figure 8-57 Profil vertical des pressions interstitielles à une distance X = 1 m de l'inclusion. Cas non saturé, nappe initiale à une élévation de 2 m (a) scénario M-1 (b) scénario M-2. 336

Figure 8-58 Profil vertical des pressions interstitielles à une distance X = 11.5 m de l'inclusion. Cas non saturé, nappe initiale à une élévation de 2 m (a) scénario M-1 (b) scénario M-2. 336

Figure 8-59 Profil vertical des pressions interstitielles à X = 11.5 m durant la déposition des résidus en 2 étapes (a) scénario N-1 (b) scénario N-2 (c) scénario N-3 (résidus de référence). Couche 1 : non saturée de 6 m à l'étape 1 (niveau initial de la nappe à l'élévation de 1 m) et couche de 2 m constamment saturée à l'étape 2. 338

Figure 8-60 Représentation schématique des iso-contours de pression d'eau pour des couches de grande épaisseur (1) et de faible épaisseur (3) après l'ajout d'une couche en surface. 342

Figure 8-61 Représentation schématique des iso-contours de pressions interstitielles pour des couches de grande épaisseur (1) et de faible épaisseur (3). (2) représente un iso-contour intermédiaire (i.e. l'évolution de l'iso-contour 1 après un certain temps). 343

LISTE DES SIGLES, SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

A	Section transversale (L^2)
A_c	Aire des fissures (L^2)
a_C	Coefficient d'adhésion dans le modèle de Kovacs Modifié (-)
AEV ou ψ_a	Succion d'entrée d'air ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L)
a_G	Paramètre du modèle de Gardner relié à la succion d'entée d'air (-)
A_{sm}	Section transversale du sol avoisinant la colonne de gravier (L^2)
ASTM	American Society for Testing and Materials
A_t	Aire totale de la surface (L)
a_v	Coefficient de compressibilité du sol ($L.M^{-1}.T^2$)
a_W	Rapport de l'aire de la colonne de gravier sur l'aire de sa zone d'influence totale (-)
A_W	Section transversale de la colonne de gravier (L^2)
b	Largeur de l'échantillon (L)
c'	Cohésion en condition drainée ou cohésion effective ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
c (ou c_u)	Cohésion en conditions non drainées UU ou cohésion en contraintes totales ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
C(u)	Capacité capillaire (L^{-1})
C_C	Indice de compression (-)
C_{c_c}	Coefficient de courbure (-)
CD	Conditions consolidé - drainé
C_G	Constante adimensionnelle du modèle de Kozeny-Carman Modifié (-)
C_H	Coefficient de Hazen (-)

c_h	Coefficient de consolidation horizontale ($L^{2}\cdot T^{-1}$)
c_{hm}	Coefficient de consolidation modifié dû au drainage radial ($L^{2}\cdot T^{-1}$)
C_r	Indice de recompression (-)
CRE	Courbe de rétention d'eau
CRSNG	Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie
C_U	Coefficient d'uniformité (-)
CU	Conditions consolidé - non drainé
c_v	Coefficient de consolidation verticale ($L^{2}\cdot T^{-1}$)
$c_{v(3D)}$	Coefficient de consolidation dans le cas du drainage vertical en trois dimensions ($L^{2}.T^{-1}$)
c_{vm}	Coefficient de consolidation modifié dû au drainage vertical ($L^{2}\cdot T^{-1}$)
C_ψ	Facteur de correction des modèles Fredlund and Xing (1994) et MK (2003) (-)
$D(\theta)$	Diffusivité hydraulique ($L^{2}T^{-1}$)
D_{10}	Diamètre correspondant au tamis laissant passer 10% de sol (L)
D_{50}	Diamètre correspondant au tamis laissant passer 50% de sol (L)
D_{60}	Diamètre correspondant au tamis laissant passer 60% de sol (L)
D_e (ou r_e)	Diamètre (ou rayon) de la zone d'influence du drain (L)
D_H	Diamètre équivalent (L)
D_r ou G_S	Densité relative des grains ou gravité spécifique (-)
D_{sm} (ou r_{sm})	Diamètre (ou rayon) de la zone remaniée (*smeared zone*) autour du drain (L)
D_w (ou r_w)	Diamètre (ou rayon) du drain ou de la colonne de gravier (L)
e	Indice des vides ($L^{3}.L^{-3}$ ou -)

E ou $E_{déf}$	Module de Young ou module de déformation ($M.L^{-1}.T^{-2}$), $E = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon$
E_{oed} ou M	Module œdométrique ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
e_0	Indice des vides initial ($L^3.L^{-3}$)
E_f	Efficacité (% ou -)
e.g.	Par exemple
e_L	Indice des vides à la limite de liquidité ($L^3.L^{-3}$)
e_{opt}	Indice des vides optimum ($L^3.L^{-3}$)
e_S	Indice des vides à la limite de retrait ($L^3.L^{-3}$)
F	Facteur d'écoulement de drain pour le modèle de Hansbo (1981) (-)
F (n)	Facteur d'écoulement de drain pour le modèle de Barron (1948) (-)
F'_m	Facteur d'écoulement de drain pour le modèle de Han et Ye (2002) (-)
g	Accélération de la pesanteur ($L.T^{-2}$)
G	Module de cisaillement du solide ($M.L^{-1}.T^{-2}$), $G = E / 2(1 + \nu)$
h	Charge hydraulique (L)
H	Module représentant la structure d'un sol non saturé en rapport avec la succion matricielle ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
h_C	Hauteur de remontée capillaire (L)
h_{CO}	Hauteur capillaire équivalente (L)
h_d (ou H_d)	Épaisseur de la couche de sol (L)
h_e	Épaisseur de l'échantillon (L)
H_0	Épaisseur initiale de la couche (L)
i	Gradient hydraulique ($L.L^{-1}$), $i = \partial h/\partial L$
I_D	Indice de densité (- ou %)
i.e.	C'est-à-dire

I_P (ou PI)	Indice de plasticité (%)
IRS	Inclusion de roches stériles
i_z	Gradient hydraulique dans la direction z ($L.L^{-1}$ ou -)
IRME	Institut de recherche sur les mines et l'environnement
K	Module de déformabilité volumique ($M.L^{-1}.T^{-2}$). $K = E / 3 (1 - 2\nu)$
K_B	Module de compressibilité des sols non saturés ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
KCM	Modèle de Kozeny - Carman Modifié
k_h	Conductivité hydraulique horizontale ($L.T^{-1}$)
k_{ij}	Tenseur de conductivité hydraulique ($L.T^{-1}$)
k_r	Conductivité hydraulique relative (-)
k_s ou k_{sat}	Conductivité Hydraulique saturée ($L.T^{-1}$)
k_s ou k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée ($L.T^{-1}$)
k_{sm}	Conductivité hydraulique de la zone remaniée ($L.T^{-1}$)
k_u ou k_{unsat}	Fonction de perméabilité ($L.T^{-1}$)
k_v	Conductivité hydraulique verticale ($L.T^{-1}$)
L	Longueur (L)
l	Distance entre deux points de chargement lors de l'essai de traction 4 points (L)
L_0	Longueur initiale de l'échantillon (L)
L_d ou h_d	Épaisseur de la couche de sol en consolidation (L)
$L_{éq}$	Longueur équivalente (L)
L_f	Longueur finale de l'échantillon (L)
L_w	Longueur maximum de drainage (L)

m	Paramètre de distribution de la taille des pores dans le modèle Kovacs Modifié (-)
m_1^s	Coefficient de variation de volume du sol par rapport à un changement de contrainte normale nette ($M^{-1}.L.T^2$)
m_2^s	Coefficient de variation de volume du sol par rapport à un changement de succion matricielle ($M^{-1}.L.T^2$)
m_1^w	Coefficient de variation de pression d'eau par rapport à un changement de contrainte normale nette ($M^{-1}.L.T^2$)
m_2^w	Coefficient de variation de pression d'eau par rapport à un changement de succion matricielle ($M^{-1}.L.T^2$)
MK	Modèle de Kovács Modifié
MK_d	Modèle de Kovács Modifié pour les sols compressibles plastiques
MK_{de}	Modèle de Kovács Modifié étendu aux sols compressibles à faible plasticité
M_S	Masse des grains solides (M)
M_T ou M_h	Masse totale (M)
m_v	Coefficient de compressibilité volumique ($L^{2\cdot}M^{-1}$)
m_{vG}	Paramètre du modèle de van Genuchten (-)
M_w	Masse de l'eau (M)
n	Porosité (-)
n_e	Rapport d'espacement de drains (-)
n_S (ou n_w)	Rapport de concentration de contraintes ou rapport de contraintes dans la colonne de gravier sur celles dans le sol mou avoisinant (-). $n_S = n_w$
OCR	Rapport de surconsolidation (-)
P	Densité de pulpe, encore pourcentage solide massique (%)
P_0	Pression de saturation d'eau de pore à la même température ($M.L^{-1}.T^{-2}$)

P_a ou p_{atm}	Pression atmosphérique ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
P_p	Pression partielle de la vapeur d'eau de pore ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
PVD	Prefabricated vertical drains ou drains verticaux préfabriqués
q	Débit spécifique ou flux volumique ou vitesse de Darcy ($L.T^{-1}$)
Q	Débit ($L^3.T^{-1}$)
$Q_{1/m}$	Débit par mètre de largeur ($L^3.T^{-1}$ par L de largeur)
q_w	Capacité de décharge ($L^{3\cdot}T^{-1}$)
r	Distance radiale (L)
R	Constante universelle de gaz, égale à 8.31432 J/(mol.K)
r_C	Rayon du tube capillaire (L)
RH	Humidité relative (% ou -)
$r_k = k_h/k_v$	Rapport d'anisotropie (-)
S	Espacement de drains (L)
s	Rapport de diamètre de la zone remaniée au diamètre du drain (-)
S_a	Composante d'adhésion du degré de saturation ($L^3.L^{-3}$)
S_c	Composante de capillarité du degré de saturation ($L^3.L^{-3}$)
S_m	Surface spécifique ($L^2.M^{-1}$)
S_r	Degré de saturation ($L^3.L^{-3}$)
$S_{r\text{-}r}$	Degré de saturation critique à l'amorce de la fissuration ($L^3.L^{-3}$)
$S_{rés}$ (ou $S_{r\text{-}r}$)	Degré de saturation résiduel ($L^3.L^{-3}$)
S_t (ou ΔH)	Tassement (L)
S_t/H_0 (ou $\Delta H/H_0$)	Tassement relatif (-)
t	Temps (T)

T	Température absolue (K)
$t_{Cr\text{-}AE}$	Temps critique d'entrée d'air (T)
T_{hm}	Facteur temps modifié pour l'écoulement radial (-)
TRF	Facteur de Réduction de Temps ou "Time Reduction Factor" (-)
T_s	Tension de surface (MT^{-2})
T_v	Coefficient de durée ou facteur temps lors de la consolidation verticale (-)
T_{vm}	Facteur temps modifié pour l'écoulement vertical (-)
U	Degré de consolidation (-)
u	Pression interstitielle ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
U	Degré de consolidation (% ou -)
u_a	Pression d'air dans les pores ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
u_e	Surpression interstitielle ou pression d'eau en excès ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
$\bar{U}_f$	Degré de consolidation moyen sous un drainage vertical et horizontal combiné (-)
$\bar{U}_h$	Degré de consolidation moyen sous un drainage horizontal (-)
UQAT	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue
USCS	Unified Soil Classification System
u_v	Surpression interstitielle pour le drainage vertical seulement ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
$\bar{U}_v$	Degré de consolidation moyen sous un drainage vertical (-)
u_{vh}	Surpression interstitielle due à l'effet combiné d'écoulements radial et vertical ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
u_w	Pression d'eau interstitielle ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
u_{w0}	Pression interstitielle initiale en excès ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
U_z	Degré de consolidation à la profondeur z (% ou -)

v	Coefficient de Poisson (-)
V ou V_T	Volume total (L^3)
VER	Volume élémentaire représentatif
V_0	Volume initial total (L^3)
v_s	Volume spécifique ($L^3.M^{-1}$)
V_S	Volume des solides (L^3)
V_V	Volume des vides (L^3)
V_w	Volume de l'eau (L^3)
v_{wo}	Volume spécifique de l'eau ($L^{3.}M^{-1}$)
v_z	Vitesse d'écoulement dans la direction z ($L.T^{-1}$)
w	Teneur en eau gravimétrique (%w/w ou -)
w_0	Teneur en eau initiale (%w/w ou -)
w_{AEV}	Teneur en eau lors de l'entrée d'air dans le matériau (%w/w ou -)
w_{crit} (ou w_{cr})	Teneur en eau critique à l'amorce de la fissuration (%w/w ou -)
w_f	Teneur en eau finale (%w/w ou -)
w_L (ou LL)	Limite de liquidité (%w/w ou -)
w_P (ou PL)	Limite de plasticité (%w/w ou -)
w_S (ou SL)	Limite de retrait (%w/w ou -)
w_v	Masse moléculaire de la vapeur d'eau (kg/kmol)
z	Profondeur ou élévation (L)
z_0	Profondeur ou élévation initiale (L)
α_{vG}	Paramètre du modèle de van Genuchten lié à la hauteur de la frange capillaire (-)
β_{repos}	Angle de repos des roches stériles (º)

β_w	Angle de contact entre l'eau et la surface du tube (º)
γ	Poids volumique ($M.L^{-2}.T^{-2}$)
γ'	Poids volumique submergé ($ML^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3)
γ_f	Poids volumique final ($ML^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3)
γ_0	Poids volumique initial ($ML^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3)
γ_d (ou γ_{sec})	Poids volumique sec ($ML^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3)
γ_S	Poids volumique des grains solides ($ML^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3)
γ_{Sst}	Poids volumique saturée ($ML^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3)
γ_w	Poids volumique ou unitaire de l'eau ($ML^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3)
δh	Variation de l'épaisseur de l'échantillon (L)
$\delta h/h$	Déformation relative en épaisseur ($L^1.L^{-1}$)
δ_{ij}	Delta de Kronecker
δL	Variation de la longueur de l'échantillon (L)
$\delta L / L$	Déformation relative en longueur ($L^1.L^{-1}$)
Δe	Variation de l'indice des vides (-)
Δu	Différence de pression entre deux points ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
ΔV	Variation de volume (L^3)
$\Delta\sigma_v$	Variation de la contrainte verticale ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
ε	Déformation (-)
ε_{ij}	Tenseur des deformations (-)
ε_V	Déformation volumétrique ; $\varepsilon_V = \delta V/V_0$ ($L^3.L^{-3}$ ou -)
θ	Teneur en eau volumique ($L^3.L^{-3}$ ou -)
Θ	Teneur en eau volumique effective ($L^3.L^{-3}$ ou -)
θ_a	Teneur en air volumique (-), $\theta_a = n - \theta_w$

θ_{ci}	Teneur en eau volumique calculée par le modèle au point i ($L^3.L^{-3}$)
θ_r ou $\theta_{rés}$	Teneur en eau volumique résiduelle ($L^3.L^{-3}$)
θ_s	Teneur en eau volumique à saturation complète ($L^3.L^{-3}$)
θ_{wi}	Teneur en eau volumique mesurée au point i ($L^3.L^{-3}$)
Λ	Facteur d'écoulement (-)
λ	La pente de la ligne de consolidation normale dans le plan e – ln p' liée à C_C (-)
μ_w	Viscosité dynamique de l'eau ($M.L^{-1}.T^{-1}$)
ν (ou μ)	Coefficient de Poisson (-)
π	Succion osmotique ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
ρ_s	Masse volumique (densité) des grains solides ($M.L^{-3}$)
ρ_w	Masse volumique (densité) de l'eau ($M.L^{-3}$)
σ	Contrainte totale ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
ξ	Facteur du coefficient de Poisson (-)
$\sigma - u_a$	Contrainte normale nette ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
$\sigma' = \sigma - u_w$	Contrainte effective ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
σ_a	Résistance en traction en régime capillaire ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
σ_n	Contrainte normale totale ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
σ'_p	Pression (contrainte) de préconsolidation ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
σ_t	Résistance en traction en régime pendulaire ou résistance en traction tout court ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
σ'_v	Contrainte effective verticale ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
σ_w	Tension de surface de l'eau (MT^{-2})
τ	Résistance eu cisaillement ($M.L^{-1}.T^{-2}$)

τ_f	Résistance au cisaillement non drainé *in situ* ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
φ	Angle de dilatance (°)
ϕ	Angle de friction interne en condition non drainée (°)
ϕ'	Angle de friction interne en condition drainée ou angle de friction effectif (°)
χ	Paramètre de poids de Bishop (-)
ψ	Succion matricielle ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L), $\psi = u_a - u_w$
ψ_0	Succion à l'état complètement sec ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L), ψ_0 = 10 E+06 kPa
ψ_a ou AEV	Succion d'entrée d'air, aussi "Air Entry Value" ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L)
ψ_{crit} ou (ψ_{CC})	Succion critique à l'amorce de la fissuration ($M.L^{-1}.T^{-2}$)
ψ_n	Succion normalisée ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L)
ψ_r	Succion à la saturation résiduelle ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L)
ψ_s	Succion à la limite de retrait ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L)
ψ_T	Succion totale ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L)
ψ_w ou WEV	Succion d'entrée d'eau ($M.L^{-1}.T^{-2}$ ou L)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : Propriétés des résidus miniers et des roches stériles.....376

ANNEXE B : Théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi 389

ANNEXE C : Consolidation des sols non saturés autour de drains verticaux : solution de Qi et al. (2010) 393

ANNEXE D : Modèles prédictifs et descriptifs de la courbe de rétention d'eau et de la fonction de conductivité hydraulique 395

ANNEXE E : Équations prédictives de la conductivité hydraulique saturée 401

ANNEXE F : Courbes de calibration des capteurs de pression Omega.....404

ANNEXE G : Théorie de mesure de la sonde Micro-Diver 405

ANNEXE H : Courbes de calibration des LVDT 407

ANNEXE I : Procédure et courbes de calibration des sondes ECH_2O, et exemple de calculs des paramètres des matériaux 409

ANNEXE J : Détermination de l'évolution des paramètres des résidus lors des essais de consolidation 417

ANNEXE K : Procédure de caractérisation de la consolidation sous le poids propre des résidus miniers à l'aide des sondes d'humidité 420

ANNEXE L : Calcul de la surface spécifique des résidus de la mine Canadian Malartic à l'aide de l'approche de Chapuis et Legaré (1992) 437

ANNEXE M : Résultats des mesures de la densité relative des grains des résidus de la mine Canadian Malartic 439

ANNEXE N : Résultats des essais de rétention d'eau en cellule de pression sur les résidus de la mine Canadian Malartic 440

ANNEXE O : Estimation de la porosité des roches stériles de la mine Canadian Malartic 441

ANNEXE P : Calcul l'indice des vides moyen lors de l'essai RS-2D-1 sans inclusion en boîte à parois rigides 442

ANNEXE Q : Détermination du profil vertical théorique du degré de consolidation. Essai RS-2D-1 sans inclusion de roches stériles 444

ANNEXE R : Détermination du coefficient de consolidation par la méthode de Taylor et de Casagrande. Essai RS-2D-1 sans inclusion de roches stériles 446

ANNEXE S : Conductivité hydraulique verticale saturée évaluée à l'aide de la loi de Darcy : exemple de calcul 447

ANNEXE T : Tassement différentiel lors des essais RI-2D-4 et RI-AX-2 avec inclusion de roches stériles 449

ANNEXE U : Relation entre pressions interstitielles et élévation dans la boîte. Essai RI-2D-4. 450

ANNEXE V : Évaluation du débit et du flux d'eau traversant horizontalement l'interface entre les résidus et les roches stériles. Essais en boîte à parois rigides 452

ANNEXE W : Calcul du débit horizontal à l'interface entre les résidus et les roches stériles. Essai RI-AX-1 et RI-AX-2 avec drainage axisymétrique 455

ANNEXE X : Élaboration des outils (abaques) servant à l'ajustement des paramètres de chaque couche à chaque étape de déposition lors des essais sur les résidus de la mine Canadian Malartic 457

ANNEXE Y : Exemple de calcul des tassements et indices des vides des essais en grande colonne à l'aide des abaques. Validation par comparaisons avec les résultats expérimentaux 464

ANNEXE Z : Comparaisons entre résultats expérimentaux et numériques corrigés lors des essais avec déposition multicouche 478

ANNEXE AA : Calcul des pressions et contraintes lors de l'essai RMC-A2 avec la solution de Gibson (1958) 479

ANNEXE BB : Temps requis pour atteindre U_{50} et U_{90} pour des points situés à différentes élévations et distances horizontales des interfaces durant la consolidation des couches 30, 60 et 100 480

ANNEXE CC : Fonctions de conductivité hydraulique et courbes granulométriques des résidus n°1, n°2 et n°3 (résidus Canadian Malartic ou résidus de référence).....482

ANNEXE DD : Relation entre le ratio de conductivité hydraulique et les contraintes effectives. Résidus Canadian Malartic.....484

ANNEXE EE : Analyse du drainage en présence d'une inclusion 485

ANNEXE FF : Exemples de calcul du degré de consolidation selon la solution de Han et Ye modifiée.....499

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

L'industrie minière génère de grandes quantités de rejets solides. Parmi ces rejets, on retrouve les roches stériles et les résidus miniers. Ces rejets solides sont souvent entreposés en surface.

Les stériles miniers, composés des fragments de roches de granulométrie grossière, sont usuellement très perméables, mais ils ont des propriétés (e.g. granulométrie et porosité) *in situ* très variables (Aubertin et al., 2002*a*). Les roches stériles sont souvent stockées en surface sous forme d'empilements appelés haldes à stériles ; elles peuvent aussi être destinées à d'autres usages comme le remblayage des ouvertures souterraines et à la construction de barricades pour remblais.

Les rejets qui posent usuellement les plus gros problèmes géotechniques (et de possibles problèmes environnementaux) sont les rejets de concentrateur disposés hydrauliquement dans les parcs à résidus. Ces rejets générés par le traitement minéralurgique sont constitués de fines particules produites au concentrateur (usine minéralurgique) par le broyage de la roche pour la libération de substances ayant une valeur commerciale. Du point de vue géotechnique, ces rejets sont constitués par des particules de la taille des silts (< 75 μm), avec une proportion variable de sable fin ; ils présentent de ce fait une conductivité hydraulique relativement faible (Aubertin et al., 1996 ; Bussière, 2007). Ils sont habituellement transportés et entreposés sous forme de pulpe dans des parcs à résidus entourés de digues de retenue, où ils sont exposés aux conditions naturelles et aux possibles réactions avec le milieu environnant. L'état souvent fortement humide et lâche des résidus miniers entreposés dans des parcs fait qu'ils peuvent être source de sérieux problèmes hydrogéotechniques.

Bien que d'autres modes de déposition des résidus aient été développés, la méthode conventionnelle de déposition des résidus sous forme d'une pulpe avec solides en suspension (slurry), est la plus utilisée à travers le monde, car d'application facile et moins coûteuse. Plusieurs cas de rupture de digues de retenue ont été observés au cours des récentes décennies pour des parcs

où la déposition des résidus s'est faite selon cette méthode. On trouve dans la littérature des informations sur des cas de rupture de digues (Morgenstern & Kupper, 1988 ; Vick, 1996, 1997 ; Aubertin et al., 2002*b*, 2011). Les principales causes de ces incidents sont notamment liées à l'instabilité des pentes, la submersion à cause d'inondations, les phénomènes d'érosion (interne ou externe) et l'activité sismique (Aubertin et al., 2002*b* ; James, 2009 ; Bocking, 2010). Ce potentiel d'instabilité des parcs à résidus doit être pris en compte par les entreprises pour la conception et le suivi des digues durant et après l'opération (Glos, 1999).

Il existe plusieurs systèmes de drainage développés pour accélérer la consolidation des sols mous. L'amélioration du comportement des sols à l'aide de préchargement en combinaison avec les drains verticaux est une pratique commune en géotechnique. Ce type de système vise à diminuer la longueur du chemin de drainage et, en conséquence, réduit le temps nécessaire pour compléter le processus de consolidation par dissipation des pressions interstitielles en excès (Johnson, 1970 ; Jamiolkowski et al., 1983 ; Holtz, 1987 ; Bergado et al., 1993*a* ; Leo, 2004). Il en résulte également une augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité du sol (Indraratna et al., 2005).

Pour œuvrer dans le même sens et par analogie à des pratiques de génie civil, Aubertin et al. (2002b) ont postulé que le placement d'inclusions de roches stériles avant et pendant la déposition des résidus pouvait accélérer leur consolidation, et agir sur la stabilité des résidus dans les parcs. Plusieurs raisons peuvent justifier l'utilisation des inclusions de roches stériles dans un parc à résidus. Au-delà de leur disponibilité à proximité des parcs à résidus, ces inclusions peuvent permettre d'atteindre divers objectifs, incluant (James et al., 2013) :

i) L'accélération de la dissipation des surpressions interstitielles afin de :

- Raccourcir les délais de consolidation et éviter d'accumuler les surpressions interstitielles durant la déposition des résidus en couches successives ;
- Favoriser la dessiccation et l'assèchement des résidus en cas de besoin ;
- Réduire les pressions latérales sur les structures de retenue.

ii) L'augmentation de la résistance au cisaillement et de la stabilité du système face aux sollicitations statiques et dynamiques (sismiques), ce qui permet de minimiser l'ampleur des déplacements et les risques de rupture dus aux contraintes de cisaillement ;

iii) Un contrôle des tassements des résidus suite au transfert local des contraintes vers les inclusions ;

iv) L'augmentation de la capacité portante du système en vue du trafic en surface pour aider aux travaux de restauration sur le site ;

v) L'obtention de plus de flexibilité pour la déposition hydraulique et plus de contrôle du système grâce à la compartimentation des résidus dans le parc ;

vi) L'amélioration de la gestion de l'eau sur le site ;

vii) La réduction de la taille (ou même l'élimination dans certains cas) des haldes, et un meilleur contrôle des conditions d'exposition des roches stériles réactives dans le parc.

1.2 Problématique de l'utilisation de roches stériles comme inclusions drainantes dans un parc à résidus

L'utilisation des inclusions de roches stériles comme drains verticaux est considérée comme une technique avantageuse et prometteuse. Toutefois, cette nouvelle approche soulève un nombre de questions qui restent à résoudre. Parmi elles, l'effet du contraste entre les propriétés des deux types de matériaux en présence (les résidus fins et les roches stériles grossières) peut influencer le comportement et rendre l'analyse incertaine. Lorsque les résidus sont placés en contact avec les roches stériles, le processus de consolidation et de drainage peut être plus complexe que ce qui est pris en compte dans les théories de consolidation avec drains verticaux préfabriqués (PVD) ou avec colonnes de gravier (e.g. L-Bolduc, 2012 ; Jaouhar, 2012).

Lorsque les résidus miniers sont mis en contact avec les roches stériles, tel qu'illustré schématiquement à la figure 1.1, la consolidation verticale des résidus est couplée à un drainage latéral. La vitesse de drainage latéral en présence d'une inclusion peut varier selon divers facteurs, tel la distance et les propriétés des matériaux incluant le degré de saturation des résidus.

Lors de la consolidation des résidus en présence des inclusions (qui jouent le rôle de drains verticaux linéaires), l'analyse de l'écoulement horizontal doit tenir compte des interactions à l'interface entre les deux types de matériaux en présence. Aussi, il peut aussi y avoir migration des particules fines des résidus vers les roches stériles, qui peut jouer un rôle sur le comportement à

court ou long terme de l'inclusion et qui peut affecter le comportement des résidus dans la région proche de l'interface entre les deux matériaux.

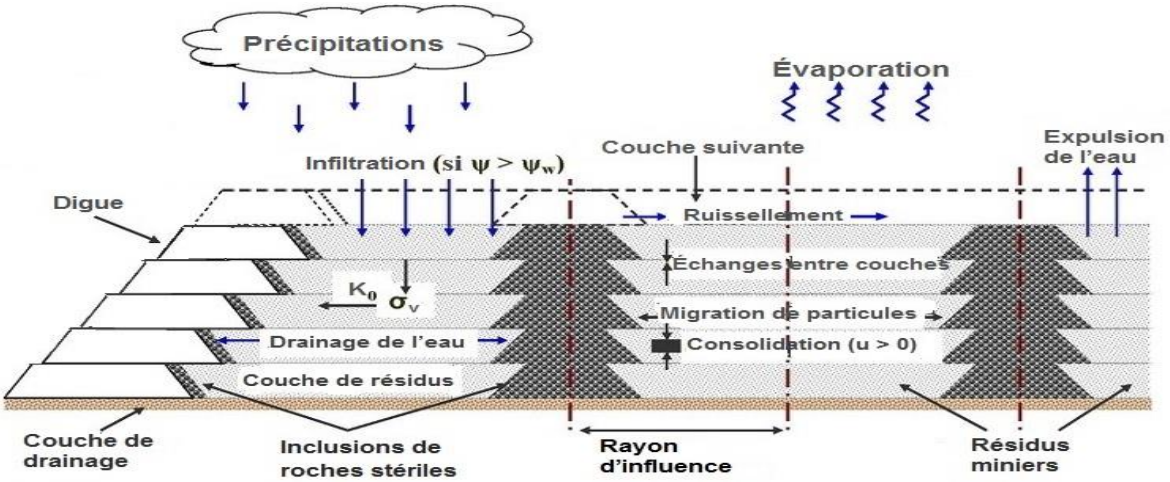

Figure 1-1 Illustration schématique d'une portion de parc à résidus avec inclusions de roches stériles (adapté de James & Aubertin, 2010).

Durant une déposition progressive, la compression des couches sous-jacentes évolue progressivement avec l'accroissement de la surcharge (couches sus-jacentes). Aussi, deux modes de consolidation verticale ont lieu simultanément : la consolidation de la couche de résidus initialement saturés récemment mise en place (sus-jacente) sous son poids propre et la consolidation des couches sous-jacentes (qui peuvent être non saturées) sous le chargement croissant ajouté en surface. À chaque ajout d'une nouvelle couche, la surcharge engendrée provoque une consolidation additionnelle des couches sous-jacentes de sorte que les tassements dus aux changements de l'indice des vides affectent chacune des couches superposées.

D'autres phénomènes illustrés à la figure 1.1, tels que l'infiltration des précipitations, l'évaporation, les échanges entre les couches durant la déposition progressive etc., peuvent être présents lors de la déposition des résidus et des roches stériles.

Le design des inclusions (forme et espacement) peut influencer grandement le drainage latéral et la vitesse de consolidation. Les inclusions peuvent créer des cellules de forme quelconque dans le

parc ; elles peuvent être mises en place en compartiments fermés ou ouverts, et produire des cellules isolées.

Ces mécanismes et phénomènes peuvent rendre complexe l'analyse de la consolidation des dépôts multicouches des résidus en présence des inclusions de roches stériles. L'applicabilité de cette approche demande à la fois la connaissance des théories portant sur l'accélération de la consolidation des sols mous et la connaissance des propriétés des résidus et des stériles miniers qui sont différentes de celles des matériaux utilisés dans d'autres domaines.

1.3 Problématique de la recherche et objectifs de la thèse

Des études récentes ont été menées par la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique – UQAT et l'actuel Institut de recherche sur les mines et l'environnement (IRME UQAT-Polytechnique, www.irme.ca) afin d'évaluer l'impact des inclusions de roches stériles sur la réponse des parcs à résidus et des digues de retenue en cas d'activité sismique (Pépin et al., 2009, Pépin, 2011 ; James, 2009 ; James & Aubertin, 2009, 2010 ; Ferdosi, 2015). D'autres études ont évalué l'impact de ces inclusions sur la dissipation des pressions interstitielles et sur la vitesse et le degré de consolidation (L-Bolduc, 2012 ; Jaouhar, 2012). Cependant, divers aspects requièrent une investigation plus poussée pour l'applicabilité de cette technique.

Parmi les autres aspects non encore investigués, on peut mentionner les interactions physiques aux interfaces, le développement des conditions non saturées au sein des résidus (avec un rabaissement de la nappe d'eau), l'effet du mouillage et séchage (i.e. avec dessiccation et humidification des résidus) sur la consolidation et la dissipation des pressions interstitielles, l'impact des propriétés initiales des résidus et la possible migration de résidus fins au travers des pores des roches stériles plus grossières. Aucune expérience de laboratoire n'avait été menée sur des systèmes résidus-stériles pour évaluer le comportement et l'effectivité des inclusions sur l'accélération de la consolidation des résidus. Une investigation expérimentale s'est donc avérée requise pour une meilleure compréhension des mécanismes clés, et aussi pour aider à valider les approches analytiques et numériques utilisées pour la conception de ces inclusions.

L'objectif général de ce projet de recherche consiste à analyser le comportement des résidus en présence d'inclusions drainantes et à évaluer les conditions dans lesquelles ces inclusions sont plus performantes en tenant compte des propriétés des matériaux. Les objectifs spécifiques du projet consistent à :

i. Suite à une caractérisation des propriétés des matériaux, évaluer l'évolution du degré de consolidation des résidus miniers en présence de roches stériles à l'aide d'essais expérimentaux de laboratoire sur modèles physiques ;
ii. Évaluer l'effet du mouillage et séchage, de la dessiccation et de l'ajout d'une surcharge sur le comportement des résidus miniers en présence de roches stériles, incluant la dissipation de surpressions interstitielles à l'aide des essais de laboratoire ;
iii. Utiliser les résultats des essais de laboratoire pour développer des modèles conceptuels et numériques pour analyser le comportement de tels systèmes ; aussi évaluer l'applicabilité de certaines solutions analytiques pour cette technique ;
iv. Évaluer l'évolution des pressions interstitielles, des contraintes (totales et effectives) et des déformations dues à l'effet des inclusions de roches stériles à diverses échelles ;
v. Analyser l'effet de certains paramètres de consolidation et des propriétés des matériaux sur la consolidation dans les zones proches de l'interface de l'inclusion.

1.4 Organisation de la thèse

Au-delà de ce chapitre 1 qui présente l'introduction, cette thèse est constituée des chapitres suivants :

- Le chapitre 2 présente une revue de littérature sur la consolidation des matériaux saturés et non saturés, la consolidation des matériaux fins et compressibles autour des drains verticaux, les propriétés types des résidus miniers et des roches stériles, les expériences de terrain et de laboratoire sur les effets des inclusions de roches stériles et drains verticaux sur l'accélération de la consolidation; on présente aussi le modèle numérique utilisé dans ce projet ainsi que des solutions analytiques pouvant servir à évaluer la performance des drains verticaux (incluant les inclusions) ;
- Le chapitre 3 présente les protocoles d'essais suivis pour caractériser les matériaux utilisés dans cette étude, c'est-à-dire les résidus miniers et les roches stériles. Il présente aussi le détail des

modèles physiques construits pour mener des essais de laboratoire, avec les équipements de mesure utilisés, les procédures de calibration ainsi que les protocoles expérimentaux suivis pour réaliser les essais à une échelle intermédiaire sur les résidus avec et sans inclusion de roches stériles. Il comprend également des tableaux synthèses qui identifient les divers cas testés (essais) selon les conditions expérimentales ;

- Le chapitre 4 présente les principaux résultats de la caractérisation des matériaux en laboratoire ;
- Le chapitre 5 présente les résultats des essais de consolidation sur les résidus seuls, i.e. sans roches stériles. Il permet d'évaluer le comportement de base des résidus lors des essais avec déposition en couches successives. Il présente aussi les propriétés qui peuvent être déduites des résultats de ces essais de consolidation ;
- Le chapitre 6 présente les principaux résultats des essais sur les résidus avec présence de roches stériles. Plusieurs aspects ont été investigués avec une inclusion de roches stériles cylindrique (dans une cuve cylindrique) et une inclusion longitudinale (dans une boîte carrée à parois rigide). Ces essais ont permis d'évaluer le comportement (consolidation) des résidus sous différentes conditions incluant l'impact de la dessiccation, du mouillage et séchage, de la migration des fines particules, des conditions d'accumulation de l'eau drainée en surface et de la taille de l'inclusion. Une discussion des résultats des essais de laboratoire est présentée à la fin de ce chapitre ;
- Le chapitre 7 porte sur les simulations numériques et les solutions analytiques appliquées pour mieux comprendre les résultats des essais de laboratoire. On utilise ces modèles numériques et les solutions analytiques pour reproduire les résultats des essais de laboratoire afin d'évaluer plus spécifiquement la réponse des systèmes soumis aux conditions expérimentales et l'applicabilité des solutions numériques et analytiques disponibles ;
- Le chapitre 8 présente les résultats des investigations numériques sur le comportement des résidus dans une cellule à une plus grande échelle (représentant une portion de parc à résidus). Les déformations et les déplacements des résidus, les pressions interstitielles et les contraintes développées durant la consolidation sont analysés. Le chapitre présente aussi les résultats des investigations sur l'extension de la zone d'influence et les résultats d'une étude comparative sur des petites portions de parcs à résidus où la déposition se fait suivant divers modes. Une discussion des résultats des modélisations numériques et des solutions analytiques est présentée à la fin de ce chapitre ;

- La thèse se termine par le chapitre 9 qui présente la conclusion et les recommandations, suivi d'une série d'appendices comportant des résultats et informations additionnels.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Généralités

Le présent projet vise à évaluer le comportement des résidus miniers lors de la consolidation, du drainage et de la dessiccation en présence de roches stériles et à évaluer les situations dans lesquelles ces dernières sont plus performantes en tant qu'inclusions drainantes. On vise aussi à développer des méthodes qui serviront au design des parcs à résidus avec inclusions drainantes rigides. Ce projet fait ainsi partie d'une suite d'investigations dont l'objectif est l'utilisation efficiente des roches stériles comme inclusions drainantes rigides (et comme éléments de renforcement) dans les parcs à résidus (James et al., 2013).

Dans ce chapitre, on présente l'information disponible dans la littérature abordant les domaines couverts par ce projet de recherche et les domaines connexes, afin de favoriser une meilleure compréhension des objectifs, des méthodes, des résultats de cette investigation et des possibles pistes pour des futures recherches. On présente les théories de consolidation des matériaux saturés, dont la théorie de consolidation 1D (de Terzaghi) et ses limitations ; on aborde aussi les solutions de Gibson pour des petites et pour des grandes déformations. La théorie de consolidation et de changement de volume des matériaux non saturés est également décrite. On présente ensuite les théories de consolidation des matériaux saturés autour de drains verticaux, les techniques utilisées pour accélérer la consolidation, des résultats de la littérature suite à des tests de laboratoire, des investigations numériques et des expériences de terrain sur l'utilisation de drains et inclusions à l'échelle du parc à résidus. On présente aussi une approche sur la consolidation des matériaux non saturés autour de drains verticaux.

La revue de littérature inclut les lois régissant l'écoulement horizontal et vertical dans les matériaux saturés et non saturés ainsi que les mécanismes de drainage dans un matériau fin en présence d'un fossé drainant l'eau vers l'aval. Les derniers aspects portent sur la dessiccation des matériaux fins et mous, ainsi que la présentation (et justification) du modèle numérique utilisé pour simuler la déposition des résidus en présence de roches stériles ou non.

2.2 Propriétés des résidus, des roches stériles et contexte de parcs à résidus

2.2.1 Propriétés des résidus miniers et des roches stériles

Les propriétés générales de nos matériaux d'intérêt, c'est-à-dire les résidus de mines en roches dures ainsi que les roches stériles, sont présentées sommairement aux tableaux 2.1 et 2.2 respectivement. Les détails de ces propriétés sont présentés à l'annexe A. Ces propriétés seront comparées à celles obtenus lors de la caractérisation des matériaux à l'étude à la suite de nos essais de laboratoire. Elles permettront par ailleurs d'estimer les propriétés qu'il n'a pas été possible de caractériser en laboratoire et dont on a besoin pour les modélisations numériques.

Propriétés des résidus miniers

Les propriétés des résidus de mines en roches dures ont été largement étudiées. Vick (1990) fournit des données sur les propriétés de ces résidus sur un large éventail de sources. Aubertin et al. (1996, 1998) ont mené des travaux sur les propriétés des résidus provenant de mines en roche dure dans la région de l'Abitibi. Qiu et Sego (2001) présentent les résultats d'une étude de laboratoire sur les propriétés des résidus provenant de quatre mines de l'ouest du Canada, comprenant deux mines en roche dure (une mine d'Or et une mine de Cuivre). Des données géotechniques provenant des tests de laboratoire sur des résidus des mines de Cuivre-Or et de Cuivre-Or-Zinc de l'Ouest du Canada sont fournies dans Wijewickreme et al. (2005, a et b). Aubertin et al. (2002a) et Bussière (2007) ont synthétisé les propriétés des résidus de mines en roches dures telles que rapportées par différentes études et activités d'ingénierie. James (2009), Saleh-Mbemba (2010), Poncelet (2011) et Narvaez (2013) fournissent des données supplémentaires des résidus de mines en roches dures. Ces différents documents constituent la base des caractéristiques géotechniques des résidus miniers présentées sous forme de synthèse au tableau 2.1. La figure 2.1 présente un fuseau général de la distribution granulométrique des résidus de mines en roches dures.

Les caractéristiques géotechniques des résidus sont influencées par les propriétés de la roche mère, en particulier la composition minéralogique, le traitement du minerai, la méthode de déversement et le remaniement, la pression de confinement, et l'état initial lors de la déposition (Vick, 1990 ;

Aubertin et al., 2002a ; Bussière, 2007 ; James, 2009). Les résidus sont classés dans l'une des quatre catégories typiques suivantes (Vick, 1990) : les résidus des mines en roches tendres (ou moins dures), les résidus fins, résidus grossiers et les résidus des mines en roches dures. Les résidus des mines en roches dures varient de la taille des colloïdes aux sables ; la fraction colloïdale étant usuellement inactive (non plastiques), le comportement des résidus étant plus régi par la friction entre particules. Les caractéristiques d'intérêt des résidus miniers incluent la granulométrie, la teneur en eau et la densité de pulpe, l'indice des vides, les propriétés de consolidation et de perméabilité, la résistance mécanique (Aubertin et al., 2002).

Au tableau 2.1, on observe des valeurs du diamètre D_{10} qui se situent autour de 0.003 mm ; celles du diamètre D_{60} se situent autour de 0.03 mm. Les valeurs de C_U (= D_{60}/D_{10}) varient généralement autour de 10. Les valeurs de densité relative des résidus D_r varient entre 2.6 et 2.9 (en l'absence de sulfures métalliques). La densité de pulpe P (= 100 $(1 + w)^{-1}$) des résidus varie de 30 à plus de 85%, représentant des teneurs en eau de mise en place w_o d'environ 30% (pour P élevée) à plus de 200%, pour un poids unitaire γ variant de 11.5 à 18 kN/m^3 (Martin et al., 2006). Les indices des vides e des matériaux in situ peuvent varier de 0.5 à 2.0, avec des indices de densité qui varient généralement de 30 à 50% (selon le niveau de consolidation et densification). Les résidus de mines en roche dure sont généralement non (ou peu) plastiques, avec des limites de retrait w_S variant entre 20 et 25% (Saleh-Mbemba, 2010).

In situ, les résidus ont généralement des conductivités hydrauliques variant entre 10^{-5} et 10^{-8} m/s (avec une valeur moyenne usuelle autour 10^{-7} m/s = 10^{-5} cm/s). Ils peuvent présenter des valeurs d'anisotropie allant jusqu'à 10 (et plus). Ils peuvent se désaturer à des valeurs d'entrée d'air (AEV) de l'ordre de 10 à 25 kPa (et plus).

Lors de la consolidation, les résidus montrent un coefficient de consolidation c_v variant généralement de 10^{-3} à 10^{-1} cm^2/s (10^{-7} à 10^{-5} m^2/s), des indices de compression C_C et de recompression C_r variant respectivement de 0.05 à 0.25 et de 0.003 à 0.010. Les résidus miniers sont généralement non cohésifs ($c' \approx 0$) et présentent un angle de friction drainé ϕ' autour de 36° (mais pouvant varier de 30 et 41°).

Tableau 2-1 Propriétés typiques des résidus de mines en roches dures

Paramètre	**Symbole**	**Valeur(s) moy.**	**Facteur(s) d'influence**	**Référence(s)**
Granulométrie	D_{60} (mm)	0.01 – 0.15* 0.054 – 0.154** 0.01 – 0.05*** 0.01– 0.08****	Roche mère Remaniement	Vick (1990) Aubertin et al. (1996, 1998, 2002a) Qiu & Sego (2001) Aubertin et al. (2002a) Wijewickreme et al. (2005*a* et *b*) Bussière (2007) James (2009) Saleh-Mbemba (2010) Poncelet (2011) Narvaez (2013)
	D_{10} (mm)	0.01 – 0.02* 0.005 – 0.0163** 0.001 – 0.004*** 0.0009 – 0.006****		
	C_U (-)	8 – 30* 9.43 – 10.8** 8 – 18*** 10 – 30****		
	Particules < 2µm (argile)	5 – 14%*** 4 – 20****		
	Particules < 80µm (silt)	70 – 95%*** 60 – 100%****		
	C_{C_C} (-)	0.05 – 0.21*		
Densité relative	D_r (ou G_s)	2.6 – 4.5, mais généralement entre 2.6 et 2.9	Roche mère et sa minéralogie	
Densité de pulpe	P (%)	30 à > 85	Type de résidus	
Limite de plasticité	w_L ou *PL (%)*	0	-	
Limite de retrait	w_S ou *SL (%)*	20 – 25[(a)]	Particules fines	
Indice des vides *In Situ*	e (-)	0.5 – 1.7, mais peut atteindre ou dépasser 2.0 en cas de remaniement [(c)]	Contrainte de confinement, profondeur, fraction granulométrique, distance par rapport au point de déversement	
Indice de densité	I_D (%)	30 – 50 %, mais peut rarement être < 10% ou > 60%		
Poids unitaire sec	γ_{sec} ou γ_s (kN/m^3)	11.5 - 18	Variations de *e*, de densité spécifique, de la distribution granulométrique, type de résidus, remaniement	
Conductivité Hydraulique saturée	k_{sat} ou k_s (m/s)	10^{-7} – 10^{-3}	Indice des vides, remaniement du sol, fraction granulométrique,	

Tableau 2 - 1 (suite) Propriétés typiques des résidus des mines en roches dures

Paramètre	**Symbole**	**Valeur(s) moyenne(s)**	**Facteur(s) d'influence**	**Référence(s)**
Pression d'entrée d'air	AEV (kPa)	Entre 10 et 25 kPa. Peut rarement aller jusqu'à 100 kPa	Particules fines	Vick (1990) Aubertin et al. (1996, 1998, 2002a) Qiu & Sego (2001) Wijewickreme et al. (2005a et b) Bussière (2007) James (2009) Saleh-Mbemba (2010) Poncelet (2011) Narvaez (2013)
Anisotropie de conductivité hydraulique	$r_k = k_h/k_v$ (-)	2 – 10, peut aller à 100	Ségrégation naturelle, méthode de déversement et stratification	
Paramètres de consolidation	c_v (cm²/s)	10^{-3} – 10^{-1} > 10^{-1} pour résidus grossiers[(b)] < 10^{-4} pour résidus plus fins ("slimes")	Fraction granulométrique, indice des vides (ou de densité), remaniement du sol	
	C_C (-)	0.05 – 0.25 Peut rarement aller à 0.5		
	C_r (-)	0.003 – 0.010 (ou $0.05C_C$ – $0.2\ C_C$)		
Cohésion	c′ (drainée) (kPa)	≈ 0	Drainage, densité, angularité et résistance des particules, pression de confinement (état de contraintes), fraction granulométrique, mode et vitesse de chargement	
	c (non drainée, en contraintes totales), kPa	0 – 100		
Rapport de la résistance au cisaillement en condition UU sur la contrainte effective	c_u/σ'_{vo}	0.2 si OCR = 1 Augmente avec la surconsolidation		
Angle de friction interne	ϕ′ (drainé) (°)	30 – 41		
	ϕ (non drainé) (°)	14 – 25		

* Aubertin et al. (1996) – Résidus homogénéisés provenant des mines en roches dures
** Qiu & Sego (2001) – Résidus des mines en roches dures
*** Bussière (2007) – Échantillons prélevés avant déposition sur le site
**** Bussière (2007) – Échantillons prélevés après déposition sur le site
[(a)] Selon Saleh-Mbemba (2010), w_S varie avec la teneur en eau initiale w_0 (ou e_0)
[(b)] Selon Vicks (1990), c_v peut dans des cas rares atteindre 100 cm²/s.
[(c)] Les indices de vides de mise en place des résidus (e_0) peuvent être beaucoup plus élevés.

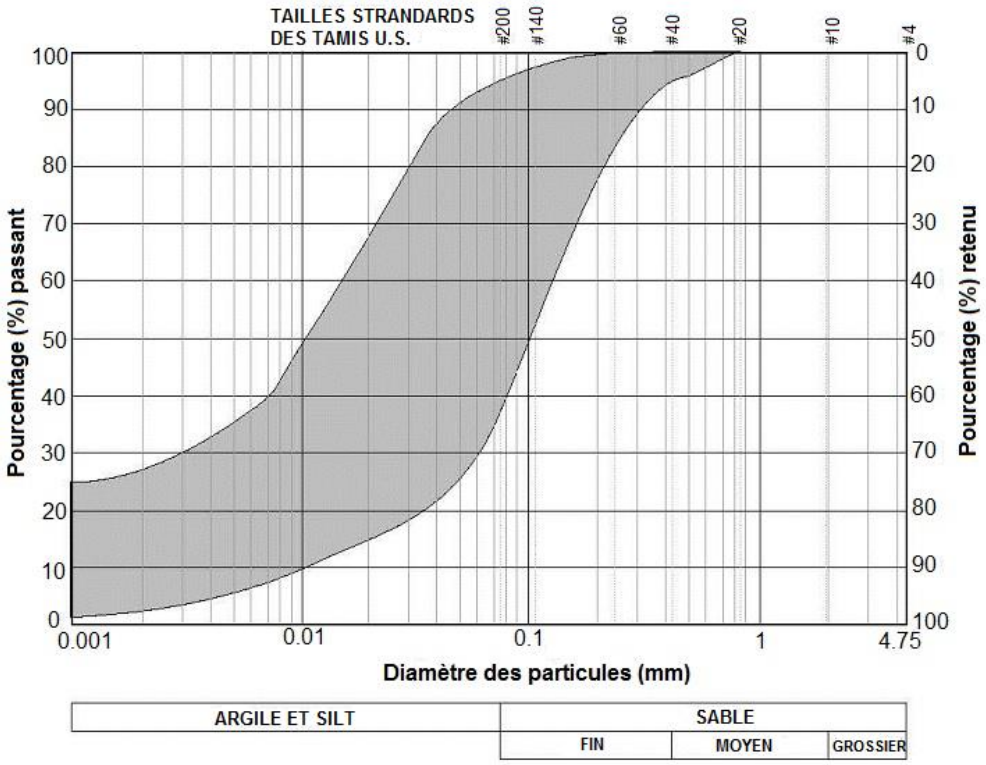

Figure 2-1 Fuseau global de la distribution granulométrique de résidus de mines en roches dures, à partir des données tirées de Vick (1990), Aubertin et al. (1996), Qiu et Sego (2001), Wijewickreme et al. (2005*a* et *b*) et Bussière (2007) (adapté de James, 2009).

Propriétés des roches stériles

Les caractéristiques des roches stériles sont fortement reliées aux propriétés de la roche mère, plus précisément la dureté, la fragilité et le type et la fréquence des discontinuités, ainsi que la méthode d'excavation (Aubertin, 2013). La grande majorité des roches excavées dans les mines en roche dure est constituée de particules allant de la taille de sable et gravier, avec des fragments de la taille de cailloux et blocs, avec des proportions variables de particules silteuses et/ou argileuses. Les roches stériles des mines en roche dure sont anguleuses. Ces matériaux ne présentent pas de cohésion effective significative et la rétention d'eau entre les particules dans les sols est faible (Quine, 1993). Selon le Système de classification des sols (USCS), ces matériaux sont généralement considérés comme des graviers bien étalés avec cailloux (selon la fraction tronquée). La figure 2.2 présente des enveloppes maximales de courbes granulométriques pour divers échantillons de roches stériles appartenant à des mines canadiennes, australiennes et mexicaines.

La caractérisation des stériles miniers pour les conditions en place n'est pas simple, compte tenu de leur granulométrie variable et très étalée, une minéralogie souvent hétérogène et une répartition spatiale qui dépend fortement du mode déposition (Aubertin et al., 2008). En plus, les caractéristiques des matériaux peuvent évoluer dans le temps suite à la migration des particules fines et en raison des réactions physico-chimiques et des tassements dans les haldes à stériles.

Les propriétés typiques des roches stériles sont présentées au tableau 2.2. On observe des valeurs des diamètres D_{10}, D_{50} et D_{60} variant respectivement entre 0.008 et 6 mm, 0.3 et 60 mm et 1 et 80 mm. Le coefficient C_U (= D_{60}/D_{10}) est généralement supérieur à 20. La densité relative des grains solides de ces matériaux varie généralement entre 2.1 et 3.7 et la densité sèche varie de 1500 à 2500 kg/m^3.

Les écoulements dans les haldes à stériles se produisent essentiellement en conditions non saturées (au-dessus de la nappe d'eau), avec des conductivités hydrauliques qui dépendent de façon non linéaire de la succion (pression d'eau négative) ou de la teneur en eau locale du milieu. La conductivité hydraulique des roches stériles est souvent de l'ordre de 10^{-3} à 10^{-1} m/s (et plus, en présence de macroporosité ; Peregoedova, 2012).

Les roches stériles possèdent une rigidité relativement élevée. Le module de rigidité G peut varier de 20 à 50 MPa, et le module E de Young se situe entre 50 à 150 MPa (e.g. Anbazhagan et al., 2010 ; Maknoon, 2016). Sur place, ils présentent un angle de repos proche de 37°, avec un angle de friction interne ϕ' pouvant varier de 35 à 45° et une cohésion drainée c' nulle et une cohésion apparente typiquement inférieure à 5 - 10 kPa, selon le degré de saturation. Ces matériaux se désaturent aisément à des valeurs d'entrée d'air (AEV) de l'ordre de 1 kPa.

Tableau 2-2 Propriétés typiques des roches stériles (selon diverses sources)

Paramètre	**Symbole**	**Valeur(s) moyenne(s)**	**Facteur(s) d'influence**	**Référence(s)**
Granulométrie	D_{60} (mm)	1 – 80	Roche mère Méthode d'exploitation	Aubertin et al. (2002a)
	D_{50} (mm)	0.3 – 60		
	D_{10} (mm)	0.008 – 6		
	C_U	20 et plus Rarement < 10 Peut être > 200		
	Particules < 80 µm (silt)	< 12%, soit entre 0 et 10%		
Conductivité hydraulique saturée	k_{sat} (cm/s)	10^{-3} – 10^{-1} Rarement < 10^{-3}	Macroporosité secondaire, fraction fine	Aubertin et al. (2011), Bussière et al. (2011), Peregoedova (2012)
Densité ou masse volumique sèche	ρ_d (kN/m^3)	1500 - 2500	Compactage	Williams (2000), McLemore et al. (2009)
Densité relative	D_r (-)	2.1 – 3.7	Minéralogie, roche mère	Kesimal et al. (2004), Bussiere et al. (2011)
Pression d'entrée d'air	AEV ou ψ_a (kPa)	< 1	Fraction fine	Aubertin (2011), Bussiere et al. (2011) Peregoedova (2012)
Teneur en eau résiduelle	θ_r (m^3.m^{-3})	0.06 – 0.08		
Angle de repos	β_{repos} (°)	37 ± 3	Taille des particules, densité relative, humidité	Piteau ass. (1991), Quine (1993), Orman et al. (2011)
Angle de frottement interne	ϕ (non drainé) (°)	35 – 45 40 – 50	Compactage, contraintes normales effectives, granulométrie	Sherard et al. (1963), Leps (1970), Stormont & Farfan (2005)
Cohésion	c′ (drainé) (kPa)	5 – 10	État de saturation	MacLemore et al. (2009).
	c (non drainé) (kPa)	50 et plus		
Rigidité	G (MPa)	20 – 50	Densification	Anbazhagan et al. (2010) Maknoon (2016)

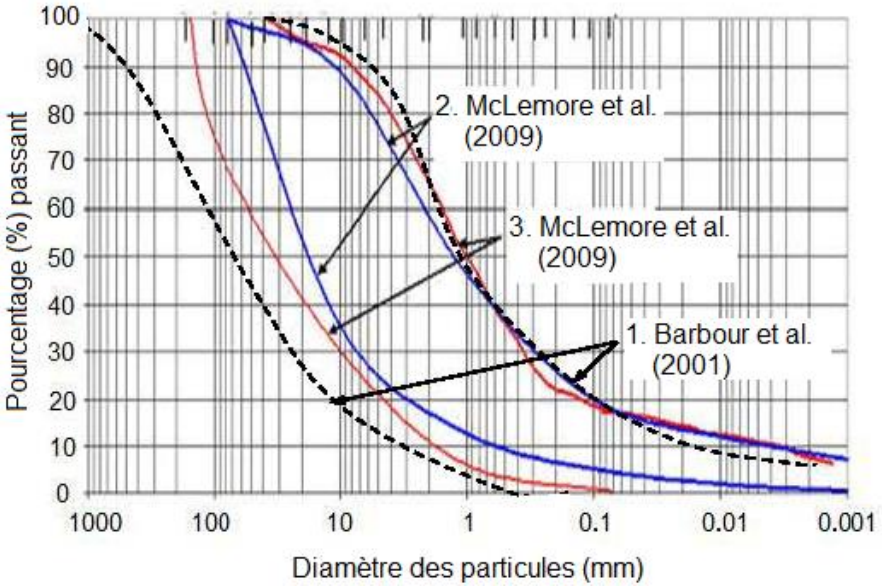

Figure 2-2 Enveloppes maximales des courbes granulométriques de divers échantillons de roches stériles analysés (1) Mines canadiennes et australiennes (adapté de Barbour et al., 2001) (2) Questa mine, Mexico (3) Questa mine, pour des échantillons provenant des tranchées (adapté de McLemore et al., 2009).

2.2.2 Les parcs à résidus

Les parcs à résidus sont utilisés pour entreposer les rejets de concentrateur. Ils sont ceinturés, en partie ou en totalité (selon la topographie du site), par des digues qui doivent retenir les solides et l'eau. Les roches stériles et les rejets de concentrateur peuvent servir à la construction des digues de retenue (Aubertin et al., 2002*a*). Certaines de ces digues surtout formées de matériaux d'emprunt comportent différentes zones, dont une zone "imperméable" (un parement de till ou un noyau de till ou d'argile), une zone drainante (formée de matériaux granulaires), une zone de transition (ou filtre) et une zone de protection contre l'érosion.

On a recours à trois principales méthodes de construction de digues : la méthode "amont", la méthode "aval" et la méthode "de l'axe central" (Morgenstern, 1985 ; Vick, 1990 ; Aubertin et al., 2002*a*). Les avantages, les désavantages, les particularités ainsi que les alternatives possibles pour chacune de ces méthodes sont synthétisés au tableau 2.3.

Tableau 2-3 Comparaison des différentes méthodes de construction de digues de retenue. Adapté de Vick (1990), Aubertin et al. (2002*a*)

Méthode	**Avantages**	**Désavantages**	**Particularités / alternatives possibles**
Méthode amont	- Construction relativement simple et économique - Mise en service immédiate du site d'entreposage	- Risque d'instabilité géotechnique important - Hauteur maximale des digues et vitesse de montée limitées - Peu appropriée pour l'entreposage en terrain plat avec des digues de pourtour - Suivi serré de la réponse des matériaux et des tassements (complexité du mode de gestion)	- Convient bien aux climats chauds et secs (ou arides et semi-arides) - Convient s'il y a faible risque sismique - Possibilité de pente externe faible (avec augmentation de l'empreinte environnementale du parc à résidus) - Possibilité de dépôt "semi-aérien" des résidus (amélioration de capacité de stockage et stabilité)
Méthode aval	- Sécuritaire, avec plus de stabilité que la méthode amont - Bilan d'entreposage positif (avec élévation des digues)	- Grande quantité de matériaux grossiers nécessaire à la construction (ce qui limite la hauteur de la digue) - Plus coûteuse - Nécessite l'utilisation d'hydrocyclones pour séparer les fractions grossières et fines	- Convient mieux pour les régions à haut risque sismique - Possibilité de modifier le niveau de séparation des hydrocyclones (obtention d'une fraction grossière plus abondante, mais aussi plus fine) - Utilisation occasionnelle du spigotting pour une ségrégation naturelle des matériaux - Possibilité de monter plus rapidement la digue lorsque les matériaux sont disponibles - Possibilité de compacter les matériaux grossiers (plus de stabilité de l'ouvrage)
Méthode de l'axe central	- Solution de compromis aux deux méthodes précédentes - Meilleure stabilité que la méthode amont - Moins de matériaux grossiers que la méthode aval - Se prête généralement bien à toutes les situations	- Nécessite usuellement l'utilisation d'hydrocyclones pour séparer les fractions grossières et fines - Ne se prête pas si la fraction grossière des rejets n'est pas abondante	- Possibilité de compacter les matériaux grossiers (plus de stabilité de l'ouvrage) - Possibilité de monter plus rapidement la digue lorsque les matériaux sont disponibles

2.3 Théories de consolidation des matériaux saturés et non saturés

2.3.1 Théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

La théorie de consolidation primaire, développée par Terzaghi (1925, 1944), décrit l'expulsion de l'eau d'un matériau saturé sous l'application d'une charge externe, la dissipation de pressions en excès et la déformation associée. Elle a marqué le début de la mécanique des sols moderne. Cette théorie est revue en détails dans plusieurs ouvrages (e.g. Holtz & Kovacs, 1981 ; Terzaghi et al., 1996 ; McCarthy, 2007 ; etc.). Seule une brève synthèse est présentée ici (la suite de cette description est présentée à l'annexe B).

Terzaghi (1925, 1944) a proposé une seule variable d'état de contrainte pour décrire le processus de consolidation d'un sol saturé. Dans sa théorie, Terzaghi a posé que la contrainte totale σ est constante pendant la consolidation et que le concept de "contrainte effective" σ' agissant sur le squelette peut être défini par $\sigma' = \sigma - u_w$, avec $u_w = u$ = la pression interstitielle (ou pression de l'eau). Ainsi, la théorie de consolidation unidimensionnelle (1D) comporte deux étapes (Zhang, 2004) :

- À l'instant d'application de la charge, il n'y a pas de changement de volume, et la surpression interstitielle est égale à la contrainte appliquée ;
- Par la suite, la surpression interstitielle se dissipe progressivement ; le changement de volume du sol est égal au volume d'eau expulsé.

La condition initiale du problème est donc la suivante :

$$u_{e0} = p \tag{2.1}$$

Où u_{e0} est la surpression interstitielle initiale et p est la charge appliquée.

L'expression de base de la consolidation 1D des matériaux saturés selon Terzaghi peut s'écrire comme suit (équation 2.2, Terzaghi et al., 1996), loi basée sur celle de la diffusion de chaleur (de Fourier) dans un milieu homogène isotrope :

$$c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t} \qquad (2.2)$$

Où $u_w = u$ [M..L^{-1}.T^{-2}] = pression interstitielle; z [L] = coordonnée dans la direction z; t [T] = temps; c_v [L^2.T^{-1}] = coefficient de consolidation (verticale), $c_v = k_v/\gamma_w m_v$ où m_v [L.M^{-1}.T^{-2}] = coefficient de compressibilité volumique et k_v [L.T^{-1}] = conductivité hydraulique verticale.

Limitations de la théorie de Terzaghi

D'utilisation courante dans la pratique, la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi repose sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, en particulier celles selon lesquelles les caractéristiques de compressibilité et de conductivité hydraulique restent constantes au cours de la consolidation et que les déformations ε sont petites. Ces hypothèses ne reflètent pas bien la réalité car ces caractéristiques peuvent dépendre de la contrainte effective (verticale) σ'_v et de la déformation. Les sols (et résidus) fins et mous sont connus comme pouvant présenter des changements significatifs de l'indice des vides *e* suite à un changement de contraintes, ce qui affecte aussi la conductivité hydraulique *k*. Ces hypothèses de base posent une restriction à l'usage de l'approche de Terzaghi dans certains cas.

2.3.2 Théories de consolidation de Gibson pour les petites et grandes déformations

Petites déformations avec remplissage progressif (Gibson, 1958)

L'équation de consolidation 1D de Terzaghi ne s'applique pas dans le cas de déposition des résidus en couches successives, où l'épaisseur H_p de la couche croit continuellement (Blight, 2010). Gibson (1958) a présenté une extension de la solution de Terzaghi qui tient compte des effets d'une déposition continue avec le temps. Cette extension inclut un terme additionnel pour l'augmentation progressive de la contrainte totale et de la longueur du chemin de drainage (allongement de la distance de drainage vers le haut ou vers le bas) (Blight, 2010 ; Pedroni, 2011). L'équation de Gibson (1958) peut s'écrire comme suit :

$$c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \gamma' \frac{dH_p}{dt} \tag{2.3}$$

Où γ' [M.L^{-2}.T^{-2}] = poids volumique submergé ; dH_p/dt [L.T^{-1}] = taux de variation de l'épaisseur H_p du matériau déposé avec le temps (ou "vitesse de remplissage").

En considérant que les déformations sont petites et que le coefficient c_v est constant avec l'accroissement des contraintes (hypothèses de Terzaghi), l'équation 2.3 peut aussi s'écrire :

$$c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t} - \left[\gamma_w \frac{dy}{dt} + \gamma' \frac{dH_p}{dt} \right] \tag{2.4}$$

Où γ_w [M.L^{-2}.T^{-2}] = poids volumique de l'eau, y [L] = position verticale variant de 0 à H_p.

L'équation 2.4, solutionnée par Gibson (1958) peut être présentée pour les cas avec drainage simple vers le haut (base imperméable, figure 2.3.a) et pour le cas avec drainage double (base perméable, figure 2.3.b).

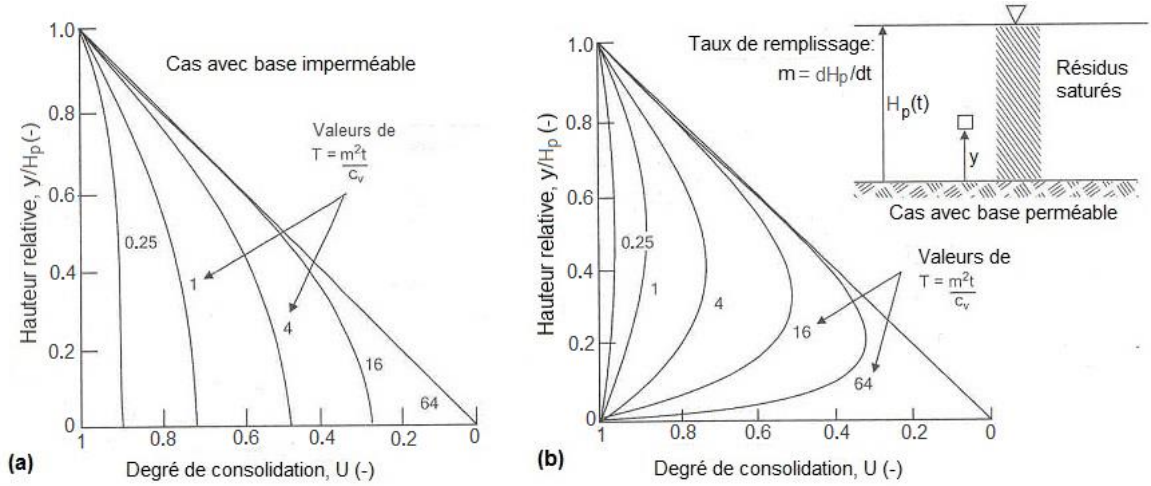

Figure 2-3 Solution graphique de l'équation 2.4 de Gibson (1958) pour la consolidation en petite déformation des sols (résidus) entreposés à un taux de remplissage constant (a) cas avec base imperméable ou simple drainage (b) cas avec base perméable ou double drainage (adapté de Blight, 2010).

Ces solutions graphiques permettent d'estimer le degré de consolidation U [-] = 1- u_w / γ'*H_p, pour une hauteur relative (y / H_p) et un facteur temps T [-] = m^2t / c_v où m [L.T^{-1}] = dH_p/dt = taux de remplissage, t [T] = temps à partir du début de la déposition du matériau et c_v [L^{2}T^{-1}] = coefficient de consolidation.

Grandes déformations (Gibson et al., 1967)

Les résidus sont souvent mis en place avec des teneurs en eau initiales élevées (faible densité de pulpe P = 1/(1+w)), engendrant des grandes déformations. Les théories de petites déformations pourraient ne plus s'appliquer.

La théorie développée par Gibson et al. (1967) a abouti à l'équation non linéaire avec grandes déformations durant la consolidation (pour de grands déplacements) (équation 2.5). Cette équation est valable pour la consolidation sous le poids propre des matériaux fins saturés (comme dans le cas des couches de résidus fraichement mises en place). Dans cette équation, l'indice des vides e est la variable dépendante.

$$\pm\left(\frac{\rho_s}{\rho_f}-1\right)\frac{d}{de}\left[\frac{k(e)}{1+e}\right]\frac{\partial e}{\partial z}+\frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{k(e)}{\rho_f(1+e)}\frac{d\sigma'}{de}\frac{\partial e}{\partial z}\right]+\frac{\partial e}{\partial t}=0 \qquad (2.5)$$

Où :

- k(e) est la conductivité hydraulique saturée qui est fonction de l'indice des vides e ;

  De manière générale, e = A (σ' + Z)^B, avec Z la valeur de la contrainte effective à l'indice des vides initial. Si Z = 0, e = Aσ'^{B}. D'autres relations e = e(σ') existent ;
- ρ_f et ρ_s = masse volumique de fluide (avec ici ρ_f = ρ_w) et des solides respectivement ;
- z = variable indépendante reliée à l'épaisseur initiale de la couche en coordonnées lagrangiennes a et à la porosité du matériau n.

Schifmann et al. (1988) ont étendu la solution de Gibson et al. (1967) au cas des grandes déformations, où le coefficient de consolidation c_v varie avec l'indice des vides e. L'application de cette théorie a révélé que la différence entre les théories de grandes et petites déformations n'intervient que lorsqu'on calcule la consolidation à des profondeurs relativement grandes, i.e. à plus de 30 m de profondeur dans les résidus (Blight, 2010).

2.3.3 Consolidation et changement de volume des matériaux non saturés

Les résidus miniers sont des matériaux moins fins que les argiles. Ils peuvent se désaturer plus rapidement à la suite d'un drainage et de l'évaporation, ce qui conduirait à des analyses de la consolidation en conditions non saturées. Ces conditions non saturées peuvent également provenir d'un contrôle de la nappe d'eau à une profondeur donnée sous la surface.

Lorsque généralisée à trois dimensions, la théorie de consolidation 1D de Terzaghi donne lieu à deux approches différentes : une théorie de consolidation non couplée (Rendulic, 1936) et une théorie de consolidation couplée (Biot, 1941). La théorie de consolidation couplée de Biot est jugée préférable d'un point de vue théorique car elle fournit un couplage entre la magnitude (grandeur) et la vitesse de tassement (Schiffman et al., 1969 ; Zhang, 2004). L'approche non couplée ne peut pas bien représenter certains aspects de la consolidation dans les sols saturés.

2.3.3.1 Caractéristiques des sols non saturés : succion totale, matricielle et osmotique

La succion totale dans un sol peut être calculée par l'équation de Kelvin comme ci-dessous :

$$\psi_T = -\frac{RT}{v_{w0} w_v} \ln\left(\frac{P_p}{P_0}\right) \tag{2.6}$$

Où ψ_T = succion totale (kPa) ; R = constante universelle de gaz, égale à 8.31432 J/(mol.K) ; T = température absolue (ºK) ; v_{w0} = volume spécifique de l'eau (m^3/kg) ; w_v = masse moléculaire de la vapeur d'eau (kg/kmol) ; $v_{w0}*w_v = V_{mw}$ = volume moléculaire de l'eau (m^3/kmol) ; P_p = pression partielle de la vapeur d'eau dans les pores (kPa) ; P_0 = pression de saturation de la vapeur d'eau à la même température ; RH = P_p/P_0 = humidité relative.

La succion totale ψ_T a deux composantes, soit la succion matricielle et la succion osmotique :

$$\psi_T = (u_a - u_w) + \pi \tag{2.7}$$

Où π = succion osmotique (kPa) ; (u_a - u_w) = ψ = succion matricielle (kPa) ; avec u_a = pression d'air de pores (kPa) ; u_w = pression d'eau de pores ou pression interstitielle (kPa).

La succion osmotique est liée à la concentration de sel en solution. La présence d'ions dissous dans l'eau diminue la pression de vapeur du matériau, ce qui augmente la succion totale. La succion matricielle est liée au phénomène de capillarité et d'adhésion (Aubertin et al., 2002*a*).
Le potentiel (succion) matriciel crée une pression négative dans l'espace poreux ; il exprime l'énergie nécessaire pour extraire l'eau du matériau. Lorsque la pression d'air des pores est considérée égale à zéro (pression atmosphérique), la succion matricielle est la valeur absolue de la pression négative de l'eau de pores.

2.3.3.2 Variables d'état des contraintes des sols non saturés

En mécanique des sols non saturés, deux principales approches coexistent pour le choix des variables d'état servant à décrire les lois de comportement :
- La première approche, proposée par Bishop (1959), repose sur la notion de contrainte effective (σ') calculée à partir de l'expression 2.8, en fonction de la contrainte totale (σ), de la pression d'air dans les pores (u_a) et de la pression d'eau dans les pores (u_w) :

$$\sigma' = \sigma - \left[\chi u_w - (1-\chi)u_a\right] = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \qquad (2.8)$$

Le paramètre de pondération de Bishop χ dépend du degré de saturation et peut s'exprimer comme suit :

$$\chi = \frac{S_r - S_{rés}}{1 - S_{rés}} \qquad (2.9)$$

Où S_r est le degré de saturation et $S_{rés}$ le degré de saturation résiduel.

Le paramètre χ varie entre 0 et 1. Il vaut zéro pour les matériaux secs et vaut 1 pour les matériaux saturés. Il dépend également de facteurs comme la structure du matériau, les cycles de séchage et mouillage, et l'histoire de contrainte (Bishop, 1960). Diverses relations entre la valeur de χ et le

degré de saturation S_r de différents matériaux, obtenues de manière expérimentale, sont présentées à la figure 2.4.

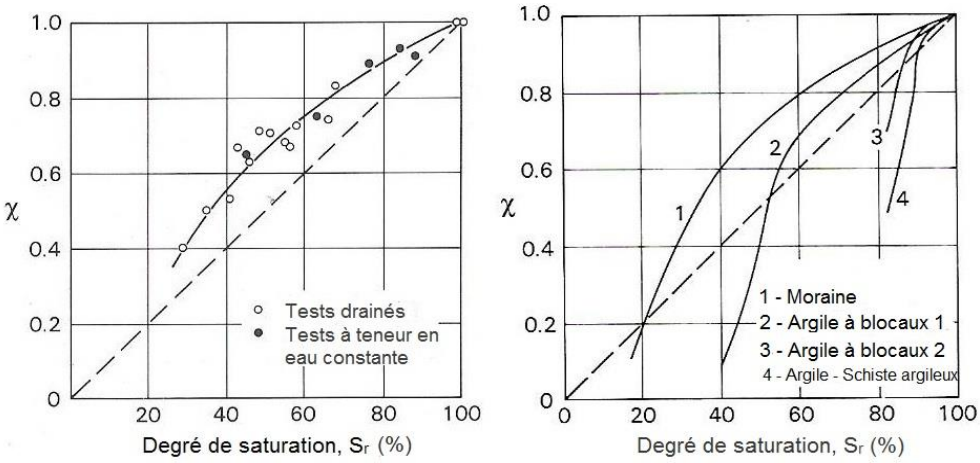

Figure 2-4 Valeurs expérimentales de χ en fonction du degré de saturation S_r pour (a) le silt Braehead (b) différents matériaux (Bishop & Donald, 1961 ; Fredlund & Rahardjo, 1993).

- La seconde approche est basée sur l'utilisation de deux variables d'état de contraintes indépendantes. Les travaux expérimentaux de nombreux auteurs (Matyas & Radhakrishna, 1968 ; Fredlund, 1979 ; Lloret & Alonso, 1980 ; Narasimhan, 1982) ont démontré que la relation avec une seule contrainte effective (équation 2.8) n'est pas suffisante pour décrire le changement de volume des matériaux non saturés. Ce comportement serait mieux analysé en termes de deux variables d'état des contraintes. Fredlund et Morgenstern (1977) ont présenté une analyse théorique des contraintes pour un matériau non saturé en utilisant la mécanique des milieux continus multiphasiques (Fredlund, 2016) ; celle-ci considère les matériaux non saturés comme un système à quatre phases, incluant l'interface air - eau comme une phase spécifique, à côté de l'eau, de l'air et du squelette solide.

2.3.3.3 Théorie de consolidation des matériaux non saturés

Biot (1941) a proposé une théorie générale de la consolidation en utilisant deux équations constitutives, l'une relative à la contrainte totale σ et à la déformation volumique ε_v, et l'autre pour la pression de l'eau u_w. La théorie a été étendue pour un matériau non saturé avec des bulles d'air occlus. Fredlund et Morgenstern (1976) ont montré plus tard que l'équation constitutive pour les

matériaux non saturés avec une phase d'air continue a la même forme que celle de Biot étendue pour un matériau non saturé avec des bulles d'air occlus.

Les hypothèses de la théorie de Biot (1941) sont les suivantes :

- Le matériau est isotrope avec un comportement élastique linéaire
- L'eau de pores est incompressible
- Les grains du matériau sont incompressibles
- La théorie de petites déformations est applicable

La relation constitutive de consolidation (forme tensorielle) et celle du changement de teneur en eau volumique en termes de la contrainte moyenne et de la pression d'eau dans les pores peuvent être écrites respectivement sous la forme (Wong et al., 1998) :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+v}{E}\sigma_{ij} - \frac{v}{E}\sigma\delta_{ij} + \frac{u_w}{3H_1}\delta_{ij} \tag{2.10}$$

$$\theta_w = \frac{\sigma}{H_1} + \frac{u_w}{R_1} = \frac{K_B}{H_1}\varepsilon_V + \left(\frac{1}{R_1} - \frac{K_B}{H_1^2}\right)u_w \tag{2.11}$$

Avec ε_{ij} = tenseur de déformations

σ_{ii} = tenseur de contraintes

δ_{ij} = delta de Kronecker

σ_n = contrainte moyenne = σ_{ii} / 3

u_w = pression d'eau interstitielle

H_1 = première constante physique additionnelle pour les sols non saturés

E = module de Young

v = coefficient de Poisson

E et v sont des propriétés du matériau en condition non drainée, variables selon σ et S_r.

R_1 = seconde constante physique reliant le changement de teneur en eau volumique au changement de pression d'eau de pores.

K_B = module de compressibilité ou de déformabilité volumique = $E/3(1 - 2v)$

ε_v = déformation volumique

Les quatre paramètres de la théorie de Biot sont E, ν, H_1 et R_1. Les deux premières propriétés sont des constantes, et les deux dernières propriétés sont liées à réponse volumique du matériau et de l'eau respectivement (Fredlund & Rahardjo, 1993 ; Fredlund et al., 2012).

Dakshanamurphy et al. (1984) ont appliqué la formulation de Biot à un milieu poreux non saturé avec une phase d'air continue. Les équations constitutives proposées peuvent s'écrire comme suit :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_{ij}^{n} - \frac{\nu}{E}\sigma^{n}\delta_{ij} + \frac{u_w}{H}\delta_{ij} \tag{2.12}$$

$$\theta_w = \beta\varepsilon_V + \left(\frac{1}{R} - \frac{3\beta}{H}\right)(u_a - u_w) = \beta\varepsilon_V + \omega(u_a - u_w) \tag{2.13}$$

$$\theta_a = \beta\varepsilon_V + \left(\frac{1}{R'} - \frac{3\beta}{H'}\right)(u_a - u_w) = \beta\varepsilon_V + \omega'(u_a - u_w) \tag{2.14}$$

Avec σ_{ij}^{n} = la contrainte nette = $\sigma_{ij} - u_a\,\delta_{ij}$

σ^{n} = la contrainte nette moyenne = $\sigma_{ii}^{n}/3$

u_a = la pression d'air de pores

H = le module élastique de la structure du matériau en rapport avec ($u_a - u_w$). $H = 3\,H_1$.

θ_a = le volume de l'air par unité de volume de sol (teneur en air volumique), $\theta_a = n - \theta_w$

$$\beta = \frac{3K_B}{H} = \frac{E}{H}\frac{1}{(1-2\nu)} \tag{2.15}$$

$$\omega = \frac{1}{R} - \frac{3\beta}{H} \tag{2.16}$$

L'état saturé est atteint lorsque $\beta = 1$ et $\omega = 0$.

R = le module reliant le changement en teneur en eau volumique au changement en succion matricielle ($u_a - u_w$).

R' = le module de la phase d'air en rapport avec la succion matricielle ($u_a - u_w$)

H' = le module de la phase d'air en rapport avec la contrainte nette ($\sigma - u_a$)

$$\omega' = \frac{1}{R'} - \frac{3\beta}{H'} \tag{2.17}$$

Pour un matériau non saturé, le paramètre R peut être obtenu à partir de l'inverse de la pente de la courbe de rétention d'eau et H peut être obtenu à partir de la pente de la relation entre l'indice des vides (e) et la succion matricielle ($u_a - u_w$) (Fattah & Kadhim, 2009). À l'état saturé :

$$H = \frac{E}{1-2\nu} \tag{2.18}$$

$$R = \frac{E}{3(2-2\nu)} \tag{2.19}$$

Les équations constitutives de Dakshanamurphy et al. (1984) ont été introduites dans les codes d'éléments finis Seep/W et Sigma/W de la compagnie Geoslope International Ltd, pour l'analyse de la consolidation couplée des sols non saturés. Seep/W a été développé pour l'analyse du drainage et Sigma/W pour l'analyse des relations contraintes – déformations.

2.3.3.4 Influence des contraintes et de la succion sur la structure d'un matériau non saturé

Influence des contraintes totales et effectives

Terzaghi (1925) a montré que si la contrainte totale dans un matériau saturé est constante à une profondeur donnée (sans perturbation), la contrainte effective peut varier de zéro ($\sigma_v' = 0$) à la valeur de la contrainte totale ($\sigma_v' = \sigma_v$) selon que la contrainte appliquée est entièrement supportée par l'eau ($u_w = \sigma_v$) ou par les grains solides ($u_w = 0$). Pour un matériau non saturé, cette contrainte effective dépend également du paramètre χ de Bishop (Zhang, 2004).

Influence des contraintes mécaniques et de la succion combinées

La déformation d'un matériau peut être due à la variation des contraintes mécaniques et de succion matricielle. Lorsque les deux facteurs agissent en même temps, l'effet final (déformation) dépend de leur combinaison. Pour une même succion matricielle dans le matériau, la déformation dépendra

de la contrainte effective pour les matériaux saturés et de l'équivalent de la contrainte effective définie par Bishop (1959) pour les matériaux non saturés.

La déformation des matériaux fins se situant au-dessus de la nappe phréatique (pour $u_w < u_a$) inclut celles causées par l'augmentation des contraintes totales et par l'accroissement de succions générées par la perte d'eau par évaporation, drainage libre, ou par la succion osmotique. Le phénomène de déformation des matériaux en conditions non saturées est donc un problème complexe.

2.3.3.5 Équations constitutives et changement de volume des matériaux non saturés

Des relations linéaires simples ont été développées pour décrire le changement de volume lors de la consolidation des matériaux sous des conditions saturées et non saturées. Une relation linéaire de changement de volume et de contrainte effective est souvent utilisée pour représenter la variation de volume du matériau en conditions saturées (Fredlund & Rahardjo, 1993) :

$$dV/V = m_v d(\sigma - u_w) = m_v d\sigma' \qquad (2.20)$$

Avec V [L^3] = volume total ; m_v [-] = coefficient de variation (compressibilité) de volume ou l'inverse du module contraint M ($m_v = 1/M$), lié au module de Young E, au coefficient de Poisson v, et au coefficient de compression C_C ou encore au coefficient de compressibilité a_v (e.g. Essayad, 2015).

L'équation 2.20 montre que l'augmentation de la contrainte effective conduit à une diminution du volume du matériau.

L'équation 2.2 de consolidation peut être utilisée avec les conditions initiales et aux limites appropriées pour calculer les pressions interstitielles dans l'espace et dans le temps. Ces valeurs, et le taux de dissipation de pressions d'eau, peuvent être utilisés dans l'équation 2.20 pour déterminer le taux de consolidation (Ke et al., 2004).

Dans le cas des matériaux non saturés, l'équation développée est basée sur l'approche de consolidation de Fredlund et Hasan (1979) et de Fredlund et Rahardjo (1993) selon laquelle :

(i) La phase de l'air est continue (u_a = constante) ;

(ii) Les coefficients de variation de volume m_1^S et m_2^S (définis plus bas) pour le matériau restent constants pendant le processus de consolidation ;

(iii) Les coefficients de perméabilité pour les phases de l'air et l'eau sont fonctions de l'état de contrainte ;

(iv) L'effet de l'air qui diffuse à travers l'eau, l'air dissout dans l'eau et le mouvement de la vapeur d'eau sont négligeables ;

(v) Les particules du matériau et l'eau des pores sont incompressibles ;

(vi) Les déformations se produisant lors de la consolidation sont petites.

Sur la base des hypothèses ci-dessus, Fredlund (1979) a développé une équation pour la consolidation des matériaux non saturés ; cette équation prend la forme suivante :

$$dV/V = m_1^S d\left(\sigma - u_a\right) + m_2^S d\left(u_a - u_w\right) \qquad (2.21)$$

Où m_1^S = coefficient de variation de volume du matériau par rapport à un changement de contrainte normale nette ($\sigma - u_a$) et m_2^S = coefficient de variation de volume du matériau par rapport à un changement de succion matricielle ($u_a - u_w$).

Si le matériau est non saturé, $m_1^S \neq m_2^S$; s'il est saturé, $m_1^S = m_2^S = m_v$ et l'équation 2.25 devient :

$$dV/V = m_v d\left(\sigma - u_w\right) = m_v d\sigma' = \delta\varepsilon_V \qquad (2.22)$$

L'équation 2.26 représente le changement de volume lors de la consolidation des sols saturés.
Si la phase de l'air est continue avec l'atmosphère ($u_a = 0$ ou p_{atm}), l'équation 2.21 devient :

$$dV/V = m_1^S d\left(\sigma\right) + m_2^S d\left(-u_w\right) \qquad (2.23)$$

L'équation 2.23 montre que la variation de volume d'un matériau non saturé est à la fois affectée par les changements de contrainte totale et des pressions d'eau négatives (succions).

De la même manière, le changement de volume de la phase d'eau dans un matériau non saturé peut être déterminé à l'aide de l'équations suivante :

$$dV_w / V = m_1^w d\left(\sigma - u_a\right) + m_2^w d\left(u_a - u_w\right) \qquad (2.24)$$

Où m_1^w = coefficient de variation de pression d'eau par rapport à un changement de contrainte normale nette ($\sigma - u_a$) et m_2^w = coefficient de variation de pression d'eau par rapport à un changement de succion matricielle ($u_a - u_w$).

Ces paramètres de consolidation en conditions non saturées (m_1^s, m_2^s, m_1^w et m_2^w) peuvent être mesurés en laboratoire (e.g. Essayad, 2015). Ils peuvent également être représentés à partir de la méthode des surfaces constitutives (e.g. Fredlund & Rahardjo, 1993) et obtenus à partir d'une méthode simple proposée par Zhang (2004), qui combine les résultats d'essais de retrait-gonflement, de rétention d'eau et de consolidation 1D, tel qu'illustré à la figure 2.5.

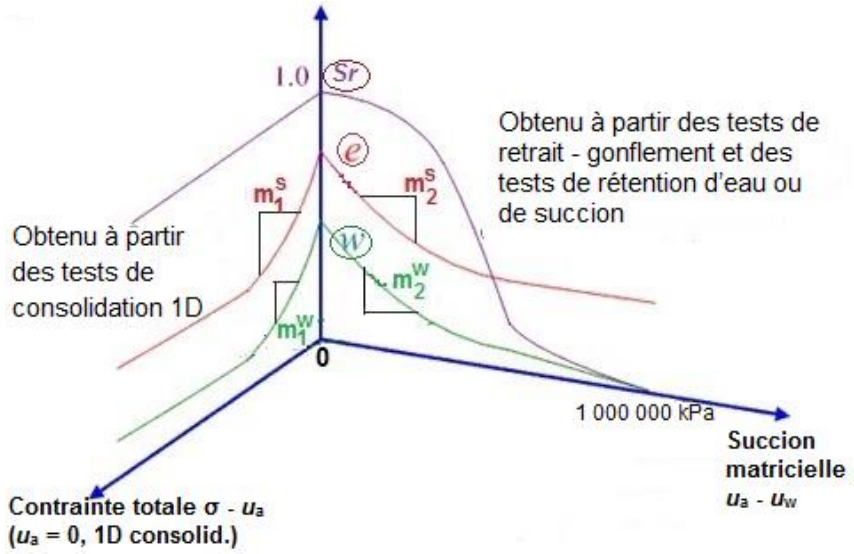

Figure 2-5 Courbes de contour et paramètres de consolidation d'un matériau non saturé (adapté de Zhang, 2004).

2.4 Consolidation des matériaux saturés et non saturés autour de drains verticaux

La consolidation primaire (hydrodynamique) des couches épaisses des matériaux fins et mous tels les dépôts d'argile et les résidus miniers peut prendre beaucoup de temps. Afin de réduire le temps nécessaire pour compléter cette consolidation primaire, il est possible d'utiliser des systèmes de drainage pouvant accélérer le processus.

La performance de divers systèmes de drainage a été largement étudiée (Richart, 1957 ; Indraratna et al., 1994 ; Cooper & Rose, 1999 ; Han & Ye, 2002, etc). La clé pour l'amélioration du comportement des matériaux mous (accélération de la consolidation) consiste à diminuer la longueur du chemin de drainage et, par conséquent, réduire le temps nécessaire pour compléter le processus de consolidation (Johnson, 1970 ; Jamiolkowski et al., 1983 ; Holtz, 1987 ; Bergado et al., 1993 ; Bergado et al., 2002 ; Leo, 2004 ; Sathananthan & Indraratna, 2006). Cette consolidation accélérée produit (augmente) aussi la résistance au cisaillement et la rigidité du matériau mou (Indraratna et al., 2005 ; Basu et al., 2010).

La théorie de consolidation en présence d'un drainage radial vertical a été initialement proposée par Barron (1948). Subséquemment, Yoshikuni et Nakanodo (1974), Hansbo (1981) et Onoue (1988) ont étendu la solution de Barron en considérant notamment les effets de la zone remaniée ("*smear zone*") autour du drain et la résistance du puits attribuée à une conductivité hydraulique limitée des drains. La solution de consolidation radiale incluant la résistance du puits et l'effet du remaniement est utilisée couramment pour prédire le comportement des drains verticaux dans l'argile molle. Le drainage radial peut accélérer encore plus la consolidation si la conductivité hydraulique horizontale k_h est plus grande que la verticale k_v dans le matériau compressible (e.g. Han & Ye, 2002). Les approches et les solutions disponibles sont présentées sommairement dans ce qui suit.

2.4.1 Techniques pour accélérer la consolidation des matériaux mous

Préchargement

Le préchargement réfère au processus de compression des matériaux sous une contrainte appliquée temporairement avant placement de la charge de construction permanente finale. Le préchargement doit imposer des contraintes de surcharge qui dépassent le maximum de contrainte que le matériau a supporté dans le passé et qu'il aura à supporter dans le futur. L'approche est applicable seule ou en présence de drains (e.g. McCarthy, 2007). Les techniques de préchargement ont été discutées par Pilot (1981) et Jamiolkowski et al. (1983).

Drains de sable

Les drains de sable sont formés par remblayage de sable à l'intérieur d'un trou excavé dans le matériau mou. Il existe deux catégories de méthodes d'installation de ce type de drains, avec et sans déplacement. L'installation d'un drain sans déplacement, ayant moins d'effets négatifs, nécessite le forage du trou au moyen d'un mandrin ou de jets d'eau (Bergado et al., 1994).

Colonnes de gravier

Les colonnes de gravier fournissent une voie de drainage et soulagent les surpressions interstitielles par un transfert de contrainte du matériau mou au gravier. Selon Barksdale et Bachus (1983), la rigidité de la colonne de gravier est généralement (au moins) 10 à 20 fois plus grande que celle des matériaux mous (argile). Ceci contribue à réduire les surpressions interstitielles (jusqu'à 40%) par réduction de la contrainte verticale sur le matériau mou environnant. La dissipation se fait alors par drainage radial (Han & Ye, 2002). Barksdale (1987) a montré la possibilité d'une réduction de conductivité hydraulique k de la colonne de gravier due à la contamination des agrégats par des particules fines. La capacité de décharge de la colonne de gravier peut alors être limitée par sa conductivité hydraulique. Cet effet de conductivité hydraulique limitée est associé à une "résistance du puits" (Han & Ye, 2002).

Drains préfabriqués

Un drain vertical préfabriqué (DVP ou PVD ou "wick drains") est un matériau synthétique poreux entourant un noyau en plastique ; il vise à (Bergado et al., 1994) :

i) Permettre à l'eau interstitielle de s'infiltrer dans le drain
ii) Favoriser la transmission des eaux collectées sur la longueur du drain
iii) Limiter le passage des particules fines dans le drain pour éviter le colmatage
iv) Posséder des voies d'écoulement longitudinal (le long du drain) disponibles même sous une grande pression latérale.

2.4.2 Consolidation des matériaux saturés autour de drains verticaux

La théorie de base de la consolidation radiale d'un système de drain vertical est une extension de la théorie de consolidation 1D de Terzaghi. Le coefficient de consolidation dans la direction horizontale c_h est souvent plus élevé que celui dans la direction verticale c_v. Les drains verticaux peuvent réduire considérablement le chemin de drainage et accélérer le taux de consolidation et aussi améliorer la résistance des sols.

La performance des drains verticaux est typiquement évaluée à l'aide de modèles semi-analytiques (Leo, 2004). En dépit de l'augmentation du nombre de modèles numériques plus ou moins sophistiqués, les solutions analytiques comme celles de Barron (1948) et Hansbo (1981), restent largement utilisées. Ces modèles analytiques peuvent être des solutions de choix grâce à leur simplicité et facilité d'utilisation, spécialement lorsque la connaissance incomplète du matériau ne justifie pas l'utilisation des méthodes plus sophistiquées (Leo, 2004).

Théorie de drains verticaux

Le comportement des sols autour des drains verticaux est conventionnellement étudié en utilisant une théorie basée sur une cellule unitaire axisymétrique (e.g. Barron, 1948 ; Yoshikuni & Nakanodo, 1974 ; Hansbo, 1981). Cette approche considère un drain unique entouré par un anneau de matériau "fin" (figures 2.6, 2.7.*a* et 2.7.*b*). Lorsqu'on considère l'effet du remaniement, le

matériau autour du drain comporte une zone remaniée et une zone non remaniée (Wang & Jiao, 2004), comme montré aux figures 2.6 et 2.7.*b*.

Les figures 2.6 et 2.7.*b* montrent une représentation schématique d'un drain vertical entouré par une zone remaniée et par le matériau non remanié (ou non perturbé). Au centre de la cellule cylindrique se trouve un drain de rayon r_w ou de diamètre D_w [L] entouré par une zone de matériau remaniée de rayon r_{sm} ou de diamètre D_{sm} [L], qui est à son tour entouré par un matériau intact sur un rayon d'influence r_e ou sur un diamètre D_e [L]. La couche de matériau a une épaisseur L_d ou H_d [L] et peut être à drainage libre au sommet et imperméable au fond (figure 2.7) ou à drainage libre aux deux extrémités (figure 2.6). Les coefficients de perméabilité (ou conductivité hydraulique) dans les directions horizontale et verticale sont k_h et k_v [L/T] respectivement ; le coefficient de perméabilité (isotrope) dans la zone remaniée est k_{sm} [L/T].

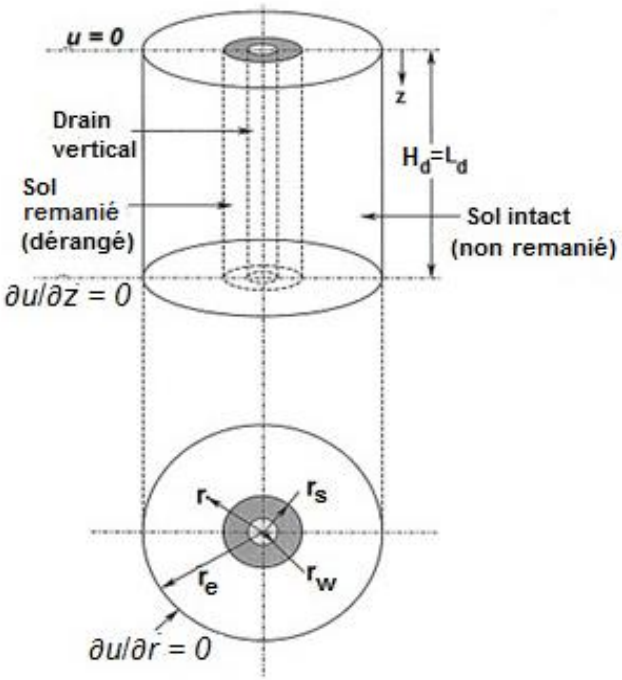

Figure 2-6 Cellule unitaire axisymétrique typique avec drain vertical (adapté de Leo, 2004).

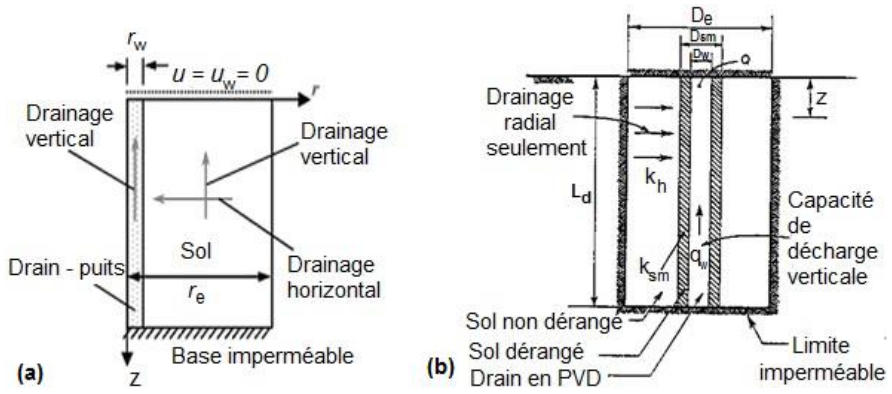

Figure 2-7 (a) Profil vertical d'un système axisymétrique sol-drain (b) vue schématique d'un drain avec résistance du puits et zone remaniée (Rixner et al., 1986 ; Wang & Jiao, 2004).

Si le drain a une épaisseur (longueur) H_d ou L_d et est ouvert des deux côtés (en haut et en bas), on considère que la longueur maximum de drainage est $l_w = H_d/2 = L_d/2$. Si le drain est ouvert d'un seul côté (cas usuel), la longueur de drainage est $l_w = H_d = L_d$.

Le rayon d'un drain circulaire est r_w. Selon Hansbo (1979), le rayon équivalent d'un drain à section rectangulaire de côtés a et b vaut $r_w = (a + b)/\pi$ (d'autres relations de r_w existent dans la littérature pour des drains plus longs).

La capacité de décharge d'un drain vaut :

$$q_w = \pi r_w^2 k_w \quad [L^3/T] \tag{2.25}$$

Où k_w [L/T] = conductivité hydraulique du drain ; q_w [L^3/T] = capacité de décharge du drain.

La conductivité hydraulique horizontale du matériau en consolidation (k_h) et la longueur maximale de drainage (l_w) déterminent si le drain vertical se draine librement ou affiche une résistance du puits. Le facteur d'écoulement Λ est défini par (Terzaghi et al., 1996) :

$$\Lambda = \frac{q_w}{k_h l_w^2} \quad [\,-\,] \tag{2.26}$$

Avec k_h [L/T] = conductivité hydraulique horizontale de la couche en consolidation ; q_w [L^3/T] = capacité de décharge du drain vertical, l_w [L] = longueur maximum de drainage.

La fonction du drain vertical est de favoriser un écoulement radial de l'eau du matériau mou vers le drain, de transporter cette eau verticalement et la décharger au sommet (et/ou au fond) avec un minimum de résistance hydraulique (Terzaghi et al., 1996). Des analyses de performance des drains dans des dépôts d'argiles molles ont indiqué que la résistance du puits est négligeable si Λ est > 5 (Mesri & Lo, 1991). La capacité de décharge q_w minimale des drains verticaux nécessaire pour que la résistance du puits soit négligeable est donc de :

$$q_w\,(minimum) = 5\,k_h\,l_w \qquad [L^3.T^{-1} \text{ par L de largeur}] \qquad (2.27)$$

Les valeurs usuelles de q_w (minimum) que l'on considère sont de l'ordre de 2 à 80 m^3/année. La valeur de q_w prise couramment dans la pratique est de 10 m^3/année (Terzaghi et al., 1996). Cet aspect sera exploité et discuté lors des simulations analytiques au chapitre 7.

2.4.3 Consolidation avec combinaison de drainage vertical et radial

La consolidation radiale et la consolidation verticale doivent toutes être considérées dans un système avec drains verticaux (Atkinson & Eldred, 1981). Carillo (1942) a montré que la solution de l'équation générale de consolidation avec drainage vertical et radial peut être obtenue en combinant les solutions séparées de la compression verticale due au drainage vertical et la compression verticale due au drainage radial. Ainsi, le degré de consolidation $\bar{U}_f$ à tout moment i peuvent être obtenus par (Carillo, 1942) :

$$\bar{U}_f = \bar{U}_h + \bar{U}_V - \bar{U}_h\bar{U}_V = 1 - \left(1 - \bar{U}_V\right)\left(1 - \bar{U}_h\right) \quad [-] \qquad (2.28)$$

Avec $\bar{U}_f$, = degré de consolidation moyen sous un drainage vertical et horizontal combiné ; $\bar{U}_h$ et $\bar{U}_v$ = degrés de consolidation moyens dus au drainage radial et vertical respectivement.

2.4.4 Consolidation radiale

L-Bolduc (2012) et Jaouhar (2012) ont présenté une revue de littérature sur la théorie de consolidation radiale. Une brève synthèse de cette théorie est présentée dans ce qui suit. Une revue complémentaire de la littérature récente est aussi présentée, de même que les principales solutions analytiques développées jusque plus récemment (e.g. Lu et al., 2015) et dont la tendance est de généraliser les solutions existantes sur la théorie de consolidation radiale. Ces solutions présentées seront ensuite utilisées plus loin dans ce projet.

Théorie de consolidation radiale conventionnelle : modèle de Barron (1948)

Barron (1948) a présenté une solution au problème de consolidation d'un cylindre de matériau fin contenant un drain de sable central. Sa théorie est basée sur des hypothèses simplificatrices de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1943).

La théorie de Barron permet de résoudre le problème de consolidation sous deux types de déformations verticales qui pourraient survenir dans le matériau mou :

(a) une "déformation verticale libre" résultant d'une distribution uniforme de contraintes en surface, engendrant des déplacements de surface non uniformes durant la consolidation ;

(b) une "déformation verticale uniforme" résultant d'une distribution non uniforme de contraintes en surface qui engendrent des déplacements de surface uniformes.

La solution de Barron (1948) est basée sur les hypothèses suivantes :

- Toutes les charges verticales ajoutées sont initialement portées par la pression interstitielle en excès, ce qui signifie que le matériau est saturé,
- La loi de Darcy est valide,
- Les sections horizontales restent horizontales lors de la consolidation,
- Le chargement dans la masse du matériau advient dans la direction verticale ; la compression est confinée et aucune contrainte de cisaillement n’existe,
- La zone d'influence de chaque puits est un cercle (axisymétrique),
- La distribution des contraintes sur la zone d’influence est uniforme,

- Le sommet de la couche se draine librement mais le fond est imperméable,
- La perméabilité du drain est "infinie" lorsque comparée à celle du matériau avoisinant.

Dans un système avec drains verticaux, l'équation différentielle gouvernant le processus de consolidation à trois dimensions pour une compression verticale unidimensionnelle avec écoulement vertical et radial (condition de déformation uniforme) est donnée par (Baron, 1948) :

$$c_v \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} + c_h \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) = \frac{\partial u_r}{\partial t} \qquad (2.29)$$

Avec c_h [$L^2.T^{-1}$] = coefficient de consolidation horizontale ($c_h = k_h / \gamma_w m_v$), t [T] = temps écoulé après application de surcharge (après augmentation instantanée de la contrainte totale verticale), u_r [$M.L^{-1}.T^{-2}$] = surpression interstitielle fonction du temps t, de la profondeur z et de la distance radiale r du point considéré à partir du centre du cylindre de matériau drainé.

Pour un écoulement radial seul, l'équation 2.29 s'écrit :

$$c_h \left[\left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial u_r}{\partial r} \right) \right] = \frac{\partial u_r}{\partial t} \qquad (2.30)$$

La solution que Barron (1948) a proposée pour des conditions idéales (sans zone perturbée et sans résistance du puits), pour une déformation uniforme et dans le cas de drainage radial seulement, ainsi que les paramètres du modèle sont présentés aux tableaux 2.4 à 2.7.

Autres modèles (et solutions) de consolidation radiale

À partir de la solution de Barron (1948), plusieurs autres solutions ont été développées pour analyser la consolidation des matériaux fins en présence de drains verticaux. Les particularités de ces modèles, les commentaires sur les possibilités d'analyse qu'ils offrent, leurs équations de base, les équations proposées ainsi que les paramètres pour l'application de ces solutions sont résumés aux tableaux 2.4 à 2.7. Ces modèles sont succinctement présentés dans ce qui suit.

a. Solution de Hansbo (1981)

Dans la théorie de consolidation radiale conventionnelle (Barron, 1948), les paramètres m_v et k_h ne changent pas avec l'indice des vides e. L'effet de remaniement est considéré dans la suite de la formulation que Barron a présenté plus tard, mais la résistance du puits est négligée.
Hansbo (1979, 1981) a modifié les équations développées par Barron (1948) pour les drains préfabriqués. De plus, Hansbo a proposé une solution simplifiée au problème de l'effet de remaniement et de résistance du puits. Les modifications ont porté sur des hypothèses simplificatrices dues aux dimensions physiques, aux caractéristiques des drains et à l'effet de l'installation des drains verticaux préfabriqués.
La solution complète de Hansbo est vue comme un produit de solutions de drainages vertical et radial (Leo, 2004). Les aspects développés par Hansbo (1981) ont été pris en compte par d'autres modèles subséquents.

b. Solution de Han et Ye (2002)

Han et Ye (2002) ont développé une solution analytique pour l'évaluation de la consolidation des matériaux mous à l'aide de colonnes de gravier (ou de roches concassées), en partant de la solution de Barron (1948). Certaines hypothèses de départ de cette solution analytique sont différentes de celles utilisées pour les drains de sable, entre autres (Han & Ye, 2002) :

- Les colonnes de gravier ont un module de rigidité drainé plus élevé que le matériau mou avoisinant. Les rapports typiques des modules élastiques de colonnes de gravier par rapport au matériau mou varient généralement dans la gamme de 10 à 20 et plus. Les solutions de Barron (1948) et de Hansbo (1981) ont ignoré l'effet de la différence de rigidité entre le drain (de sable) et matériau avoisinant sur le taux de consolidation ;
- Les colonnes de gravier ont usuellement un rapport de diamètre (i.e. diamètre de la zone d'influence/diamètre de la colonne) plus petit que les drains de sable. Les valeurs typiques des rapports de diamètre pour les colonnes de gravier sont de l'ordre de 1.5 à 5, alors que Barron (1948) a utilisé des valeurs de 5 à 100 pour les drains de sable.

La figure 2.8 montre la relation entre le rapport de concentration de contraintes n_S et le rapport modulaire (rapport du module élastique de la colonne de gravier E_C sur le module élastique du matériau mou E_S). Les deux coordonnées sont liées par le facteur de rapport des coefficients de Poisson de la colonne de gravier et du matériau, v_C et v_S (Han & Ye, 2001, 2002).

La solution proposée par Han et Ye (2002) pour le taux de consolidation dû à l'écoulement radial ne considère pas d'effet de remaniement ni la résistance du drain. Dans ce modèle, un facteur temps modifié T_{hm} a été utilisé (au lieu du facteur temps T_h utilisé par Barron, 1948).

Han et Ye (2001) ont montré que le rapport de concentration de contraintes n_S peut être défini selon les expressions suivantes :

$$n_S = n_W = \frac{m_{v,S}}{m_{v,C}} = \frac{E_C}{E_S}\frac{(1+v_S)(1-2v_S)(1-v_C)}{(1+v_C)(1-2v_C)(1-v_S)} = \xi\frac{E_C}{E_S} \qquad (2.31)$$

Avec n_S (-) le rapport de concentration de contraintes entre le matériau mou (de module d'élasticité E_S et de coefficient de Poisson v_S) et le matériau rigide (de module d'élasticité E_C et de coefficient de Poisson v_C). $m_{v,C}$ et $m_{v,S}$ [$L.M^{-1}.T^{-2}$] représentent respectivement les coefficients de compressibilité volumique du matériau rigide et du matériau mou et ξ (-) représente un facteur relié au rapport des coefficients de Poisson des deux matériaux (mou et rigide).

La relation entre le rapport de concentration de contraintes n_S et le rapport modulaire E_C/E_S est montrée à la figure 2.8. Sur la même figure, on voit aussi le rapport n_S selon Barksdale et Bachus (1983) qui est généralement inférieur à celui de Han et Ye (2001) pour un même rapport modulaire E_C/E_S.

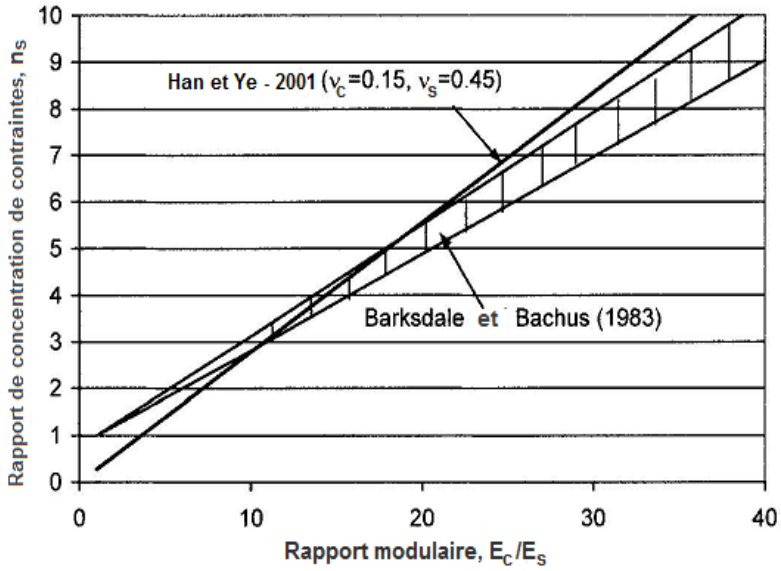

Figure 2-8 Relation entre le rapport de concentration de contraintes n_S et le rapport modulaire E_c/E_S (adapté de Han & Ye, 2001).

c. Solution de Leo (2004)

Cette solution a été développée pour analyser la consolidation radiale avec chargement en une étape (chargement instantané) ou avec chargement progressif en rampe, en présence de drain. Elle est basée sur les solutions de Terzaghi, Barron et Hansbo.

d. Solutions de Xie et al. (2009), Deng et al. (2013), Lu et al. (2011, 2015)

Il s'agit de solutions complémentaires développées par divers auteurs, ayant une même formulation mathématique de base et permettant d'analyser la consolidation radiale avec chargement instantané, chargement progressif en rampe (continu) ou chargement en plusieurs étapes successives en présence de drains. Elles généralisent ainsi les solutions de Hansbo (1981) et de Leo (2004) en offrant la possibilité d'envisager divers scénarios de variation de la conductivité hydraulique dans la zone remaniée k_{sm} ou encore divers scénarios de variation de la capacité de décharge du drain, q_w. Elles permettent également d'analyser la consolidation radiale avec divers modèles de répartition de contraintes verticales avec la profondeur.

Tableau 2-4 Solutions analytiques pour la consolidation des sols autours de drains verticaux circulaires

Solution	***Équations***
Barron (1948)	Surpression interstitielle à la distance radiale r : $u_h = \frac{4u}{D_e^2\, F(n_e)}\left[r_e^2 \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2}\right]$ [M.L^{-1}.T^{-2}] Degré de consolidation moyen $\bar{U}_h$: $\bar{U}_h = 1 - \exp\left[\frac{-8\,T_h}{F(n_e)}\right]$ [-] Pression interstitielle moyenne en excès : $\bar{u}_e = u_{e_av} = u_0 \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n_e)}\right]$ [M.L^{-1}.T^{-2}]
Hansbo (1981)	Degré de consolidation moyen : $\bar{U}_h = 1 - \exp\left[\frac{-8\,T_h}{F}\right]$ [-] Temps nécessaire pour obtenir un degré de consolidation donné pour un espacement supposé de drains, incluant l'effet de remaniement du sol et la résistance du puits : $t = \left(\frac{D_e^2}{8\,c_h}\right)\left(F(n_e) + F_s + F_r\right)\ln\left(\frac{1}{1-\bar{U}_h}\right)$ [T]
Han & Ye (2002)	Degré de consolidation moyen est : $\bar{U}_h = 1 - \exp\left[\frac{-8\,T_{hm}}{F_m^{'}}\right]$ [-] Contrainte effective (additionnelle) et totale moyennes ($\Delta\bar{\sigma}'_S$, $\bar{\sigma}'_S$) et surpression initiale (u_{e_0}) : $\Delta\bar{\sigma}'_s = \frac{1}{n_e^2 + n_s - 1}\left(n_e^2 - 1 + \frac{4\rho^2 H^2}{4\rho^2 H^2 + \pi^2}\right)u_0 U_h$ $\bar{\sigma}_S = u_0(1 - U_r) + \Delta\bar{\sigma}'_S$ $u_{e_0} = \frac{p\,n_e^2}{n_e^2 - 1 + \frac{E_W}{E_S}}$ Pression moyenne ou charge p [M.L^{-1}.T^{-2}] appliquée sur toute l'aire d'influence A : $\bar{\sigma}_S A_S + \bar{\sigma}_w A_w = pA$

Tableau 2-4 Solutions analytiques pour la consolidation des sols autours de drains verticaux circulaires (suite)

Solution	***Équations***
Leo (2004)	- Chargement instantané : $U(T_h) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8u_0}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-8T_h/\upsilon_n}$ - Chargement en rampe (en continu) : $U(T_h) = \frac{T_h}{T_{h0}} + \left(1 - \frac{T_h}{T_{h0}}\right) H(T_h - T_{h0}) - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8u_0}{c_v \omega_n^2 (2n+1)^2 \pi^2} \left\{ e^{-[8(T_h - T_{h0})/\upsilon_n] H(t_h - T_{h0})} - e^{-8T_h/\upsilon_n} \right\} \Omega_n$
Lu et al. (2011)	$U(t) = \begin{cases} \frac{1}{(\sigma_{jB} + \sigma_{jT})} \left\{ \left[(\sigma_{(n-1)B} + \sigma_{(n-1)T}) + \frac{t - t_{2n-2}}{t_{2n-1} - t_{2n-2}} C_n \right] - 2\sum_{m=1}^{\infty} \frac{T_m}{M} \left[1 - G \left(\frac{M}{H}\right)^2 \right] \right\}, & \text{si } t_{2n-2} \le t \le t_{2n-1} \\ \frac{1}{(\sigma_{jB} + \sigma_{jT})} \left\{ (\sigma_{nB} + \sigma_{nT}) - 2\sum \frac{T_m}{M} \left[1 - G \left(\frac{M}{H}\right)^2 \right] \right\}, & \text{si } t_{2n-1} \le t \le t_{2n} \end{cases}$
Deng et al. (2013)	q_w constant : $\bar{u}_r = u_0 e^{-8T_h/\mu_s}$ ($A_1 = 1, A_2 = 0, A_3 = 0$) q_w varie avec z : $\bar{u}_r = u_0 e^{-8T_h/\mu_1}$ ($A_1 > 0, 0 < A_2 \le A_1, A_3 = 0$) q_w varie avec t : $\bar{u}_r = u_0 \left(\frac{1 + \alpha_0 e^{-a_3 T_h}}{1 + \alpha}\right)^{8/(a_3 \mu_0)}$ ($A_1 = 1, A_2 = 0, A_3 > 0$) q_w varie avec z et t : $\bar{u}_r = u_0 \left(\frac{1 + \alpha\ e^{-a_3 T_h}}{1 + \alpha}\right)^{8/(a_3 \mu_0)}$ ($A_1 > 0, 0 < A_2 \le A_1, A_3 > 0$)
Lu et al. (2015)	- Chargement instantané : $U_p = \frac{\int_0^H (p(t) - \bar{u}_s) dz}{\int_0^H p_u dz} = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\beta_m T_h}$ - Chargement continu en une seule étape : $U_p = \begin{cases} \frac{T_h}{T_{h1}} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2\left(1 - e^{-\beta_m T_h}\right)}{M^2 \beta_m T_{h1}}, & T_h \le T_{h1} \\ 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2\left(e^{-\beta_m (T_h - T_{h1})} - e^{-\beta_m T_h}\right)}{M^2 \beta_m T_{h1}}, & T_h \succ T_{h1} \end{cases}$ - Chargement en plusieurs étapes : $U_p = g(T_h) - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2 \beta_m} \sum_{j=1}^{i} R_j \left(e^{-\beta_m (T_h - T_S)} - e^{-\beta_m (T_h - T_{h(2j-2)})}\right)$

Tableau 2-5 Principaux paramètres pour l'application des solutions analytiques

Solution	***Principaux paramètres***
Barron (1948)	Facteur d'espacement de drains $F(n_e)$ et le rapport d'espacement n_e : $F(n_e) = \frac{n_e^2}{n_e^2 - 1}\ln(n_e) - \frac{3n_e^2 - 1}{4n_e^2}$ [-] et $n_e = D_e / D_W = r_e / r_W$ [-] Facteur de temps T_h et coefficient de consolidation pour le drainage radial, c_h: $T_h = \frac{c_h\ t}{D_e^2}$ [-] $c_h = \frac{k_h(1+e)}{a_v\ \gamma_w}$ [$L^2.T^{-1}$] γ_w = poids unitaire de l'eau [$M.L^{-3}$], a_v = coefficient de compressibilité [$L.M^{-1}.T^2$], e = indice des vides, k_h = conductivité hydraulique horizontale du sol intact [$L.T^{-1}$], u_o = pression d'eau initiale [$M.L^{-1}.T^{-2}$]. D_e et D_w = diamètres du sol et du drain [L]
Hansbo (1981)	F est le facteur qui exprime l'effet additif dû à l'espacement de drains $F(n_e)$, l'effet de remaniement F_s et la résistance du puits F_r : $F = F(n_e) + F_S + F_r = ln\left(\frac{D_e}{D_w}\right) - \frac{3}{4} + ln\left(\frac{D_{sm}}{D_w}\right)\left[\frac{k_h}{k_{sm}} - 1\right] + \pi\ z\left(L_{éq} - z\right)\frac{k_h}{q_w}$ [-] D_{sm} = diamètre de la zone remanié [L], k_{sm} = conductivité hydraulique horizontale de la zone remaniée [$L.T^{-1}$], z [L] = profondeur, $L_{éq}$ [L] = longueur équivalente.
Han & Ye (2002)	Facteur temps et coefficient de consolidation modifiés dû à l'écoulement radial : $T_{hm} = \frac{c_{hm}\ t}{D_e^2}$ [-] $c_{hm} = \frac{k_h}{\gamma_w}\frac{m_{v,W}\ (1 - a_W) + m_{v,S}\ a_W}{m_{v,S}\ m_{v,W}\ (1 - a_W)} = c_h\left(1 + n_W\ \frac{1}{n_e^2 - 1}\right)$ [$L^2.T^{-1}$] Facteur d'influence pour le modèle de Han et Ye (2002) : $F'_m = \frac{n_e^2}{n_e^2 - 1}\left(ln\frac{n_e}{s} + \frac{k_h}{k_{sm}}ln\,s - \frac{3}{4}\right) + \frac{s^2}{n_e^2 - 1}\left(1 - \frac{k_h}{k_{sm}}\right)\left(1 - \frac{s^2}{4n_e^2}\right) + \frac{k_h}{k_{sm}}\frac{1}{n_e^2 - 1}\left(1 - \frac{1}{4n_e^2}\right) + \frac{32}{\pi^2}\left(\frac{k_h}{k_W}\right)\left(\frac{L_d}{D_W}\right)$ $\rho^2 = \frac{8k_h\left(n_e^2 - 1\right)}{k_w D_e^2 F}$ $F = \frac{n_e^2}{n_e^2 - 1}\left(ln\frac{n_e}{s} + \frac{k_h}{k_{sm}}ln\,s - \frac{3}{4}\right) + \frac{s^2}{n_e^2 - 1}\left(1 - \frac{k_h}{k_{sm}}\right)\left(1 - \frac{s^2}{4n_e^2}\right) + \frac{k_h}{k_{sm}}\frac{1}{n_e^2 - 1}\left(1 - \frac{1}{4n_e^2}\right)$ $\bar{\sigma}_w$ (ou $\bar{\sigma}_C$) et $\bar{\sigma}_S$ = contraintes totales dans la colonne de gravier et dans le sol mou [$M.L^{-1}.T^{-2}$], A_W (ou A_C), A_S et A = sections transversales de la colonne de gravier, du sol et de la zone d'influence totale [L^2], $m_{v,W}$ (ou $m_{v,C}$) et $m_{v,S}$ = coefficients de compressibilité volumique de la colonne de gravier et du sol mou [$L.M^{-1}.T^{-2}$], a_W (ou a_C) = rapport de l'aire occupée par la colonne de gravier sur l'aire de la zone d'influence totale [-], $n_W = n_S$ = rapport de concentration de contrainte, E_w (ou E_C) et E_S : module E de la colonne de gravier et du sol mou [$M.L^{-1}.T^{-2}$]

Tableau 2-5 Principaux paramètres pour l'application des solutions analytiques (suite)

Solution	***Principaux paramètres***
Leo (2004)	$\omega_n = \frac{(2n+1)\pi}{2H}$; $\mu_n^2 = \frac{k_v}{k_h}\omega_n^2$; $\upsilon_n = \frac{2}{\mu_n^2 r_e^2}\Omega_n$; $c_{1n} = \frac{K_1(\mu_n r_e)}{\Delta_n}$; $c_{2n} = \frac{I_1(\mu_n r_e)}{\Delta_n}$ $\Omega_n = \frac{2c_{1n}\left[\mu_n r_e I_1(\mu_n r_e) - \mu_n r_s I_1(\mu_n r_s)\right] - 2c_{2n}\left[\mu_n r_e K_1(\mu_n r_e) - \mu_n r_s K_1(\mu_n r_s)\right]}{\mu_n^2\left(r_e^2 - r_s^2\right)} + 1$ $\Delta_n = -\alpha_n K_1(\mu_n r_e) - \beta_n I_1(\mu_n r_e)$; $\alpha_n = I_0(\mu_n r_s) - I_1(\mu_n r_s)\Phi_n$; $\beta_n = K_0(\mu_n r_s) + K_1(\mu_n r_s)\Phi_n$; $\Phi_n = \mu_n r_s\left\{\frac{k_h}{k_s}\ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) + \frac{2}{r_w^2}\frac{k_h}{k_w}\frac{1}{\omega_n^2}\right\}$
Lu et al. (2011)	$C_n = (\sigma_{nB} + \sigma_{nT}) - (\sigma_{(n-1)B} + \sigma_{(n-1)T})$; $G = -\frac{r_e^2 F_c k_w}{2k_h(n_e^2 - 1)}$, $M = \frac{(2m-1)}{2}\pi$; $m = 1, 2, 3, \ldots$; $n = 1, 2, \ldots$; H = épaisseur de la couche, F_C (voir Deng et al., 2013) $\beta_m = \frac{\frac{r_e^2 F_C k_w k_v E_S}{2(n_e^2 - 1)k_h\gamma_w}\left(\frac{M}{H}\right)^4 + \left[\frac{k_v E_s}{\gamma_w} + \frac{k_w E_s}{(n^2 - 1)\gamma_w}\right]\left(\frac{M}{H}\right)^2}{1 + \frac{r_e^2 F_C k_w}{2k_h(n_e^2 - 1)}\left(\frac{M}{H}\right)^2}$ $T_m(t) = \frac{2}{M\beta_m\left[1 - G\left(\frac{M}{H}\right)^2\right]}\sum_{i=1}^{n}\frac{\left[A_i - (-1)^m\frac{B_i}{M}\right]}{(t_{2i-1} - t_{2i-2})}\left(e^{-\beta_m(t-t_f)} - e^{-\beta_m(t-t_S)}\right)$
Deng et al. (2013)	$\alpha_1 = \frac{\gamma_w m_v r_e^2}{2k_h}\mu_0$; $\alpha_2 = \frac{\pi\gamma_w m_v r_e^2 l^2}{q_{w0} A_2^2}\left[A_2\frac{z}{l} + (A_1 - A_2)\ln\left(1 - \frac{A_2}{A_1}\frac{z}{l}\right)\right]$; $\mu_0 = \ln\frac{n_e}{s} + \frac{k_h}{k_{sm}}\ln s - 0.75$; $\mu_1 = \mu_0 + \frac{2\pi k_h l^2}{q_{w0} A_2^2}\left[A_2\frac{z}{l} + (A_1 - A_2)\ln\left(1 - \frac{A_2}{A_1}\frac{z}{l}\right)\right]$; $\mu_S = \mu_0 + \frac{\pi k_h}{q_{w0}}(2lz - z^2)$; $\alpha_0 = \frac{q_{w0}\mu_0}{\pi k_h(2lz - z^2)}$; $a_3 = A_3\frac{4r_e^2}{c_h}$; $\alpha = \frac{\alpha_1}{\alpha_2}$ Modèles de variation de la conductivité hydraulique dans la zone remaniée : - *Modèle I* : $F_C = \frac{n^2}{n^2 - 1}\left[\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{4n^2 - 1}{4n^4} + \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)\left(\ln s + \frac{1 - s^2}{n^2} + \frac{s^4 - 1}{4n^4}\right)\right]$

Tableau 2-5 Principaux paramètres pour l'application des solutions analytiques (suite)

Modèle	***Principaux paramètre(s) du(des) modèle(s)***
Deng et al. (2013) (suite)	- *Modèle II* : $F_c = \frac{n^2}{n^2-1}\left\{\frac{s-1}{\alpha s-1}\ln(\alpha s) - \frac{(s-1)^2}{n^2(1-\alpha)} + \frac{2}{n^2}\frac{(s-1)(\alpha s-1)}{(1-\alpha)^2}\ln\frac{1}{\alpha} - \frac{2}{n^4}\frac{s-1}{1-\alpha}\left(\frac{s^3-1}{3} - \frac{s^2-1}{2}\right)\right\}$ $-\frac{n^2}{n^2-1}\left\{\frac{1}{n^4}\frac{(s-1)(\alpha s-1)}{(1-\alpha)^2}\left[\frac{s^2-1}{2} - \frac{(s-1)(\alpha s-1)}{1-\alpha} + \frac{(\alpha s-1)^2}{(1-\alpha)^2}\ln\frac{1}{\alpha}\right] - \frac{n^2-s^2}{n^4}\frac{(1-s)^2}{1-\alpha} + \ln\frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{4n^2s^2-s^4}{4n^4}\right\}$ - *Modèle III* : $F_C = \frac{a^2F_{C1} + n^2F_{C2}}{n^2-1}$ Avec : $F_{C1} = \frac{1}{a^2-b^2}\left(s^2\ln s - \frac{s^2}{2} + \frac{1}{2}\right) - \frac{1}{(a^2-b^2)c^2}\left[-b + \frac{1}{2} + \left(\frac{a^2}{2} - b^2\right)\ln\alpha + \frac{abd}{2}\right]$ $+\frac{1}{n^2c^4}\left[-3b + \frac{1}{2} + \left(\frac{a^2}{2} + b^2\right)\ln\alpha + \frac{3}{2}abd\right]$ $F_{C2} = \ln\frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{n^2} - \frac{s^4}{4n^4} + a^2\left(1 - \frac{s^2}{n^2}\right)\left[\frac{1}{a^2-b^2}\left(\ln(s\sqrt{\alpha}) - \frac{bd}{2a}\right) - \frac{1}{n^2c^2}\left(\ln\sqrt{\alpha} + \frac{bd}{2a}\right)\right]$ $a = \sqrt{\frac{1}{1-\alpha}}$, $b = \frac{s}{s-1}$, $c = \frac{1}{s-1}$, $d = \ln\frac{a+1}{a-1}$, $s = r_s / r_c$, $0 \le \alpha = k_s / k_h \le 1$
Lu et al. (2015)	$\beta_m = \left(\frac{M}{H}\right)^2 \frac{4r_e^2k_{v0}}{k_{h0}}\left(\frac{2\bar{\sigma}'_{s0} + p_u}{2\bar{\sigma}'_{s0}}\right)^{1-\frac{C_c}{C_{kv}}} + \frac{8}{F_C}\left(\frac{2\bar{\sigma}'_{s0} + p_u}{2\bar{\sigma}'_{s0}}\right)^{1-\frac{C_C}{C_{kh}}}$ - Chargement instantané ("*instantaneous loading*") : $g(T_h) = 1$, $p_0 = p_u$ - Chargement continu en une seule étape ("*single-stage loading*") : $p_0 = 0$, $g(T_h) = \begin{cases} \frac{T_h}{T_{h1}}, & T_h \le T_{h1} \\ 1, & T_h \succ T_{h1} \end{cases}$ - Chargement en plusieurs étapes ("*multi-stage loading*") : $p_0 = 0$, $g(T_h) = \begin{cases} a_{i-1} + R_i(T_h - T_{h(2i-2)}), & T_{h(2i-2)} \le T_h \le T_{h(2i-1)} \\ a_i, & T_{h(2i-1)} \le T_h \le T_{h(2i)} \end{cases}$, $a_i = p_i / p_u$, $R_i = (a_i - a_{i-1})/(T_{h(2i-1)} - T_{h(2i-2)})$, $T_s = \min(T_h, T_{h(2j-1)})$, $j = 1, 2, \ldots, i$

Tableau 2-6 Particularités et commentaires sur les solutions analytiques

Modèle	***Particularités et commentaires sur les possibles utilisations des solutions***
Barron (1948)	Modèle de base pour la consolidation avec présence de drains verticaux
Hansbo (1981)	- Tient compte de la capacité de décharge du drain (ou "*résistance du puits*") et de l'effet de la zone remaniée. La variation (diminution) de la capacité de décharge du drain q_w peut exprimer l'état de contamination de l'inclusion (roches stériles) par les particules fines (résidus). La zone remaniée peut être représentée au sein d'un parc à résidus par la zone à particules relativement grossières qui peut se créer à l'entrée de l'inclusion.
Han & Ye (2002)	- Tient compte de la rigidité de l'inclusion qui provoque un transfert de charge du matériau mou (e.g. résidus miniers) vers le drain (e.g. l'inclusion de roches stériles), et ainsi une réduction de contrainte verticale sur le matériau mou. Cette rigidité engendre également une augmentation de la résistance du matériau mou ; - Présente une expression permettant de déterminer l'évolution de la contrainte verticale moyenne (effective et totale, qui varient avec le temps) au sein du matériau mou. Il serait possible d'exprimer le degré de consolidation U (%) en fonction de l'évolution la conductivité hydraulique k_v du matériau qui est fonction de l'évolution des contraintes durant le processus de consolidation [k_v/k_{v0} = f(σ')]. Ceci aurait l'avantage d'éviter de surestimer U (%) en tenant compte du ratio k_v/k_{v0}.
Leo (2004)	- Tient compte de deux modes de chargement : chargement instantané et chargement progressif (ou rampe). La déposition continue des résidus dans un parc peut être bien représentée par le modèle de chargement progressif suivant une vitesse (taux) définie et qui représente le "*taux de déposition*". Ce modèle en chargement continu (avec drains) peut être considéré comme l'équivalent du modèle de Gibson (1958) pour la consolidation 1D de déposition continue des résidus, permettant ainsi d'évaluer l'état d'un point ou d'une couche restée fixe au bas du dépôt alors que celui-ci croît avec le temps. - Permet de calculer U (%) à une profondeur donnée z et à une distance radiale donnée r, et ce à tout instant donné t.

Tableau 2-6 Particularités et commentaires sur les solutions analytiques (suite)

Modèle	***Particularités et commentaires sur les possibles utilisations des solutions***
Xie et al. (2009) Lu et al. (2011) Deng et al. (2013) Lu et al. (2015)	- Tiennent compte de trois modes de chargement : instantané, progressif (rampe) et chargement en plusieurs étapes (les deux premiers modes de chargement ont été évoqués par Leo, 2004). Le chargement en plusieurs étapes peut bien exprimer une déposition des résidus en continu avec des périodes d'interruption du chargement ; - Exprime la variation de contraintes avec le temps ; - Présente plusieurs modèles de ratio σ_{nT}/σ_{nB} ou ratio « contraintes totales au sommet du dépôt («*Top*», σ_{nT}) sur les contraintes totales à la base du dépôt (« *Bottom* », σ_{nB}) », reflétant ainsi plusieurs situations possibles sur terrain : ❖ $\sigma_{nT}/\sigma_{nB} = \infty$: charge externe appliquée sur une petite surface d'une couche de matériau épaisse, ❖ $\sigma_{nT}/\sigma_{nB} > 1$: charge externe appliquée sur une surface « relativement petite » d'une couche de matériau épaisse, ❖ $\sigma_{nT}/\sigma_{nB} = 1$: charge externe appliquée sur une surface « relativement grande » d'une couche de matériau mince, la consolidation du sol sous son propre poids étant déjà complétée ; ❖ $\sigma_{nT}/\sigma_{nB} < 1$: charge externe appliquée avant que la consolidation sous le poids propre ne soit complétée; ❖ $\sigma_{nT}/\sigma_{nB} = 0$: problèmes de consolidation due à un abaissement graduel de la nappe d'eau au sein du matériau fin ou encore consolidation d'une couche fraiche de matériau fin due à son poids-propre. - Propose trois (3) modèles de variation de la conductivité hydraulique radiale k_{sm} dans la zone remaniée : modèles de distribution constante, linéaire et parabolique. Ces genres de distributions peuvent être observés sur terrain lorsque la déposition se fait proche des inclusions de roches stériles et que les fines se déplacent loin de l'inclusion. Ce modèle est ainsi une généralisation du modèle de Hansbo (1981) qui considère que k_{sm} est constant ; - Exprime la variation de la capacité de décharge du drain q_w : variation linéaire de q_w avec la profondeur, variation exponentielle de q_w avec le temps, ou combinaison des deux, aussi q_w constant (comme dans le modèle de Hansbo). Ces variations peuvent exprimer soit le déplacement des particules fines des roches stériles vers le bas de l'inclusion par gravité ou par entrainement, soit la contamination progressive de l'inclusion de roches stériles par les résidus fins des zones avoisinantes.

Tableau 2-7 Observation sur les solutions analytiques

Modèle	***Observation(s)***
Barron (1948)	-
Hansbo (1981)	Le modèle peut être calibré aux résultats expérimentaux par la variation du paramètre exprimant la "capacité de drainage" (q_w) qui est un paramètre calculé ou évaluée approximativement, puisqu'il est difficilement mesuré en laboratoire. La valeur de q_w pour calibrer le modèle devrait toutefois être limitée par les valeurs obtenues à partir des deux approches existantes pour évaluer q_w. La première approche ($q_w = \pi r_w^2 k_w$) qui constitue la limite supérieure, considère que le drain peut "drainer" autant d'eau que sa conductivité hydraulique verticale k_w et son aire transversale πr_w^2 le permettent. La deuxième approche ($q_w \approx 5\ k_h l_w$, avec k_h la conductivité hydraulique horizontale du matériau mou et l_w la longueur de drainage) qui constitue la limite inférieure, considère que la capacité de drainage réelle du drain est limitée par l'apport en eau du matériau mou. Les valeurs usuelles de q_w (minimum) que l'on considère pour cette approche sont de l'ordre de 2 à 80 m^3/année pour des PVD dans des matériaux argileux, avec une moyenne usuelle de 10 m^3/année.
Han & Ye (2002)	Le modèle peut être calibré aux résultats expérimentaux par la variation du paramètre exprimant la "rigidité" de l'inclusion ou mieux le "rapport de concentration de contraintes" (n_S) qui est un paramètre non mesuré en laboratoire. Les valeurs initiales de n_S sont souvent estimées à partir de la gamme de valeurs proposée par Han et Ye (2002) pour les colonnes de gravier ($2 \leq n_S \leq 5$), pour un rapport d'espacement ou de diamètre n_e relativement faible ($1.5 \leq n_e = D_e/D_w \leq 5$) comparativement à celui utilisé généralement lors du design des drains verticaux préfabriqués (PVD) ou des tas de sable compactés ($5 \leq n_e \leq 100$). Toutefois, pour Barksdale et Bachus (1983), n_S peut varier entre 10 et 20 ($10 \leq n_S \leq 20$).
Leo (2004)	Les paramètres du modèle, dont les expressions sont présentées plus bas, sont obtenus par usage des fonctions modifiées de Bessel de 1er et 2nd espèces (ordre zéro et 1). Excel 2010 ou 2013 permet de faire directement ces calculs.

Tableau 2-7 Observation sur les solutions analytiques (suite)

Modèle	***Observation(s)***
Xie et al (2009) Lu et al. (2011) Deng et al. (2013) Lu et al. (2015)	- Il s'agit d'un ensemble de modèles complémentaires (mêmes auteurs), ayant une même formulation mathématique de base et en développement continu pour incorporer plusieurs aspects reflétant des situations ayant plus de probabilité d'être rencontrées sur terrain ; - Modèles beaucoup plus globaux et couvrant plusieurs champs d'application ; - Les auteurs ont démontré que le modèle de Leo (2004) avec "*ramp loading*" qui représente le chargement continu (dans le temps) suivant une rampe et le modèle de Tang et Onitsuka (2000) concernant également le chargement avec le temps, sont des cas particuliers de ces modèles. Le modèle de Tang et Onitsuka est le cas où $\sigma_{nT} = \sigma_{nB}$ et le modèle de Leo 2004 ("*ramp loading*" ou "*chargement continu en rampe*") est le cas où $j = 1$ (avec j représentant le nombre d'étapes de chargement) et $\sigma_{1T} = \sigma_{1B}$ (la contrainte totale induite par le "*single-stage loading*" ou le "*chargement continu en une seule étape*" est uniforme sur toute la profondeur) ; - Le modèle de Hansbo (1981), très utilisé dans la pratique, est rendu un cas particulier de ces modèles car il représente (a) le cas où la capacité de drainage q_w reste constante dans l'espace et dans le temps alors que dans ces modèles, elle peut varier ou rester constante ; (b) le cas où la conductivité hydraulique dans la zone remaniée k_{sm} reste constante sur toute l'étendue de cette zone alors qu'elle peut varier ou rester constante dans ces modèles.

2.4.5 Zone d'influence des drains

Les drains verticaux sont généralement installés selon une configuration carrée ou triangulaire (figure 2.9). La zone d'influence peut alors être définie selon un cercle (ou un polygone quasi-cylindrique). Le temps pour atteindre un taux de consolidation donné est fonction du carré du diamètre équivalent du cylindre de sol, D_e. Ce diamètre de la zone d'influence D_e (ou son rayon r_e) est une variable contrôlée par l'espacement de drains S et de configuration géométrique du modèle. La valeur de D_e est donnée par :

- Pour des drains installés selon un modèle carré

$$D_e = 1.13S \quad (r_e = 0.546\ S) \tag{2.32}$$

- Pour des drains installés selon un modèle triangulaire

$$D_e = 1.05S \quad (r_e = 0.525\ S) \tag{2.33}$$

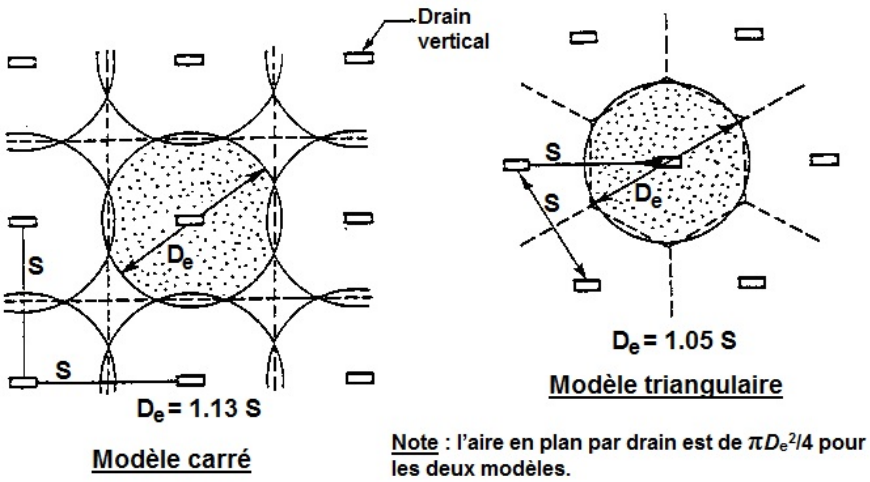

Figure 2-9 Relation entre l'espacement des drains (S) et leur zone d'influence (D_e) pour les configurations triangulaires (b) et carrés (a) (adapté de Rixner et al., 1986).

Un arrangement carré de drains est plus facile à mettre en place et à contrôler durant l'installation sur le terrain, mais l'arrangement triangulaire est habituellement préféré du fait que les drains sont plus rapprochés.

2.4.6 Consolidation des sols non saturés autour des drains verticaux

Plusieurs auteurs ont tenté de développer des solutions analytiques pour l'analyse de la consolidation des matériaux non saturés autour des drains verticaux.
Sur base de la théorie de Barbour et Fredlund (1989) sur la relation contrainte – concentration chimique – déformation, de la loi de Darcy (1869) et de celle de Fick (1855), Chen et al. (2007) ont développé un modèle pour l'analyse de la consolidation couplée (chimico – hydro – mécanique) pour une argile poro-élastique. Partant de ce modèle, et sur base de la théorie de consolidation des sols non saturés développée par Fredlund et al. (1989, 1993) sur base des lois de Darcy, Fick et des théories de Biot (1941) et de Terzaghi (1925), considérant les théories de Barron (1948) et Hansbo (1981) sur la consolidation des matériaux saturés autour de drains verticaux, Qin et al. (2010) et Zhou (2013) ont développé des modèles pour l'analyse de la consolidation des sols non saturés autour des drains verticaux (figure 2.6).

Tel qu'indiqué à la figure 2.10, Qin et al. (2010) ont développé une solution semi-analytique pour la consolidation des sols non saturés avec un drain à drainage libre. Cette solution utilise les paramètres de consolidation non saturée, des éléments relatifs à la courbe de rétention d'eau (CRE) et à la fonction de conductivité hydraulique (k_{unsat}) du matériau.

Le tableau à l'annexe C présente une synthèse de la solution de Qin et al. (2010) et les paramètres pour l'application de ce modèle.

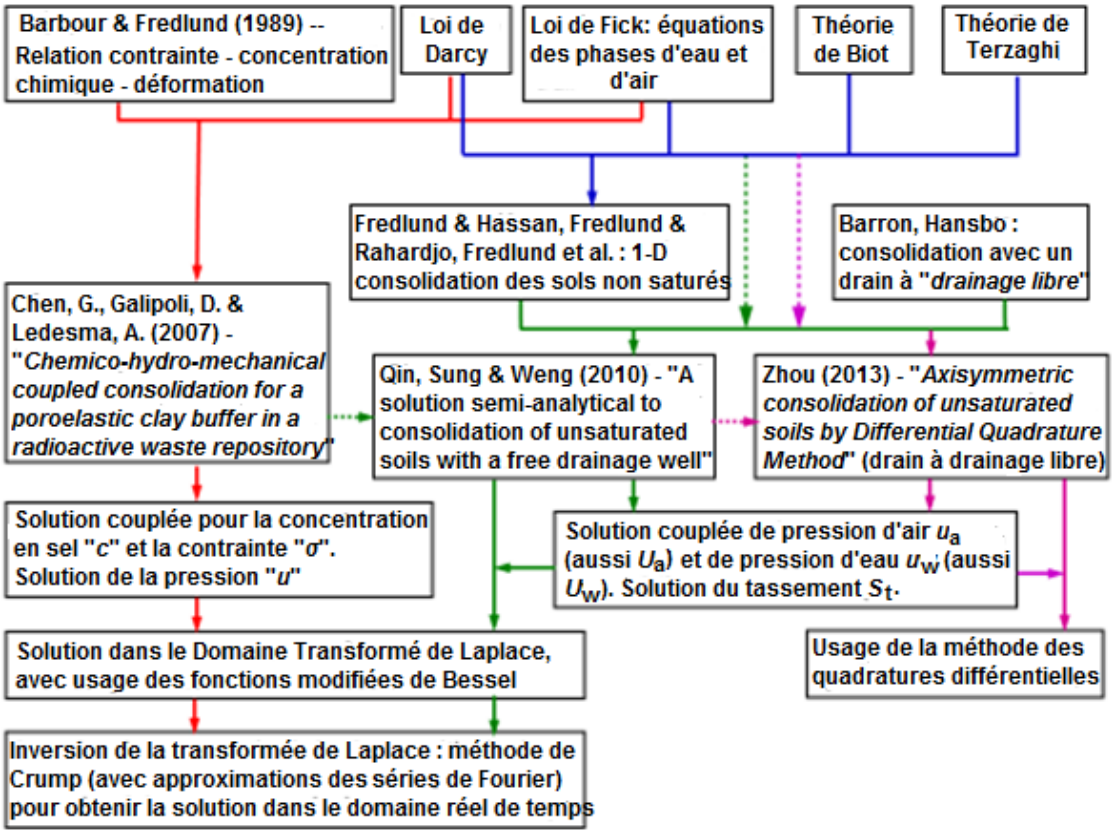

Figure 2-10 Diagramme montrant le développement de diverses solutions analytiques pour l'analyse de la consolidation des matériaux non saturés en présence de drains verticaux.

2.4.7 Utilisation de drains verticaux et inclusions de roches stériles à échelles grandes et intermédiaires

Expériences de terrain (sur les sites miniers) (Waggitt, 1989 ; Brown & Greenaway, 1999 ; Christoph et al., 2000 ; McLoughlin et al., 2012)

Nabarlek est une mine d'uranium située au nord de l'Australie et qui a opéré de 1980 à 1988. La hauteur du dépôt de faible tonnage a atteint presque 60 m, avec des valeurs de γ_d plus faibles car la déposition initiale était subaquatique pour prévenir l'exhalation du radon. L'analyse avait indiqué qu'il faudrait 50 ans après le déclassement pour atteindre un degré de consolidation de 95% (alors que la mine voulait une restauration du site le plus rapidement possible) et des tassements post-fermeture de l'ordre de 16 m (à cause des faibles valeurs de γ), ce qui aurait affecté l'intégrité de la couverture. Un programme d'installation de drains verticaux (espacement de 3 m en modèle triangulaire) a permis d'atteindre rapidement le degré de consolidation visé. Une couche de protection a été placée en surface 2 ans après la fermeture. Pour l'application de ce programme, la déposition subaquatique a été convertie en déposition subaérienne pour les 3 dernières années de l'opération afin de favoriser le drainage et la dessiccation des résidus, ce qui a permis la mise en place de la couche de drainage initiale de 1 m d'épaisseur au-dessus de la couche de résidus.

La mine Montana Tunnels est une mine à ciel ouvert (au Montana, USA) qui traite l'or, le plomb, le zinc et l'argent (16 000 tonnes/jour). La mine est opérée depuis 1987. Le pourcentage solide (densité de pulpe P) de mise en place est de 33% ($w_0 \approx 200\%$). La ségrégation a engendré des dépôts mous de résidus non consolidés. Le concept de restauration consistait à obtenir l'accès à la surface finale des résidus le plus rapidement possible après la fermeture, pour le placement de la couche de roches stériles de couverture et de la couche arable. Le programme d'installation de drains verticaux (espacés de 6 m) a permis de densifier le dépôt de résidus.

La mine Canadian Malartic, située en Abitibi, au sud de la ville Malartic, constitue une autre expérience d'utilisation des inclusions de roches stériles au sein du parc à résidus. La figure 2.11 (a) et (b) montre des vues des inclusions de roches stériles qui divisent le parc à résidus de la mine Canadian Malartic en plusieurs compartiments. Toutefois, les données de l'évaluation de l'impact

des inclusions de roches stériles ne sont pas encore disponibles, vu que ce projet a débuté à la mine il y a seulement quelques années.

Figure 2.11 (a) et (b) Vues des inclusions de roches stériles dans le parc à résidus de la mine Canadian Malartic (Photos IRME, 2016).

Expériences de laboratoire et simulations numériques sur les IRS

Contrôle des effets de liquéfaction des résidus

James (2009) a évalué l'utilisation d'inclusions de roches stériles pour contrôler les effets de liquéfaction des résidus miniers à l'aide d'analyses numériques dynamiques. L'étude a utilisé le code FLAC (Itasca Consultants, s.a.s.) et le modèle de comportement UBC Sand (Byrne et al., 1995 ; Puebla et al., 1997) pour simuler le comportement d'un parc conceptuel. Selon cette étude, la présence d'inclusions engendre une réponse plus rigide aux charges sismiques (moins d'amortissement), une réduction de la génération de pressions interstitielles et surtout une diminution des déplacements dans les digues. Les résultats ont également montré que l'augmentation de l'espacement entre inclusions a un impact défavorable (déformation excessive) sur le comportement dynamique du parc. Les résultats de cette étude (voir aussi James & Aubertin, 2010, 2012) ont montré que l'utilisation d'inclusions de roches stériles peut aider à améliorer de manière significative la réponse dynamique du parc conceptuel soumis aux charges sismiques considérées.

L'étude expérimentale menée par Pépin (2010) a été faite en parallèle à celle de James (2009). Cette étude a utilisé un modèle physique de laboratoire afin d'évaluer l'influence des sollicitations cycliques sur le comportement des résidus. Divers scénarios ont été analysés sur une table sismique afin de cibler les facteurs qui influencent le potentiel de liquéfaction des résidus et la façon d'en limiter le développement. L'étude a montré que les contraintes effectives sont très affectées par la présence de divers ajouts au sein des résidus (voir aussi Pépin et al., 2009, 2012*a*, 2012*b*). Ceci a corroboré certaines des conclusions de l'étude de James (2009).

Contrôle des surpressions interstitielles au sein des résidus

L-Bolduc (2012) et Jaouhar (2012) ont mené des études numériques visant à évaluer l'accélération de la consolidation des résidus miniers par des inclusions de roches stériles, en utilisant le code d'éléments finis Sigma/W (Geo-Slope Inc) sur un modèle de parc à résidus avec inclusions. Ces études ont indiqué que l'utilisation d'inclusions de roches stériles peut accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et les déformations associées.

Les résultats de cette étude ont montré que les facteurs les plus influents sur la consolidation des résidus sont la conductivité hydraulique horizontale des résidus qui exprime l'anisotropie, le coefficient de consolidation des résidus, la vitesse de déposition et l'espacement entre inclusion. Selon ces résultats, le temps nécessaire pour dissiper les surpressions interstitielles diminue au fur et à mesure qu'on s'approche de l'inclusion. Les résultats ont montré que le module de Young des roches stériles et la forme des inclusions ont un effet négligeable sur l'accélération de la consolidation. Le modèle de comportement attribué aux matériaux lors des simulations numériques affecte certains résultats, avec le modèle élastoplastique qui favorise une dissipation rapide.

2.4.8 Avantages des inclusions de roches stériles dans un parc à résidus

L'utilisation de roches stériles comme inclusions drainantes (et rigides) dans un parc à résidus présente plusieurs avantages tant du point de vue environnemental que de la stabilité du parc, de l'entreposage des roches stériles et pour une fermeture sécuritaire du site.

Le tableau 2.8 présente les principales caractéristiques des parcs à résidus avec inclusions de roches stériles et ceux des parcs à résidus conventionnels. Ainsi, la compartimentation des résidus peut

jouer un rôle important si la rupture se produit, et les cellules s'avèrent avantageuses pour une fermeture progressive. Aussi, s'il y a nécessité de placement de couverture lors de la fermeture du site (fin de l'entreposage), la consolidation relativement rapide des résidus devrait assurer un meilleur équilibre à la surface et ainsi réduire les possibles tassements différentiels ultérieurs qui nuiraient à la couverture.

Tableau 2-8 Comparaison entre parcs à résidus avec inclusions de roches stériles et les parcs à résidus conventionnels (adapté de James et al., 2013)

Problématique	***Parc à résidus conventionnel***	***Parc à résidus avec inclusion de roches stériles (IRS)***
Consolidation des résidus miniers	Lente et variable	Relativement rapide et assez uniforme
Compartmentalisation des résidus miniers	Aucune	Existante, avec des formes et dimensions des compartiments voulues
Stabilité	Généralement bonne stabilité statique et mauvaise stabilité sismique	Amélioration légère à modérée de la stabilité statique et amélioration significative de la stabilité sismique
Confinement des roches stériles réactives	Aucun	Une partie ou toutes les roches stériles réactives confinées et submergées
Considération de planification et de conception	Conventionnel	Nécessite une planification et conception supplémentaire. Coûts de transport des roches stériles additionnels dans certains cas.
Considérations pour la fermeture	Conventionnel	Les cellules permettent une fermeture progressive. Une meilleure surface pour le placement de couvertures.
Conséquence(s) d'une rupture du parc à résidus	Libération des quantités significatives de résidus miniers et des eaux usées	Quantité limitée de matériaux libérés en cas de rupture.

2.5 Drainage horizontal et vertical dans les sols saturés et non saturés

2.5.1 Mouvement de l'eau dans les sols

Écoulement en zone saturée

L'équation générale des écoulements en milieu saturé, ou équation de Laplace, résulte de la combinaison de deux équations :

- l'équation de continuité qui exprime le bilan des quantités d'eau entrant et sortant d'un volume élémentaire représentatif (VER) de sol compressible (Kutilek & Nielsen, 1994).

$$div\,\vec{q} = \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial\, q_x}{\partial\, x} + \frac{\partial\, q_y}{\partial\, y} + \frac{\partial\, q_z}{\partial\, z} \qquad (2.34)$$

Avec $\vec{q}$ le flux de Darcy ou débit spécifique [LT^{-1}] ; θ la teneur en eau volumique [L^3L^{-3}].

- l'équation de Darcy qui peut s'exprimer comme suit (en 1D) :

$$q = k\,.\,i = k\,.\,\frac{\partial\, h}{\partial\, l} \qquad (2.35)$$

Avec $\partial h/\partial l$ le gradient hydraulique ($L.\,L^{-1}$)

L'équation de Darcy généralisée en 3D s'écrit sous la forme suivante :

$$\vec{q} = -\,k_{ij}\; gr\vec{a}d\;\; h = -k_{ij}\left(\frac{\partial\, h}{\partial\, x}, \frac{\partial\, h}{\partial\, y}, \frac{\partial\, h}{\partial\, z}\right) \qquad (2.36)$$

Avec k_{ij} le tenseur de conductivité hydraulique [LT^{-1}] et h la charge hydraulique [L] donnée par (Hillel, 1998) :

$$h = -\,u/\gamma_w + z = \psi + z \qquad (2.37)$$

La combinaison des équations (2.37) et (2.39) permet d'écrire :

$$div\left(-k_{ij}\ \vec{grad}\ h\right)=\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x\ \frac{\partial h}{\partial x}\right)+\ \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y\ \frac{\partial h}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_z\ \frac{\partial h}{\partial z}\right)=\frac{\partial \theta}{\partial t} \qquad (2.38)$$

Dans ces équations, u [$ML^{-1}T^{-2}$] est la pression interstitielle ou pression d'eau positive, ψ [L] est la succion (ou charge de pression d'eau négative), z [L] représente l'élévation, k_i est la conductivité hydraulique suivant la direction i (x, y ou z) et k_{ij} [LT^{-1}] est le tenseur de conductivité hydraulique.

Si le matériau est homogène et isotrope (avec $k_x = k_y = k_z = k$), l'équation (2.41) devient :

$$k\left[div\left(\vec{grad}\ h\right)\right]=k\ \nabla^2\ h=\frac{\partial \theta}{\partial t} \qquad (2.39)$$

Où ∇^2 est l'opérateur de Laplace, dit Laplacien.

Le terme $\partial\theta/\partial t$ exprime la possibilité pour un sol saturé et compressible de rendre ou de stocker une certaine quantité d'eau (Dysli, 1991). Contrairement au régime permanent, en régime transitoire θ peut varier en fonction du temps ; ainsi, le terme $\partial\theta/\partial t$ dans l'équation (2.39) n'est pas nul nécessairement.

Écoulement en zone non saturée

La loi de Darcy, conçue à l'origine pour les écoulements en milieu saturé, fut étendue par Richards (1931) à l'écoulement en milieu non saturé, en stipulant que la conductivité hydraulique k en non saturée est une fonction de la teneur en eau θ du sol, ($k(\theta)$).
L'équation de Darcy généralisée en milieu non saturé s'écrit donc :

$$\vec{q}=\ k_{ij}\ (\theta)\ \vec{grad}\ h \qquad (2.40)$$

En combinant l'équations 2.39 avec l'équation de continuité 2.34, on obtient une équation (fortement non linéaire) qui peut être présentée sous trois formulations (voir tableau 2.9).

La résolution de l'équation de Richards nécessite de connaître la courbe de rétention d'eau du matériau et sa fonction de perméabilité ; ces fonctions sont décrites plus loin.
La résolution de l'équation de Richards se fait usuellement à l'aide de codes numériques, tels que Seep/W (Geoslope International Ltd) et Hydrus (PC - Progress). Vadose/W (Geoslope International Ltd) permet aussi de simuler les écoulements non saturés en tenant compte des échanges entre le sol et l'atmosphère (comme l'évaporation).

Pour résoudre les problèmes d'écoulement non saturé en régime transitoire ou permanent, Seep/W utilise la méthode des éléments finis (MEF), décrite dans ce qui suit.

Tableau 2-9 Formulations de l'équation de Richards (adapté de Celia et al., 1990 ; Musy & Soutter, 1991)

Formulation générale en fonction de θ et *h*	Équation avec le potentiel de pression comme variable principale	Équation de diffusivité avec la teneur en eau comme variable principale
$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial y}\right)$ $+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_z(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial z}\right)-\frac{\partial k(\psi)}{\partial z}=\left(\frac{\partial \theta}{\partial t}\right)$	$div(k(u))\,grad\,h=C(u)\frac{\partial u}{\partial t}$ - C(u) : capacité capillaire du sol	$div[D(\theta)\,grad\,h]=\frac{\partial \theta}{\partial t}$ - D(θ) : diffusivité hydraulique - du/dθ : inverse de la pente de la CRE ≡ 1/C(u)

2.5.2 Principe de la méthode des éléments finis (MEF)

La résolution des équations différentielles ou plus généralement des équations aux dérivées partielles occupe une place importante en ingénierie. Il existe plusieurs techniques permettant de résoudre les équations aux dérivées partielles. Une approche répandue est la méthode des éléments finis (Reddy, 2005 ; Tanguy, 2009 ; Larson & Bangzon, 2013).

Comme dans les autres méthodes numériques, il faut mettre en place un algorithme discret permettant de rechercher une solution approchée d'une équation aux dérivées partielles sur un domaine circonscrit avec conditions aux limites et dans l'intérieur du domaine compact. En hydrogéologie, ces conditions sont de type Dirichlet (conditions aux limites) ou Neumann (gradients aux limites) ou de Robin (relation gradient/valeurs sur le bord du domaine).

La méthode des éléments finis consiste à découper le domaine spatial en petits éléments (ou mailles) et à rechercher une formulation simplifiée du problème sur chaque élément, c'est-à-dire à transformer le système d'équations originales en un système d'équations linéaires.
Du point de vue pratique, la mise en œuvre de la méthode comporte les étapes suivantes :

i. Analyse du problème, primordialement la définition de l'objectif de calcul
ii. Définition du modèle conceptuel de calcul : géométrie du système
iii. Maillage : découpage du modèle spatial en éléments finis de diverses formes + modèle numérique avec conditions limites
iv. Calcul numérique fait par l'ordinateur
v. Extraction et affichage des résultats, vérification de leur cohérence et post-traitement.

Lors de la résolution d'un problème, l'utilisateur de l'outil numérique doit pouvoir maîtriser le modèle pour pouvoir représenter le plus fidèlement possible la réalité, contrôler la qualité de résultats, détecter les résultats manifestement erronés et Interpréter les résultats, et éventuellement les post-traiter. Comme pour toute méthode numérique, se posent les questions de qualité de la discrétisation : existence de solutions, unicité de la solution, stabilité, convergence et mesure d'erreur. Cela demande un regard critique sur le résultat.

2.5.3 Rétention d'eau dans les matériaux fins

La rétention d'eau dans un sol (ou dans les rejets miniers) dépend de plusieurs facteurs dont la forme, la taille et la distribution des pores, la minéralogie et l'activité de surface des particules de grains solides, ainsi que la composition chimique de l'eau interstitielle (Fredlund et Xing, 1994 ; Aubertin et al., 1998, 2003).

La rétention de l'eau dans un matériau peut être caractérisée par la courbe de rétention d'eau (CRE) ou courbe caractéristique sol - eau (SWCC, en anglais). Celle-ci définit la relation entre la teneur en eau volumique θ, ou la teneur en eau massique w, ou le degré de saturation S_r, et la succion matricielle ψ (e.g. Mbonimpa et al., 2006a, 2006b). Cette courbe permet de quantifier la quantité d'eau en fonction des succions qui peuvent s'y développer (Ho et al., 2006).

La courbe de rétention d'eau est utilisée dans beaucoup d'applications impliquant les sols non saturés. Elle est fondamentale pour la résolution des équations d'écoulement et pour la description du comportement et des propriétés hydrauliques des sols non saturés, telle la fonction de perméabilité. Elle est également reliée aux changements de volume et à d'autres propriétés, comme la résistance au cisaillement en conditions non saturées (Vanapalli et al., 1996 ; Narvaez, 2013). Le processus de consolidation des sols non saturés est sensiblement affecté par la courbe de rétention d'eau (Wong et al., 1998).

La figure 2.11 illustre schématiquement l'allure des courbes de rétention d'eau de différents types de sols. On remarque que la teneur en eau volumique des argiles à l'état saturé est supérieure à celle dans les silts et sables. Il en est de même de l'AEV des matériaux fins (argiles et silts). Les sables se désaturent pour des valeurs de succions autour de 1 à 5 kPa, avec des succions résiduelles de l'ordre de 50 à 70 kPa. L'AEV des matériaux silteux varie de 10 à 25 kPa, avec des succions résiduelles autour de 1000 kPa. Les matériaux argileux peuvent se désaturer à des succions supérieures à 100 kPa et leurs valeurs de succions résiduelles sont beaucoup plus élevées.

La détermination de la CRE est d'une grande importance dans la pratique de la mécanique des sols non saturés. Les valeurs de succion appliquées pour la caractérisation du comportement hydrique varient de 0 (état saturé) à 10^6 kPa (état considéré comme sec).

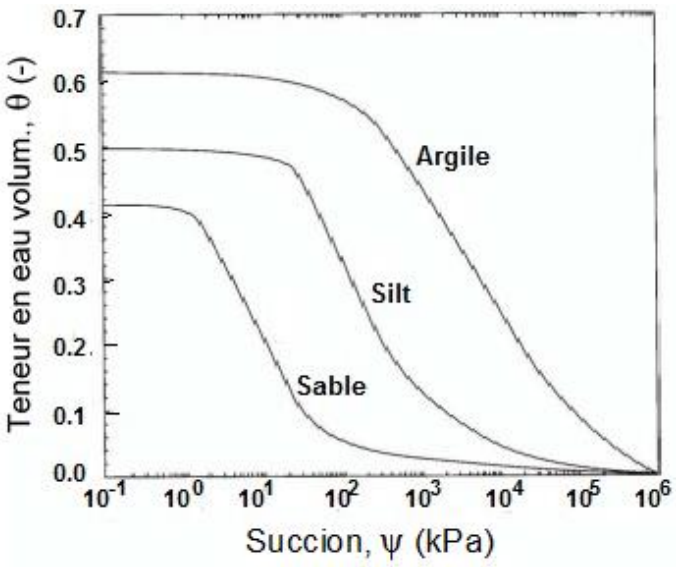

Figure 2-11 Illustration des courbes de rétention d'eau de trois types de sols (Adapté de Lu & Likos, 2004).

Mesure de la courbe de rétention d'eau (CRE) en laboratoire et sur terrain

Différents dispositifs et techniques existent pour évaluer expérimentalement la CRE (Delage & Cui, 2000 ; Delage et al., 2008). Les plus utilisés sont la cellule de pression (Pressure Plate Extractor) dont l'essai suit la procédure décrite par la norme Standard ASTM D3152, qui permet également de suivre la variation de volume de l'échantillon, et la Cellule Tempe dont l'essai se fait selon la procédure décrite par les normes ASTM D2325 et ASTM D3152.
Il existe d'autres dispositifs et techniques de mesure de la CRE en laboratoire, comme la mesure psychrométrique de succion, les essais en colonne, la méthode du papier filtre, la tensiométrie. Ces dispositifs et techniques sont décrits dans la littérature (e.g. Delage & Cui, 2000).

Il est possible de mesurer la CRE d'un matériau *in situ* en utilisant simultanément deux appareils de mesure aux mêmes points (Bussière, 1999) : un tensiomètre pour des mesures de succions matricielles ψ et une sonde pour des mesures de teneurs en eau. Les couples de valeurs (θ, ψ) reportées sur un diagramme semi-logarithmique teneur en eau – succion matricielle permettent d'établir (du moins en partie) la courbe de rétention d'eau du matériau en place.

2.5.4 Modèles de courbes de rétention d'eau

a. Modèles descriptifs

Les modèles permettant de représenter la courbe de rétention d'eau d'un matériau en ajustant les paramètres d'une équation aux mesures expérimentales sont dits descriptifs. Ces modèles sont des fonctions mathématiques qui représentent la courbe de rétention d'eau d'un matériau selon quelques paramètres ajustés aux points de mesure.
Les modèles les plus utilisés sont ceux de Gardner (1958), Brooks et Corey (1964), van Genuchten (1980), et Fredlund et Xing (1994). Les trois premiers modèles sont des lois de puissance alors que le modèle de Fredlund et Xing (1994) est un hybride entre un modèle exponentiel et une loi de puissance. Ces modèles sont décrits avec plus de détails dans Bussière (1999) ; Martin (2005) et Saleh-Mbemba (2010). Le modèle de van Genuchten (1980) présenté à l'annexe D sera utilisé dans ce projet.

b. Modèles prédictifs

Il existe aussi des modèles qui prédisent la courbe de rétention d'eau selon les propriétés de base des matériaux. Ces modèles prennent en compte par exemple l'influence de la texture et de la structure du sol, dont la taille des grains et la porosité. Ils permettent (en théorie) de tenir compte des possibles variations des propriétés du matériau ; les modèles descriptifs existants sont représentatifs d'un état donné du matériau.

Parmi les modèles prédictifs les plus connus, il y a celui de Arya et Paris (1981), Kovács (1981), Haverkamp et Parlange (1986), Assouline et al. (1998), ainsi que le modèle Kovács Modifié ou "Modified Kovács" en anglais (MK) développé par Aubertin et al. (1998, 2003).
Le modèle de Kovács Modifié (MK) (voir annexe D) a été développé sur base du modèle de Kovács (1981) selon lequel la rétention d'eau dans un matériau résulte des effets de deux composantes du degré de saturation : la composante due aux forces capillaires et la composante due aux forces d'adhésion (Aubertin et al., 1998, 2003). Chaque composante du degré de saturation a une contribution dont l'ampleur est fonction du type de matériau en présence.

c. Modèle pour sols compressibles

Le modèle de Kovács Modifié (Aubertin et al., 1998, 2003) permet d'exprimer la variation du degré de saturation S_r en fonction de la succion pour des sols non déformables (i.e. indice des vides e constant). Du fait qu'il incorpore l'indice des vides e dans son système d'équations, ce modèle a été étendu à la description de la courbe de rétention d'eau des matériaux argileux déformables (e variable) en exprimant e comme une fonction de la succion, e (ψ). Le degré de saturation S_r y est donc exprimé comme fonction de la succion et de l'indice des vides S_r (ψ, e). Pour ce faire, les principaux paramètres du modèle, y compris la hauteur capillaire équivalente h_{co} (paramètre de référence), ont été réévalués (Mbonimpa et al., 2006, voir l'annexe D).

Les correctifs apportés pour le modèle MK_d sont basés sur les fonctions de retrait (e versus ψ et e versus w) qui représentent, avec les courbes de rétention d'eau (S_r versus ψ, θ versus ψ et w versus ψ) des relations fondamentales pour l'analyse du comportement des matériaux compressibles (au même titre que les courbes de consolidation e versus σ et w versus σ lors d'un chargement externe). Ces relations peuvent être utilisées lors de la construction de surfaces constitutives (Zhang, 2004). Leur définition passe par des essais de laboratoire qui peuvent s'avérer longs et couteux. La prédiction de ces relations peut donc s'avérer utile pour une première estimation des paramètres caractéristiques.

Il existe aussi le modèle MKs, une variante du modèle MK, servant à la prédiction de la courbe de rétention d'eau des roches stériles (voir Peregoedova 2012 ; Peregoedova et al., 2013).

2.5.5 Conductivité hydraulique saturée k_{sat} et fonction de perméabilité $k(\psi)$

Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée d'un matériau k_{sat} peut se mesurer sur le terrain ou en laboratoire. Dans ce dernier cas, la granulométrie, l'indice des vides e et le degré de saturation S_r (si < 100%) jouent un rôle clé sur les mesures (Chapuis & Aubertin, 2003).

Il est aussi possible d'estimer la valeur de k_{sat}. La prédiction de la valeur de k_{sat} d'un matériau permet d'obtenir une estimation rapide des valeurs anticipées. Trois équations prédictives seront utilisées dans le cadre de ce projet (voir aussi l'annexe E) :

- Le modèle de Kozeny-Carman ou modèle KC (Chapuis & Aubertin, 2003) :

$$log\, k_{prédit} = constante + log\ \frac{e^3}{G_s S_m^2 (1+e)} \qquad (2.41)$$

La valeur de la surface spécifique S_m (m^2/kg) est évaluée à l'aide de la méthode de Chapuis et Légaré (1992).

- Le modèle de Kozeny-Carman corrigé (Chapuis & Aubertin, 2003), applicable aux résidus :

$$\log\left[\frac{k_{sat}}{1\,m/s}\right] = 1.5\left\{0.5 + \log\left[\frac{e^3}{D_r^2\, S_m^2\,(1+e)}\right]\right\} + 2 \qquad (2.42)$$

- Le modèle de Kozeny-Carman Modifié ou KCM (Mbonimpa et al., 2002) :

$$k = C_G\left[\frac{\gamma_w}{\mu_w}\right]\left[\frac{e^5}{1+e}\right]\left[C_U^{1/3}\ D_{10}^2\right] \quad [\text{cm/s} = 10^{-2}\ \text{m/s}] \qquad (2.43)$$

Dans ces équations C_G est une constante = 0.1 ; γ_w est le poids volumique de l'eau = 9.8 kN/m^3 ; μ_w est la viscosité dynamique de l'eau = 10^{-3} Pa.s. Le coefficient d'uniformité C_U [-], le diamètre D_{10} [cm], la densité relative des grains D_r [-] et la surface spécifique S_m [m^2/kg] sont des caractéristiques du matériau. L'indice des vides e [-] est défini par l'état du matériau.

Conductivité non saturée

La fonction de conductivité hydraulique (ou fonction de perméabilité) non saturée k_u ou k_{unsat} se mesure difficilement (e.g. Bedard et al., 2004). En pratique, on tente de relier k_u à k_{sat} grâce à la CRE qui permet d'estimer la fonction de perméabilité relative k_r, par des équations prédictives. Ces

modèles prédictifs permettent de passer de la CRE $\theta(\psi)$ à la conductivité hydraulique relative, $k_r(\psi)$ ou $k_r(\theta)$, ce qui permet de définir k_u comme suit :

$$k_u = k_r \, k_{sat} \tag{2.44}$$

Avec $0 \leq k_r \leq 1$

Les modèles les plus utilisés sont ceux de Gardner (1956), Gardner (1970), Brooks et Corey (1966), Campbell (1974), van Genuchten (1980) - Mualem (1976) et Fredlund et al. (1994). Les résultats présentés par Mbonimpa et al. (2006) indiquent que ce dernier modèle permet d'obtenir une bonne estimation de k_u. Les modèles de van Genuchten (1980) – Mualem (1976) et de Fredlund et al. (1994) seront utilisés dans ce projet. Ils sont décrits à l'annexe D.

2.5.6 Écoulement horizontal vers un fossé (drain) aval

La figure 2.12 montre une représentation d'un système avec matériau fin de dimension L et drain aval (ou fossé) de dimension L_i (adapté de Youngs, 1990), permettant d'analyser un écoulement horizontal vers un drain ou fossé aval vide. Sur cette figure :

- h(x, z, t) = charge hydraulique, dans le plan (x, z) et au temps t [L]
- H_3(t)= hauteur ou niveau d'eau dans le fossé aval au temps t [L]
- H_2(t) – H_3(t) = hauteur (ou surface) de suintement ou mouillée au temps t [L]
- H(1, t) = hauteur ou niveau d'eau à l'amont du système [L]
- $Q_{1/m}$ (t) = débit transitant par mètre perpendiculaire au plan (x, z) [$L^3.T^{-1}$ par L]
- AB = filet fluide horizontal, traversant le système de l'amont à l'aval

Pour les conditions de drainage indiquées à la figure 2.12, on peut considérer une absence de recharge en surface. Le niveau de la nappe d'eau au sein du matériau fin ne reste donc pas horizontal de l'amont à l'aval car il diminue avec le temps. Selon la théorie de Dupuit sur l'écoulement radial vers un ouvrage de captage d'eau, la surface de la nappe et toutes les lignes de courant devraient avoir une forme parabolique (rabattement de la nappe). En l'absence d'un flux Q imposé à l'amont du système, le drainage horizontal va générer une zone non saturée croissante dans la partie supérieure de la couche de résidus. Le débit associé à l'écoulement horizontal

transitant par l'interface dans la partie non saturée peut être nul ou non dépendamment des conditions en place.

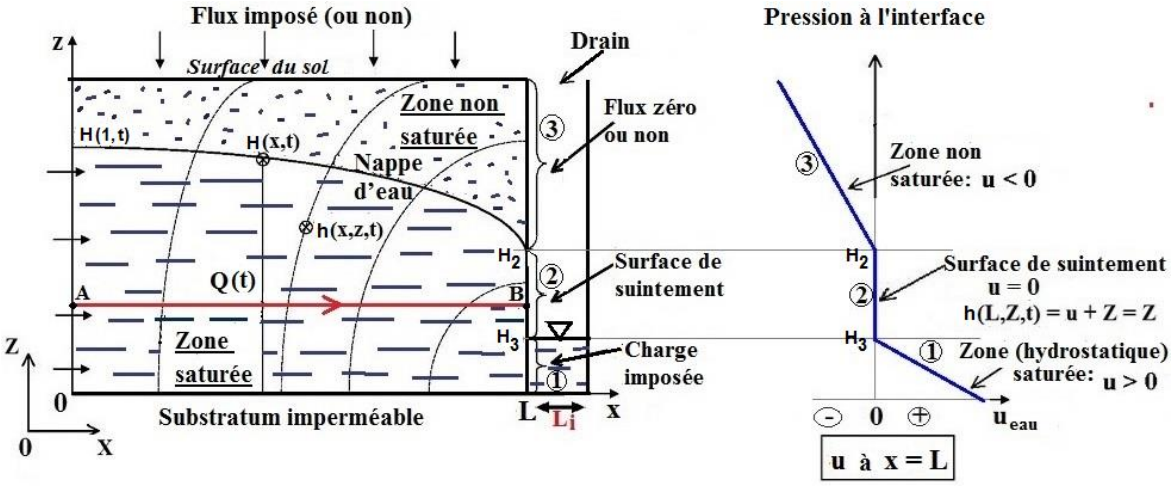

Figure 2-12 Représentation d'un système avec matériau fin de dimension L et drain aval (ou fossé) de dimension Li (adapté de Youngs, 1990).

Dans un système à extension latérale limitée et sans recharge (figure 2.12), le drainage horizontal vers le drain va générer une baisse progressive du niveau de la nappe d'eau au sein du matériau fin, en même temps qu'une baisse des pressions interstitielles. Ce drainage va également engendrer une remontée progressive du niveau de l'eau au sein du drain (ou fossé). Ces mouvements de l'eau vont engendrer une variation progressive du gradient hydraulique et de la surface de suintement ou surface mouillée à l'interface.

A tout instant t, le taux de remontée de l'eau au sein du drain dépend du débit Q(t) transitant par la surface mouillée et de la longueur (dimension) du drain L_i (figure 2.12). D'après Kozeny (1931), cité par Muskat (1946) et Youngs (1990), en régime permanent, la surface mouillée H_2H_3 (figure 2.12) est proportionnelle au niveau de l'eau à l'amont du système $H_{(1,\ t)}$ et inversement proportionnelle à la dimension (longueur) du système L.

Pour des problèmes d'écoulement 2D, la solution de Dupuit (1863) – Forchheimer (1930) ou solution "*DF*" est habituellement utilisée pour évaluer le débit Q_h passant à travers le système (vers

l'ouvrage de captage ou drain). Cette approximation est connue comme les "Hypothèses de DF". Sur base de ces hypothèses, le débit d'écoulement à travers le système (débit déchargé dans le drain) peut être estimé à partir de l'expression suivante :

$$Q_{1/m} = k\frac{\left(H_1^2 - H_2^2\right)}{2L} \quad [L^3.T^{-1} \text{ par L de largeur}] \qquad (2.45)$$

Si le drain est vide (e.g. suite au pompage de l'eau), le niveau de l'eau dans l'ouvrage de captage $H_2 = 0$ et l'équation 2.45 peut être écrite comme suit :

$$Q_{1/m} = k\frac{H_1^2}{2L} \quad [L^3.T^{-1} \text{ par L de largeur}] \qquad (2.46)$$

Estimation analytique de la surface mouillée ou surface de suintement à l'interface

Des solutions analytiques ont été proposées au fil des années afin de donner une première approximation de la hauteur mouillée ou hauteur de suintement à travers laquelle transite l'eau à l'interface des deux milieux lors d'un écoulement souterrain vers un fossé, sans avoir à résoudre les équations complexes d'écoulement en milieu poreux. Ces solutions ont été développées pour des cas de régime permanent, avec des conditions aux limites fixées. Une des solutions les plus utilisées est celle de Kozeny. En 1931, sur base de l'équation de Dupuit – Forchheimer (équation 2.45), Kozeny a développé une solution pour l'analyse du drainage vers un drain vide ; cette solution permet d'effectuer une première approximation de la surface mouillée lors d'un écoulement souterrain vers un fossé (Youngs, 1990). Nous présentons ci-dessous une synthèse de cette solution.

Solution de Kozeny (1931)

La solution de Kozeny (1931) permet d'estimer la surface de suintement lors des écoulements souterrains dans le cas d'un drainage par un fossé aval vide, avec un niveau d'eau amont fixe (Muskat,1946 ; Youngs (1990).

La démarche consiste à estimer la hauteur (ou encore la surface) mouillée dans le cas d'un régime permanent établi avec un niveau d'eau constant à l'amont, et un fossé vide à l'aval (figure 2.14). Le fossé vide à l'aval va permettre à la surface de suintement d'avoir son extension maximale (Samshai & Narasimhan, 1991).

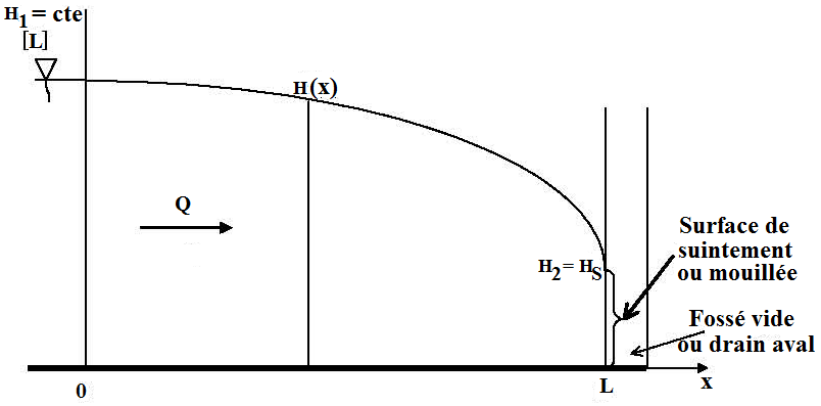

Figure 2-13 Système avec surface de suintement étudié par Kozeny (1931).

Hypothèses du modèle de Kozeny (1931)

- Régime permanent établi, avec un niveau d'eau constant à l'amont et un fossé vide à l'aval ;
- Le fond ou la base du système est imperméable.

Afin de développer une solution analytique au problème, Kozeny (1931) a considéré un système équivalent limité en amont par une isocharge parabolique et en aval par un drain horizontal vide perpendiculaire au plan (x, z). Ce système est illustré à la figure 2.14. Par la méthode de l'hodographe, Kozeny (1931) a calculé la position de la nappe pour tout point x (distance horizontale) du système comme ci-dessous :

$$L - x = \frac{k\,H_k^2(x)}{2\,Q_{1/m}} - \frac{Q_{1/m}}{2\,k} \qquad (2.47)$$

ou encore

$$H_k(x) = \sqrt{\frac{Q_{1/m}}{k}\left[2\left(L - x\right) - \left(\frac{Q_{1/m}}{k}\right)\right]} \qquad (2.48)$$

Avec :

- $H_K(x)$ = hauteur de la nappe considérée à une distance horizontale x [L] ;
- $Q_{1/m}$ = débit transitant dans la nappe par mètre de largeur, perpendiculaire au plan de la figure ([$L^2.T^{-1}$] ou [$L^3.T^{-1}$ par mètre de largeur]) ;
- k = conductivité hydraulique [$L.T^{-1}$] ;
- L = longueur du système, de la frontière à charge constante imposée H_1 au fossé vide [L].

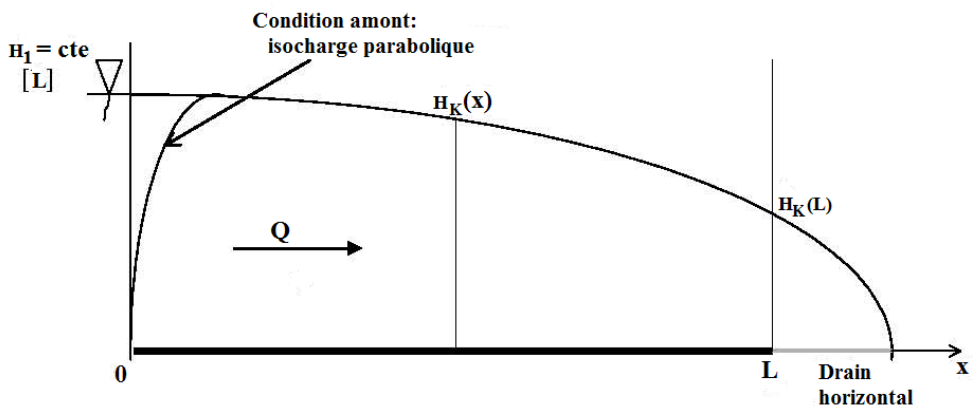

Figure 2-14 Système équivalent avec surface de suintement considéré par Kozeny (1931).

Kozeny a ensuite introduit l'expression du débit, donnée par la formule de Dupuit en x = L, dans le cas d'un fossé vide (équation 2.46). Il a obtenu une estimation de la valeur de la hauteur mouillée H_{KS}, considérée égale à la hauteur de nappe calculée en x = L. Pour cette solution, la surface (hauteur) mouillée H_{KS} peut être calculée par l'expression suivante :

$$H_{KS} = H_{K(L)} \cong \frac{H_1^2}{2L} \qquad (2.49)$$

Avec $H_{K(L)}$ le niveau de l'eau à l'interface ou à la distance L, H_1 étant la hauteur du niveau d'eau à l'amont du système et L la longueur (extension latérale) du système.

Selon Youngs (1990), l'approche de Kozeny (1931) a quelques limitations, entre autres :

- les conditions amont ne sont pas strictement identiques entre le système réel et le système équivalent, puisque Kozeny considère une isocharge de forme parabolique ;

- le domaine considéré est plus grand que le domaine réel, car la perte de charge se poursuit au-delà de x = L. Ce qui conduit à une surestimation de la hauteur de suintement ;
- la formule n'est pas extrapolable ni aux cas où le fossé aval n'est pas vide, ni au cas de régime transitoire.

Selon Youngs (1990), pour des systèmes ayant une grande extension latérale, l'approche peut toutefois être considérée bonne et qu'elle est acceptable pour une première approximation de la hauteur mouillée, qui peut être considérée comme un majorant (une valeur limite).

Aussi, comme on le montrera plus loin, il est possible de considérer plusieurs petits pas de temps afin de transposer cette approche au régime transitoire.

2.6 Dessiccation et retrait des matériaux fins

Lorsque des matériaux saturés entrent dans une phase de désaturation, la réduction de la teneur en eau induit une dessiccation ou un assèchement. Pour un matériau à particules fines comme les argiles ou les résidus miniers, il peut s'en suivre une diminution de volume appelée aussi retrait (Saleh-Mbemba, 2010). Dans certains cas, le retrait provoque la fissuration du matériau, phénomène que certains auteurs attribuent à l'excès des contraintes de traction dans le matériau.

Dans la zone vadose au-dessus de la nappe phréatique, l'eau est retenue par capillarité (et adhésion) jusqu'à une certaine hauteur. Toute réduction de la teneur en eau dans cette zone entraîne une diminution de pression interstitielle u_w, et donc une augmentation de succion ψ (et de la contrainte effective σ'). Dans les sols fins, cela pourrait avoir pour effet de densifier le sol avec une déformation à la suite d'un réarrangement de grains.

La diminution de volume due à l'accroissement de succion est connue sous le nom de "retrait volumique" (le phénomène inverse est appelé "gonflement" dû au remouillage).

La relation fonctionnelle qui exprime la variation de l'indice des vides e (ou du volume V) en fonction de la teneur en eau w est dite courbe de retrait et décrit la déformation du sol. Elle présente généralement une forme sigmoïdale, avec des parties linéaires et curvilignes.

La théorie de dessiccation des matériaux fins et mous est décrite dans Saleh-Mbemba (2010).

2.7 Outils numériques pour simuler le comportement des résidus en présence de roches stériles

2.7.1 Introduction

Un modèle numérique permet de simuler mathématiquement un véritable processus physique. Le code numérique Sigma/W permet de simuler le processus de changement de volume du sol en réponse à son poids propre ou à un chargement externe. Sigma/W est un code basé sur la méthode des éléments finis de la famille GEO-SLOPE International, conçu pour modéliser les déformations subies par un sol à la suite des contraintes appliquées.

Lorsque couplé à d'autres logiciels, Sigma/W peut modéliser aussi la génération des pressions interstitielles et leur dissipation dans la structure du sol en réponse au chargement externe. Le couplage peut être soit direct (Sigma/W seul est utilisé et est couplé directement à Seep/W) ou indirect en utilisant d'autres logiciels Geoslope (Seep/W, Vadose/W, Quake/W). Sigma/W calcule les contraintes – déformations avec ou sans changement des pressions d'eau qui résultent des changements d'état de contraintes et Seep/W calcule les changements transitoires de pression d'eau. L'analyse couplée est importante pour simuler correctement la réponse des pressions d'eau lors de l'application d'une charge externe.
Sigma/W permet d'effectuer une analyse de déformation linéaire élastique ou une analyse élasto-plastique non-linéaire en contraintes effectives.

2.7.2 Types d'analyses possibles avec Sigma/W

Analyse couplée contrainte – pression de pores

L'analyse couplée avec Sigma/W exige que les équations de contrainte-déformation et dissipation de pression soient résolues simultanément. Avec une analyse couplée, les propriétés hydrauliques et les conditions aux frontières peuvent être appliquées directement au sein de Sigma/W. Les équations résolues dans Sigma/W lors de l'analyse couplée donnent à la fois le déplacement et les changements des pressions d'eau de pores (drainage).

Les données nécessaires pour l'analyse couplée sont :

• Les propriétés des matériaux : la courbe de rétention d'eau (CRE) et la fonction de conductivité hydraulique (k_u ou k_{unsat}) ;

• Les conditions aux frontières : lors de l'analyse couplée, il est nécessaire de définir les conditions aux frontières hydrauliques et de déplacement à la fois.

Lors des simulations numériques avec Sigma/W, il importe également de choisir le modèle des matériaux (linéaire élastique, élasto–plastique Mohr-Coulomb, Cam-Clay Modifié, etc). Un rappel des principaux modèles et des paramètres qu'ils utilisent est fait dans la suite.

Analyse couplée saturée seulement

L'analyse couplée dans les zones non saturées peut parfois causer des difficultés considérables de convergence numérique, en particulier lorsque la fonction de teneur en eau volumique est très raide, comme pour les matériaux sableux. Une analyse couplée peut parfois être numériquement très simplifié en permettant aux pressions interstitielles de changer avec le temps uniquement dans les zones saturées (option saturée seulement), au lieu de lutter avec la complexité numérique.

Dans une analyse couplée saturée seulement, Sigma/W convertit les pressions de pores négatives initiales en condition aux limites hydraulique qui fixe les pressions de pores négatives, ainsi les pressions de pores négatives ne changent pas avec le temps. Autrement dit, les zones non saturées restent non saturées et leur volume ne change pas avec le temps malgré la compression élastique ou de la surcharge.

Analyse non couplée

Lors de l'analyse non couplée, l'analyse du drainage se fait indépendamment de celle de changement de volume. Les changements progressifs dans les pressions d'eau de pore des solutions de drainage sont utilisés à chaque étape de charge dans le calcul de contrainte - déformation, afin de déterminer la variation de contraintes effectives. Avec l'analyse non couplée, les changements des pressions interstitielles peuvent être obtenus à partir de l'analyse faite par n'importe quel autre

logiciel Géoslope (Sigma/W, Seep/W, Vadose/W ou Quake/W) et pour n'importe quel pas de temps (deux ou multiple) lors de ces analyses.

Une analyse couplée en essence implique la résolution des équations d'équilibre de Sigma/W et les équations de continuité de drainage simultanément. Parfois, au lieu de résoudre les deux ensembles d'équations (équilibre et continuité de drainage) à la fois et dans le même temps, il peut être numériquement avantageux de résoudre les équations d'écoulement transitoire de Seep/W d'abord et ensuite utiliser les résultats Seep/W dans les équations couplées comme des conditions aux limites hydrauliques connues. Les pressions de pores sont calculées en premier et ensuite le changement de volume correspondant est calculé en fonction des changements de pressions de pores calculés précédemment.

2.7.3 Modèles et paramètres des matériaux

SIGMA/W inclut plusieurs modèles constitutifs des sols. Le comportement du sol dépend du modèle choisi. Trois principaux modèles constitutifs qui seront utilisés lors des simulations numériques dans ce projet et les paramètres qu'ils utilisent sont présentés dans cette section.

Le modèle linéaire élastique

Le modèle élastique linéaire est le modèle fondamental et le plus simple. Pour ce modèle, le sol est parfaitement élastique et les contraintes sont linéairement proportionnelles aux déformations (figure 2.15).

Les paramètres du modèle sont le module de Young E et coefficient de Poisson v. Le module de cisaillement G est aussi utilisé, selon l'expression :

$$G = \frac{E}{2(1+v)} \tag{2.50}$$

La contrainte de cisaillement τ en 2D (x, y) est reliée au module de cisaillement G par :

$$\tau_{xy} = G\,\gamma_{xy} \qquad (2.51)$$

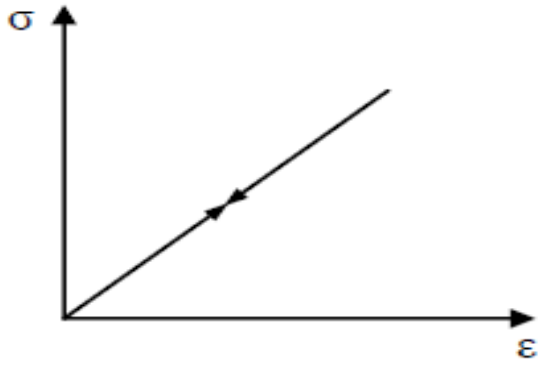

Figure 2-15 Courbe contrainte-déformation du modèle élastique linéaire (Sigma/W - Geoslope 2007).

L'équation généralisée de Hooke qui régit ce modèle est souvent inappropriée pour les sols puisqu'en réalité ceux-ci ne se comportent ni de manière linéaire élastique, ni de manière isotrope. Cette relation linéaire ne tient pas compte des déplacements à l'état plastique ; avec ce modèle, de très grandes contraintes peuvent être appliquées sans engendrer des déformations plastiques (ou de rupture).

Ce modèle peut s'appliquer pour le cas des petits déplacements afin de calculer les déformations élastiques produites par des contraintes appliquées sur le sol. Il peut être appliqué si le facteur de sécurité contre la rupture (ou l'apparition de déformations plastiques) est assez grand.

Modèle élasto - plastique

Le modèle élasto-plastique (avec critère de Mohr-Coulomb) dans SIGMA/W décrit une relation élastique, parfaitement plastique. La figure 2.16 illustre une courbe contrainte-déformation typique pour ce modèle. Les contraintes sont directement proportionnelles aux déformations jusqu'à ce que la limite d'élasticité soit atteinte. Au-delà de cette limite, la courbe contrainte-déformation est parfaitement horizontale.

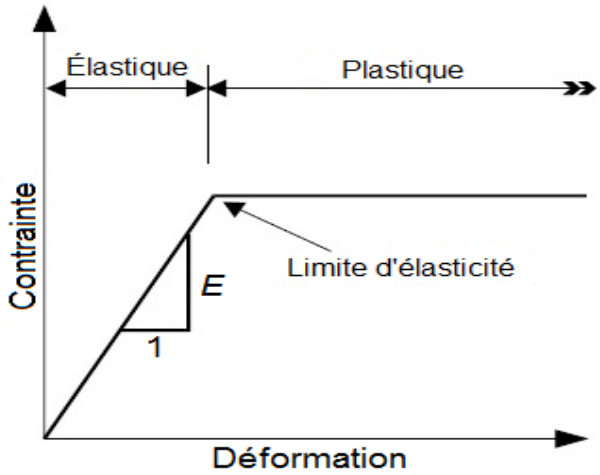

Figure 2-16 Courbe contrainte-déformation du modèle élasto-plastique (Geoslope, 2007).

Le modèle élasto-plastique utilise les paramètres du sol suivants :

- La cohésion c'
- L'angle de friction interne du sol ϕ' (en degrés)
- L'angle de dilatance du sol φ en degrés ($0 \leq \varphi \leq \phi'$). Si aucune valeur de φ n'est spécifiée, l'angle de dilatance φ est considéré égal à l'angle de friction interne ϕ'.

Le coefficient de Poisson ν du sol est introduit dans le code comme une valeur constante. Le module de Young *E* peut être spécifié comme une valeur constante ou comme une fonction de la contrainte, comme proposé par Duncan and Chang (1970) suivant l'équation :

$$E_i = K_L P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^j \tag{2.52}$$

Avec : K_L = module de chargement dû à la variation de la contrainte de confinement

P_a = pression atmosphérique (utilisée comme paramètre de normalisation) [$M.L^{-1}.T^{-2}$]

σ_3 = contrainte de confinement [$M.L^{-1}.T^{-2}$]

j = exposant pour définir l'influence de la pression de confinement sur le module initial

Lorsque les propriétés du matériau sont définies comme des paramètres effectifs (selon σ') et que la courbe de rétention d'eau (CRE) du sol est définie dans Sigma/W, la cohésion du sol peut être calculée par l'expression proposée par Vanapalli et al. (1996) :

$$c = c' + \left(u_a - u_w\right) \tan\phi' \left(\frac{\theta - \theta_{rés}}{\theta_S - \theta_{rés}} \right) \tag{2.53}$$

Avec θ_s la teneur en eau volumique à saturation et θ_r (ou $\theta_{rés}$) la teneur en eau résiduelle, le paramètre ϕ' est l'angle de friction effectif du sol, $(u_a - u_w) = \psi$ est la succion du sol.

L'expression (2.53) signifie que lorsque la teneur en eau est à saturation ($\theta = \theta_s$), 100% de la succion (pression interstitielle) contribue à la résistance (via la contrainte effective) ; lorsque la teneur en eau est à sa valeur résiduelle ($\theta = \theta_r$), la succion n'a aucune contribution à la résistance. La courbe de rétention d'eau est donc utilisée pour répartir la contribution de la succion à la résistance (Sigma/W - GeoSlope, 2007).

Modèle soft Clay et Cam-Clay Modifié (état critique)

Pour tenir compte des déformations irréversibles, Ducker et al. (1957) ont suggéré de formuler la loi de comportement des sols comme une loi élasto-plastique avec écrouissage (Nova, 2005). Parmi les modèles existants, on retient :

- Le modèle élasto-plastique Cam-Clay (CC) "original" qui est un modèle d'état critique avec écrouissage. Il utilise les paramètres en contraintes effectives. Le modèle Cam-Clay suppose que la contrainte de cisaillement élastique est nulle et que le sol dissipe l'énergie appliquée en subissant des déformations de cisaillement plastiques. La surface de charge a la forme d'une larme (voir figure 2.17) ;
- Le modèle Cam-Clay Modifié (ou CCM) est un modèle élasto-plastique isotrope avec écrouissage, basé aussi sur la mécanique des sols à l'état critique (CSSM). Le modèle Cam-Clay Modifié, développé par Roscoe et Burland (1968), suppose que la dissipation de l'énergie est due à la fois aux déformations de cisaillement élastiques et plastiques. La

surface de charge pour décrire le comportement de contrainte-déformation des sols cohésifs mous a la forme elliptique (voir figure 2.17 plus bas).

Le modèle Cam-Clay Modifié (CCM ou MCC) tient compte de certaines caractéristiques des matériaux poro-plastiques, telles certaines argiles (Fernandez, 2009 ; El Mkadmi, 2012) :

- La forte porosité de ces matériaux provoque des déformations volumiques irréversibles sous chargement hydrostatique, correspondant à une réduction de la porosité ;
- Une phase contractante suivie d'une déformation volumique plastique constante, ou s'il s'agit d'un matériau dense, une dilatance suivie aussi d'une déformation volumique constante lorsque ces matériaux sont soumis à des chargements déviatoriques.

L'intérêt du modèle CCM réside dans sa capacité à décrire les relations contraintes-déformations, volumiques et déviatoriques, avec un minimum d'ingrédients. Il comporte une seule surface de charge et un écrouissage associé à une seule variable scalaire. Ce modèle requiert la spécification des 5 paramètres ci-dessous dont les valeurs peuvent être obtenues à partir des tests standards à l'œdomètre ou de compression triaxiale (Geoslope, 2007) :

- λ : la pente de la ligne de consolidation normale dans le plan e – ln p' liée à C_C;
- κ : la pente des lignes de gonflement (de recompression) dans le plan e – ln p' liée à C_r;
- M : la valeur du rapport de contraintes q/p' à l'état critique (paramètre ou pente de la ligne d'état critique), lié à l'angle de friction interne du matériau ϕ' par :

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \tag{2.54}$$

- G : le module élastique de cisaillement ($G = E/2(1 - \nu)$) :
- v : le volume spécifique, lié à l'indice des vides e par la relation :

$$v = 1 + e \tag{2.55}$$

Les caractéristiques de compression du matériau en fonction de la pression verticale peuvent être obtenues à partir d'un essai de consolidation 1D. On peut aussi déterminer les indices de

compression C_C et de recompression C_r à partir des données reliant l'indice des vides et le logarithme de p, $\log(p)$. Les indices de compression C_C et de recompression C_r sont liés aux pentes λ et κ par les relations suivantes (Sigma/W - Geoslope, 2007) :

$$\lambda = \frac{C_C}{2.303} \tag{2.56}$$

$$\kappa = \frac{C_r}{2.303} \tag{2.57}$$

Les paramètres λ et κ peuvent aussi être obtenus à partir des valeurs mesurées (tracés) de l'indice des vides en fonction de ln(p).

La figure 2.17((a) à (i)) montre schématiquement les tracés associés au changement de volume en fonction de la pression pour un matériau comprenant une ligne de consolidation normale et une ligne de surconsolidation (ou ligne de gonflement).

Le plan p′ – q est défini par :

$$p' = p - u \tag{6.58}$$

Où u = la pression interstitielle

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = I_1/3 \tag{6.59}$$

Avec I_1 le premier invariant

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{6.60}$$

S'il y a une augmentation de la contrainte appliquée sur la ligne de surconsolidation (figure 2.17.a.a), l'état de contrainte va se déplacer le long de la ligne de surconsolidation vers la ligne de consolidation normale. Pour toute augmentation supplémentaire de contrainte (une fois passé l'intersection des deux lignes), l'état de contrainte va se déplacer vers le bas de la ligne de consolidation normale selon le modèle CCM.

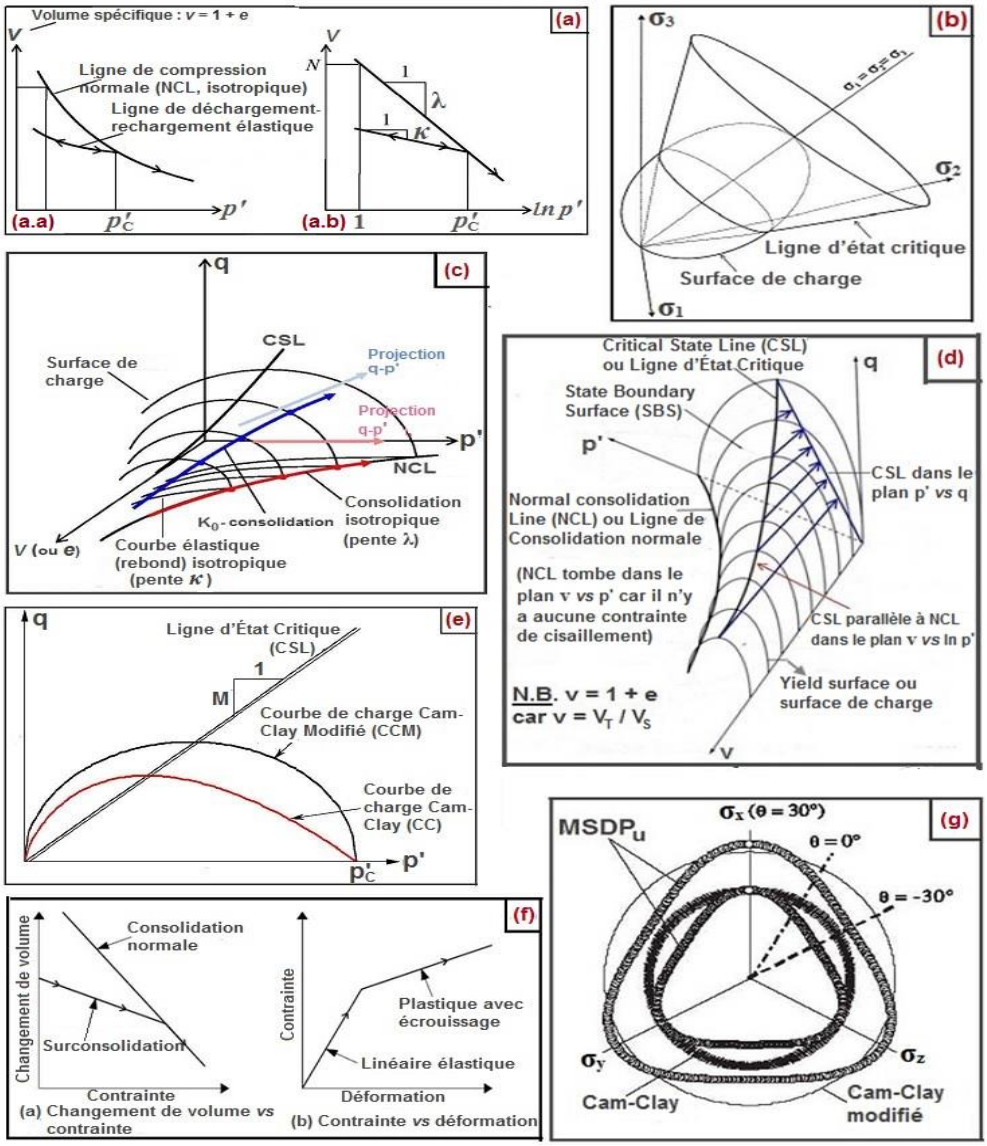

Figure 2-17 Différentes relations définies selon le modèle CCM : (a) Contrainte versus volume spécifique en échelle normale et semi-logarithmique (b) Surface de charge CCM et ligne d'état critique (LEC) dans le plan de contraintes principales (*c*) Trajectoires des états lors des tests conventionnels de consolidation (isotropique et K_0) (*d*) Ligne d'État Critique et ligne normalement consolidée dans le plan p' – q – e (ou v) (*e*) Surface de charge dans le plan p' – q des modèles CC et CCM. Paramètre *M* = pente de la ligne CSL (*f*) Relations changement de volume *vs* contrainte et contrainte *vs* déformation (*g*) Comparaison entre lieux géométriques du modèle de comportement CCM et des modèles CC et MSDPu.

Figures adaptées de Callari et al., (1998), Carter (2002), Li et al., (2005) et Sigma/W (2007).

Lorsque la figure 2.17.*a*.*a* est pivotée de 90° dans le sens antihoraire, les lignes de surconsolidation et de consolidation normale montrent respectivement les caractéristiques des courbes illustrées à la figure 2.17.*a*.*b* : la ligne de surconsolidation est analogue à la portion linéaire élastique initiale, tandis que la ligne de consolidation normale est considérée analogue à la partie plastique avec écrouissage de la relation contrainte-déformation (Sigma/W, 2007).

2.7.4 Formulation du modèle Cam-Clay Modifié

Les composantes de la déformation totale incluent la composante élastique et la composante plastique (Priscu, 1999 ; Nova, 2005 ; Auvray, 2010).

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{e} + d\varepsilon^{p} \tag{2.61}$$

La lettre supérieure (exposant) *e* = élastique et *p* = plastique.

Les déformations volumique et déviatorique peuvent être exprimées respectivement par :

$$d\varepsilon_{v} = d\varepsilon_{v}^{e} + d\varepsilon_{v}^{p} \tag{2.62}$$

et $$d\varepsilon_{d} = d\varepsilon_{d}^{e} + d\varepsilon_{d}^{p} \tag{2.63}$$

Les principales hypothèses du modèle sont :

- Les changements de forme du domaine plastique sont supposés uniquement dus aux déformations volumiques ;
- Le comportement du sol est supposé isotrope et élastique à l'intérieur de la surface de charge ;
- Les déformations élastiques volumiques et déviatoriques sont supposées indépendantes.

Le modèle élasto-plastique Cam-Clay Modifié (CCM) comporte les éléments suivants :

- La fonction (surface) de charge, f : qui divise le comportement du sol en 2 régions. Pour un chargement à l'intérieur de la surface de charge, le comportement est élastique. Pour un chargement sur la surface de charge, le comportement est plastique. Cette surface est définie par :

$$f = q^2 + M^2 p'\left(p' - p'_C\right) \tag{2.64}$$

Avec p'_c = la contrainte de préconsolidation ou contrainte de charge qui agit en tant que paramètre d'écrouissage (contrôle la taille de la surface de charge).

À la rupture, la surface de charge vaut :

$$f\left(p', q, p'_C\right) = 0 \tag{2.65}$$

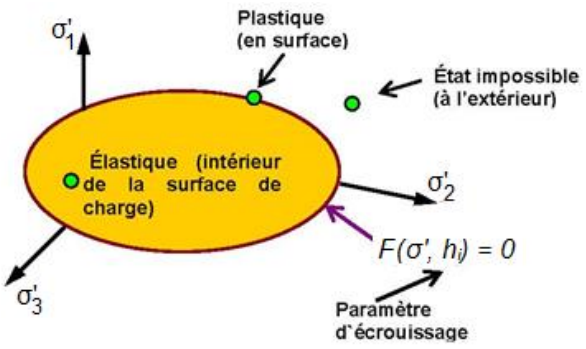

Figure 2-18 Surface de charge du modèle CCM en 3D (adapté de Karstunen, 2012).

- Les relations élastiques qui s'écrivent comme suit :

$$\begin{Bmatrix} \delta\varepsilon_V^e \\ \delta\varepsilon_d^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K & 0 \\ 0 & 1/3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{Bmatrix} \tag{2.66}$$

Avec K la densité apparente donnée par : $K = \dfrac{v\,p'}{\kappa}$ (la pente κ est définie plus haut) ;

v: le coefficient de Poisson.

- Le potentiel plastique, g :

$$g = f \equiv q^2 + M^2 p'\left(p' - p'_C\right) = q^2 - M^2 p'\left(p'_C - p'\right) = 0 \qquad (2.67)$$

- La dilatance et loi d'écoulement : la direction de l'incrément de déformation plastique (qui est normale à la surface de charge) est donnée par :

$$\frac{d\varepsilon_V^p}{d\varepsilon_d^p} = r\left(p', q\right) = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (Roscoe \,\&\, Burland, 1968) \qquad (2.68)$$

$$= M - \eta \qquad (Schofield \,\&\, Wroth, 1968)$$

Si M = η : $d\,\varepsilon_V^p / d\,\varepsilon_d^p = 0$ (2.69)

- La loi d'écrouissage définit la variation de la taille de la surface de charge durant la déformation volumique plastique ou le changement permanent de la déformation volumique incrémentale :

$$\frac{d\,p'_C}{d\,\varepsilon_V^p} = \frac{v\,p'_C}{\lambda - \kappa} = \frac{1+e}{\lambda - \kappa}\,p'_C \text{ , ou encore } d\,\varepsilon_V^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e}\frac{dp'_C}{p'} \qquad (2.70)$$

$$\frac{dp'_C}{d\varepsilon_d^p} = 0 \qquad (2.71)$$

Les conditions suivantes s'appliquent (pour la déformation plastique) durant le chargement :

- Écrouissage si d$p'_C > 0$.
- Adoucissement si d$p'_C < 0$
- Chargement neutre si d$p'_C = 0$ (le lieu géométrique de charge ne change pas pendant que survient le comportement plastique).

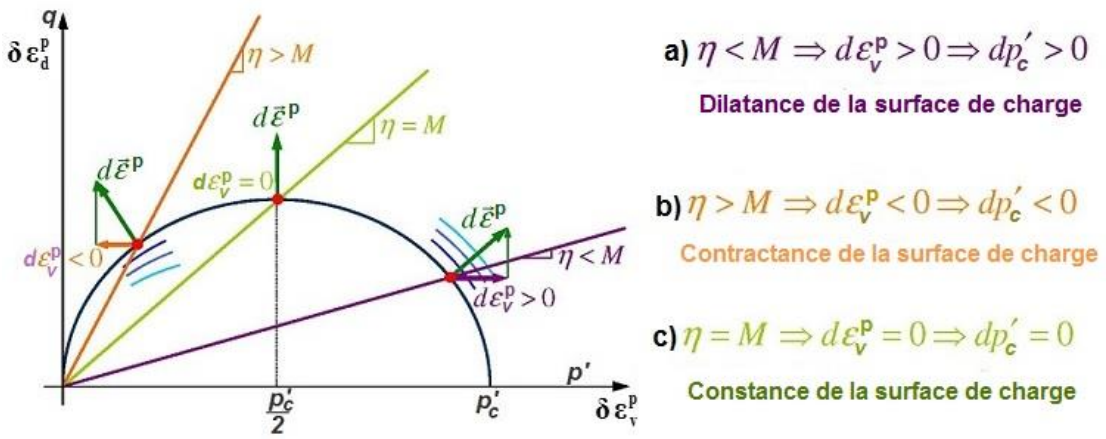

Figure 2-19 Différentes conditions de déformation plastique durant le chargement (adapté de Karstunen, 2012).

- L'expression des déformations (matrice de conformité élasto-plastique) :

$$\begin{Bmatrix} d\,s_v^p \\ d\,s_d^p \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{v p'_C \left(M^2 + \eta^2\right)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \dfrac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \qquad (2.72)$$

CHAPITRE 3 MATÉRIAUX, ÉQUIPEMENTS ET PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente les différents types de matériaux à l'étude, les normes ou procédures modifiées suivies pour leur caractérisation en laboratoire, les types de résultats de caractérisation attendus et les éventuelles mesures de correction en cas de besoin. Il présente aussi les équipements utilisés pour les essais sur des résidus avec déposition multicouche et les essais avec résidus en présence d'une inclusion drainante. Les principes de fonctionnement des appareils de mesure, les procédures de calibration ainsi que les protocoles expérimentaux suivis pour la réalisation des essais sont également décrits.

3.1 Site de provenance des matériaux, prélèvement et transport

Le site de provenance des matériaux (résidus et roches stériles) utilisés dans le cadre de cette étude est la mine Canadian Malartic (CM). Cette mine est située en Abitibi, au Québec, au sud de la ville de Malartic, à environ 20 kilomètres à l'ouest de Val d'Or. Canadian Malartic est l'une des plus grandes mines aurifères en exploitation au Canada. Elle fait partie de la prolifique zone de faille de Cadillac-Larder Lake dans la partie sud de la ceinture de roches vertes archéenne de l'Abitibi (Wares & Prud'homme, 2013).

Les résidus ont été prélevés sur le parc à résidus du site Canadian Malartic durant l'été 2012. Les roches stériles, tronquées sur une fraction de 10 cm, ont été prélevées à la halde à stériles du même site. La figure 3.1 montre une photographie du prélèvement des roches stériles à l'aide d'une pelle mécanique. Les résidus et roches stériles prélevés sur le site ont été placés dans des barils pour leur transport vers le laboratoire (Polytechnique - Montréal, à environ 650 km).

3.2 Caractérisation des matériaux en laboratoire

La caractérisation des matériaux prélevés sur le terrain a été réalisée dans les laboratoires de la Chaire Industrielle CRSNG et de l'IRME à l'École Polytechnique de Montréal. La plupart des

essais de caractérisation ont été réalisés selon les normes ASTM. Dans certains cas, ces normes ont été modifiées en fonction des propriétés des matériaux et des conditions de laboratoire. Des méthodes prédictives sont aussi utilisées (lorsque possible) pour raisons de comparaison et validation. Les procédures modifiées ou nouvelles qui ont été utilisées sont décrites dans ce chapitre ou en annexe. Dans certains cas (par exemple lorsque le degré de saturation pour des mesures dans des conditions saturées s'avère être très inférieur à 100%), les mesures ont été corrigées suivant des procédures déjà établies. Les valeurs obtenues sont également comparées aux données de la littérature et à d'autres mesures effectuées sur les mêmes matériaux.

Figure 3-1 Photographie du prélèvement des roches stériles sur la halde à stériles à l'aide d'une pelle mécanique (Photo IRME, 2012).

Certaines des propriétés obtenues lors de cette première caractérisation seront comparées dans la suite du projet à celles obtenues lors de la caractérisation qui sera faite sur la base des résultats d'essais de consolidation avec ou sans présence de roches stériles.

3.2.1 Caractérisation des résidus miniers

Les caractéristiques d'intérêt des résidus incluent la composition du solide et du lixiviat, la granulométrie, la teneur en eau et la densité de pulpe, l'indice des vides, la densité relative des grains, la masse volumique sèche maximale, les propriétés de consolidation et de perméabilité, les courbes de rétention d'eau et de retrait (e.g. Aubertin et al., 2002*a* ; Bussière, 2007).

Granulométrie, classification et surface spécifique

Les analyses granulométriques des échantillons de résidus ont été réalisées en laboratoire suivant les procédures décrites par la norme ASTM D422-63 (2007). Ces analyses incluent le tamisage pour les particules de taille retenus au tamis n°200 et le test à l'hydromètre ou sédimentométrie pour les particules passant au tamis n°200.
Les matériaux ont été transportés du site minier au laboratoire dans quatre barils (barils 1, 2, 3 et 4). Les résidus ont d'abord été homogénéisés dans chaque baril et ont fait l'objet d'une analyse granulométrique. Trois échantillons ont été prélevés dans chaque baril, ce qui a donné initialement 12 courbes granulométriques (présentées au chapitre 4). On a ensuite déterminé une courbe granulométrique moyenne pour chaque baril. Tous les résidus (des 4 barils) ont ensuite été mélangés et homogénéisés dans un grand contenant une première fois (1ère homogénéisation), puis une deuxième fois (2ème homogénéisation).

Les résultats des analyses granulométriques ont servi à la classification des résidus miniers. Le système de classification des sols unifié ("*Unified Soil Classification System*", USCS, ASTM D 2487) décrits dans Holtz & Kovacs, (1981) et McCarthy (2007) a été utilisé. Les résultats de l'analyse granulométrique ont aussi servi à estimer la valeur de la surface spécifique S_S (ou S_m) des matériaux testés selon l'approche proposée par Chapuis et Légaré (1992), présentée à l'annexe L ; celle-ci prend en compte la taille et la forme des particules pour estimer la valeur de S_S (ou S_m) des sols pulvérulents non plastiques.
Lors de nos essais, les limites d'Atterberg des résidus miniers se sont avérés difficiles à déterminer pour ce type de matériaux. On reviendra brièvement sur le sujet au chapitre 4.

Teneur en eau et indice des vides

Après homogénéisation, la teneur en eau massique des résidus provenant de la mine Canadian Malartic (CM) était de w = 75.3% en moyenne ; la densité de pulpe de P = 57.0%, ce qui équivaut à un indice des vides e de 2.07 et à une teneur en eau volumique θ_{sat} = porosité n = 0.67. Cette porosité n'est pas nécessairement représentative des conditions d'essais (ou *in situ*).

Dans le cadre de cette investigation, la plupart des essais ont été menés sur des résidus avec un indice des vides initial e_0 = 1.19 ± 0.02 (ou w_0 = 43.0% ± 0.5% ou P ≈ 70%). Ces valeurs relativement élevées de e_0 (et de w_0) sont jugées représentatives des conditions en place, tout en permettant de bien manipuler les résidus. Ces valeurs de w_0 sont toutefois plus élevées que celles proposées par Poncelet (2011), qui a montré que des teneurs en eau de l'ordre de 34-35% sont requises pour empêcher la ségrégation. D'autres valeurs de e_0 et w_0 seront aussi utilisées lors d'autres essais aux fins de comparaison.

Densité relative des grains et masse volumique sèche maximale

Les valeurs de densité relative des grains (D_r) des résidus CM ont été obtenues suite aux tests au pycnomètre réalisés selon la norme ASTM D854 (2010). Quinze (15) essais ont été réalisés, soit 3 tests (comme le recommande la norme) pour les résidus de chacun des 4 barils reçus au laboratoire et 3 tests pour le mélange obtenu après avoir homogénéisé l'ensemble des résidus pour la deuxième fois. Lorsqu'on effectue les 3 essais nécessaires que recommande la norme pour un même échantillon de résidus, on prend soin de noter les valeurs de D_r max, D_r min ainsi que la différence entre ces deux valeurs de D_r afin de vérifier la conformité avec la norme.

Des essais de compactage ont été réalisés selon la norme de l'essai Proctor Modifié (ASTM D1557 – 12), afin de déterminer la relation entre la teneur en eau w et la masse volumique sèche du matériau ρ_d (ainsi que l'indice des vides à l'optimum e_{opt}). Sept échantillons de résidus Malartic avec des teneurs en eau allant de 9.5% à 20.5% ont été utilisés.

Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée k_{sat} des résidus a été principalement déterminée par des essais à charge variable effectués en cellule triaxiale selon la norme ASTM D5084-10. Quatre essais ont été effectués pour ces résidus.

À la fin de chaque essai, on prend soin de vérifier que le degré de saturation S_r correspondant au résultat obtenu (c'est-à-dire la conductivité hydraulique k) est de 100%. Si le degré de saturation

S_r correspondant est très inférieur à 100% (85% et en deca), la conductivité hydraulique k est corrigée suivant l'équation ci-dessous (Mualem, 1976) :

$$\frac{k(S_r)}{k(S_S)} = \left(\frac{S_r - S_{r_r}}{S_S - S_{r_r}} \right)^3 \tag{3.1}$$

Avec S_{r_r} : degré de saturation à la teneur en eau résiduelle ($S_{r_r} = S_{rés}$) ;

S_S : degré de saturation à saturation totale (théoriquement S_S = 100 % ou 1) ;

S_r : degré de saturation quelconque, correspondant à k mesurée et à corriger.

Les modèles prédictifs de Kozeny-Carman Modifié (KCM) (Mbonimpa et al., 2002) et de Kozeny-Carman (KC) (Chapuis & Aubertin, 2003), décrits dans la revue de littérature (section 2.5.5 et à l'annexe E) sont aussi utilisés pour estimer la valeur de la conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, aux fins de comparaison.

Courbes de rétention d'eau, courbes de retrait et conditions de fissuration des résidus

Les courbes de rétention d'eau (CRE) des résidus ont été déterminées au moyen de deux essais en cellule de pression ou "pressure plate" (normes ASTM D3152-72 et D6836-02). Pour la mesure du volume de l'échantillon qui varie durant l'essai, la procédure décrite par Saleh-Mbemba (2010) a été utilisée. Un autre essai de rétention d'eau a été effectué dans la cellule Tempe (norme ASTM D2325-68 et D3152-72) pour des fins de comparaison. L'essai de rétention en cellule Tempe a été réalisé avec une teneur en eau initiale w_0 = 27.0 ± 0.5% ($n = \theta_S$ = 0.42 ± 0.01) et les essais en cellule de pression avec une teneur en eau initiale w_0 = 40.0 ± 0.5% ($n = \theta_S$ = 0.52 ± 0.01).

Les courbes de rétention d'eau ont également été estimées à l'aide de certains modèles présentés dans la revue de littérature (section 2.5.4) ou en annexe (D), dont :

- Le modèle descriptif de van Genuchten ;
- Le modèle prédictif de Kovacs Modifié ou MK, qui considère un indice des vides e constant ;

- Le modèle prédictif MK_d de Mbonimpa et al. (2006) qui tient compte de la variation de l'indice des vides *e* pour les matériaux déformables ;

Deux essais de retrait ont été réalisés dans des moules de 200 mm de longueur, 30 mm de largeur et 36 mm de diamètre, suivant la procédure développée par Saleh-Mbemba (2010) pour obtenir la courbe de retrait. Les mêmes moules ont servi à réaliser deux essais de retrait contraint (avec une même teneur en eau initiale w_0), suivant la procédure développée par Saleh-Mbemba (2010), afin d'obtenir les conditions de fissuration de ces résidus.

3.2.2 Caractérisation des roches stériles

Les roches stériles prélevées sur le site, tronquées à 10 cm comme taille maximale, ont été caractérisées en laboratoire pour déterminer la courbe granulométrique, la densité relative des grains solides et la conductivité hydraulique saturée. Ces propriétés sont utilisées dans la suite pour analyser la capacité des stériles à drainer l'eau contenue dans les résidus.

Analyse granulométrique et densité relative des grains

La courbe granulométrique a été déterminée avec une technique similaire à celle utilisée pour les résidus, conformément à la norme ASTM D422-63 (2003). La courbe granulométrique est construite à partir d'un tamisage grossier (supérieur à 4.75 mm) et fin (inférieur à 4.75 mm), et de tests de sédimentation pour les particules plus fines passant le tamis N°200 (< 75µm).
La densité relative D_r des roches stériles n'a pas été mesurée lors de nos essais. Nous utiliserons la valeur mesurée sur les mêmes matériaux par L-Bolduc (2012), soit $D_r = 2.70$.

Porosité, indice des vides et poids unitaire sec

Une méthode simple, consistant à mettre les roches stériles à l'état lâche dans un contenant de volume V_T [cm^3] connu (voir figure 3.2), et ensuite à y déverser de l'eau jusqu'à saturation ($S_r \approx$ 100%), a été utilisée pour déterminer la porosité (et l'indice des vides) des roches stériles. Ce contenant est posé sur une balance ; ainsi la pesée du contenant avec matériaux secs et celle du

contenant avec matériaux quasi-saturés permet de déterminer le volume d'eau V_w remplissant les vides $V_V = V_W$ [cm^3], ce qui permet de calculer la porosité par :

$$n = V_V / V_T = V_w / V_T \qquad [-] \tag{3.1}$$

Six essais ont été utilisés pour la détermination de la porosité moyenne *n* (état relativement lâche). Un calcul complémentaire permet d'évaluer si le degré de saturation de 100% a été atteint lors de chaque essai.

L'indice des vides *e* et le poids unitaire sec γ_d sont déduits de la porosité *n* à partir des expressions suivantes :

$$e = V_V / V_S = (V_T - V_S)/V_S = n/(1-n) \tag{3.2}$$

$$\gamma_d = D_r (1-n)\gamma_w = (1-n)\gamma_S \tag{3.3}$$

Figure 3-2 Roches stériles dans le contenant (sur balance) pour la détermination de la porosité.

Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique k_{sat} des roches stériles a été mesurée à l'aide d'un essai à charge variable en grande colonne par L-Bolduc (2012) suivant une procédure décrite par Hernandez (2007) et Peregoedova (2012). Les méthodes de Taylor (1948) et de Shepherd (1989), utilisées et validées par Peregoedova (2012) et présentées à l'annexe E, ont été utilisés pour estimer la valeur k_{sat} des roches stériles aux fins de comparaison.

3.3 Préparation des matériaux et description des équipements

3.3.1 Préparation

Les résidus prélevés sur terrain ont été transportés vers le laboratoire dans des barils. Ils ont subi un tassement durant le transport. Ces matériaux ont été homogénéisés dans ces barils à l'aide de grands malaxeurs. Tous les résidus ont ensuite été homogénéisés dans une grosse boîte rigide (qui servira aussi pour les essais de consolidation avec drainage). Une partie des matériaux homogénéisés a servi à la caractérisation décrite plus haut.

Avant de commencer les essais de consolidation, les résidus ont été à nouveau homogénéisés et amenés à une même teneur en eau (i.e. w_0 = 43.0 ± 0.5 %) dans la grosse boîte ou dans des barils. Cette opération est menée 24 à 48 heures avant l'essai afin d'avoir le temps de vérifier une ou deux fois que la teneur en eau désirée est bien atteinte (ou si cela demande un réajustement). Ces matériaux sont homogénéisés une dernière fois juste avant le début de chaque essai, avant de les décharger directement dans le contenant. On procède également à l'homogénéisation complète des roches stériles avant l'essai.

3.3.2 Modèles physiques

Trois (3) types de modèles physiques ont été utilisés pour étudier la réponse des résidus à une échelle intermédiaire (de laboratoire) ; il s'agit :

- D'une colonne cylindrique ;
- D'une boîte à parois rigides de base carrée ;
- D'une cuve cylindrique.

La description de ces modèles physiques est présentée dans ce qui suit.

Colonne pour les essais de déposition des résidus en couches successives

Ces essais servent à évaluer l'évolution des pressions interstitielles et des déplacements lors d'une déposition multicouche (ou progressive) des résidus. Ils ont été effectués dans une colonne de

plexiglas de 30 cm de diamètre et de 118 cm de hauteur, montrée à la figure 3.3 (a et b). La colonne comporte des orifices pour la connexion des capteurs de pression à des élévations de 13.5 cm, 28.5 cm, 43.5 cm, 59.0 cm, 73.5 cm, 88.5 cm et 102.5 cm (à partir de la base). La colonne comporte aussi un robinet à la base, qui peut être fermé ou ouvert selon les besoins de l'essai (drainé ou non drainé à la base).

Des prises latérales servent pour la connexion des capteurs de pression. La colonne est renforcée par des collets en acier qui augmentent la résistance radiale.

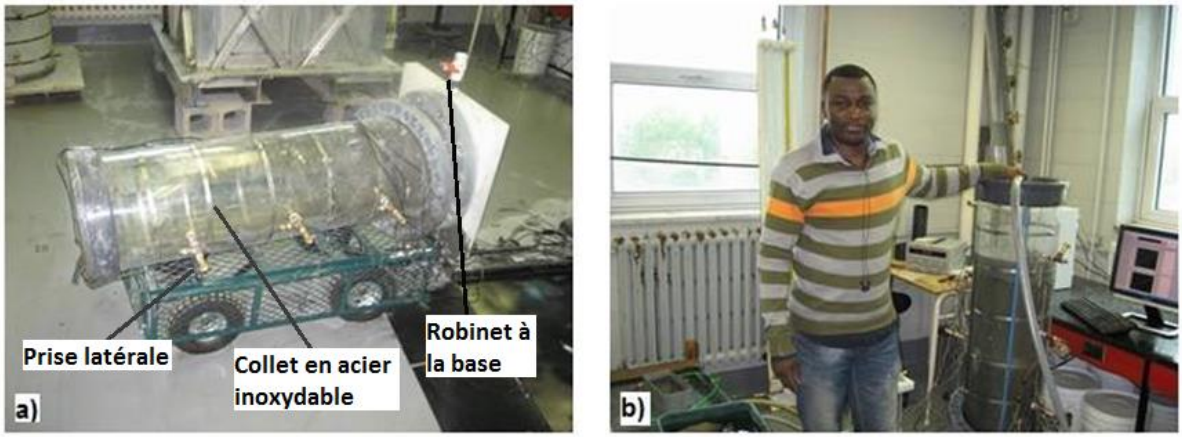

Figure 3-3 (a) Photographie de la colonne (allongée sur un charriot servant au transport) utilisée pour les essais de consolidation des dépôts multicouches (b) Déposition des résidus en couches successives à l'aide d'une pompe dans la colonne pour l'essai de consolidation.

Boîte à parois rigides pour les essais avec une inclusion longitudinale

Des essais de consolidation des résidus placés à côté de roches stériles ont été réalisés dans une boîte à parois rigides et à base carrée (figure 3.4). La boîte est fabriquée en aluminium. Un côté de la boîte est une paroi transparente (feuille d'acrylique de 19 mm d'épaisseur) pour l'observation visuelle du comportement des matériaux durant les essais. Ce côté transparent a aussi servi à observer et à mesurer l'élévation du niveau de l'eau au sein des roches stériles lors d'un essai (décrit plus loin). Un autre côté de la boîte porte des ouvertures pour connexions rapides ("quicks-connects") servant à brancher des capteurs de pressions interstitielles. Les détails de la conception de la boite sont présentés dans Jolette (2002) et Pépin (2011).

La base de la boîte a une dimension carrée de 105 cm par 105 cm à l'intérieur. La hauteur intérieure de la boîte est de 75 cm, ce qui donne un volume total de 0.83 m³. Deux trous (reliés à des valves) ont été placés à la base de la boîte pour permettre l'écoulement de l'eau en cas de besoin (e.g. essais avec drainage vers le bas). Un enduit contenant de l'"époxy" a été appliqué sur les parois intérieures de la boîte pour protéger les surfaces. La figure 3.4 montre une photo de la boîte durant un remplissage avec de l'eau (afin de vérifier son étanchéité).

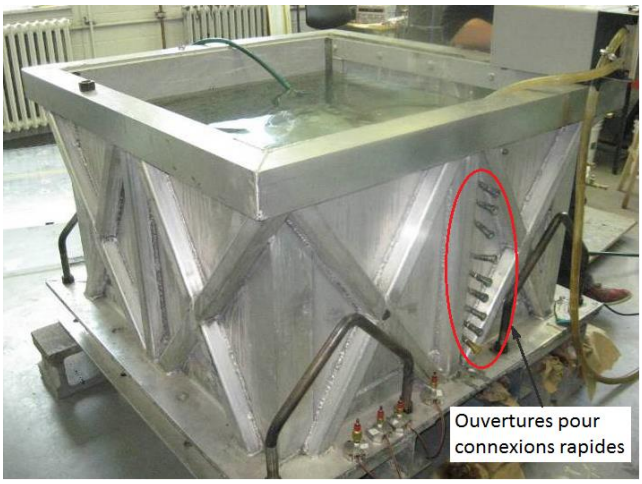

Figure 3-4 Photographie de la boîte à parois rigides remplie d'eau lors d'un test d'étanchéité.

Cuve cylindrique pour les essais avec inclusion centrale drainante

Une cuve cylindrique en PVC, de 55 cm de diamètre et de 87.5 cm de hauteur (figure 3.5), a été utilisée lors des essais sur des résidus en présence de roches stériles. La cuve comporte des ouvertures pour connexions rapides à différentes élévations (pour la mesure des pressions d'eau). Ces connexions rapides sont reliées à des tubes flexibles à l'intérieur de la cuve ; chaque tube est relié à son bout à une céramique qui peut être placé à la distance désirée. Cette configuration permet la prise de mesures des pressions interstitielles à différentes élévations et distances horizontales de la paroi de la cuve (ou de l'inclusion cylindrique de roches stériles placée au centre de la cuve). La cuve cylindrique comporte à sa base un robinet pouvant être ouvert selon le besoin (drainage vers le bas).

Figure 3-5 Photographie de la cuve cylindrique utilisée pour les essais avec drainage axisymétrique, avec deux cylindres faits de grillage métallique (D = 20 cm et D = 25 cm), entourés de géotextile et destinés à contenir les roches stériles (inclusions centrales).

3.3.3 Équipements de mesure et procédures de calibration

Plusieurs types d'instruments ont été utilisés afin de mesurer les caractéristiques physiques au sein des résidus et évaluer l'impact de l'inclusion de roches stériles sur la consolidation des résidus. L'instrumentation comprend des capteurs de pression d'eau interstitielles (OMEGA), des sondes de niveau d'eau (DIVER), des sondes de teneur en eau (ECH_2O) et des transducteurs de mouvement (LVDT). Ces capteurs sont décrits dans ce qui suit. Des grillages métalliques et tissus (ou toiles) géotextiles (en matériaux synthétiques non tissés) ont servi à compartimenter la boîte et à la mise en place de l'inclusion cylindrique centrale.

3.3.3.1 Capteurs de pression

Capteur de pression d'eau interstitielle

Des capteurs de pression Omega PX243-05BG et PX243-15BG ont été installés à différentes élévations pour la mesure des pressions d'eau positives ou négatives (succions). Les

caractéristiques de ces capteurs de pression sont présentées au tableau 3.1 et la figure 3.6 montre une photographie du capteur OMEGA PX243-15BG. Pour chaque essai, les capteurs PX243-05BG plus précis, ont été installés dans la partie supérieure du modèle physique afin de mesurer avec précision les faibles valeurs de pressions interstitielles et/ou succions (proche de la surface). Les capteurs PX243-15BG ont été installés dans la partie inférieure.

Tableau 3-1 Caractéristiques des capteurs de pression utilisés lors des essais de laboratoire

Type de capteur	Modèle de capteur	Plage de mesures	Précision
Omega	PX243-05BG	± 5 psi ou ± 34.5 kPa	0.25% (± 0.086 kPa)
	PX243-15BG	± 15 psi ou ± 103.4 kPa	0.25% (± 0.2585 kPa)

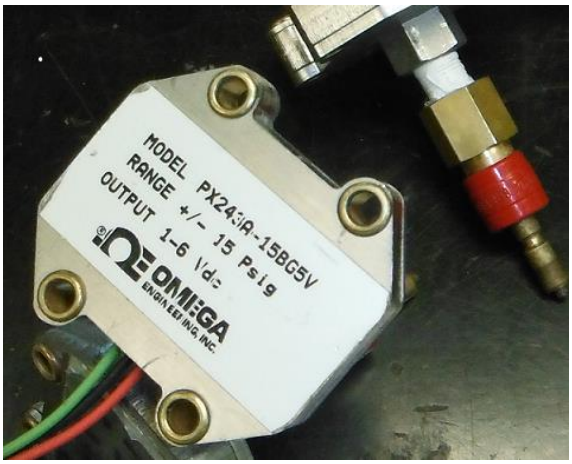

Figure 3-6 Photographie du capteur de pression OMEGA PX243-15BG.

Ces capteurs de pression sont de type tensiomètre saturés en eau. Ils sont reliés directement sur des bougies de céramique poreuse en contact avec les résidus. Le système (bougie + connexion métallique + tensiomètre) est saturé avec de l'eau désaérée. Ces capteurs peuvent toutefois se désaturer au cours des essais ; ils peuvent aussi se désaturer après chaque démontage. Il est important de prendre des précautions pour garder les capteurs de pression saturés afin d'éviter de fausser les mesures. Chaque capteur de pression est connecté au connecteur ("quick connect") à l'extrémité du tube vissé sur la colonne. Ceci facilite les opérations de montage, démontage, étalonnage et nettoyage.

Ce type de capteur de pression fonctionne à l'aide d'une membrane qui transforme la variation de pression d'eau en tension électrique. Cette tension électrique est associée à une pression équivalente par le système d'acquisition de données (décrit plus bas), après que celui-ci ait été convenablement étalonné.

Calibration

Les capteurs de pression sont alimentés par une source de tension comprise entre 0 et 12 Volts et ils renvoient un signal électrique lié à la pression (positive ou négative) appliquée sur leur membrane interne. Le signal dépend du capteur et de la source (générateur). Ces capteurs de pression doivent donc être calibrés individuellement.
La calibration consiste à appliquer des pressions d'eau contrôlées (connues) et à obtenir le voltage indiqué par le capteur correspondant à chaque pression. Dans notre cas, les pressions contrôlées ont été obtenues à l'aide des lectures du niveau d'eau à partir de burettes graduées. Cinq mesures (de 0.15 m, 0.5 m, 1.0 m, 1.5 m et 1.8 m) ont été utilisées pour calibrer pour chaque capteur. On obtient ensuite plusieurs couples de valeurs (x, u) avec x le voltage indiqué par le capteur de pression (en volts) et u la pression (charge) d'eau contrôlée correspondante (en mètres d'eau ou en kPa). Les couples de valeurs obtenus sont ensuite utilisés pour déterminer par régression linéaire une fonction affine (droite) de type "$u = ax + b$" pour chaque capteur de pression à calibrer. On s'assure d'avoir un coefficient de régression élevé (exemple : R^2 supérieur à 0.99). Les fonctions de calibration linéaires sont utilisées dans la suite pour déterminer les valeurs de pressions interstitielles durant les essais. Les courbes de calibration des capteurs de pression utilisés sont présentées à l'annexe F.

Durant les 24 heures qui précèdent un essai, les capteurs de pression calibrés sont branchés aux "connexions rapides" d'une petite colonne remplie d'eau désaérée. Un vide est appliqué dans la partie supérieure de la colonne. Cette opération sert à la saturation des capteurs de pression, pour évacuer les éventuelles bulles d'air présentes à l'intérieur.
Avant le démontage de chaque essai, les capteurs de pressions sont retirés du contenant (boîte, cuve ou colonne) et sont branchés à ces "connexions rapides" sur la petite colonne pour éviter une désaturation entre deux essais consécutifs ou entre deux étapes successives d'un même essai. Cela

permet d'éviter que l'air ne pénètrent dans le capteur de pression initialement saturé. S'il advenait que les capteurs de pression soient en contact avec l'air entre deux essais ou si on n'est pas sûr de la saturation des capteurs de pression, il est recommandé de recommencer la procédure de calibration des capteurs pour s'assurer de bons résultats. Ainsi, lors de nos essais, les calibrations ont été vérifiées avant et après chaque essai à des fins de vérification et pour s'assurer des bons résultats à venir. Les résultats pour lesquels la vérification de la calibration n'a pas été positive ont été écartés.

Sonde de mesure des niveaux d'eau

La sonde MicroDiver Nova Metrix est conçue pour mesurer les niveaux (profondeur) d'eau par rapport à la surface (ou à un niveau de référence). Il s'agit d'une sonde autonome avec acquisition de données via une mémoire interne, qui peut être programmée par l'utilisateur.
La sonde MicroDiver se compose d'un capteur de pression d'eau, d'un capteur de température, d'une mémoire pour le stockage des mesures, et d'une batterie. Quelques spécifications de cette sonde sont données au tableau 3.2.

Tableau 3-2 Spécifications des sondes de mesure de Niveau d'eau MicroDiver (Adapté de Schlumberger Water Services, 2014)

Description	***Spécification***
Fabriquant	Nova Metrix
Intervalle d'échantillonnage	0.5 s à 99 h
Plage de température	-20°C à + 80°C
Dimensions	18 mm (*D*) x 88 mm (*H*)
Poids	60 g
Plage de mesures (pressions)	0 - 10 mH_2O à 0 - 100 mH_2O selon le type
Précision	± 0.1%

La hauteur d'une colonne d'eau est obtenue en mesurant la pression de l'eau à l'aide du capteur de pression intégré. Tant que le MicroDiver n'est pas submergé dans l'eau, il mesure la pression atmosphérique, comme le fait un baromètre. Une fois submergé, il donne la pression de l'eau + pression atmosphérique, ce qui donne la hauteur de la colonne d'eau au-dessus du MicroDiver.

Un Baro-Diver est aussi installé dans le laboratoire où l'on effectue des mesures pour indiquer les variations de pression atmosphérique. On réalise par la suite la compensation barométrique pour ces variations de la pression atmosphérique. La théorie des mesures réalisées à l'aide des sondes MicroDiver, du Baro-Diver et un exemple de piézomètre dans lequel un MicroDiver est installé sont présentés à l'annexe G.

L'unité de lecture est connectée via un port USB à l'ordinateur (PC) sur lequel est installé le logiciel Diver-Office (figure 3.7). La sonde autonome MicroDiver est programmée pour prendre des mesures à des intervalles de temps désirés (5 minutes dans le cadre de nos essais).

Figure 3-7 Programmation de la sonde MicroDiver (avant essai) sur un PC via un port USB.

3.3.3.2 Capteurs de déplacement

Principe de fonctionnement

Des capteurs de déplacement (type "Linear Variable Differential Transformer", LVDT) ont été utilisés afin de suivre le déplacement vertical de la surface des résidus durant les. Le LVDT est un type commun de transducteur électromécanique qui permet de convertir le déplacement rectiligne d'un objet auquel il est attaché mécaniquement en un signal électrique correspondant. L'enregistrement des valeurs se fait via un système d'acquisition de données.
Trois LVDT série "S" fabriqués par AMETEK (Solartron Metrology), de longueurs respectives ±5 cm, ±7 cm et ±25 cm, ont été utilisés dans le cadre de cette investigation. Ces LVDT ont été

alimentés par une source de 12 volts et leur réponse peut varier de 0 à 10 volts. Le diamètre des LVDT est de 19 mm et la précision sur la plage de mesure est de ± 0.2%.

La calibration a été faite par l'enregistrement de valeurs (en volts) correspondant à des déplacements avec des petits incréments contrôlés (en micromètres). La plage de déplacements lors de la calibration doit être plus grande que la gamme des déplacements à observer durant les mesures. Les courbes de calibration des LVDT sont linéaires de type "$y = mx + b$", avec x le voltage et y le déplacement vertical (mm). Le coefficient R^2 est supérieur à 0.99. Les courbes de calibration des LVDT utilisés sont présentées à l'annexe H.

3.3.3.3 Sondes pour les mesures de teneur en eau

Les senseurs d'humidité ECH_2O (produits par DECAGON) sont utilisés pour évaluer la teneur en eau volumique θ du milieu en mesurant la constante diélectrique ε, qui peut être reliée à l'humidité (teneur en eau) du milieu. Les principales spécifications de ces sondes sont présentées au tableau 3.3 (Decagon Devices, 2015). DECAGON recommande aux utilisateurs des sondes ECH_2O d'effectuer une calibration spécifique pour le matériau instrumenté, pour une meilleure précision de la mesure de teneur en eau volumique (Cobos & Chambers, 2010).

Tableau 3-3 Spécifications des sondes ECH2O, Type EC-5 (Decagon Devices, 2015)

Description	Spécification(s)
- Plage de mesure	Sol sec ($\theta = 0$) à saturé (généralement $\theta = 0.4$ à 0.6)
- Précision sur la plage de mesure	± 0.03 m^3/m^3 ou ± 3% (si calibration spécifique du sol : ± 2%)
- Environnement d'exploitation	0 à 50°C (ou hautes températures sous certaines conditions)
- Dimensions des sondes	8.9 cm × 1.8 cm × 0.7 cm

Quatre sondes de mesure d'humidité ECH_2O (type *EC-5*, de Decagon) calibrées ont été installés dans le modèle physique à des élévations (hauteurs) spécifiques de 10 cm, 20 cm, 30 cm et 40 cm le long d'une tige fixe.

La procédure usuelle de calibration des capteurs d'humidité à capacitance décrite par Starr et Paltineanu (2002) et par Cobos et Chambers (2010) n'est pas appropriée pour des matériaux déformables qui se consolident, car la densité (indice des vides) change dans le temps. De plus, les résidus restent saturés durant les essais de consolidation 1D ; il n'est donc pas pertinent d'évaluer la variation du degré de saturation. Une procédure spéciale de calibration a été développée pour des matériaux qui se consolident. Elle prend en compte la variation du volume spécifique V_S (= volume/masse), de la teneur en eau volumique θ, de l'indice des vides e, de la densité sèche ρ_d, et du poids volumique γ à un degré de saturation constant S_r (=100%). Pour cette procédure, les sondes ECH_2O sont calibrées durant une période de temps relativement longue. La préparation des matériaux, la procédure de calibration et les courbes de calibration des sondes ECH_2O, ainsi que les expressions permettant de passer de la teneur en eau volumique θ mesurée par la sonde aux mesures et caractéristiques des matériaux (indice des vides e, pressions u, contraintes σ', tassements S_t), sont présentés à l'annexe I (voir aussi l'annexe K).

La figure 3.8.a montre une photographie de deux sondes ECH_2O, la figure 3.8.*b* montre la photographie d'une sonde ECH_2O insérée verticalement dans l'échantillon de résidus et la figure 3.8.*c* montre une vue de certaines sondes d'humidité attachées sur une tige lors du démontage (démantèlement) de l'essai en boite à parois rigides.

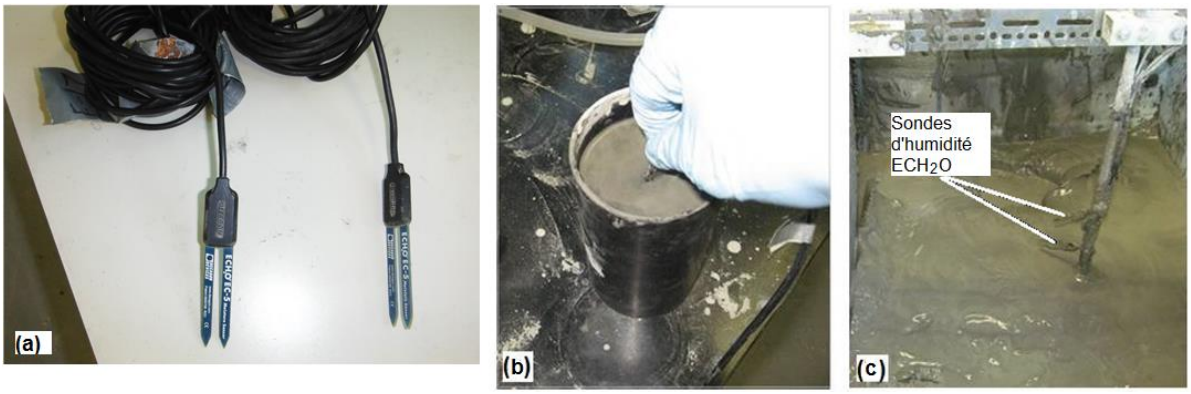

Figure 3-8 (a) Photographie de deux sonde ECH_2O, type *EC-5* de Decagon (b) Insertion verticale d'une sonde ECH_2O au sein des résidus dans le contenant pendant la calibration (c) Vue de deux sondes ECH_2O attachées sur la tige à l'intérieur de la boîte à parois rigides, au moment du démontage de l'essai.

3.3.4 Systèmes d'acquisition de données

Capteurs de pression OMEGA et capteurs de déplacements LVDT

Les capteurs de pression et de déplacement (LVDT) ont été branchés à un même système d'acquisition de données afin d'enregistrer les valeurs de façon régulière. L'acquisition des données a été faite par le logiciel LabVIEW (de National Instruments Corporation), version 7.1. LabVIEW offre l'avantage de faibles besoins en matériel et en logiciels complémentaires, ce qui permet de faire tourner l'application avec une grande simplicité d'utilisation, sur un ordinateur personnel de faible puissance avec Microsoft Windows. L'ordinateur est équipé d'une carte de conversion analogique/numérique de type CIO-DAS 08 (de Measurement Computing Corporation®, 2003) afin de transformer le signal électrique (tension de sortie) issu du capteur en signal numérique (bits) utilisable par le logiciel. La carte a été configurée en mode unipolaire. La carte d'acquisition de données utilisée pour nos essais permet la lecture de huit instruments à la fois (6 capteurs de pression et 2 LVDT) à une résolution de douze bits et une précision de 0.01 % sur la valeur d'entrée. Les gammes de pression (0 à 103 kPa) et de déplacement (0 à 250 mm) mesurables se traduisent par une gamme de tensions de 0 à 10 V. La calibration des capteurs de pression et de déplacement faite préalablement permet d'établir la relation entre les voltages mesurés et les pressions (en kPa) ou les déplacements (en mm) correspondants.
La figure 3.9 montre les systèmes d'acquisition des données des capteurs de pression OMEGA, des LVDT et des sondes d'humidité ECH_2O.

Sondes ECH_2O pour les mesures de teneur en eau

L'enregistreur de données *Em*50 (un produit Decagon) a été utilisé en tant que système d'acquisition des données des sondes ECH_2O lors des essais de consolidation. L'utilitaire des sondes ECH_2O, installé sur un ordinateur, a été utilisé pour la configuration de l'enregistreur de données de base et le téléchargement des données au format Excel. L'utilitaire ECH_2O fournit une interface conviviale pour la configuration et le téléchargement des données de l'enregistreur *Em*50. Une description détaillée est fournie dans le manuel Decagon Devices (2010).

L'enregistreur des données *Em*50 doit être configuré pour les données des capteurs d'humidité à un intervalle de temps donné. Dans nos essais, les données des sondes ECH_2O ont été enregistrées toutes les 60 secondes.

La sortie de l'utilitaire ECH_2O est la teneur en eau volumique θ_{ECH2O} mesurée du début de l'essai de consolidation jusqu'à la fin par les différentes sondes installées le long du profil vertical de la couche de résidus (hauteurs de 10 cm, 20 cm, 30 cm et 40 cm). Ceci permet de suivre l'évolution spatiale et temporelle des paramètres mesurés.

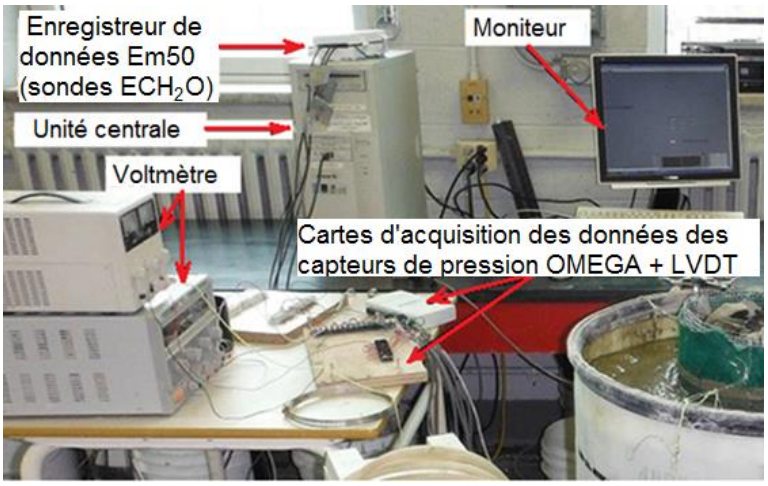

Figure 3-9 Vue des systèmes d'acquisition des données des capteurs de pression OMEGA, des LVDT et des sondes d'humidité ECH_2O durant un essai en cuve cylindrique.

Sondes DIVER pour les mesures du niveau d'eau

La sonde Diver est autonome pour l'acquisition des données. Cette sonde peut enregistrer des données sans être connectée à un système extérieur d'acquisition. La lecture des données peut se faire à la fin (arrêt) de l'essai en connectant l'unité de lecture à l'ordinateur (PC) via le port USB. Les sorties des sondes DIVER qui mesurent la pression de l'eau sont exprimées en cm d'eau, que l'on peut ainsi convertir en kPa.

3.4 Programme expérimental

3.4.1 Sommaire des essais

Trois principaux types d'essais ont été réalisés en laboratoire au cours de cette investigation, soient :

- Déposition des couches successives en grande colonne instrumentée ;
- Juxtaposition des résidus et roches stériles en boîte de base carrée ;
- Juxtaposition des résidus et roches stériles en cuve cylindrique.

Les essais avec déposition multicouche en colonne ont été réalisés en ajoutant des couches successives de résidus ayant la même teneur en eau initiale (et donc le même indice des vides initial), ou avec des teneurs en eau initiales différentes. Les épaisseurs de couches ont été ajustées en fonction des caractéristiques de l'équipement (suivant l'élévation des orifices servant à la connexion des capteurs de pression). Des précautions ont été prises pour l'évaluation précise des épaisseurs des couches à mettre en place. Ces essais en colonne sont présentés au tableau 3.4 et décrits plus loin.

Pour les essais dans la boîte, un premier essai de consolidation a été réalisé sans roche stérile. Cet essai a permis d'évaluer la fiabilité des mesures prises par les instruments utilisés, c'est-à-dire les capteurs de pression, sondes et LVDT. L'essai a aussi servi comme base de comparaison pour les essais en présence de roches stériles. Pour ces derniers essais, divers scénarios ont été considérés pour permettre l'évaluation de la performance des systèmes avec inclusion drainante. Ces essais sont identifiés au tableau 3.5 et décrits dans la suite.

Des essais de déposition des résidus et des roches stériles dans une cuve cylindrique ont aussi été réalisés dans le but de comparer et d'analyser les conditions de drainage dans les systèmes quasi-2D et axisymétrique. Ces essais sont présentés au tableau 3.6 et seront décrits plus bas.

Tableau 3-4 Essais de consolidation des dépôts multicouches des résidus en colonne

	IDENTIF. ESSAI	*TYPES D'ESSAIS MULTICOUCHE*	*PARTICULARITÉ DE L'ESSAI*	*TYPES DE MESURES*
CATÉGORIE "A"	RMC-A1	Essai en colonne avec 3 couches (w_0 identiques).	Couche 1 : $w_0 \approx 43.1$ %, $H_0 \approx 49.0$ cm ; Couche 2 : $w_0 \approx 43.1$ %, $H_0 \approx 39.5$ cm ; Couche 3 : $w_0 \approx 43.1$ %, $H_0 \approx 28.5$ cm. Durée de l'essai : t_couche 1 = 42.8 h ; t_couche 2 = 42.7 h ; t_couche 3 = 70.5 h	- Pressions interstitielles à différentes élévations ; - Tassements de la surface uniquement.
	RMC-A2	Essai en colonne avec 2 couches (w_0 identiques).	Couche 1 : $w_0 \approx 43.4$ %, $H_0 \approx 54.5$ cm ; Couche 2 : $w_0 \approx 43.4$ %, $H_0 \approx 57.5$ cm. Durée de l'essai : t_couche 1 = 94.5 h ; t_couche 2 = 66.5 h	
	RMC-A3	Essai en colonne avec 2 couches (w_0 différentes).	Couche 1 : $w_0 \approx 50.6$%, $H_0 \approx 72.8$ cm ; Couche 2 : $w_0 \approx 44.0$%, $H_0 \approx 48.0$ cm. Durée de l'essai : t_couche 1 = 94.0 h ; t_couche 2 = 62.0 h	
CATÉGORIE "B"	RMC-B1	Essai en colonne avec 3 couches (w_0 identiques).	Couche 1 : $w_0 \approx 43.3$ %, $H_0 \approx 40.0$ cm ; Couche 2 : $w_0 \approx 43.5$ %, $H_0 \approx 30.0$ cm ; Couche 3 : $w_0 \approx 43.5$ %, $H_0 \approx 45.0$ cm. Durée de l'essai : t_couche 1 = 68.0 h ; t_couche 2 = 71.0 h ; t_couche 3 = 72.0 h	- Pressions interstitielles à différentes élévations ; - Tassement de chaque couche, à chaque étape de déposition.
	RMC-B2	Essai en colonne avec 2 couches (w_0 identiques).	Couche 1 : $w_0 \approx 42.4$ %, $H_0 \approx 40.0$ cm ; Couche 2 : $w_0 \approx 42.4$ %, $H_0 \approx 75.0$ cm. Durée de l'essai : t_couche 1 = 70.0 h ; t_couche 2 = 67.5 h	
Dimensions de la colonne cylindrique : D × H = 30 cm × 118 cm				

RMC : Résidus multicouches

Tableau 3-5 Essais de déposition des résidus et roches stériles en boîte à parois rigides

IDENTIF. ESSAI	*TYPES D'ESSAIS EN CUVE – MONO OU MULTICOUCHE*	*PARTICULARITÉ DE L'ESSAI*	*TYPES DE MESURES*
RS-2D-1	Résidus (e_0 = 1.18 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 43.0 ± 0.5%) sans roches stériles	Pas de particularité. *ESSAI DE BASE POUR LA CONSOLIDATION 1D.* H_0 = 60 cm.	- Pressions interstitielles à 5 ou 6 élévations (sur la paroi du côté opposé de l'inclusion, donc à distance égale de l'inclusion), à l'aide des capteurs de pression ; - Tassements en surface, à l'aide des LVDT ; - Teneurs en eau volumiques à 3 ou 4 élévations, à l'aide des sondes ÉCH_2O (pour les essais RS-2D-1 et RI-2D-1 uniquement).
RI-2D-1	Résidus (e_0 = 1.57 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 57.0 ± 0.5%) + roches stériles initialement saturées + membrane à l'interface ;	L'eau expulsée par le drainage vertical s'est accumulée en surface. H_0 = 60 cm. Durée de l'essai : t = 65.0 h	
RI-2D-2	Résidus (e_0 = 1.18 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 43.0 ± 0.5%) + roches stériles initialement sèches, sans membrane à l'interface ;	L'eau expulsée par le drainage vertical s'est accumulée en surface. H_0 = 60 cm. Durée de l'essai : t = 69.5 h	
RI-2D-3	Résidus (e_0 = 1.18 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 43.0 ± 0.5%) + roches stériles initialement sèches + membrane à l'interface ;	L'eau expulsée par le drainage vertical est orientée (pompée) au fur et à mesure vers les roches stériles. H_0 = 50 cm. Durée de l'essai : t = 105.5 h	
RI-2D-4	Résidus (e_0 = 1.18 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 43.0 ± 0.5%) + roches stériles initialement sèches + membrane à l'interface. *ESSAI DE RÉFÉRENCE*	L'eau en surface est évacuée (pompée) à l'extérieur de la cuve (vers une zone d'accumulation). Essai avec mesures de la montée de l'eau au sein des roches stériles. H_0 = 60 cm. Durée de l'essai : t = 122.0 h Ajout d'une surcharge à 122 heures après le début de l'essai. Avant ajout de la surcharge, la surface est aplanie. La surcharge est une plaque surmontée de poids. Durée totale de l'essai : 165 h	
Dimensions de la boîte (2D) à parois rigides : L (× l) ×H = 105 cm (× 105 cm) × 75 cm			

RS : Résidus seuls ou résidus sans inclusion de roches stériles
RI : Résidus avec inclusion de roches stériles
2D : consolidation à deux dimensions (avec drainage 2D vertical et horizontal)

Tableau 3-6 Essais sur les résidus et roches stériles en cuve cylindrique avec drainage central (axisymétrique)

IDENTIF ESSAI	*TYPES D'ESSAIS EN CUVE CYLINDRIQUE (MONO & MULTICOUCHE)*	*PARTICULARITÉ DE L'ESSAI*	*TYPES DE MESURES*
RI-AX-1	Résidus (e_0 = 1.18 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 43.0 ± 0.5%), roches stériles initialement sèches + membrane à l'interface.	Diamètre de l'inclusion centrale D = 15 cm ; Épaisseur initiale inclusion + résidus en une seule couche : H_0 = 50 cm ; À t = 47 h, l'eau en surface est pompée à l'extérieur pour favoriser la dessiccation. Cycles de mouillage + séchage : - ajout d'une couche d'eau de 20 cm d'épaisseur a t = 194 h - ajout d'une couche d'eau de 5 cm d'épaisseur a t = 340 h Durée totale de l'essai : 380.0 h	- Pressions interstitielles à différentes élévations de la cuve et à différentes distances radiales de l'inclusion (sur la paroi ou non), à l'aide des capteurs de pression + sondes Diver ; - Tassements en un point de la surface, à l'aide de LVDT.
RIAX-2	Résidus (e_0 = 1.18 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 43.0 ± 0.5%), avec roches stériles initialement sèches + membrane à l'interface.	Diamètre de l'inclusion centrale D = 20 cm ; Épaisseur initiale inclusion + résidus ; en une seule couche : H_0 = 60 cm. Durée totale de l'essai : 88.5 h	
RIAX-3	Résidus (e_0 = 1.18 ± 0.02 ou $w_0 \approx$ 43.0 ± 0.5%), avec roches stériles initialement sèches + membrane à l'interface.	Diamètre de l'inclusion centrale D = 25 cm ; Déposition en deux couches ; Épaisseur initiale inclusion + résidus : - Couche 1 : H_0 = 60 cm à t = 0 heures. - Couche 2 : H_0 = 30 cm à t = 420 heures. Cycles de mouillage suivi d'un séchage : ajout d'une couche d'eau de 5 cm d'épaisseur a t = 260 h. Durée totale de l'essai : 670.5 h	
Dimensions de la cuve cylindrique : D ×H = 55 cm ×87.5 cm			

RI : Résidus avec inclusion de roches stériles
AX : Consolidation avec un drainage axisymétrique

3.4.2 Protocoles expérimentaux

3.4.2.1 Essais de déposition multicouche en grande colonne

Ces essais consistent en une déposition des résidus en couches successives dans la colonne, afin d'évaluer leur comportement suite au drainage et à la consolidation. Les résultats ont également été utilisés pour la calibration du modèle numérique qui a ensuite servi à des analyses à plus grande échelle.

Une première couche est mise en place et se consolide sous le poids propre du matériau. La couche suivante est mise en place après dissipation des surpressions à partir des lectures des instruments de mesure des pressions interstitielles (et des tassements).

Un géotextile fin saturé et une plaque perforée (1 cm d'épaisseur) sont placés au-dessus de chaque nouvelle couche de résidus mise en place. La plaque perforée applique une très faible surcharge pour maintenir le géotextile au contact des résidus. Les deux ensembles laissent passer l'eau expulsée du matériau qui se consolide. Le géotextile fin retient les fines particules qui pouvaient se retrouver en suspension. La figure 3.10 montre la plaque perforée avec le géotextile attaché au dos de la plaque. La figure 3.11 présente la colonne avec la position des capteurs de pression interstitielle à différentes élévations. L'épaisseur de la plaque poreuse est prise en compte dans les calculs (convertie en épaisseur de résidus, suivant un rapport de proportionnalité des masses volumiques) ; cette contribution reste toutefois insignifiante (moins de 1% d'une couche de résidus de 60 cm d'épaisseur).

La plaque perforée posée au-dessus de la couche est au contact avec les résidus et un capteur de déplacement (LVDT) placé sur la plaque afin de suivre le tassement de l'ensemble (et donc celui des résidus) avec le temps. Le placement des LVDT est plus délicat pour les essais de la série RMC-B où l'on vise à mesurer le tassement de chaque couche. Des détails à ce sujet sont donnés plus loin. Deux rubans gradués sont également installés le long de la colonne sur le côté extérieur (voir figure 3.11.*a*), afin de suivre les tassements (aux fins de comparaison avec les lectures du LVDT).

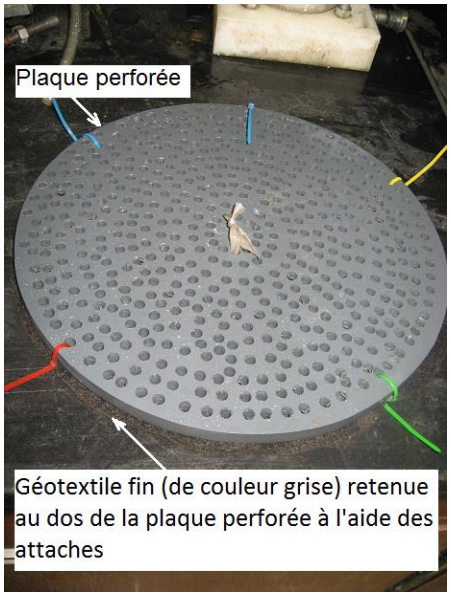

Figure 3-10 Plaque perforée utilisée pour appliquer une faible surcharge sur le géotextile fin posé à l'interface horizontale des couches successives de résidus lors des essais de déposition multicouche et pour mesurer les déplacements avec le LVDT (diamètre = 30 cm ; épaisseur = 1 cm ; masse = 750 g ; masse volumique ρ = 1062 kg/m^3 ; poids volumique γ = 10.4 kN/m^3).

Les capteurs de pression et le LVDT sont connectés à un système d'acquisition de données. Les données sont enregistrées via le programme LabVIEW (version 7.1), installé sur un ordinateur. Le programme est configuré pour acquérir les données aux 5 minutes.

Lors d'un essai, la masse de chaque couche de résidus mise en place est mesurée directement car la colonne est posée sur une balance en début d'essai (voir figure 3.12.*a*). Ceci permet de déterminer la masse des solides M_S (connaissant la teneur en eau initiale w_0 de la couche de résidus) et le volume des solides V_S (la densité relative des grains D_r des résidus étant aussi connue). L'annexe J explique la procédure suivie pour déterminer (à chaque pas de temps) t_i la teneur en eau moyenne w_{i_moy}, l'indice des vides moyen e_{i_moy}, le tassement relatif (%) ainsi que le poids volumique moyen γ_{moy} lors de ces essais en colonne.

Comme indiqué au tableau 3.4, deux types d'essais (A et B) comportant respectivement trois et deux essais ont été réalisés en déposition progressive ; ils sont décrits plus en détails ici.

Essais de type A

Pour ces essais, on mesure les pressions interstitielles à différentes élévations de la colonne à chaque étape de déposition ainsi que les déplacements verticaux à la surface des résidus.

Le temps de consolidation alloué à chaque couche est plus grand que le temps nécessaire pour la dissipation des surpressions interstitielles. L'observation préliminaire a montré que la dissipation des surpressions pour w_0 = 43.0 ± 0.5 % et H_0 = ± 60 cm se fait en 12 à 18 heures.

La figure 3.11.*a* montre une photographie de la colonne avec les résidus lors de l'essai RCM – A1 (déposition en 3 couches successives) et la figure 3.11.*b* montre une vue schématique des épaisseurs des couches mises en place ainsi que les positions des capteurs de pression.

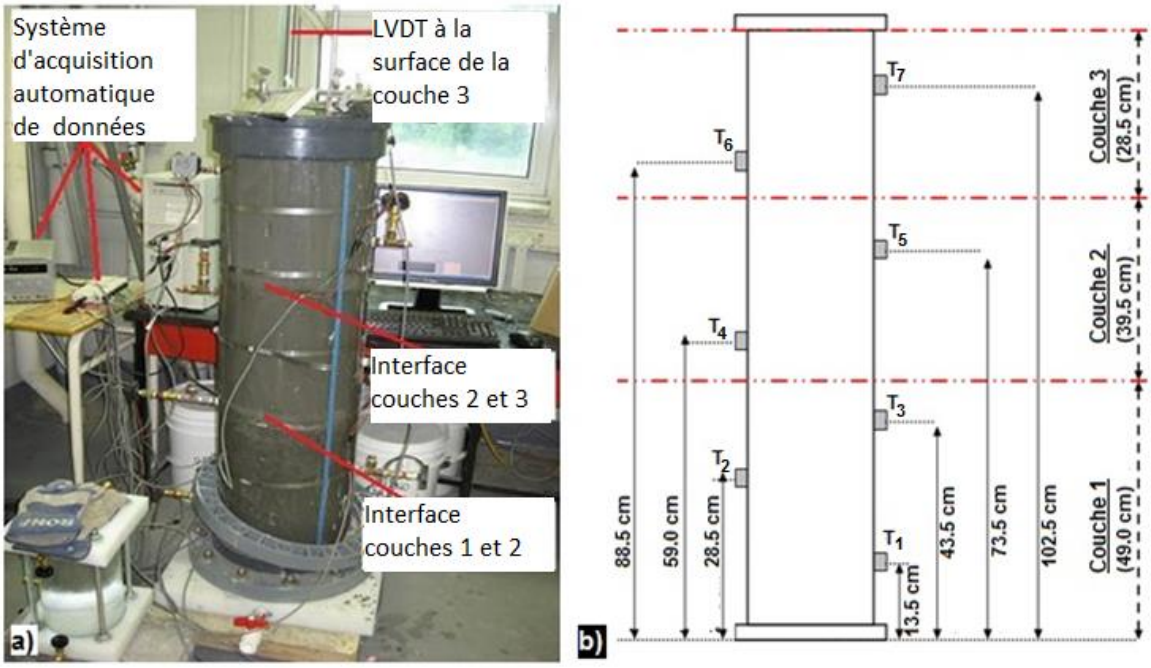

Figure 3-11 (a) Photographie de la colonne avec les résidus lors de l'essai de déposition en 3 couches successives, essai RCM – A1 (b) Vue schématique des dimensions des couches successives mises en place et positions des capteurs de pression nommés T1 à T7.

Essais de type B

On mesure ici les pressions interstitielles à différentes élévations de la colonne à chaque étape de déposition ainsi que les déplacements verticaux de la surface de chacune des couches.

La mesure des tassements de chacune de couches se fait avec une tige verticale vissée sur la plaque perforée (avec son géotextile). Les mesures des tassements sont prises par un LVDT posé au sommet de la tige verticale vissée. Les plaques destinées aux couches supérieures sont perforées pour que les tiges vissées sur les plaques des couches inférieures passent par ces trous pour assurer la continuité de la prise des mesures.

La figure 3.12.*a* montre une photographie de la colonne avec les résidus et les équipements de mesure lors de l'essai essai RMC – B1 (déposition en 3 couches successives), avec mesure des tassements pour chaque couche.

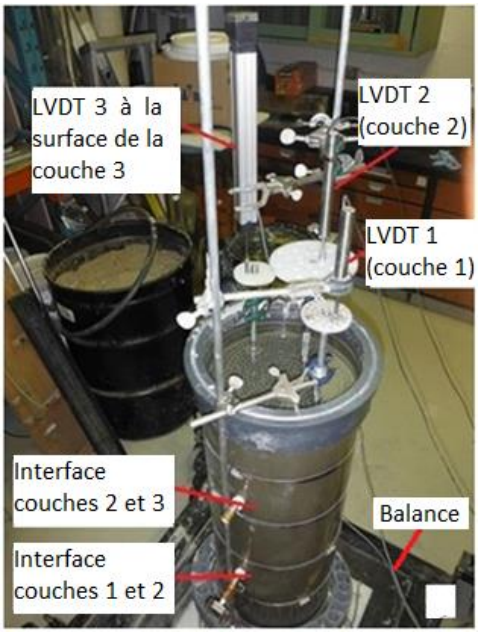

Figure 3-12 Photographie de la colonne contenant des résidus et des équipements de mesure lors de l'essai RMC – B1 (déposition en 3 couches successives), avec mesures des tassements de chaque couche.

3.4.2.2 Essais sur les résidus avec roches stériles dans la boîte

Pour ces essais, les résidus sont préalablement homogénéisés dans des barils à la teneur en eau initiale w_0 désirée. Le premier essai dans la cuve a été réalisé sans roche stérile (essais RS-2D-1, tableau 3.5) afin d'évaluer leur comportement et pour une comparaison avec les résultats des autres essais et ainsi évaluer l'effet de l'inclusion de roches stériles. Les résidus ont été placés dans la boîte jusqu'à une élévation de 60 cm à l'aide d'une pompe (pendant ± 5 minutes). Les pressions

interstitielles et déplacements verticaux ont été mesurés durant l'essai. La figure 3.13.*a* montre une vue schématique de la boîte avec la position des différents instruments de mesure. La figure 3.13.*b* montre une photographie de la boîte, de l'instrumentation et des systèmes d'acquisition des données. La figure 3.13.*c* montre une photographie de la boîte contenant les résidus seuls lors du test RS-2D-1.

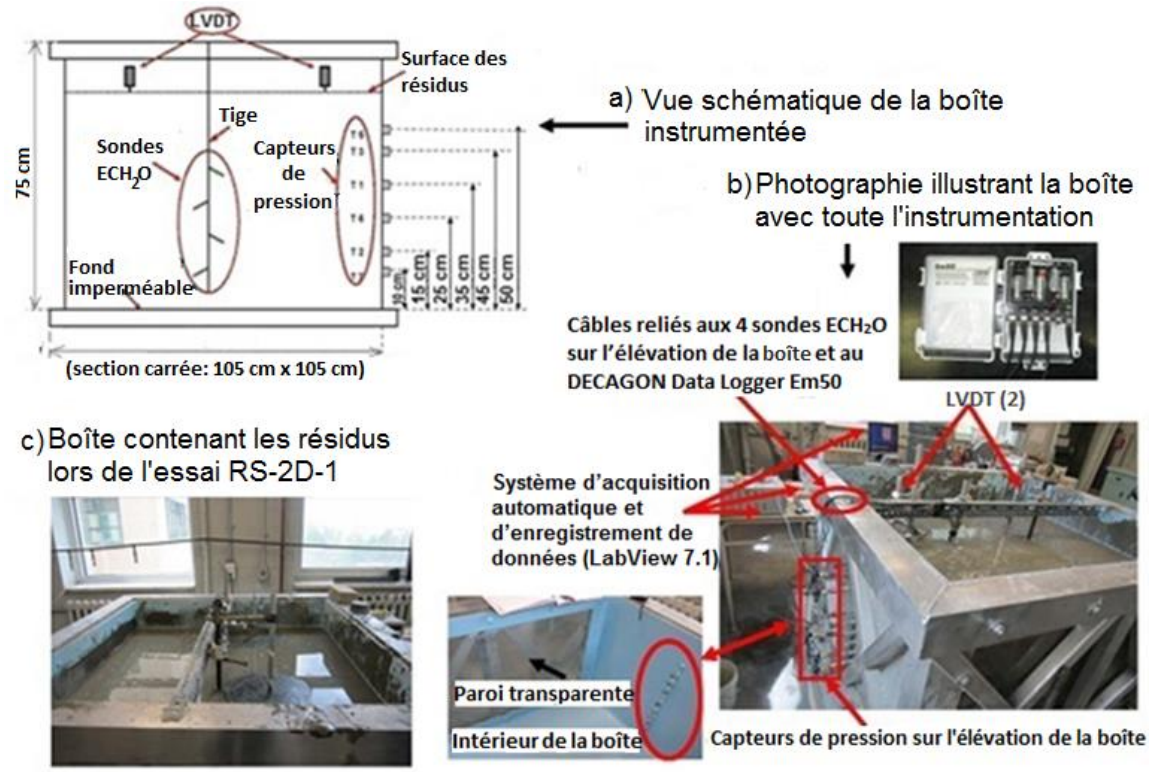

Figure 3-13 (a) Vue schématique de la boîte avec la position des différents instruments de mesure (essai RS-2D-1) ; (b) Photographie de la boîte, de l'instrumentation et des systèmes d'acquisition des données ; (c) Photographie de la boîte contenant les résidus sans inclusion (essais RS-2D-1).

Six capteurs de pression OMEGA ont été placés sur le côté de la cuve (connectés à des orifices prévues) à des élévations de 10 cm, 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm et 50 cm (les mesures ont été enregistrées toutes les 5 minutes durant l'essai RS-2D-1). Des mesures supplémentaires ont été prises avec quatre sondes Decagon ECH_2O placées à l'intérieur de la cuve à des élévations fixes de +10 cm, +20 cm, +30 cm et +40 cm (mesures enregistrées toutes les 60 secondes), à une distance horizontale de 35 cm des roches stériles (ou à 45 cm de la paroi verticale où sont situés les capteurs de pression). Les sondes ECH_2O mesurent la teneur en eau volumique (humidité) qui est ensuite

convertie en porosité, qui peut ensuite être reliée à la pression d'eau durant la consolidation (par des mesures indirectes – voir annexe I). Deux LVDT ont été placés à la surface des résidus pour mesurer les déplacements verticaux.

Après cet essai sans inclusion, des tests ont été réalisés avec juxtaposition de résidus et de roches stériles. Ces essais sont aussi décrits au tableau 3.5. Le test RI-2D-4 est considéré comme l'essai de référence (voir tableau 3.5) ; il est décrit plus en détail plus bas.

Pour les tests avec résidus et roches stériles, la cuve est préalablement divisée en deux compartiments à l'aide d'un grillage métallique : le quart de la cuve (i.e. largeur de 25 cm) est destiné à recevoir les roches stériles et 3/4 (i.e. largeur de 80 cm) pour les résidus. Ceci représente un rapport de dimension n_e de 4.2 : ce rapport n_e est défini par Han et Ye (2002) comme le rapport de la dimension de la zone d'influence sur la dimension du drain (voir section 2.2.2). Un tissu géotextile est placé sur le grillage métallique à l'interface entre les résidus et les roches stériles (figure 3.14.*a*) pour prévenir la migration des fines particules des résidus vers le compartiment occupé par des roches stériles. Ce géotextile est initialement saturé pour assurer la continuité du drainage horizontal. Un des essais a été réalisé sans tissu géotextile (voir tableau 3.5) pour fins de comparaison avec les autres cas et pour évaluer l'effet de la migration des particules fines.

Une fois que la boîte est compartimentée, les roches stériles sont déchargées dans la boîte jusqu'à la hauteur désirée (60 cm pour la plupart de nos essais). Immédiatement après, les résidus homogénéisés à la teneur en eau initiale désirée (w_0 = 43.0 ± 0.5%) sont placés dans le compartiment de la boîte correspondant à l'aide de deux pompes. Cette opération a pris environ 5 minutes. L'objectif était de favoriser l'homogénéité des résidus dans la boîte tout en effectuant un remplissage rapide pour permettre à la consolidation de commencer plus rapidement. Ceci permet d'assimiler le chargement des résidus à un chargement quasi-instantané. Les équipements de mesure deviennent opérationnels une fois que les résidus ont atteint la hauteur désirée.

La figure 3.14 présente différentes vues (photographies) des essais RI-2D-1, RI-2D-2 et RI-2D-4 avec résidus et roches stériles. On peut observer les différents compartiments, l'interface (grillage + membrane) ainsi que les instruments de mesure.

Essai RI-2D-4 (essai de référence)

L'eau expulsée durant la consolidation et drainée verticalement ne s'accumule pas en surface pour ce test de référence (scénario RI-2D-4). L'eau est déchargée continuellement en dehors du système en utilisant une pompe (figure 3.15.a). Un suivi de la consolidation et du drainage a été réalisé avec des prises de mesures à des intervalles de temps donnés pendant 20 heures après le début de l'essai (lorsque les variations deviennent moins significatives).

Les roches stériles sont initialement sèches pour cet essai. La remontée de l'eau au sein des roches stériles, provoquée par le drainage latéral qu'engendre la différence de niveaux d'eau entre résidus saturés d'un côté et roches stériles initialement sèches de l'autre, a été mesurée (à des intervalles de temps donnés) grâce aux rubans gradués placés sur le côté transparent de la boîte (figure 3.15.b). Ces mesures ont été prises jusqu'à la fin de la remontée de l'eau au sein des roches stériles. Six capteurs de pression ont été utilisés pour mesurer les pressions interstitielles à six élévations différentes des résidus (les mêmes élévations que l'essai RS-2D-1 sans roches stériles, soient 10 cm, 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm et 50 cm). Les pressions sont mesurées à la paroi verticale où sont placées les capteurs de pression (voir figure 3.14.b plus bas). Le tassement de la surface des résidus a été mesuré à l'aide de deux LVDT placés en surface (sur une petite plaque) à deux endroits différents (figure 3.14.*b*). Un ruban gradué placé du côté transparent de la cuve a également servi aux mêmes mesures (ponctuelles) des tassements de la surface des résidus.

Pour cet essai de référence (RI-2D-4), une surcharge additionnelle a été ajoutée à la couche après 122 heures, au moment où la partie supérieure du dépôt a amorcé la désaturation (présence de succions matricielles), afin d'investiguer le comportement des résidus dans ces conditions. La surcharge est une plaque surmontée de poids.

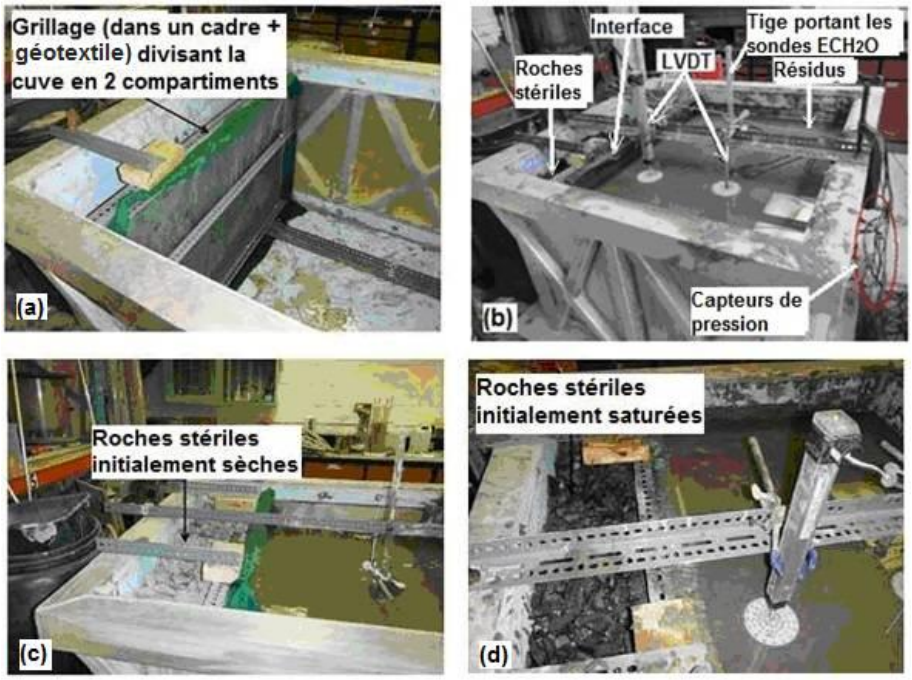

Figure 3-14 Photos du montage des essais en boîte avec résidus et roches stériles (a) Grillage et géotextile dans un cadre, constituant l'interface vertical et divisant la boîte en deux compartiments ; (b) Boîte contenant les résidus et les roches stériles, avec les instruments de mesure. Essai RI-2D-4 ; (*c*) Essai RI-2D-2 avec roches stériles initialement sèches ; (*d*) Essai RI-2D-1 avec roches stériles initialement saturées.

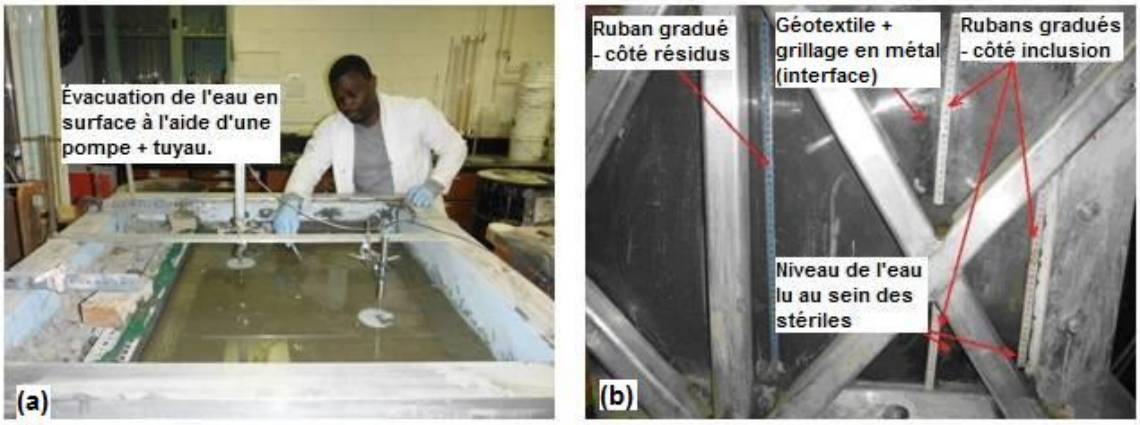

Figure 3-15 Photos du montage (a) Évacuation de l'eau en surface à l'aide d'une pompe lors de l'essai RI-2D-4 ; (b) Rubans gradués sur le côté transparent de la boîte pour mesurer l'élévation de l'eau au sein des roches stériles et le tassement des résidus.

Autres scénarios d'essais

Pour les essais RI-2D-1, RI-2D-3 et RI-2D-4 (voir tableau 3.5), le grillage métallique vertical a été recouvert d'un géotextile pour empêcher la migration des fines particules des résidus vers les roches stériles ; pour l'essai RI-2D-2, seul le grillage a séparé les deux compartiments.

Pour l'essai RI-2D-1, les roches stériles juxtaposées aux résidus ont été initialement saturées alors qu'aux essais RI-2D-2, RI-2D-3 et RI-2D-4, les roches stériles étaient initialement dans un état sec. Pour l'essai RI-2D-1, les résidus malaxés dans des barils et les roches stériles initialement saturées ont été déchargés dans la boîte au même moment, de manière progressive, jusqu'à la hauteur désirée. La teneur en eau initiale des résidus pour l'essai RI-2D-1 est plus élevée ($w_0 \approx 57.0 \pm 0.5\%$, $e_0 = 1.57 \pm 0.02$) alors qu'elle est plus faible ($w_0 \approx 43.0 \pm 0.5\%$, $e_0 = 1.18 \pm 0.02$) pour les essais RI-2D-2, RI-2D-3 et RI-2D-4.

L'épaisseur de la couche mise en place H_0 à l'essai RI-2D-3 est plus faible, soit 50 cm, alors qu'elle est de 60 cm pour les essais RI-2D-1, RI-2D-2 et RI-2D-4. Contrairement à l'essai RI-2D-4 où l'eau expulsée vers la surface a été évacuée (pompée) progressivement à l'extérieur du système, l'eau expulsée à l'essai RI-2D-3 a été orientée (pompée) progressivement vers les roches stériles (inclusion) initialement sèches. Aux essais RI-2D-1 et RI-2D-2, cette eau s'est accumulée en surface.

Quatre sondes ECH_2O ont été utilisées à l'essai RI-2D-2 pour compléter les mesures des pressions interstitielles mesurées par les capteurs de pression OMEGA.

3.4.2.3 Essais de consolidation avec roches stériles en cuve cylindrique

L'objectif de ces essais est l'évaluation de l'effet d'une inclusion de roches stériles en condition axisymétrique. La cuve cylindrique instrumentée décrite à la section 3.4.1.3 a été utilisée lors de ces essais RI-AX-1, RI-AX-2 et RI-AX-3, avec une inclusion de roches stériles de diamètre contrôlé au centre de la cuve ; les résidus remplissent le reste de la cuve.

L'inclusion cylindrique a été mise en place à l'aide d'un grillage métallique recouvert d'un géotextile (voir figure 3.16). Ceci empêche la migration des particules fines. Différents diamètres de l'inclusion centrale ont été utilisés lors de ces essais afin d'évaluer l'impact du rapport de diamètre (ou rapport de dimension) n_e sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles et sur la réponse du système. Ces diamètres de l'inclusion drainante sont les suivants (tableau 3.6) : D = 15 cm (soit n_e = 3.67, essai RI-AX-1), D = 20 cm (soit n_e = 2.75, essai RI-AX-2) et D = 25 cm (soit n_e = 2.2, essai RI-AX-3).

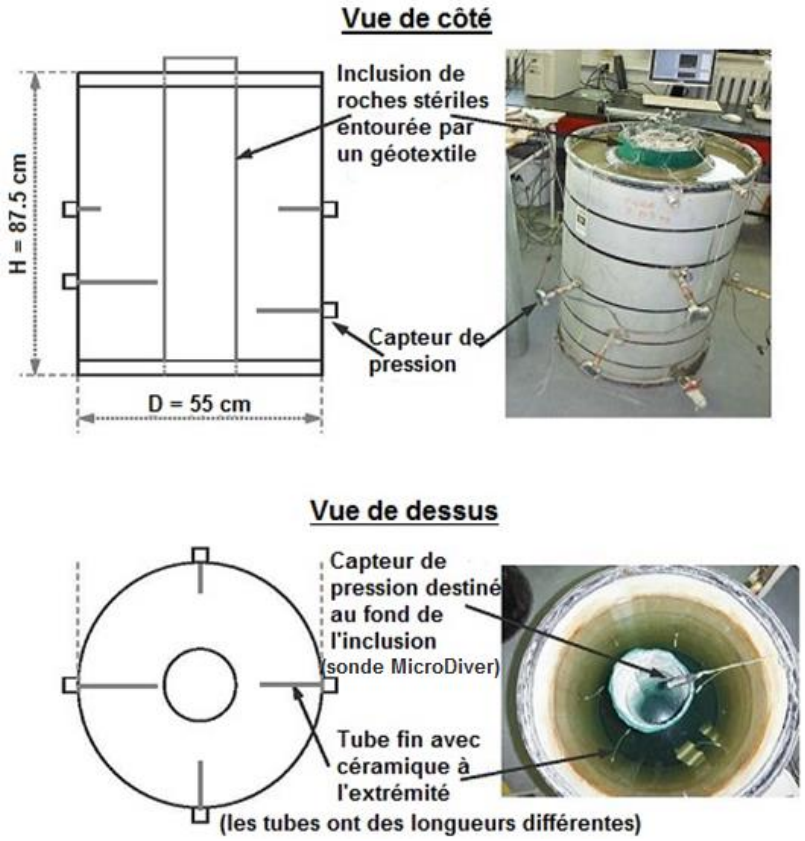

Figure 3-16 Vues schématiques et photographies de la cuve cylindrique et de l'inclusion centrale, avec les équipements de mesure, lors des essais avec drainage central.

Chaque montage a été instrumenté avec des capteurs de pression interstitielle à différentes élévations. Les capteurs de pression sont raccordés aux parois de la cuve cylindrique via des tubes et des raccords rapides ("quick connects"). Ces raccords sont liés à des tubes plastiques flexibles transparents et de longueur variable, équipés d'une céramique à l'extrémité (figure 3.16). Ceci

permet de mesurer les pressions interstitielles à différentes distances horizontales de la paroi de la cuve (ou de l'inclusion centrale). Des sondes MicroDiver ont également été utilisées pour certains essais (RI-AX-1 et RI-AX-3) afin de compléter les mesures des capteurs de pression. Ces sondes MicroDiver sont préalablement placées dans la cuve, à des positions (X, Y) définies avant remplissage. Les positions de ces Microsondes Diver sont indiquées sur les figures qui montrent les résultats de ces essais.

L'élévation de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles initialement sèche est mesurée au cours de l'essai à l'aide d'une sonde MicroDiver placée à la base de l'inclusion centrale en début d'essai (figure 3.16). Une sonde Diver-baro a également été placée à côté du montage lors de ces essais pour mesurer les conditions environnantes (pression atmosphérique et température). La figure 3.16 montre les vues schématiques et des photographies de la cuve cylindrique et de l'inclusion centrale, avec les équipements de mesure, lors des essais avec résidus et roches stériles en système axisymétrique.

Lors de l'essai RI-AX-3 (tableau 3.6), une déposition en 2 couches successives et des cycles de mouillage et séchage ont été effectués. Des cycles de mouillage et séchage ont également été effectués lors de l'essai RI-AX-1.

CHAPITRE 4 RÉSULTATS DE LA CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX EN LABORATOIRE

4.1 Caractéristiques hydrogéotechniques des résidus miniers

4.1.1 Caractéristiques granulométriques, classification et surface spécifique

La figure 4.1 montre les courbes granulométriques suite à la caractérisation des résidus Malartic en laboratoire. La figure 4.1.a inclut un total de 12 courbes granulométriques, soit trois (3) courbes pour chaque baril, représentant 3 échantillons prélevés dans le baril. La figure 4.1.b montre 4 courbes granulométriques pour les 4 barils, soit une courbe granulométrique moyenne pour chaque baril. La figure 4.1.c montre deux courbes granulométriques de l'ensemble des résidus (l'ensemble des 4 barils) après une première homogénéisation, puis une deuxième homogénéisation.
On observe à la figure 4.1.a un fuseau granulométrique relativement étroit indiquant que les caractéristiques granulométriques des différents échantillons sont assez proches (matériaux relativement homogènes). Le fuseau est réduit davantage à la figure 4.1.b. À la figure 4.1.c, les deux courbes granulométriques se superposent presque traduisant une bonne homogénéisation des résidus.

Les principales caractéristiques granulométriques (D_{10}, D_{60}, C_U, C_C, passants aux tamis de 75 µm et 2 µm) sont présentées au tableau 4.1. Les résidus sont constitués de particules dont le diamètre D_{10} (10% passant au diamètre D) varie de 0.0040 à 0.0045 mm. Les granulométries des matériaux sont étalées ($7.50 \leq C_U = D_{60}/D_{10} \leq 9.52$). Le coefficient de courbure C_C ($= D_{30}^2 /(D_{60}D_{10})$) se situe entre 0.91 et 1.25. Ces résidus sont relativement fins, avec des pourcentages passant au tamis N°200 supérieurs à 90% ; la fraction < 2 µm est comprise entre 4 et 7%. Ces courbes ressemblent de manière générale à celles d'autres résidus de mines d'or et d'argent en roches dures (e.g. Vick 1983, 1990 ; Aubertin et al., 1996 ; Bussière, 2007).

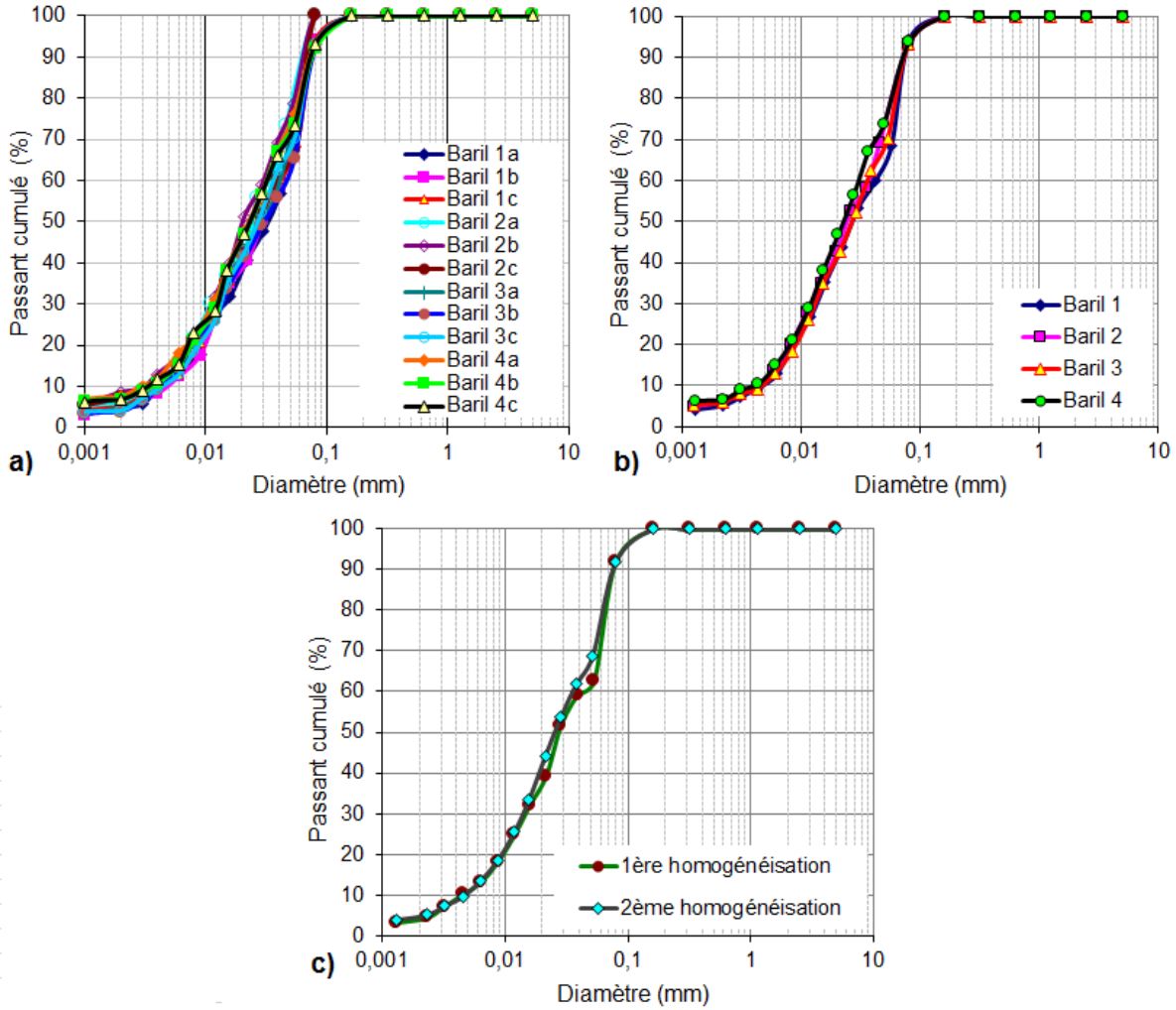

Figure 4-1 Courbes granulométriques des résidus de la mine Malartic (a) 12 courbes granulométriques représentant 3 échantillons par baril (b) Courbes granulométriques moyennes des 4 barils (c) Courbes granulométriques de tous les résidus homogénéisés une première, puis une deuxième fois.

Les limites d'Atterberg (liquidité et plasticité) des résidus testés ne sont pas mesurables ; les tentatives faites pour déterminer ces limites n'ont pas abouti. Ceci est aussi le cas avec la plupart des résidus des mines en roches dures (e.g. Aubertin et al., 1996) qui sont non plastiques. Selon le système de classification USCS ("Unified Soil Classification System", ASTM D-2487, 2011), les résidus CM sont classifiés comme des silts à faible plasticité, ML. Bussière (2007) et James (2009) rapportent aussi que la plupart des résidus des mines en roches dures sont classifiés comme des silts de faible plasticité, ML, ou des silts/sables silteux, SM-ML.

Tableau 4-1 Caractéristiques granulométriques des résidus Malartic

Contenu	D_{10} (mm)	D_{60} (mm)	C_U (-)	C_C (-)	< 75 µm (%)	< 2 µm (%)
Baril 1	0.0042	0.040	9.52	1.17	93	5.3
Baril 2	0.0043	0.037	8.60	0.91	92	6.3
Baril 3	0.0045	0.035	7.78	1.24	92	5.9
Baril 4	0.0040	0.030	7.50	1.01	93	6.8
1ère homogénéisation	0.0044	0.041	9.32	1.25	91	4.4
2ème homogénéisation	0.0045	0.036	8.00	1.21	91	5.1

La surface spécifique S_S des matériaux investigués a été évaluée par la méthode de Chapuis et Legaré (1992), décrite à l'annexe L ; S_S est de l'ordre de 315 ± 30 m^2/kg. Les calculs relatifs à la surface spécifique S_S des résidus du Baril 1 sont montrées comme exemple à l'annexe L. Les résultats pour les 4 barils et les 2 mélanges sont présentés au tableau 4.2. Ces résultats (valeurs de S_S) seront utilisés pour la prédiction de la conductivité hydraulique saturée à l'aide du modèle de Kozeny-Carman, ou KC (de Chapuis & Aubertin, 2003).

Tableau 4-2 Surface spécifique des résidus Canadian Malartic déterminée par la méthode de Chapuis et Legaré (1992)

Contenu	S_S (m^2/kg)
Baril 1	295.52
Baril 2	325.89
Baril 3	311.80
Baril 4	353.50
1ère homogénéisation	265.75
2ème homogénéisation	285.52

4.1.2 Densité relative des grains et masse volumique sèche maximale

Le tableau 4.3 présente les valeurs de densité relative moyenne, maximum et minimum (D_{r_moy}, D_{r_max} et D_{r_min}) obtenues lors des essais sur différents échantillons des résidus Malartic. Les détails (calculs) sur la détermination des valeurs de D_r, D_{r_max} et D_{r_min} sont montrés à l'annexe M. Selon ces résultats, la valeur moyenne de la densité relative D_r des résidus Malartic est de 2.748. La valeur moyenne de D_r obtenue est assez typique à celles des résidus des mines d'or en roches dures non sulfureuses (Guerra 1973 ; Mabes et al., 1977 ; Matyas et al., 1984 ; Aubertin et al., 1996 ; Aubertin et al., 2002a ; Bussière, 2007). L-Bolduc (2012) a également obtenu une valeur de D_r similaire pour les mêmes résidus du site Canadian Malartic.

Tableau 4-3 Densité relative des résidus Canadian Malartic

Contenu	D_{r_moy}	D_{r_max}	D_{r_min}
Baril 1	2.705	2.716	2.692
Baril 2	2.760	2.808	2.736
Baril 3	2.749	2.768	2.733
Baril 4	2.752	2.757	2.747
2e homogénéisation	2.765	2.774	2.752

La figure 4.2 (a et b) présente les résultats des essais de compaction Proctor normalisé. Les courbes évaluées (ρ_d versus w) pour divers degrés de saturation sont ajoutées sur la figure 3.3.*a*.

Les paramètres de compactage sont présentés au tableau 4.4. La teneur en eau optimale w_{opt} obtenue est proche de 17.3 %, pour une masse volumique sèche maximale ρ_d de l'ordre de 1730 kg/m^3 et un indice des vides à l'optimum $e_{opt} \equiv 0.59$. Le degré de saturation à l'optimum est évalué à $S_{r_opt} \approx 78$ %. Ces valeurs se situent dans les intervalles rapportés par Bussière (2007).

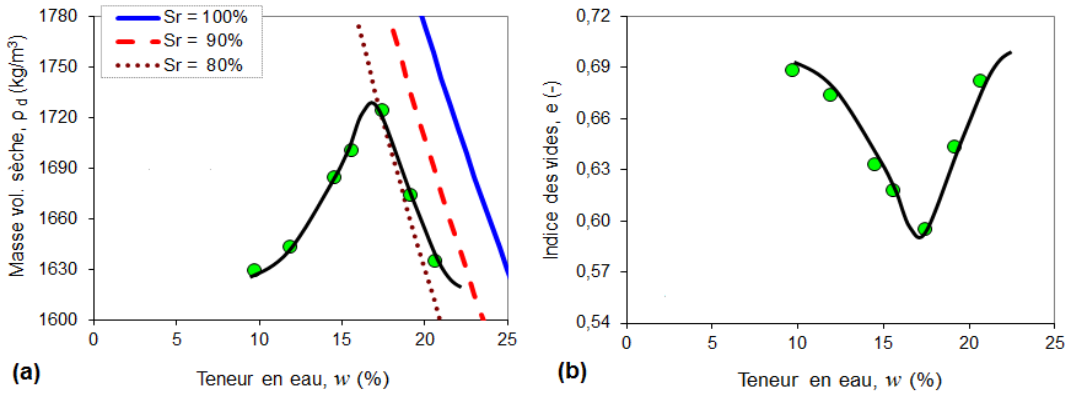

Figure 4-2 Résultats de l'essai Proctor réalisé sur les résidus Canadian Malartic (a) Masse volumique sèche ρ_d en fonction de w avec les lignes de saturation (b) indice des vides e en fonction de la teneur en eau *w*.

Tableau 4-4 Paramètres de compactage des résidus Canadian Malartic

Paramètre	Valeur & unité
Teneur en eau optimum (w_{opt})	17.3%
Masse vol. sèche max (ρ_d max)	1730 kg/m^3
Indice des vides *e* à l'optimum	0.59
Degré de saturation S_r à l'optimum	≈ 78%

4.1.3 Courbe de rétention d'eau (CRE) et autres relations hydrogéotechniques non saturées

La figure 4.3 montre les résultats de deux essais de rétention d'eau effectués en cellule de pression sur les résidus Malartic, avec la même teneur en eau initiale ($w_0 = 40.0 \pm 0.5\%$, ou $\theta_0 = 0.52 \pm 0.01$). Le premier test a été effectué à des succions faibles (jusqu'à $\psi \equiv 162$ kPa) et le deuxième test a couvert des succions allant de $\psi = 84$ kPa à 3500 kPa. On remarque que, pour des valeurs de succion communes aux deux tests (e.g. $\psi = 84$ à 162 kPa), les valeurs de teneur en eau volumique θ se superposent presque. Les valeurs du degré de saturation S_r et de la teneur en eau volumique θ pour la gamme complète de succion ψ sont montrées à l'annexe N.

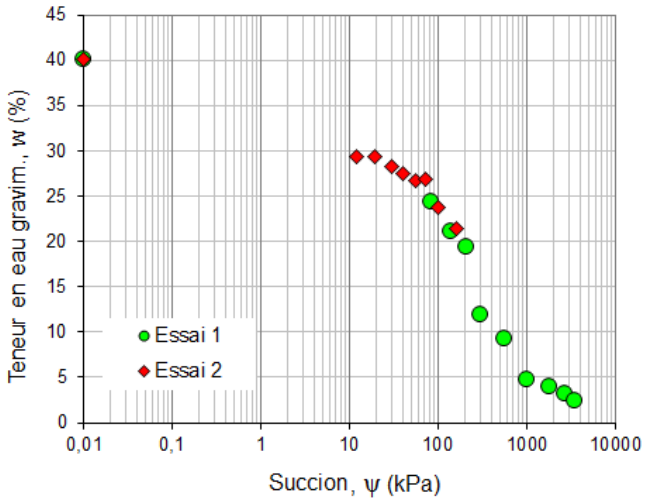

Figure 4-3 Résultats de deux tests de rétention d'eau (un à des succions faibles et un autre à des succions élevées) effectués en cellule de pression sur les résidus Malartic.

La figure 4.4 présente sur les résultats des tests de rétention d'eau effectués en cellule de pression (w_0 = 40.5% ou $n_0 = \theta_s = 0.53$) et en cellule Tempe (w_0 = 27.5% ou $n_0 = \theta_s = 0.42$). Les courbes de rétention d'eau sont présentées sous forme de teneur en eau volumique versus succion (θ *vs* ψ, figure 4.4.a) et degré de saturation versus succion (S_r *vs* ψ, figure 4.4.b). On remarque à la figure 4.4.a que les courbes de rétention d'eau des deux types d'essais ont des allures similaires, mais les valeurs sont distinctes car la teneur en eau initiale est différente pour les deux types d'essais. On notera que, dans la phase précèdent la valeur d'entrée d'air (AEV) ou phase précédant la chute plus abrupte de teneurs en eau volumiques, les données de l'essai en cellule Tempe se présentent sous forme d'un plateau (i.e. teneur en eau volumique θ quasi-constante avec l'augmentation de la succion) alors que les valeurs de θ de l'essai en cellule de pression descendent dès les faibles succions. Ceci s'explique par le fait que le résultat de l'essai en cellule de pression est influencé par le changement de volume de l'échantillon tandis que l'essai en cellule Tempe est mené sous un volume constant.

Malgré les différences des conditions initiales (i.e. teneurs en eau initiales w_0) et procédures des deux types d'essais (en cellule de pression et en cellule Tempe), on observe des allures similaires et des valeurs relativement plus proches à la figure 4.4.b, qui montre le degré de saturation S_r en fonction de la succion ψ. On observe que S_r reste environ 100% jusqu'à l'entrée de l'air dans le

matériau. On observe aussi à la figure 4.4.b que le point d'entrée d'air (AEV) dans le matériau est légèrement supérieur (en termes de succion) pour l'essai en cellule de pression.

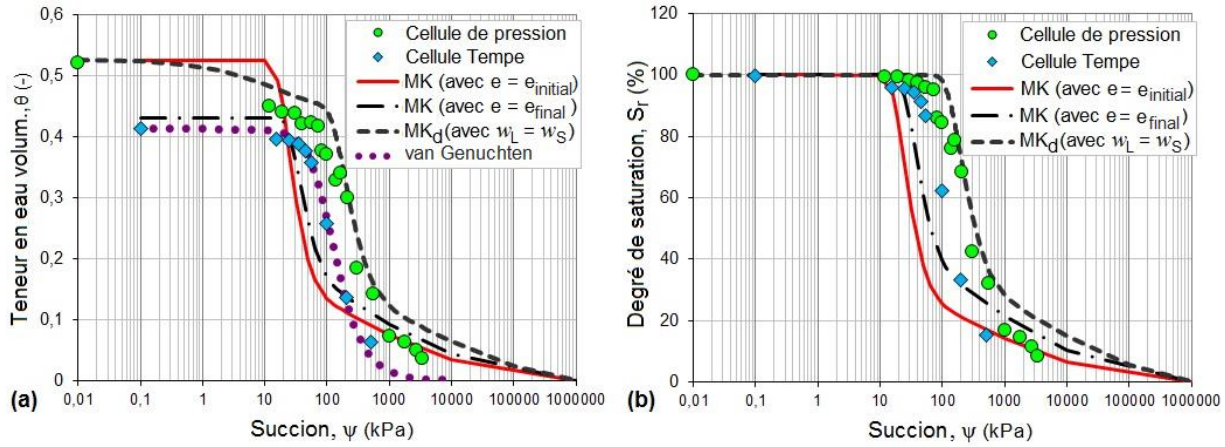

Figure 4-4 Résultats des essais de rétention d'eau (θ versus ψ et Sr versus ψ (obtenues à partir des essais en cellule de pression et cellule Tempe) ; on montre aussi les CRE obtenues à partir de divers modèles prédictifs et descriptifs (e.g. modèles MK, MK_d et vG).

La figure 4-4 (a et b) présente également les courbes de rétention d'eau obtenues à partir du modèle descriptif de van Genuchten (présenté à l'annexe D) et des modèles prédictifs MK (Aubertin et al., 2003) et MK_d (Mbonimpa et al., 2006). Dans le modèle MK, l'indice des vides *e* est une constant. Le modèle MK considère ici deux scénarios : (a) l'indice des vides initial e_0 lors de l'essai en cellule de pression, c'est-à-dire $e = e_0 = 1.11$, (b) l'indice des vides final e_f lors de l'essai en cellule de pression, c'est-à-dire $e = e_f = 0.77$. On voit bien l'effet de la variation de *e* sur les figures 4.4.*a* et 4.4.*b*.

Le modèle MK_d (Mbonimpa et al. 2006) a été initialement développé pour des matériaux plastiques (comme les argiles) pour lesquels on peut déterminer la limite de liquidité w_L. Pour pouvoir l'appliquer aux résidus miniers, qui sont des matériaux peu plastiques pour lesquels w_L est difficile à déterminer, une hypothèse a été faite. Cette hypothèse consiste à remplacer w_L par la limite de retrait w_S qu'on peut déterminer relativement facilement pour les matériaux peu plastiques comme les résidus miniers. Cette hypothèse est basée sur les travaux de Saleh-Mbemba (2010) selon lesquels la zone retrait résiduel est très réduite pour les résidus miniers et que le point d'entrée d'air

dans le matériau (AE) est très proche de la limite de retrait w_s. Quelques auteurs ont aussi rapporté des observations similaires, notamment Perron et al. (2006, 2009) pour des silts peu plastiques.

On observe sur la figure 4.4.a que le modèle de van Genuchten décrit bien les résultats expérimentaux de l'essai en Cellule Tempe, qui n'impliquent pas la variation du volume. Le modèle MK_d reproduit assez bien les résultats expérimentaux de l'essai de rétention d'eau en cellule de pression. Ce modèle pourrait toutefois être amélioré pour de meilleurs prédictions.

La figure 4.5 présente les données expérimentales des deux essais en cellule de pression et le meilleur ajustement de la CRE sous la forme de degré de saturation versus succion (S_r vs ψ), avec le logiciel RETC (van Genuchten et al., 1991). La méthode des tangentes servant à la détermination de paramètres de rétention d'eau (e.g. Fredlund & Xing, 1994) y est également montrée. Selon cette figure, la valeur d'entrée d'air (AEV ou ψ_a) de ces matériaux est de 65 kPa. La succion lors de l'entrée de l'air dans le matériau ou succion à la limite de S_r inférieur à 100% est évaluée à 23 kPa. La succion résiduelle pour ces matériaux est de 1050 kPa et le degré de saturation à la succion résiduelle est de 10% (ou S_{r_r} = 0.1).

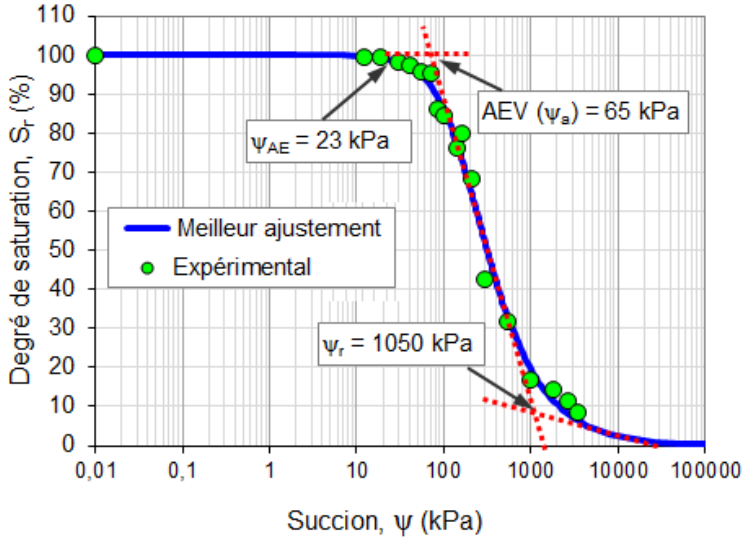

Figure 4-5 CRE expérimentale exprimée selon le degré de saturation S_r en fonction de la succion ψ et courbe de meilleur ajustement avec le logiciel RETC (selon la fonction de van Genuchten (1980)). Les principaux paramètres de rétention d'eau sont présentés sur la figure.

La figure 4.6 présente la courbe de retrait des résidus Malartic selon la procédure mentionnée au chapitre 3. Selon les résultats à cette figure, pour une teneur en eau initiale w_0 = 40.2% (e_0 = 1.12), la limite de retrait w_S est évaluée à 27.4% et l'indice des vides final e_f (tenant compte du retrait) est évalué à 0.77.

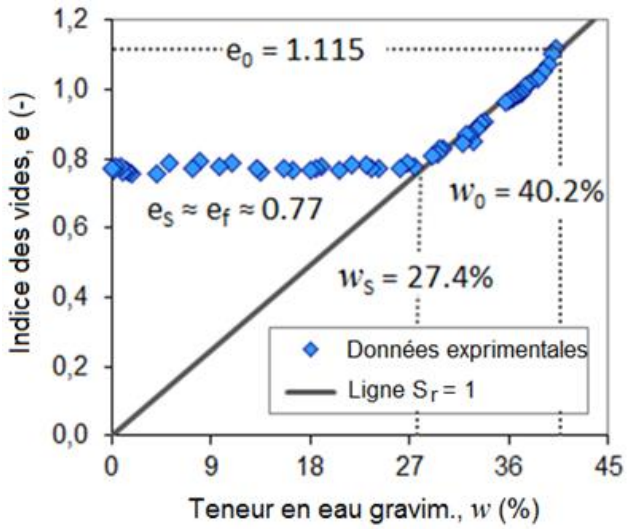

Figure 4-6 Courbe de retrait des résidus miniers CM.

La combinaison des résultats provenant à la fois des tests de rétention d'eau en cellule de pression et de l'essai de retrait libre dans des moules a permis d'obtenir les 6 relations hydrogéotechniques pour les résidus Malartic, présentées à la figure 4.7. Ces relations incluent les courbes de rétention d'eau (S_r vs ψ et θ vs ψ) et les courbes de retrait volumique (e vs w et e vs ψ). L'ensemble de ces relations constitue un outil très utile pour l'évaluation du comportement des matériaux compressibles lorsque ceux-ci sont affectés par des conditions non saturées. La courbe de rétention d'eau est une fonction utilisée pour les simulations numériques de la consolidation à l'aide de certains codes numériques, dont Sigma/W qui a été choisi pour cette étude.

Conditions de fissuration des matériaux

La teneur en eau initiale utilisée lors des deux essais de retrait contraint (selon la procédure mentionnée au chapitre 3) sur les résidus Malartic est de w_0 = 39.6 ± 0.5%. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 4.5. Ils indiquent que la teneur en eau au point de fissuration des

matériaux, aussi appelée teneur en eau critique w_{Cr} (voir Saleh-Mbemba, 2010 ; Saleh-Mbemba et al., 2016) est de 27.6%, correspondant à un degré de saturation S_{r_Cc} = 97.6%., avec une succion au point d'entrée d'air ψ_{Cc} = 38.2 kPa.

Ces résultats indiquent que le point d'entrée d'air dans le matériau (voir Saleh-Mbemba, 2010 ; Saleh-Mbemba et al., 2010, 2016 pour les détails et définitions des paramètres de fissuration) est étroitement lié à l'initiation des fissures. Cette amorce de fissuration se produit donc lorsque le matériau est presque saturé.

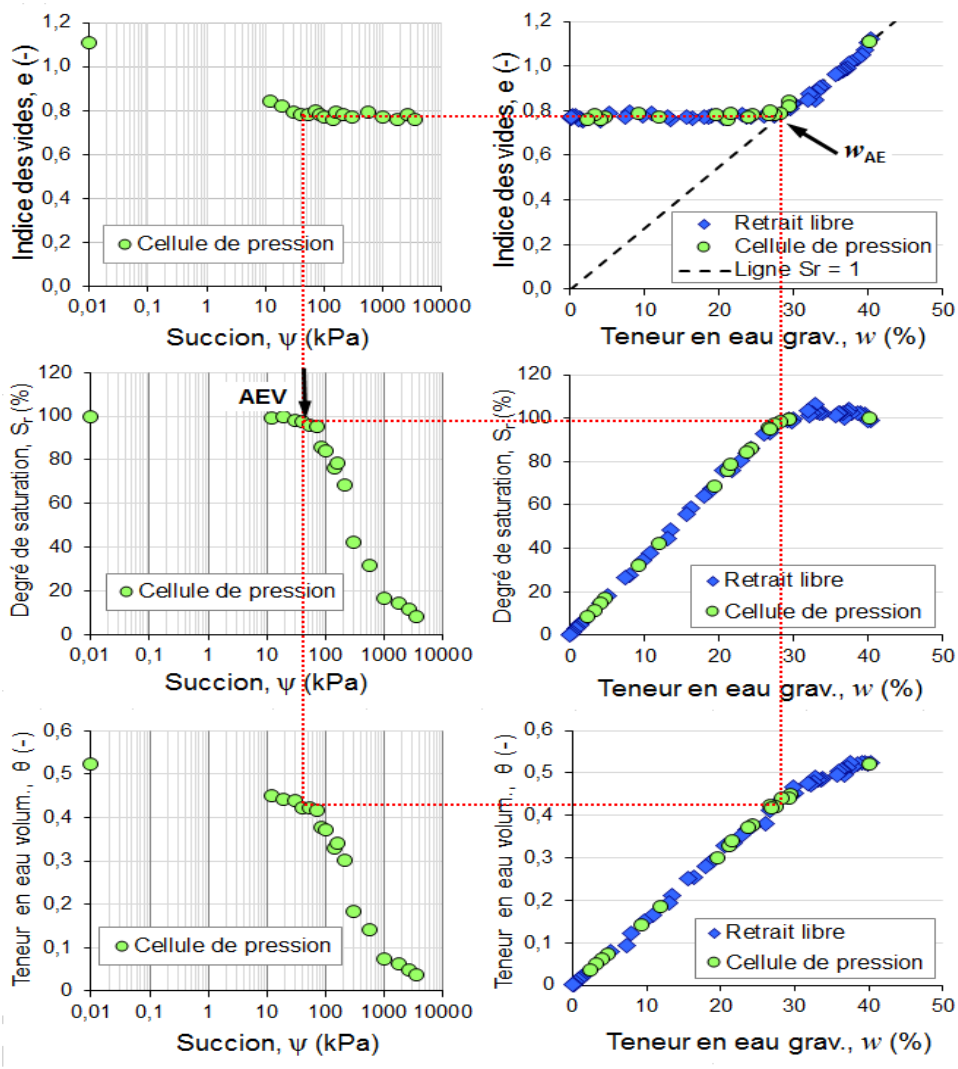

Figure 4-7 Relations expérimentales entre l'indice des vides e, le degré de saturation Sr, la teneur en eau volumique θ, en fonction de la succion ψ et de la teneur en eau massique w.

Tableau 4-5 Paramètres de fissuration des résidus Malartic

Matériaux	w_0 (%)	w_{Cr} (%)			ψ_{Cc} (kPa)	S_{r_Cc} (%)
		Test 1	Test 2	Moyenne		
Résidus Malartic	39.6	28.9	26.3	27.6	38.2	97.6

w_{Cr}, ψ_{Cc} et S_{r_Cc} sont définis dans Saleh-Mbemba (2010) et Saleh-Mbemba et al. (2016) comme étant respectivement la teneur en eau, la succion et le degré de saturation critiques au moment de l'amorce de la fissuration.

4.1.4 Conductivité hydraulique saturée

Le tableau 4.6 présente les résultats des mesures de la conductivité hydraulique des quatre essais triaxiaux effectués sur les résidus Malartic. Le tableau montre aussi les valeurs des indices des vides e et du degré de saturation S_r que l'on calcule à la fin de l'essai. On a ainsi établi que le degré de saturation S_r a été inférieur à 100 % lors de deux essais, soit S_r = 84.18 % et 84.21 % pour les essais n°1 et n°3 respectivement. Pour cette raison, la conductivité hydraulique de ces échantillons non saturés a subi une correction selon le degré de saturation des échantillons, suivant l'équation de Mualem (1976, équation 3.1), tel que suggéré par Chapuis et al. (1989). Dans l'équation 3.1, le degré de saturation à la teneur en eau résiduelle S_{r_r} = 0.1 (10%) selon les résultats de la figure 4.5.

La dernière colonne du tableau 4.6 présente les valeurs corrigées pour les deux mesures dont le degré de saturation est inférieur à 100 %. Les valeurs de conductivité hydraulique saturée k_{sat} mesurées (ou corrigées) des divers échantillons analysés varient de 2.63×10^{-7} m/s (pour e = 0.66) m/s à 11.66×10^{-7} m/s (pour e = 0.91). Ces valeurs de k_{sat} sont proches de celles rapportées par Aubertin et al. (1996) et Bussière (2007) pour divers résidus des mines en roches dures.

Les modèles prédictifs de Kozeny-Carman Modifié ou KCM (Mbonimpa et al., 2002) et de Kozeny-Carman ou KC (Chapuis & Aubertin, 2003) ont aussi été utilisés pour estimer la valeur de k_{sat}, aux fins de comparaisons. Le modèle KC corrigé proposé par Chapuis et Aubertin (2003) pour tenir compte de la surface spécifique des résidus miniers déterminée à l'aide de la méthode de

Chapuis et Legaré (2002) a également été utilisé. Ces modèles prédictifs sont présentés à la section 2.5.5 et à l'annexe E. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 4.7 et aussi à la figure 4.8. On observe que les valeurs prédites par le modèle KCM sont les plus proches des valeurs mesurées (ou corrigées). Les valeurs prédites par le modèle KC corrigé ont une allure similaire que celles prédites par le modèle KCM et celles mesurées (ou corrigées), mais elles sont plus faibles. Le modèle KC tend à surestimer les valeurs de la conductivité hydraulique k_{sat} de ces résidus.

Tableau 4-6 Valeurs de la conductivité hydraulique des résidus Malartic mesurées lors des essais triaxiaux et valeurs corrigées (pour S_r < 100%)

Numéro essai	k_{sat_1} **(10^{-7} m/s)**	k_{sat_2} **(10^{-7} m/s)**	k_{sat_moy} **(10^{-7} m/s)**	S_r **(%)**	e	$k_{sat_corrigé}$ **(10^{-7} m/s)**
Triaxial 1	3.04	3.24	3.14	84.18	0.831	5.60
Triaxial 2	4.86	7.71	6.28	103.68	0.754	-
Triaxial 3	5.50	5.97	5.01	84.21	0.908	8.94
Triaxial 4	2.59	2.66	2.63	101.61	0.661	-

Tableau 4-7 Prédictions de k_{sat} des résidus Malartic à l'aide des modèles KCM, KC et KC corrigé

Numéro essai	e **(-)**	S_r *(%)*	k_{sat} **(10^{-7} m/s)**	k_{sat}**_KCM (10^{-7} m/s)**	k_{sat}**_KC (10^{-7} m/s)**	k_{sat}**_KC corrigé (10^{-7} m/s)**
Essai 4	0.661	101.61	2.63	2.48	8.92	0.84
Essai 2	0.754	102.68	6.28	4.54	12.54	1.40
Essai 1	0.831	100 (corrigé)	5.60	7.08	16.08	2.04
Essai 3	0.908	100 (corrigé)	8.94	10.60	20.13	2.86

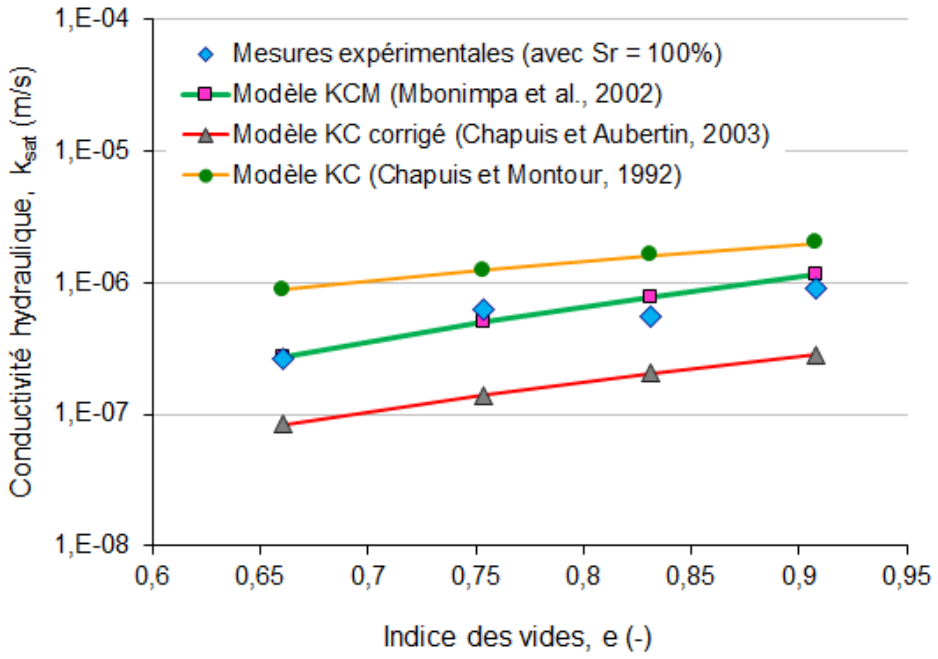

Figure 4-8 Conductivité hydraulique k_{sat} expérimentale selon des essais triaxiaux et les prédictions à l'aide des modèles Kozeny-Carman Modifié (KCM, Mbonimpa et al. 2002) et Kozeny-Carman (KC original et modifié, Chapuis et Aubertin 2003).

4.2 Caractéristiques des roches stériles

4.2.1 Courbe granulométrique

La figure 3.6 présente la distribution granulométrique des roches stériles et la courbe moyenne représentative des résidus (voir figure 3.2). Le tableau 3.1 présente les paramètres reliés à la granulométrie de ces deux matériaux.

Les stériles ont une granulométrie relativement étalée et peuvent être classés comme un gravier bien étalé (GW, avec du sable), selon la classification unifiée USCS (Bowles 1984 ; McCarthy, 2007). La courbe granulométrique des roches stériles est surtout plus grossière que celle des résidus, et les deux courbes présentent un étalement relativement élevée ($C_U \geq 6$).

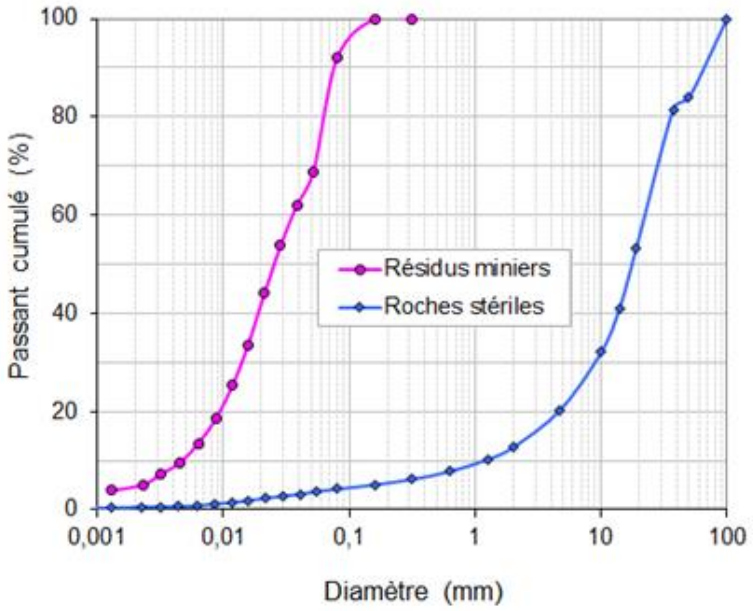

Figure 4-9 Courbe granulométrique des roches stériles (tronquée à 10 cm), présentée avec la courbe (moyenne) des résidus miniers.

Tableau 4-8 Paramètres reliés à la granulométrie des roches stériles et des résidus

Caractéristiques	***Roches stériles***	***Résidus***
D_{10} (mm)	1.2	0.0043
D_{15} (mm)	2.6	0.0075
D_{50} (mm)	18.0	0.016
D_{60} (mm)	21	0.036
D_{85} (mm)	5.5	0.07
C_U (-)	17.5	8.4
C_C (-)	3.2	1.1

Selon les résultats du tableau 4.8, on observe que le critère de perméabilité entre les deux matériaux est satisfait ($D_{15_roches\ stériles} \geq 4$ fois $D_{15\ résidus}$), tandis que le critère de filtre n'est pas respecté ($D_{15_roches\ stériles} \geq 5$ fois $D_{85_résidus}$).

4.2.2 Porosité et poids unitaire sec

La densité relative des grains solides D_r des échantillons de roches stériles Malartic a été mesurée par L-Bolduc (2012). Cette valeur de D_r = 2.70 est utilisée pour différents calculs dans la suite de ce projet.

Le tableau 4.9 présente les valeurs de la porosité, de l'indice des vides et du poids unitaire sec des roches stériles de la mine Canadian Malartic. Les détails des mesures et des calculs sont présentés l'annexe O. Les résultats indiquent que la porosité des roches stériles (mis en place dans un état relativement lâche, sans aucun procédé de densification comme cela sera le cas lors des essais avec résidus et roches stériles) est de n = 0.39 ± 0.03, correspondant à un indice des vides e = 0.64 ± 0.08. Le poids unitaire sec des roches stériles, γ_d [= $D_r(1 - n)\gamma_w$], est évaluée à 16.32 ± 0.80 kN/m^3.

Lors de ces essais de caractérisation pour évaluer la porosité des roches stériles (voir la section 3.3.2), le degré de saturation a été évalué (vérifié) à la fin de l'essai suivant la relation ci-dessous :

$$S_r = \frac{V_w}{V_V} = \frac{V_w}{V_T - V_S} \quad [-] \qquad (5.1)$$

Avec V_w [cm^3] = volume de l'eau selon les mesures de la masse d'eau M_w [g] par la balance ;

V_T [cm^3] = volume total des roches stériles, qui est égal au volume du contenant, obtenu comme une moyenne de 10 mesures ;

V_S [cm^3] = volume des solides, obtenu selon la masse des solides après séchage au four, M_S [g], pour une densité relative des grains solides D_r [= 2.7].

Les résultats présentés au tableau 4.9 indiquent de manière générale des conditions saturées lors de ces essais ($S_r \approx 100\%$). Les détails des calculs du volume des contenants, de la porosité des matériaux, de l'indice des vides, du poids unitaire et du degré de saturation sont montrés à l'annexe O. Certains résultats en termes de degré de saturation s'écartent de 100%, cela pourrait être attribué aux incertitudes liées à la détermination du volume des contenants qui n'ont pas toujours de formes bien définies (présentent parfois des angles arrondis, voir figure 3.2).

Tableau 4-9 Porosité, indice des vides et poids unitaire sec des roches stériles de la mine Canadian Malartic

Numéro du test	Porosité *n* (-)	Indice des vides *e* (-)	Poids unitaire sec γ_d (kN/m^3)	Degré de saturation, S_r (%)
1	0.424	0.750	15.53	99.58
2	0.379	0.609	16.76	109.63
3	0.406	0.678	16.03	103.47
4	0.397	0.556	16.28	99.80
5	0.385	0.548	16.58	106.81
6	0.366	0.548	17.12	98.14

4.2.3 Conductivité hydraulique saturée

L-Bolduc (2012) a effectué des essais en colonne pour mesurer la conductivité hydraulique k_{sat} des roches stériles Malartic. Les résultats de ces essais ont montré des valeurs de k_{sat} allant 1.33×10^{-3} m/s à 1.76×10^{-3} m/s pour des indices des vides *e* allant de 0.44 à 0.63, avec comme moyenne la valeur de $k_{sat} = 1.61\times10^{-3}$ m/s. Cette valeur est dans la gamme de conductivité hydraulique k_{sat} des roches stériles déterminée par Hernandez (2007) ; Bussière et al. (2011) et Peregoedova (2012).

Lorsqu'on compare ces valeurs à celles de k_{sat} des résidus (moyenne de 2.5×10^{-7} m/s pour un indice des vides $e = 0.76$), on remarque que celle des roches stériles est largement supérieure (par plus de 3 ordres de grandeur). Selon Han et Ye (2001), la conductivité hydraulique des matériaux drainants doit être au moins 200 fois plus grande que celle des matériaux fins pour obtenir une accélération suffisante de la consolidation par drainage radial. Cette condition est satisfaite ici.

Le tableau 4.10 présente les valeurs de la conductivité hydraulique k_{sat} estimées à l'aide des modèles de Taylor (1948) et de Shepherd (1989). Dans le modèle de Taylor, la valeur de la constante C_1 est celle proposée par Peregoedova (2012), soit $C_1 = 0.004$.

Selon les résultats obtenus, les modèles de Taylor (1948) et de Shepherd (1989) prédisent des valeurs de conductivités hydraulique k_{sat} beaucoup plus élevées que les résultats des mesures en laboratoire. Il semble ainsi que les modèles de Taylor (1948) et de Shepherd (1989) prédisent mieux la conductivité hydraulique k_{sat} pour des matériaux plus denses (avec une plus faible valeur de l'indice des vides *e* comme ceux utilisés par Peregoedova 2012) et ayant des proportions de gravier faibles à moyennes. Ces modèles semblent peu appropriés pour des matériaux à forte proportion de particules de la taille de gravier selon la classification USCS (e.g. 80% de particules de la taille de gravier pour les roches stériles Malartic utilisées pour nos essais de laboratoire) et à l'état relativement lâche.

Tableau 4-10 Conductivité hydraulique k_{sat} des roches stériles de la mine Canadian Malartic estimées à l'aide des modèles de Taylor (1948) et de Shepherd (1989).

Modèle prédictif	Paramètres des matériaux utilisés par le modèle		k_{sat} prédite (m/s)	k_{sat} mesurée (m/s) (L-Bolduc, 2012)
	D_{50}	*e* (-)		
Taylor (1948)	1.8 cm	0.64	0.151	0.00161
Shepherd (1989)		-	0.027	

CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES RÉSIDUS SANS INCLUSION DE ROCHES STÉRILES

Les résidus miniers sont entreposés en couches successives dans des parcs à résidus. Les couches nouvellement mises en place se consolident sous leur poids propre alors que les couches sous-jacentes se consolident aussi sous l'effet de la surcharge croissante. Les caractéristiques des résidus le long du profil vertical du dépôt multicouche évoluent donc avec la déposition.

Le comportement et les propriétés des résidus lors de la consolidation sous l'effet d'un chargement externe ont été largement étudiés (e.g. Aubertin et al., 1996 ; Qiu & Sego, 2001 ; L-Bolduc, 2012 ; Essayad, 2015). Ce chapitre présente les résultats de l'étude expérimentale de consolidation des résidus avec déposition en une couche (essai RS-2D-1 en boîte) ou en plusieurs couches (essais RMC-A1, RMC-A3 et RMC-B3), décrits aux tableaux 3.4 et 3.5. Les résultats présentés à la section 5.1 seront utilisés pour la caractérisation des résidus durant la consolidation à la section 5.2.

5.1 Résultats d'essais de consolidation des résidus

5.1.1 Essais de consolidation avec une seule couche de résidus (en boîte)

Les résultats présentés dans cette section (pressions d'eau, contraintes effectives et tassements lors de l'essai RS-2D-1) ont été obtenus à partir des lectures des sondes ECH_2O. Le passage de la mesure de la teneur en eau volumique par les sondes ECH_2O aux différents paramètres est expliqué à la section 3.3.3.3 ; les exemples de calculs sont présentés à l'annexe I.

La figure 5.1 montre les sorties des sondes ECH_2O en termes de teneur en eau volumique (humidité) mesurée durant l'essai RS-2D-1. Elle indique que les sondes ECH_2O à différentes élévations mesurent des teneurs en eau volumiques initiales qui ne sont pas très différentes ; ces teneurs en eau deviennent différentes avec le processus de consolidation et sont fonction de l'élévation à laquelle est placée la sonde ECH_2O. La figure 5.2 montre une courbe de calibration servant à

déterminer la teneur eau volumique des résidus (à une élévation de 30 cm) à partir de celle mesurée par les sondes ECH_2O. Les autres courbes de calibration sont présentées à l'annexe I.

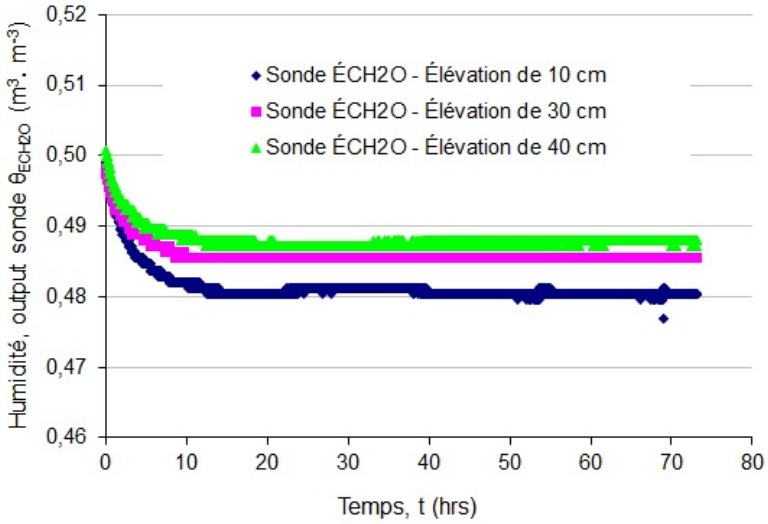

Figure 5-1 Teneur en eau volumique ou humidité mesurée à l'aide des sondes ECH_2O durant l'essai RS-2D-1.

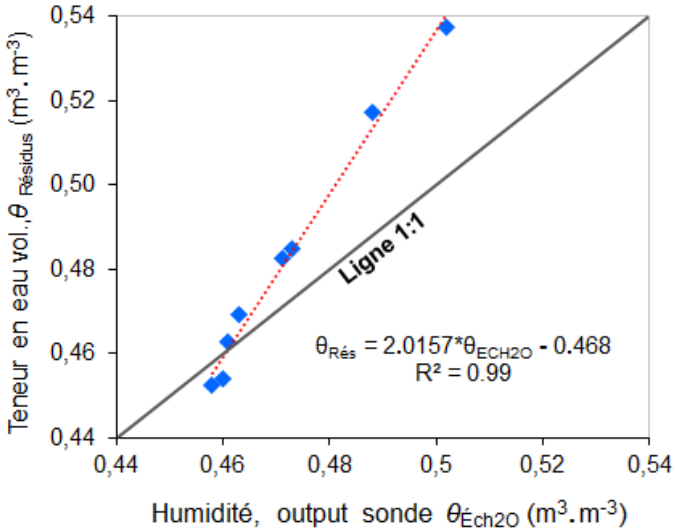

Figure 5-2 Courbe de calibration servant à déterminer la teneur eau volumique des résidus à partir de la teneur en eau volumique ou humidité mesurée par les sondes ECH_2O.

Évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives

La figure 5.3 montre l'évolution des pressions interstitielles *u* (en kPa) à des élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm, lors de l'essai RS-2D-1 en boite (décrit au tableau 3.5). La figure indique que l'équilibre hydrostatique est atteint environ 13 heures après le début de l'essai, au moment où les pressions interstitielles finales deviennent égales à la pression hydrostatique. Les résultats de la figure 5.3 indiquent aussi une bonne correspondance (à l'état initial et à l'état final) entre valeurs mesurées et valeurs théoriques selon la théorie de consolidation 1D.
Dans la suite de ce chapitre (section 5.2), les résultats de la figure 5.3 serviront à évaluer les profils de degré de consolidation à différentes élévations (10 cm, 30 cm et 40 cm).

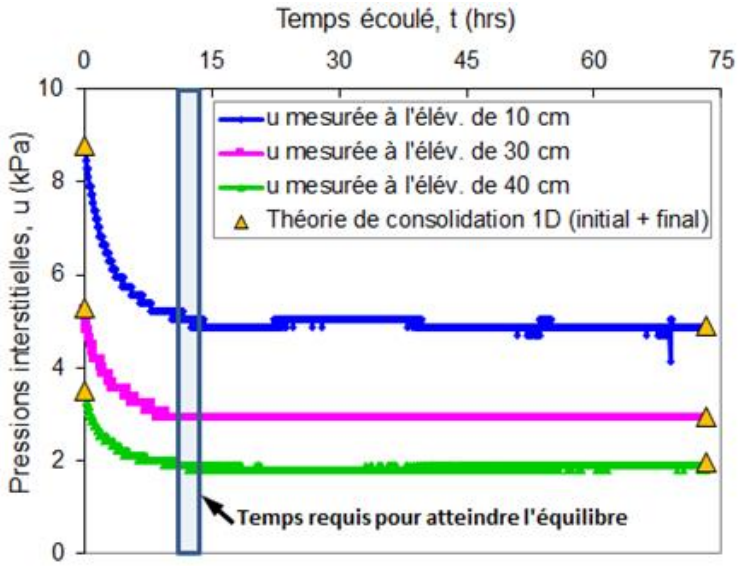

Figure 5-3 Évolution des pressions interstitielles aux élévations de 10, 30 et 40 cm, mesurées à l'aide des sondes ECH_2O à 1 minute d'intervalle. Essai RS-2D-1.

La figure 5.4 (a et b) montre les profils verticaux mesurés avec les sondes ECH_2O durant l'essai RS-2D-1 et les valeurs théoriques (conditions initiales et finales) des pressions interstitielles *u* et des contraintes effectives σ'. Les pressions interstitielles montrées à la figure 5.4.a (à quelques pas de temps sélectionnés) sont déjà présentées à la figure 5.3 (sur toute la durée de l'essai, à des intervalles de temps d'une minute) ; les contraintes effectives (figure 5.4.b) sont calculées à partir des pressions interstitielles (figure 5.4.a) suivant le principe de consolidation 1D ($\sigma'_v = \sigma_v - u$). Les

résultats indiquent que les mesures expérimentales ont une bonne corrélation avec les profils théoriques pour les conditions initiales et finales. Les pressions interstitielles pour le début de l'essai (à t = 1 minute) sont très proches des pressions théoriques définies par la contrainte verticale totale ($u_0 = \sigma_v = \gamma_{sat} \times z$) ; les contraintes effectives sont initialement nulles. La figure 5.4 (*a* et *b*) indique aussi que l'équilibre hydrostatique ($u = \gamma_w \times h_w$) est atteint environ 13 heures après le début de l'essai au moment où les pressions interstitielles finales deviennent égales à la pression hydrostatique.

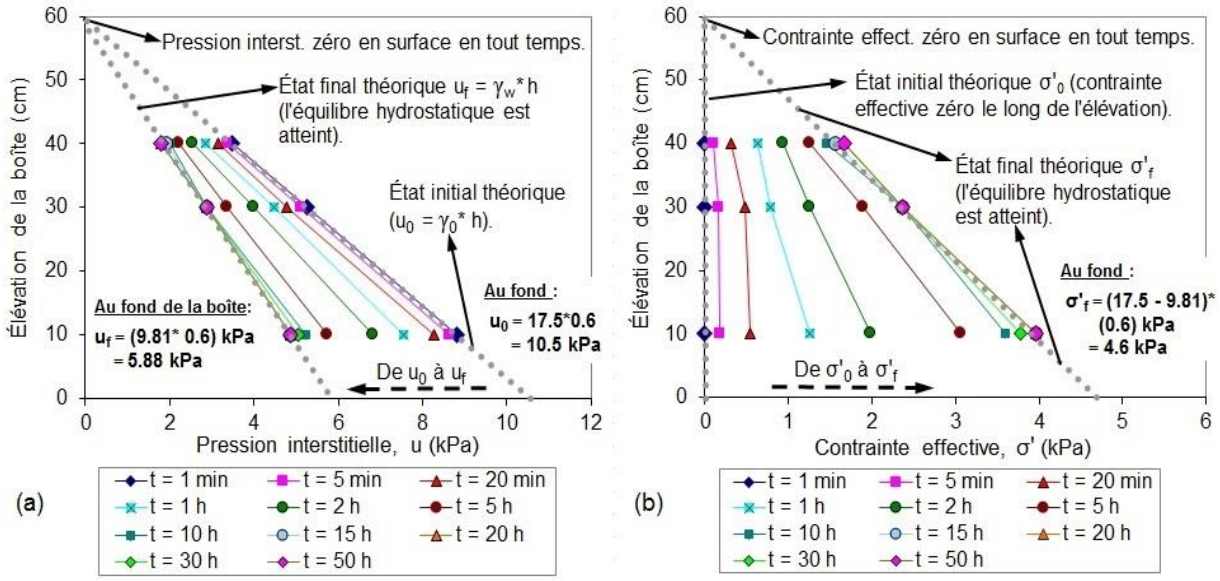

Figure 5-4 Résultats expérimentaux et valeurs théoriques pour les (a) pressions interstitielles u (b) contraintes effectives σ', le long du profil vertical à divers temps t sélectionnés. Essai RS-2D-1. Les indices 0 et f expriment les états initial et final.

Tous les profils sur la figure 5.4 convergent vers la valeur zéro ($u = 0$ et $\sigma' = 0$) à la surface des résidus. Ces résultats montrent un comportement qui suit la théorie de consolidation 1D, ceci permet de valider en partie les mesures obtenues à partir des lectures des sondes ECH_2O.

Déplacements verticaux

La figure 5.5 montre l'évolution des déplacements verticaux (tassements) S_t (en cm) lors de l'essai RS-2D-1 en boite (décrit au tableau 3.5). Les tassements en surface ont été mesurés à l'aide du

LVDT (section 3.3.3.3). Les tassements locaux aux élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm ont été calculés à partir des lectures des sondes ECH_2O lors de l'essai RS-2D-1. Les principes de passage de la teneur en eau volumique mesurée par les sondes ECH_2O (θ_{ECH2O}) aux tassements S_t sont expliqués à la section 3.3.3.3 et à l'annexe I ; des exemples de calcul pour ce passage sont aussi présentés à l'annexe I.

La figure 5.5.a indique que les tassements finaux locaux aux élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm sont respectivement de 1.1 cm, 2.4 cm et 3.2 cm environ. Comme anticipé, ces valeurs sont plus faibles que le tassement total mesuré à la surface des résidus à l'aide du LVDT (S_t = 5.2 cm environ à l'élévation de 60 cm). Les résultats à la figure 5.3 confirment aussi que la fin des tassements primaires (avec $\Delta u = 0$) est atteinte environ 13 heures après début de l'essai. Ce temps t est utilisé dans la suite de ce chapitre (section 5.2) pour une première estimation de certaines propriétés des résidus.

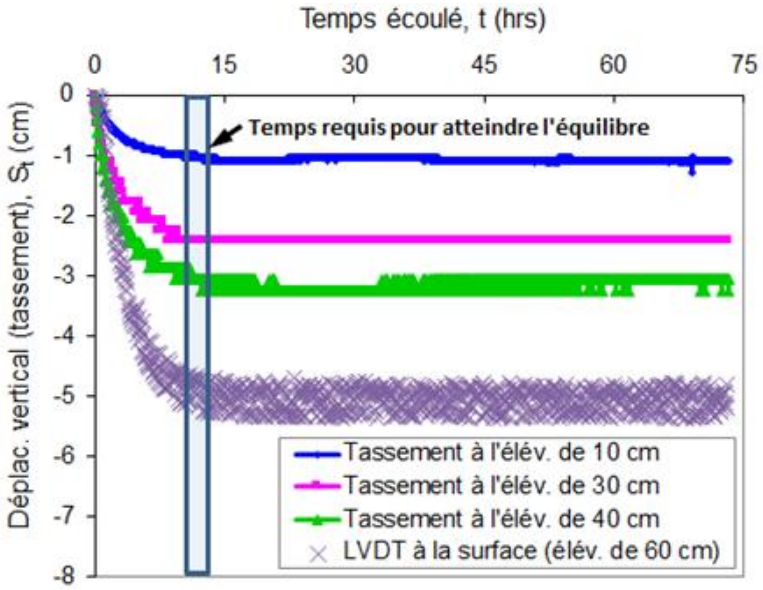

Figure 5-5 Évolution des tassements aux élévations de 10, 30 et 40 cm, mesurées à l'aide des sondes ECH_2O à 1 minute d'intervalle (essai RS-2D-1) ; le tassement en surface a aussi été mesuré à l'aide du LVDT (à 5 minutes d'intervalle).

Dans la suite de ce chapitre, les résultats de la figure 5.5 serviront à évaluer de manière plus spécifique le coefficient de consolidation c_v à des élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm par les méthodes de Taylor et Casagrande (présentées dans McCarthy, 2007).

Indice des vides, poids volumique et teneur en eau

La figure 5.6.*a* montre l'évolution de l'indice des vides e (pour $e_0 \approx 1.18$), à des élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm pour l'essai RS-2D-1 (avec résidus sans inclusion), mesurée à l'aide des sondes ECH_2O. On remarque que l'indice des vides e varie plus à la base de la boîte (indice des vides final ou $e_f \approx 0.97$) que dans la partie haute proche de la surface ($e_f \approx 1.05$).
La figure 5.6.*b* présente les résultats de la figure 5.6.*a* auxquels on ajoute l'indice des vides moyen (e_{1_moyen} et e_{2_moyen}) de la couche entière des résidus, calculé à chaque pas de temps de deux façons :

- e_{1_moyen} évalué à partir de l'expression suivante :

$$e_{1_moyen} = (V_t - V_S)/V_S \tag{5.1}$$

- e_{2_moyen} évalué à partir de l'expression générale du tassement (Terzaghi et al., 1996) :

$$S_t = [\Delta e / (1 + e_0)]\, H_0 = [(e_0 - e_{2_moyen}) / (1 + e_0)]\, H_0 \tag{5.2}$$

Dans ces deux relations, V_t est le volume des résidus au pas de temps t ; $V_t = V_0 - \Delta V_{w_t}$, avec V_0 le volume initial des résidus dans la boîte d'aire transversale A et d'épaisseur initiale H_0 (connues) et ΔV_{w_t} est la diminution de volume, obtenue grâce aux mesures de tassement S_t à la surface à l'aide du LVDT (égal au volume d'eau expulsée) ; V_S est le volume des solides ($V_S = M_S / D_r\, \gamma_w$, avec $M_S = M_0 / (1 + w_0)$ et $M_0 = M_h = V_0 * \gamma_0$). Le poids volumique initial $\gamma_0 \equiv \gamma_{sat}$ et l'indice des vides initial e_0 sont reliés à la teneur en eau initiale w_0. Les détails des calculs de e_{1_moy} et e_{2_moy} sont montrés à l'annexe P.

On observe à la figure 5.6.*b* que les deux indices des vides moyens calculés e_{1_moy} et e_{2_moy} (valeurs moyennes pour la couche entière) se situent entre les 2 valeurs extrêmes issues des mesures aux des sondes ECH_2O (i.e. lectures aux élévations de 10 et 40 cm). Les deux indices des vides moyens e_{1_moy} et e_{2_moy} sont identiques à l'indice des vides e obtenu à partir de la sonde ECH_2O placée à l'élévation de 30 cm (mi-hauteur de la couche de résidus). Ceci sert en partie de validation aux mesures obtenues à partir des lectures des sondes ECH_2O.

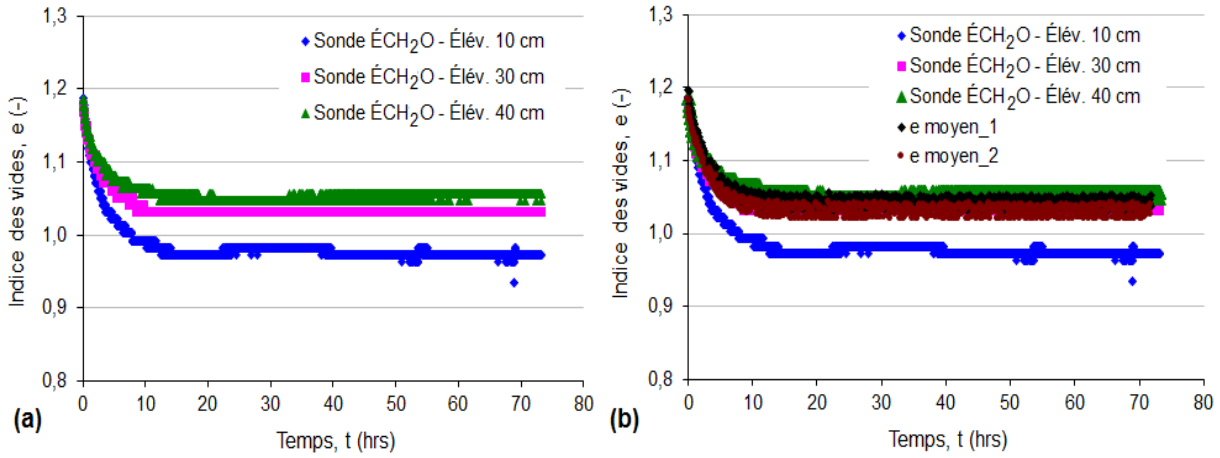

Figure 5-6 Évolution de l'indice des vides e à différentes élévations de la boîte selon les (a) mesures des sondes ECH_2O lors de l'essai RS-2D-1 sans inclusion (b) mesures des sondes ECH2O à différentes élévations de la boîte et mesures moyennes (e_{1_moy} et e_{2_moy}) évaluées à partir des mesures du tassement S_t par le LVDT.

La figure 5.7 (*a* et *b*) montre l'évolution du poids volumique γ_{sat} et de la teneur en eau *w* à des résidus à des élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm pour l'essai RS-2D-1 déduites des mesures aux sondes ECH_2O. On observe une variation relativement grande du poids volumique et de la teneur en eau à la base de la boîte ($\gamma_f \approx 18.7$ kN/m^3 et $w_f \approx 36.0\%$) que dans la partie haute ou proche de la surface ($\gamma_f \approx 18.2$ kN/m^3 et $w_f \approx 38.5\%$).

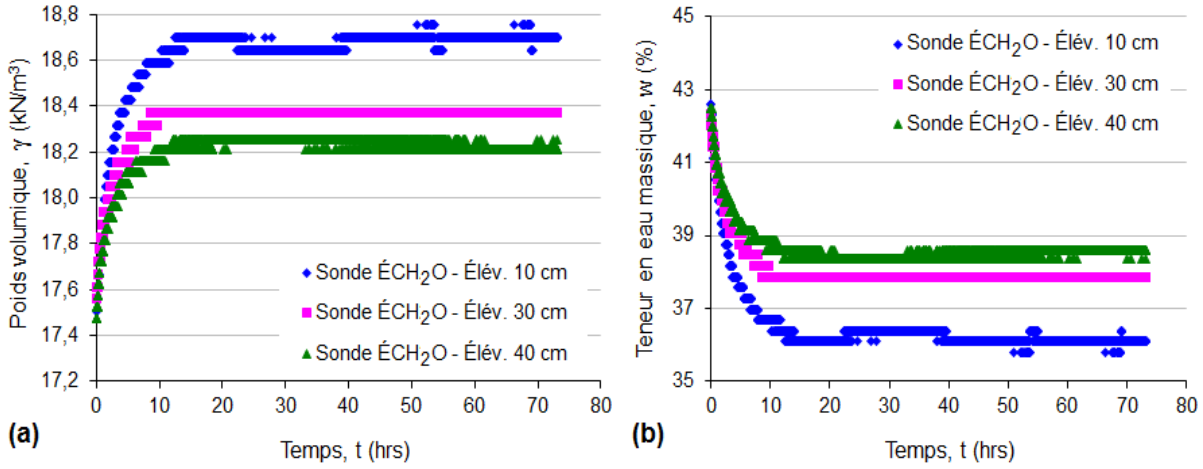

Figure 5-7 Évolution (a) du poids volumique γ (b) de la teneur en eau *w* à différentes élévations selon les mesures aux sondes ECH_2O. Essai RS-2D-1.

5.1.2 Essais en colonne avec couches successives

Les résultats des essais en colonne avec déposition en couches successives, c'est-à-dire les essais RMC-A1, RMC-A3 et RMC-B3, sont présentés dans cette section afin d'évaluer le comportement des résidus lors d'une déposition multicouche. D'autres résultats d'essais en colonne seront présentés et utilisés plus loin (au chapitre 7), notamment pour la validation du modèle numérique qui servira ensuite à étendre l'analyse à plus grande échelle.

Pressions d'eau et contraintes effectives

La figure 5.8 montre l'évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA à différentes élévations lors de la déposition des résidus en trois couches successives, avec des épaisseurs respectives de 49 cm, 39.5 cm et 28.5 cm (essai RMC-A1, tableau 3.4). Cette figure indique qu'à chaque étape de déposition, il y a une augmentation des pressions interstitielles (équivalente à l'épaisseur et au poids de la couche ajoutée, $\Delta u = \Delta\sigma_v = \gamma_{sat}*\Delta z$). Les pressions interstitielles montent jusqu'à un pic ; ensuite elles se dissipent progressivement jusqu'à l'équilibre. Le temps nécessaire pour la dissipation des pressions interstitielles dans chacune des couches a été évalué à environ 12 heures lors de l'essai RMC – A1.

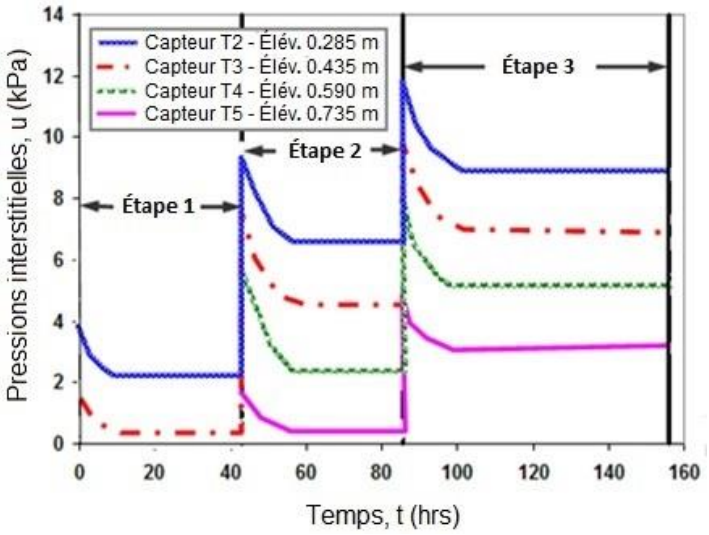

Figure 5-8 Évolution des pressions interstitielles lors d'une déposition multicouche des résidus miniers aux élévations indiquées. Essai RMC – A1 (voir tableau 3.4).

La figure 5.9 montre l'évolution des pressions interstitielles *u*, des contraintes effectives σ'_v et les surpressions interstitielles u_e à une élévation de 28.5 cm lors de la déposition multicouche des résidus en colonne pour l'essai RMC - A1. Les pressions *u* ont été mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA et les contraintes σ'_v sont déduites des pressions *u*. Ces contraintes effectives croissent progressivement et augmentent par palier avec le chargement par couche. On observe également que les pressions d'eau en excès sont ramenées à zéro à chaque étape de déposition ; elles ont donc le temps de se dissiper complètement.

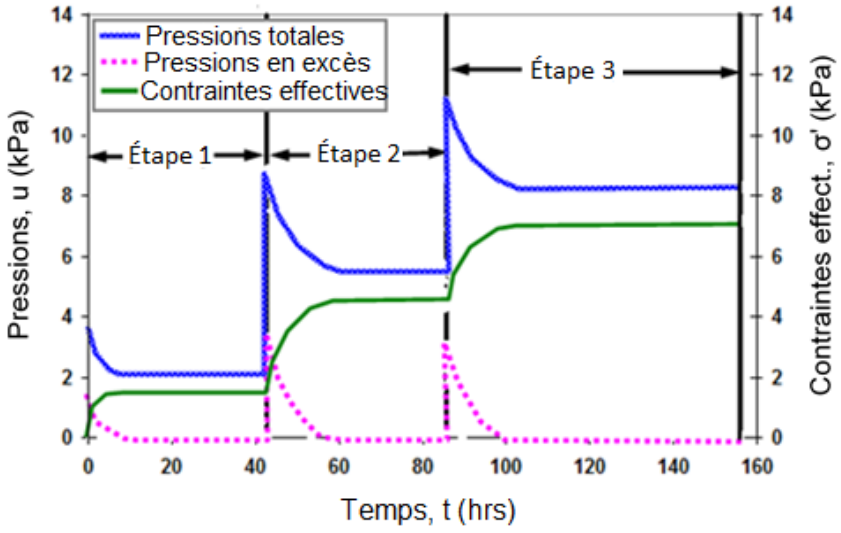

Figure 5-9 Évolution des pressions interstitielles, des contraintes effectives et des pressions en excès à l'élévation de 28.5 cm. Essai RMC-A1 (voir détails au tableau 3.4).

Déplacements verticaux et indices des vides

Les essais de la série RMC-A ont été réalisés avec déposition en couches successives, avec mesures de tassement de la couche en surface. La description des essais, des équipements et des types de mesures effectuées est présentée au tableau 3.4 et à la section 3.5.2.1.

La figure 5.10 (*a*, *b* et *c*) montre l'évolution du tassement cumulé de la surface des résidus lors des essais RMC-A1, RMC-A2 et RMC-A3 (déposition en couches successives). On observe qu'après chaque déposition, les résidus montrent un tassement progressif avant que la position de la surface ne se stabilise. Les tassements sont plus grands pour les couches sus-jacentes car ils prennent en

compte ceux des couches sous-jacentes. Ces résultats sont utilisés à la section 5.2 pour la caractérisation des propriétés des résidus durant la consolidation.

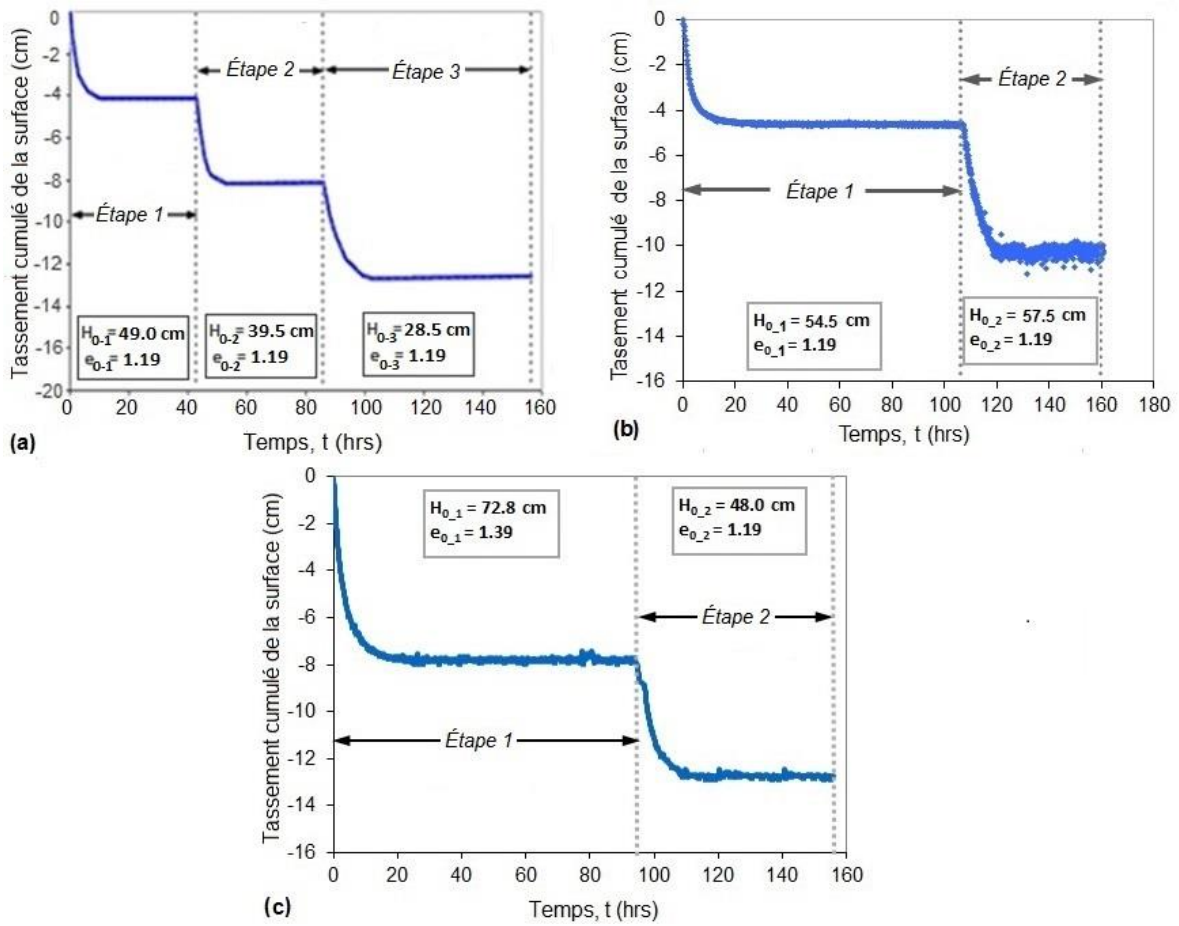

Figure 5-10 Évolution du tassement cumulé de la surface du dépôt de résidus (a) Essai RMC-A1 ; (b) Essai RMC-A2 ; (c) Essai RMC-A3 (voir détails au tableau 3.4).

La figure 5.11 montre les courbes de remplissage théorique et réelle lors de l'essai RMC-A1. La courbe de remplissage théorique est construite avec trois paliers représentant les trois étapes de déposition décrites au tableau 3.4 (avec H_{0_1} = 49 cm ; H_{0_2} = 39.5 cm et H_{0_3} = 28.5 cm). Chaque palier indique le niveau théorique des résidus dans la colonne (sans tenir compte du tassement) ; il s'agit de la sommation des épaisseurs des couches déjà mises en place à l'étape considérée.

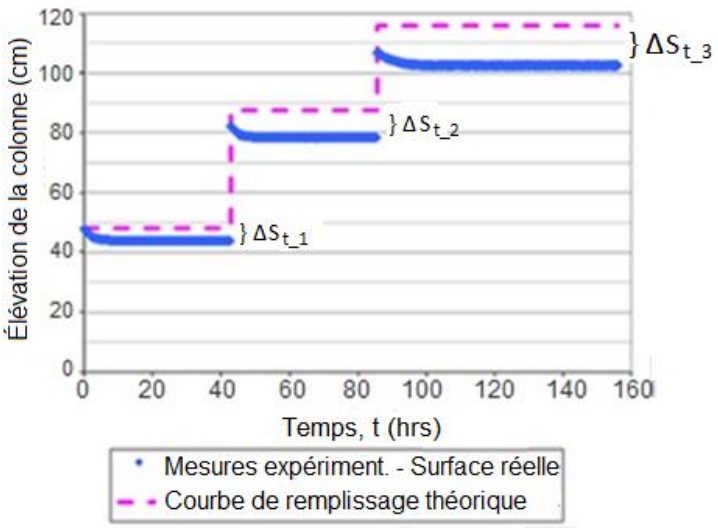

Figure 5-11 Courbes de remplissage théorique et réelle lors de l'essai RMC-A1.

À chaque pas de temps considéré, la courbe de remplissage réelle montrée à la figure 5.11 est obtenue par la différence entre la courbe de remplissage théorique et le tassement total (ou tassement cumulé) mesuré à la surface des résidus à l'aide du LVDT. Les résultats à la figure 5.11 indiquent que la surface des résidus s'écarte de plus en plus de la courbe de remplissage théorique ($\Delta S_{t_1} < \Delta S_{t_2} < \Delta S_{t_3}$). La variation de tassement ΔS_t est liée à la variation de l'indice des vides Δe. Ceci indique que l'indice des vides d'une couche lors d'une déposition en couche successives varie (diminue) à chaque étape de déposition ; ceci va entrainer la variation des paramètres qui lui sont reliés tels que les paramètres de consolidation et le poids volumique. Il peut donc s'avérer important de connaitre, non seulement le tassement de la couche en surface, mais aussi celui de chacune des couches.

Les essais de la série RMC-B avec déposition en couches successives ont été réalisés avec mesures de tassements à la surface de chaque couche. La description de ces essais, des équipements et des types de mesures effectuées est présentée au tableau 3.4 et à la section 3.5.2.1. Lors de ces essais, le tassement (total) d'une couche donnée, S_{t_1}, est directement mesuré en surface à l'aide du LVDT à divers pas de temps. Le tassement de surface inclut ceux des couches sous-jacentes. Pour obtenir le tassement d'une couche, il faut soustraire du tassement (total) S_{t_1} celui des couches sous-jacentes. Ainsi, l'évolution du tassement à la surface d'une couche donnée S_t peut être déterminée à chaque pas de temps par la différence entre le tassement (total) mesuré à sa surface S_{t_1} et celui

mesuré à la surface de la couche qui lui est directement sous-jacente S_{t_2} (qui représente la somme des tassements de toutes les couches sous-jacentes). On détermine ainsi l'indice des vides e moyen de la couche selon le tassement (réel) S_t à chaque pas de temps (et à chaque étape de déposition) à l'aide de l'expression ci-dessous, à partir de l'indice des vides initial e_0 et de l'épaisseur initiale H_0 :

$$e = e_0 - \frac{S_t\left(1 + e_0\right)}{H_0} \tag{5.3}$$

La figure 5.12 montre l'évolution du tassement et de l'indice des vides de chaque couche lors de l'essai RMC-B1. On observe que les plus grands tassements et variations de l'indice des vides lors d'une déposition multicouche surviennent à l'étape de mise en place de la couche (consolidation sous le poids propre). Aux étapes suivantes (lorsque la couche se consolide sous la charge des couches ajoutées au-dessus), il se produit des tassements additionnels qui n'ont pas la même ampleur que les tassements initiaux sous le poids propre car les matériaux sont devenus plus denses et moins déformables. Comme indiqué à la figure 5.11, l'ampleur des tassements ΔS_t et de l'indice des vides Δe varie avec la déposition multicouche.

L'ampleur du tassement ΔS_t et de la variation de l'indice des vides Δe d'une couche lors d'une déposition multicouche peut être fonction de son indice des vides initial e_0 et de son épaisseur initiale H_0. À la figure 5.13.a, la couche 2 (H_{0_2} = 75 cm, e_{0_2} = 1.18) ajoutée à l'étape 2 de déposition connait un tassement plus grand que le tassement cumulé de la couche 1 (H_{0_1} = 40 cm, e_{0_1} = 1.18) mise en place à la première étape. À la figure 5.11.b, la couche 2 a un indice des vides final pratiquement identique à celui de la couche 1 mise en place à la première étape de déposition.

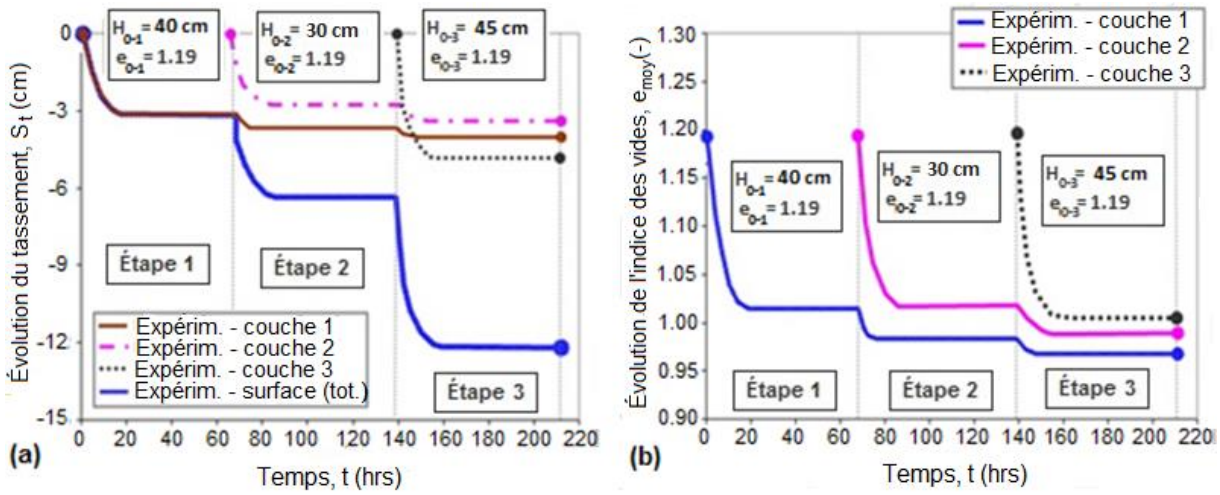

Figure 5-12 Évolution (a) du tassement à la surface de chaque couche et du tassement cumulé de la surface lors de la déposition des résidus en 3 couches successives avec mesures des tassements pour chaque couche (b) de l'indice des vides moyen de chaque couche. Essai RMC-B1.

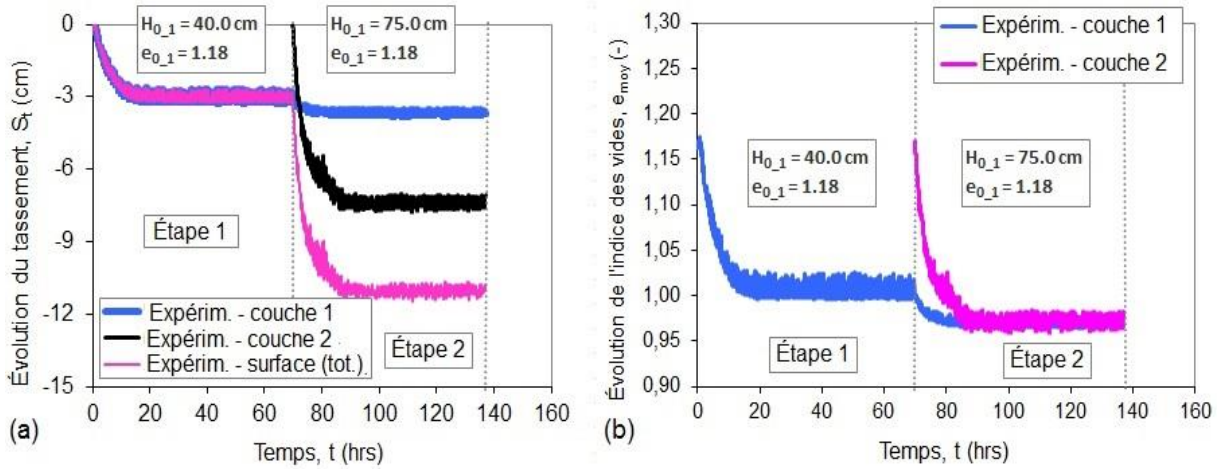

Figure 5-13 Évolution (a) du tassement à la surface de chaque couche et du tassement cumulé de la surface lors de la déposition des résidus en 3 couches successives avec mesures des tassements pour chaque couche (b) de l'indice des vides de chaque couche. Essai RMC-B2.

5.2 Caractérisation des résidus à partir des résultats d'essais de consolidation

Dans cette section, nous allons utiliser les résultats d'essais de consolidation des résidus présentés à la section 5.1, principalement les mesures des tassements, pour la détermination de diverses propriétés des résidus durant la consolidation. On effectue ici une caractérisation basée sur l'instrument utilisé pour mesurer les tassements : i.e. les sondes ECH_2O (qui donnent des mesures locales de tassements à différentes élévations) et les LVDT (qui donnent le tassement de la couche de résidus mesuré à la surface). Il convient de rappeler que les sondes ECH_2O ont été utilisées uniquement lors des essais en boîte et que les capteurs de pressions ont été utilisés lors des essais en boîte et en colonne.

5.2.1 Caractérisation à partir des mesures des sondes ECH_2O

5.2.1.1 Coefficient de consolidation c_v

Les résultats présentés à la figure 5.3 sont utilisés ici pour une première évaluation de la valeur du coefficient de consolidation c_v des résidus. Selon ces résultats, le temps nécessaire pour compléter la consolidation est d'environ 13 heures. Pour une consolidation 1D, le facteur temps est donné par $T_V = c_v*t/H_{dr}^2$. On considère un degré de consolidation de U = 90 % lorsque la consolidation est complétée (Δu = 0) ; ceci correspond à $T \equiv 0.85$ (e.g. Holtz & Kovacs, 1981). Connaissant l'épaisseur de la couche mise en place H_0 = 0.60 m, qui est équivalente à la hauteur de drainage H_{dr} (drainage simple vers le haut), une première estimation donne une valeur de c_v = 0.07 cm^2/s (essai RS-2D-1).

Pour le même essai (RS-2D-1), le coefficient de consolidation c_v peut aussi être estimé à partir des valeurs expérimentales (et théoriques) du degré de consolidation U (-). Les profils théoriques de U sont obtenus à partir de la théorie de consolidation 1D (Terzaghi et al. 1996) qui donne la valeur du degré de consolidation à la profondeur z et au temps t, sur base du facteur temps T_V [-] (= c_v*t/H_{dr}^2) et de la profondeur relative Z [-] (= z/H_{dr} ; z et H_{dr} étant respectivement la profondeur à partir de la surface et la longueur maximale du chemin de drainage). Les profils expérimentaux de U sont déterminés à partir des mesures des sondes d'humidité ECH_2O (pressions interstitielles et

tassements, montrées aux figures 5.3 et 5.4). Nous allons surtout utiliser les résultats de la figure 5.3. On sélectionne quelques pas de temps et on détermine le degré de consolidation correspondant, aux élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm (ou à des profondeurs z de 50 cm, 30 cm et 20 cm à partir de la surface) qui correspondent aux profondeurs relatives $Z = z/H_{dr}$ de 0.83, 0.5 et 0.33 respectivement (comme montré à la figure 5.14).

Les valeurs de c_v sont déterminées de manière itérative à partir de la gamme représentant le comportement des résidus pour des distributions granulométriques similaires (e.g. Bussière 2007, voir tableau 2.1). La valeur finale de c_v est obtenue par ajustement des différents profils en fonction du rapport $Z = z/H_{dr}$, selon ces données expérimentales, comme illustré à la figure 5.14. L'annexe Q présente un exemple de calcul de U à partir de Z et T ; il présente aussi les tableaux contenant les valeurs de U pour c_v = 0.1 cm^2/s et c_v = 0.2 cm^2/s.

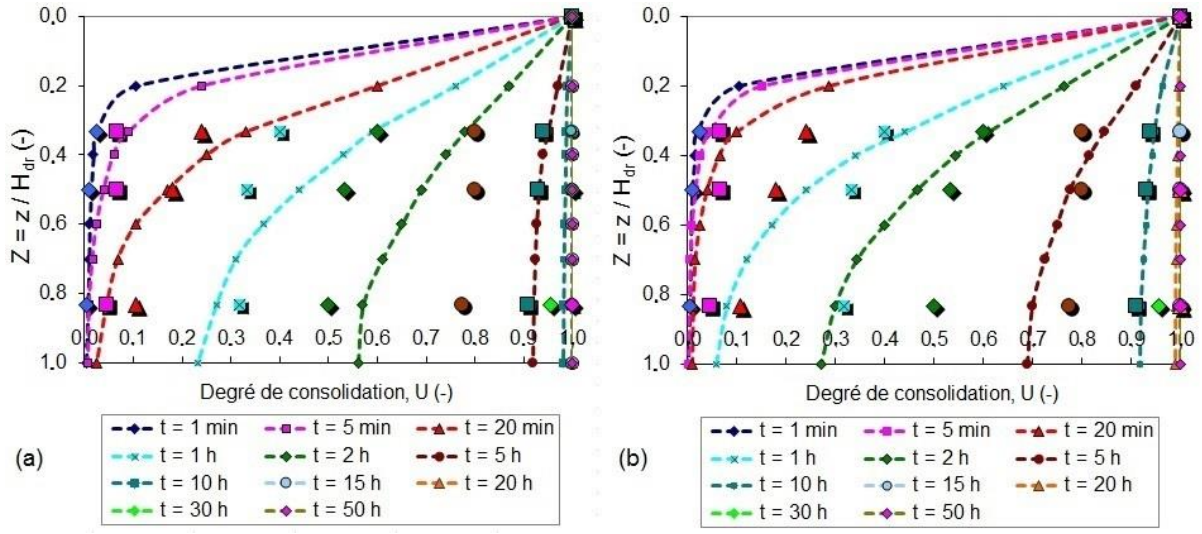

Figure 5-14 Comparaison des profils calculés (théoriques) du degré de consolidation U avec les valeurs expérimentales aux temps et élévations sélectionnés. Les résultats expérimentaux de l'essai RS-2D-1 sont présentés par les points ; les profils théoriques sont présentés par des tiretés pour des valeurs de c_v de (a) 0.20 cm^2/s (b) 0.10 cm^2/s.

Les résultats montrés à la figure 5.14 indiquent que les profils U - Z à court terme correspondent à $c_v \approx 0.20$ cm^2/s (côté gauche) ; à plus long terme (t > 10 heures), les courbes théoriques correspondent à $c_v \approx 0.10$ cm^2/s (côté droit). Cette baisse de la valeur de c_v serait due au changement de e qui est fonction de k et de m_v des matériaux durant la consolidation.

Le coefficient de consolidation c_v a également été évalué en utilisant l'évolution du tassement S_t mesurée durant l'essai RS-2D-1 en boîte (résultats déjà montrés à la figure 5.5), en se basant sur les interprétations proposées par Taylor (selon $\sqrt{t}$) et Casagrande (selon log t) (e.g. McCarthy 2007). Ces courbes sont montrées à la figure 5.15 (a et b), avec respectivement en abscisse la racine carrée du temps (en minutes) et log du le temps (en minute). La figure 5.15.a présente les valeurs de t_{90} aux différentes élévations et la figure 5.15.b présente celles de t_{50}. Ces valeurs sont présentées à l'annexe R qui illustre la façon de calculer c_v avec les approches de Taylor et Casagrande.

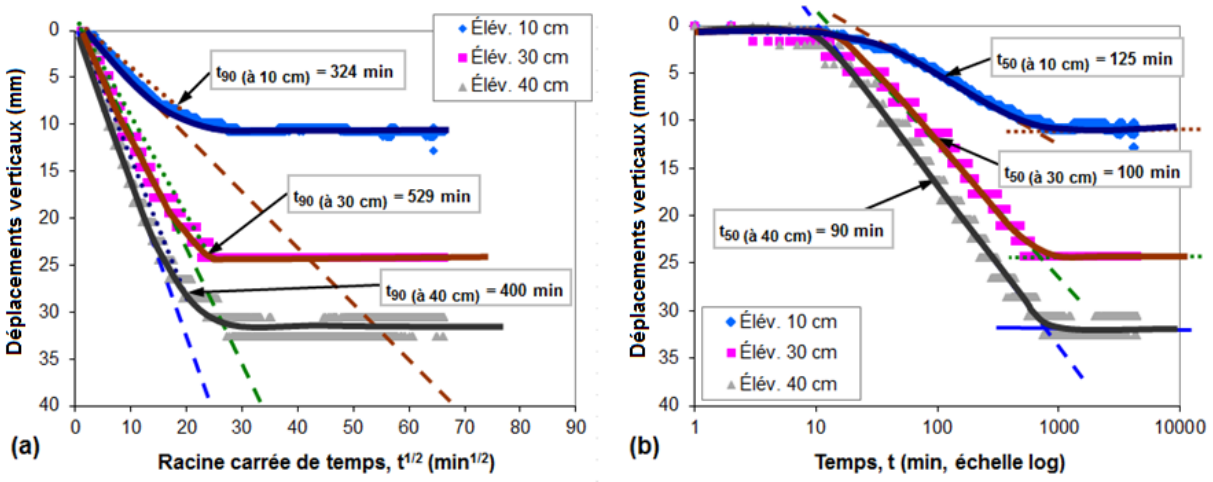

Figure 5-15 Relations tassements - temps pour la détermination de c_v par la méthode de (a) Taylor selon $\sqrt{t}$ (b) Casagrande selon log t. Les déplacements verticaux durant l'essai RS-2D-1, exprimés en cm à la figure 5.5, sont exprimés ici en mm. Les lignes continues représentent les tendances moyennes des données expérimentales.

Les valeurs calculées de c_v aux élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm sont présentées au tableau 5.1. Ces valeurs sont inclues dans la gamme 0.09 cm^2/s $\leq c_v \leq$ 0.16 cm^2/s ; elles sont donc proches de celles évaluées à partir du profil de U montré à la figure 5.12 (0.10 cm^2/s $\leq c_v \leq$ 0.20 cm^2/s). Ces valeurs sont supérieures de celle obtenue lors de l'estimation faite sur base du temps t nécessaire pour atteindre l'équilibre des pressions d'eau, selon la hauteur de drainage H_{dr} et le facteur temps T lorsque la consolidation est considérée complétée (c_v = 0.07 cm^2/s si U = 90%).

Les valeurs de c_v obtenues à l'aide de ces trois procédures sont résumées au tableau 5.1. Les valeurs obtenues par la méthode de Casagrande, de Taylor et par la méthode de profils de U sont proches les unes des autres.

Tableau 5-1 Coefficient de consolidation c_v déterminé à partir de différentes méthodes. Essai RS-2D-1

Élévation dans la boîte	Coefficient de consolidation, c_v (cm^2/s)			
	Méthode de Casagrande	Méthode de Taylor	Comparaison avec la méthode des profils de U(%), figure 5.14	Estimation sur base de t pour U_{90}
10 cm	0.09	0.16	0.20 au début du processus à 0.10 vers la fin	0.07
30 cm	0.12	0.10		
40 cm	0.13	0.13		

5.2.1.2 Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique a été évaluée lors des essais de consolidation sur base de la loi de Darcy qui peut s'écrire comme suit :

$$k_i = (Q_i * \Delta L) / (A * \Delta H_i) \quad \text{[L/T]} \tag{5.4}$$

Où Q_i [L^3/T] est le débit d'eau drainé (expulsée) au temps t_i ; $\Delta H_i/L$ [-] est le gradient hydraulique ; ΔH_i [L] est la différence de charge hydraulique entre les deux points de mesure au temps t_i ; ΔL [L] est la distance qui sépare les mêmes points de mesure de u ; A [L^2] est l'aire à travers laquelle l'eau est drainée. Cette équation donne aussi le débit spécifique q [L/T] = Q_i/A.

Pour la conductivité hydraulique verticale k_{v_i}, le débit Q_{v_i} peut être estimé à partir du volume V_i de l'eau drainée (ou expulsée) verticalement vers la surface en fonction du temps, sur la base des tassements mesurés en surface à l'aide du LVDT (pour S_r = 100 %). Un exemple de calcul de k_{v_i} à l'aide de cette approche est montré à l'annexe S.

La valeur de conductivité hydraulique verticale k_v obtenue avec cette approche varie de 2.5×10^{-6} m/s au début de l'essai (e = 1.20) jusqu'à à $k_v \approx 2.3\times10^{-7}$ m/s lorsqu'on approche l'équilibre hydrostatique (avec $e \approx 1.0$). La valeur de k_v prédite par l'équation du modèle KCM (Mbonimpa et al. 2002) est aussi proche de 10^{-6} m/s pour un indice des vides autour de 1.0 comme cela sera discuté plus loin. Les essais en cellule triaxial sur les mêmes résidus ont donné une valeur de k_v = 2.5×10^{-7} m/s pour un indice des vides constant e = 0.76. Les valeurs de k_{sat} seront réunies et analysées plus loin.

5.2.1.3 Autres paramètres de consolidation des résidus

Le tableau 5.2 résume les principales propriétés des résidus qui ont été déterminées ci-dessus. Ces propriétés peuvent être utilisées pour évaluer d'autres paramètres de consolidation, sur la base des relations communément utilisées et présentées au tableau 5.3. Dans ces équations, le coefficient de Poisson v des résidus à l'état lâche est pris égal à 0.30 (valeur déduite de celle de l'angle de friction ϕ' = 36° pour ces matériaux selon Poncelet 2012, avec $v = (1-\sin\phi')/(2-\sin\phi')$). La contrainte effective initiale σ'_0 est supposée égale à 0.01 kPa pour ne pas avoir une valeur zéro dans une expression logarithmique.

Les valeurs des paramètres calculés à partir des équations 5.5 à 5.10 sont présentées au tableau 5.4. Les valeurs du module de déformation $E_{déf}$ obtenues pour ces résidus saturés et à l'état lâche, présentées au tableau 5.4, sont faibles.

Tableau 5-2 Propriétés des résidus déduites des résultats de l'essai RS-2D-1

Propriété	Symbole (unité)	Valeur
Indice des vides initial	e_0 (-)	1.19
Coefficient de consolidation (moyen)	c_{v_avg} (cm^2/s)	0.15
Conductivité hydraulique verticale (initiale) et moyenne	k_{v_avg} (cm/s)	2.5 E-06
Changement de l'indice des vides (moyen)	$\Delta e_{avg} = e_0 - e_f$ (-)	0.17
Contrainte vertical additionnelle ou induite (moyenne)	$\Delta\sigma'_{v_avg}$ (kPa)	2.3

Tableau 5-3 Expression utilisées pour déterminer les valeurs moyennes paramètres de consolidation

Paramètre	*Symbole (unité)*	*Équation(s)*
Coefficient de compressibilité (moyen)	a_{v_moy} (1/kPa)	$a_{v_avg} = \frac{k_{avg}(1+e)}{c_{v_avg}\,\gamma_w}$ (5.5) $a_{v_avg} = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'_{avg}}$ (5.6)
Coefficient de compressibilité volumique	m_{v_moy} (1/kPa)	$m_{v_avg} = \frac{a_{v_avg}}{1+e_0}$ (5.7)
Module oedométrique (contraint)	E_{oed} ou M (kPa)	$E_{oed_avg} = M = \frac{1}{m_{v_avg}}$ (5.8)
Module de Young (de déformation)	E_{def} or E (kPa)	$E_{def} = E_{oed} \times \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right)$ (5.9)
Indice de compression	C_C (-)	$C_C = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)} = (m_{v_avg})(1+e_0)\frac{\Delta\sigma'}{\log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)}$ (5.10)

Tableau 5-4 Valeurs moyennes d'autres paramètres de compression selon l'essai RS-2D-1 (voir tableau 5.3)

Paramètre (unité)	$a_{v\,(moy)}$ (1/kPa)	$m_{v\,(moy)}$ (1/kPa)	E_{oed} (kPa)	$E_{déf}$ (kPa)	C_C (-)
Valeur	0.030(*)	0.014(*)	31.3 - 73.5	23.2 - 54.6	0.03 - 0.07
	0.069(**)	0.032(**)			

(*) a_v calculé à l'aide de la relation (5.5) et m_v à l'aide de la relation (5.7)

(**) a_v calculé à l'aide de la relation (5.6) et m_v à l'aide de la relation (5.7)

5.2.2 Caractérisation à partir des tassements mesurés au LVDT

5.2.2.1 Coefficient de consolidation c_v

Les sondes ECH_2O sont locales et elles peuvent fournir des caractéristiques à différentes élévations (profils). Les mesures du LVDT sont prises à la surface de la couche mise en place et représentent des conditions moyennes sur la couche. Les mesures au LVDT ont été utilisées lors des essais en boîte et en colonne.

La figure 5.16 (*a* et *b*) montre l'évolution des déplacements mesurés à la surface des résidus à l'aide du LVDT lors de l'essai RS-2D-1 (décrit au tableau 3.5), avec en abscisse la racine carrée du temps ($\sqrt{t}$, à gauche) et le temps en échelle logarithmique (log t, à droite) pour la détermination de c_v par la méthode de Taylor et de Casagrande respectivement. Lors de cet essai, la couche de résidus d'épaisseur initiale H_0 = 60 cm et de teneur en eau initiale w_0 = 43.0% (indice des vides initial e_0 = 1.20), s'est consolidée sous le poids propre dans la boîte à parois rigides. Ces résultats sont déjà présentés à la figure 5.5 ; les déplacements verticaux durant l'essai RS-2D-1 mesuré par le LVDT en surface (en cm à la figure 5.5) sont exprimés ici en mm pour l'application des méthodes de Taylor et Casagrande.

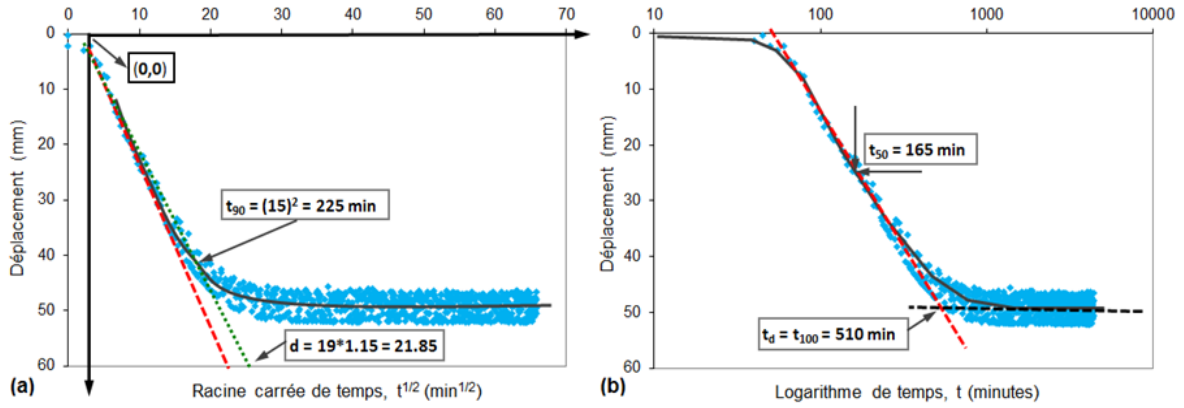

Figure 5-16 Courbes tracées pour la détermination des valeurs de c_v par la méthode de (a) Taylor, selon $\sqrt{t}$ (b) Casagrande, selon log t. Les déplacements verticaux durant l'essai RS-2D-1 mesurés par le LVDT en surface sont exprimés ici en mm. Les lignes continues représentent les tendances moyennes des données expérimentales.

La figure 5.17 (*a* et *b*) montre également les déplacements verticaux mesurés par le LVDT à la surface et exprimés ici en mm (versus racine carrée de temps et logarithmique de temps) mesurées à la surface des résidus à l'aide du LVDT lors de l'essai RMC-A3, où les résidus ont été mis en place en couches successives dans la colonne. Pour cette analyse, seule la première couche d'épaisseur initiale H_0 = 72.8 cm et de teneur en eau initiale w_0 = 50.6% (indice des vides initial e_0 = 1.4) a été considérée pour l'application des approches de Taylor et Casagrande.

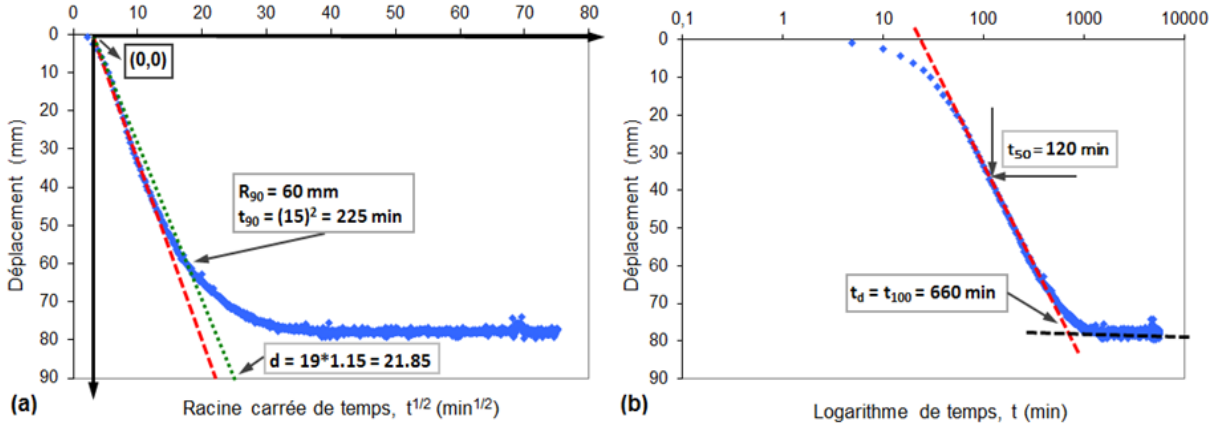

Figure 5-17 Courbes tracées pour la détermination de c_v par la méthode de (a) Taylor, selon $\sqrt{t}$ (b) Casagrande, selon log t. Les déplacements verticaux mesuré par le LVDT à la surface de la couche 1 durant l'essai RMC-A3 sont exprimés en mm.

Les valeurs de c_v obtenues par les deux méthodes pour les deux essais sont présentées au tableau 5.5. Pour chaque méthode utilisée, la valeur de c_v de l'essai en colonne (dont la teneur en eau initiale w_0 est plus élevée) est plus grande que celle de l'essai en boîte (dont la teneur en eau initiale w_0 est plus faible).

Tableau 5-5 Coefficient de consolidation c_v déterminé à partir des lectures au LVDT par les méthodes de Taylor et Casagrande pour deux essais (en boîte et en colonne)

Essai en boîte (Essai RS-2D-1)				**Essai en colonne (Essai RMC-A3)**			
Casagrande		Taylor		Casagrande		Taylor	
t_{50} (min)	c_v (cm^2/s)	t_{90} (min)	c_v (cm^2/s)	t_{50} (min)	c_v (cm^2/s)	t_{90} (min)	c_v (cm^2/s)
165	0.07	225	0.23	120	0.15	225	0.33

5.2.2.2 Indice de compression C_C

La figure 5.18 montre l'évolution de l'indice des vides (e) avec l'augmentation des contraintes effectives σ' durant l'essai RS-2D-1. L'indice des vides e sur l'axe des abscisses est un indice moyen de la couche de résidus (au pas de temps considéré), obtenu à partir des mesures des tassements S_t en surface à l'aide du LVDT, suivant l'expression :

$$e_{moy} = e_0 - S_t \frac{1 + e_0}{H_0} \tag{5.11}$$

Où e_0 est l'indice des vides de mise en place (e_0 = 1.2), H_0 est l'épaisseur de la couche lors de la mise en place (H_0 = 60 cm) et S_t est le tassement de l'ensemble de la couche mesuré en surface par le LVDT au pas de temps considéré.

La contrainte effective σ' en ordonnée (figure 5.18) est une moyenne des contraintes effectives évaluées aux élévations de 10 cm, 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm et 50 cm de la boîte à l'aide des

lectures des capteurs de pression (à chaque pas de temps). Comme on peut le remarquer, la valeur moyenne de ces six élévations est de 30 cm, qui correspond l'élévation à la mi-hauteur de la couche de résidus. Les mesures de pressions interstitielles u à chaque pas de temps et aux élévations considérées (10 cm, 15 cm, 25 cm, 35 cm, 45 cm et 50 cm) permettent de déterminer $u_{moyenne}$ (Σu /nombre de mesures) et ensuite $\sigma'_{v_moyenne}$ ($\Sigma\sigma'_v$ /nombre de mesures), sachant que $\sigma'_v = \sigma - u$.

Selon les résultats à la figure 5.18, l'indice de compression pour ces résidus (se consolidant sous le poids propre) est $C_C = 0.13$ (pour $e_0 = 1.20$). Cette valeur est dans la plage de celle fournie par la littérature pour des indices des vides identiques (voir tableau 2.1).

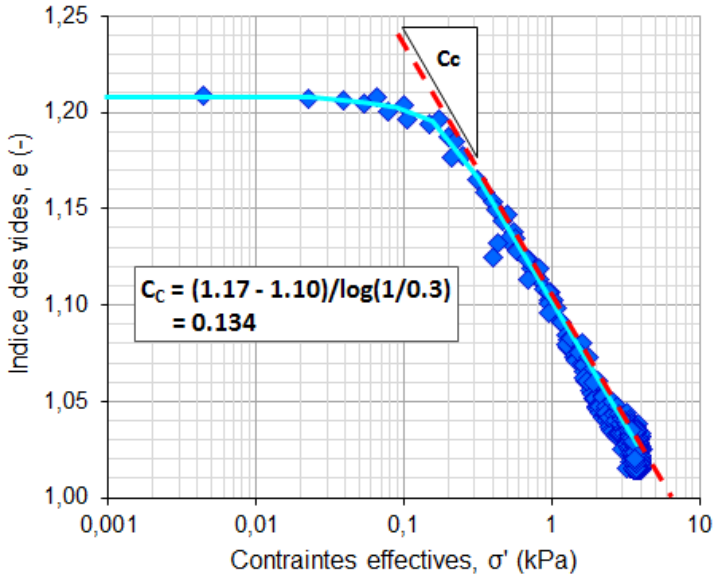

Figure 5-18 Relation entre l'indice des vides e et la contrainte effective verticale σ'_v, et détermination de l'indice de compression C_C. Essai RS-2D-1 (tableau 3.5).

5.2.2.3 Relation e - σ'_v

La figure 5.19 montre la relation entre l'indice des vides e et la contrainte effective verticale σ_v' lors de l'essai RS-2D-1. Elle présente les mêmes résultats que figure 5.18, mais selon l'axe des contraintes effectives (abscisses) en échelle arithmétique.

La relation peut être décrite par une loi de puissance. Toutefois, cette relation peut être assez différente de celles obtenues lors des essais de consolidation sous chargement à cause des faibles valeurs de contraintes effectives induites lors de la consolidation sous le poids propre.

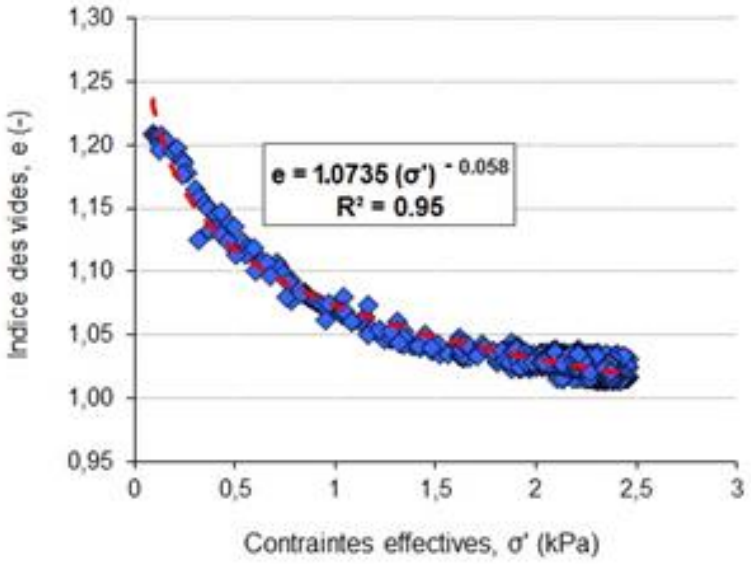

Figure 5-19 Relation entre indice des vides *e* et contraintes effectives verticales σ'_v. Essai RS-2D-1.

5.3 Relation entre indice de compression C_C et indice des vides initial e_0

Les résidus miniers peuvent être mis en place avec des teneurs en eau *w* pouvant aller de moins de 30% à plus de 200% (e.g. Martin et al., 2006). La rigidité et la compressibilité de ces résidus sont généralement fonction de la teneur en eau initiale w_0 (ou l'indice des vides initial e_0). La consolidation engendre une évolution de ces propriétés. Il s'avère utile de définir une relation pouvant relier l'indice de compression C_C à la teneur en eau initiale w_0 (ou e_0).

Plusieurs auteurs ont d'ailleurs relié l'indice de compression C_C de différents sols à l'indice des vides initial e_0, à la limite de liquidité w_L ou encore à la teneur en eau naturelle du matériau w_n. La plupart de ces relations sont linéaires (e.g. Holtz & Kovacs, 1991).

Les résultats expérimentaux de deux essais effectués dans le cadre de cette étude, ayant des teneurs en eau initiales w_0 (ou encore e_0) différentes (essais RS-2D-1 et RCM-A3) ont été pris en compte ici. Connaissant la contrainte effective initiale σ'_0, la contrainte additionnelle $\Delta\sigma'$, l'indice des vides initial e_0 et le tassement S_t mesuré, l'indice de compression C_C pour chaque essai peut être évalué à partir de l'équation générale du tassement (équation 5.12) ; les résultats obtenus sont présentés au tableau 4.7.

$$S_t = \frac{C_C}{1+e_0} H_0 \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \tag{5.12}$$

Tableau 5-6 Paramètres initiaux et calculés pour déterminer les valeurs de C_C et e_0

Paramètre	***Symbole (unité)***	***Essai en boîte (RS-2D-1)***	***Essai en colonne (RMC-A3)***
Épaisseur de la couche initiale	H_0 (m)	0.60	0.728
Teneur en eau initiale	w_0 (%)	43.5	50.6
Indice des vides initial	e_0 (-)	1.20	1.40
Poids volumique initial	γ_0 (kN/m^3)	17.78	17.16
Contrainte effective initiale [(1)]	σ'_0 (kPa)	0.01	0.01
Incrément de contrainte verticale [(2)]	$\Delta\sigma'$ (kPa)	2.39	2.65
$\log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$	(-)	2.38	2.42
Tassement total (LVDT)	S_t (m)	0.052	0.076
Tassement relatif	ΔS_t ou $\Delta H/H_0$ (%)	8.66	10.44
Indice de compression (eq. 5.10)	C_C (-)	0.080	0.10

[(1)] La contrainte effective initiale (consolidation sous le poids propre) est nulle. Une faible valeur (e.g. σ'_v = 0.01 kPa) est considérée à la place de zéro dans l'équation logarithmique.

[(2)] L'incrément total de contrainte verticale $\Delta\sigma$ est déduite du poids propre au centre de la couche.

À partir des résultats présentés au tableau 5.6, la relation linéaire ci-dessous (fonction affine) entre l'indice des vides initial e_0 et l'indice de compression C_C a été développée pour les résidus Canadian Malartic :

$$C_C = 0.10\ (e_0 - 0.40) \tag{5.13}$$

Cette relation peut encore s'écrire sous la forme suivante, avec w_0 en % :

$$C_C = 0.0028\ (w_0 - 14) \tag{5.14}$$

La relation 5.13 sera d'abord validée à l'aide des résultats d'essais expérimentaux en colonne (avec déposition en couches successives) et des résultats des simulations numériques. Elle sera ensuite utilisée dans la suite de ce travail pour diverses analyses. Cette validation à l'aide des résultats expérimentaux est particulièrement importante car le résultat obtenu peut s'avérer sensible à la valeur adoptée pour la valeur de σ'_{v0}.

CHAPITRE 6 RÉSULTATS ET ANALYSES DES ESSAIS SUR LES RÉSIDUS EN PRÉSENCE DE ROCHES STÉRILES

Ce chapitre présente les résultats des essais sur des résidus en présence d'une inclusion de roches stériles. Ils visent à aider à la compréhension des mécanismes de consolidation, de drainage et de dessiccation des résidus afin d'aider à la conception des systèmes avec inclusions drainantes rigides dans les parcs à résidus. Les résultats d'essais sur les résidus effectués dans la boîte avec une inclusion longitudinale sont d'abord présentés ; ils serviront à l'analyse des mécanismes de drainage en 2D. Les résultats d'essais en cuve cylindrique avec inclusion centrale et drainage axisymétrique sont aussi présentés ; ceux-ci serviront à l'analyse de systèmes avec inclusions cylindriques isolées.

Au-delà des mesures communes, c'est-à-dire les pressions interstitielles et les tassements (qui ont été effectuées sur la quasi-totalité d'essais), l'investigation a été plus poussée pour certains essais, tel l'essai RI-2D-4 (en boîte à parois rigides) et les essais RI-AX-1 et RI-AX-3 (en cuve cylindrique) (voir tableaux 3.5 et 3.6). Les résultats de ces essais seront utilisés plus loin pour des analyses sur les effets des roches stériles sur le drainage horizontal, le mode de chargement et les cycles de mouillage et séchage, et la dessiccation. Le chapitre inclut aussi des analyses et discussion des résultats.

6.1 Essais de consolidation avec inclusion

6.1.1 Évolution des pressions interstitielles

6.1.1.1 Consolidation avec inclusion longitudinale

Le tableau 6.1 présente un récapitulatif des conditions durant chaque essai avec inclusion dans la boîte rigide. Les résultats de ces essais sont présentés dans ce qui suit.

Tableau 6-1 Principales caractéristiques des essais avec inclusion en boîte et commentaire sur les conditions de chaque essai

Essai	***Conditions de l'essai et commentaire sur le scénario***
Essai RI-2D-1	- Essai où les résidus ont été mis en place en présence d'une inclusion de roches stériles initialement saturées - Un géotextile a été attaché au grillage métallique constituant l'interface entre les résidus et roches stériles (voir tableau 3.5) - La teneur en eau initiale étant plus élevée pour cet essai. - L'eau drainée n'a pas été évacuée de la surface (aucune disposition n'a été prise). Ce scénario permet d'évaluer (à l'échelle de laboratoire) une situation où les roches stériles mises en place sont dans un état humide (voire saturé) avec de l'eau en surface.
Essai RI-2D-2	- Essai sur les résidus miniers en présence d'une inclusion de roches stériles initialement sèches. - Seul le grillage métallique a constitué l'interface entre les résidus et roches stériles (sans géotextile, voir tableau 3.5). - L'eau drainée n'a pas été évacuée de la surface (accumulation d'eau possible). Ce scénario permet d'évaluer l'effet de la migration des fines particules des vers l'inclusion de roches stériles.

Tableau 6-1 (suite) Principales caractéristiques des essais avec inclusion en boîte et commentaire sur les conditions de chaque essai

Essai	***Conditions de l'essai et commentaire sur le scénario***
Essai RI-2D-3	- Essai sur les résidus miniers en présence d'une inclusion de roches stériles initialement sèches. - Un géotextile a été attaché au grillage métallique constituant l'interface entre les résidus et roches stériles (voir tableau 3.5) - Mise en place d'une couche de résidus de faible épaisseur, soit 50 cm (au lieu de 60 cm) ; - L'eau drainée vers la surface est orientée progressivement vers l'inclusion de roches stériles initialement sèches (à l'aide d'une pompe). Cette eau a rempli progressivement les vides (pores) des roches stériles. Avec ce scénario, on offre à une eau (potentiellement nocive) la possibilité de s'écouler vers les vides de l'inclusion de roches stériles pour éviter son accumulation en surface et pour éviter de la renvoyer à l'extérieur du système.
Essai RI-2D-4	- Essai sur les résidus miniers en présence d'une inclusion de roches stériles initialement sèches. - Un géotextile a été attaché au grillage métallique constituant l'interface entre les résidus et roches stériles (voir tableau 3.5) - L'eau drainée vers la surface est orientée progressivement (pompée) vers une aire d'accumulation extérieure au système. Avec ce scénario, l'eau drainée vers la surface (considérée moins nocive) est renvoyée à l'extérieur du système pour ne pas s'accumuler en surface.

Les figures 6.1 à 6.4 présentent les résultats en termes de l'évolution des pressions interstitielles pour les essais R1-2D-1, R1-2D-2, R1-2D-3 et R1-2D-4 (décrits aux tableaux 3.5 et 6.1). La dimension (longueur) de l'inclusion de roches stériles lors de ces essais est de D_w = 25 cm. La dimension longitudinale de la boîte (modèle physique) utilisée pour ces essais est de D_e = 105 cm. Les capteurs de pressions ont été placés à une distance horizontale L = 80 cm de l'inclusion de roches stériles ; cette dimension correspond à la longueur du compartiment occupé par les résidus.

On observe à la figure 6.1 que le temps nécessaire pour dissiper les surpressions interstitielles lors de l'essai RI-2D-1 est de l'ordre de 28 heures (en moyenne). Une fois l'équilibre atteint, les pressions d'eau restent constantes jusqu'à la fin de l'essai.

La figure 6.2 présente l'évolution des pressions interstitielles mesurées avec les capteurs de pression OMEGA et celles déduites des lectures avec les sondes d'humidité ÉCH_2O (à différentes élévations de la boîte lors de l'essai RI-2D-2). Le passage de la teneur en eau volumique θ lue par les sondes ECH_2O à la pression d'eau u a été décrit à la section 3.3.3.3 ; un exemple de calcul est montré à l'annexe I. On remarque que les résultats issus des mesures des capteurs de pression OMEGA et celles des sondes ECH_2O se superposent pour diverses élévations. Ceci indique la bonne correspondance entre les deux types de mesures. Notons toutefois que le temps nécessaire pour compléter la consolidation selon la mesure des capteurs de pression est d'environ 14 h en moyenne alors que ce temps mesuré par les sondes ECH_2O est de l'ordre de 9 h en moyenne. Il convient de rappeler que les sondes ECH_2O étaient placées plus proche de l'inclusion (à 35 cm) que les capteurs de pressions (placées à 80 cm de l'inclusion).

Le temps nécessaire pour dissiper les surpressions interstitielles lors de l'essai RI-2D-3 est de l'ordre de 14 heures (figure 6.3). On observe aussi qu'après une phase relativement stable, les pressions interstitielles ont continué à baisser sans équilibre.

À la figure 6.4, il est difficile de définir le temps requis pour dissiper les surpressions interstitielles lors de l'essai RI-2D-4 car les pressions ont continué à baisser sans stabilisation ; ceci est relié à la dessiccation. Les pressions d'eau à l'équilibre ont été atteintes 56 heures après le début de l'essai ;

cette phase d'équilibre est interrompue après environ 92 heures avec les pressions interstitielles qui ont recommencé à baisser.

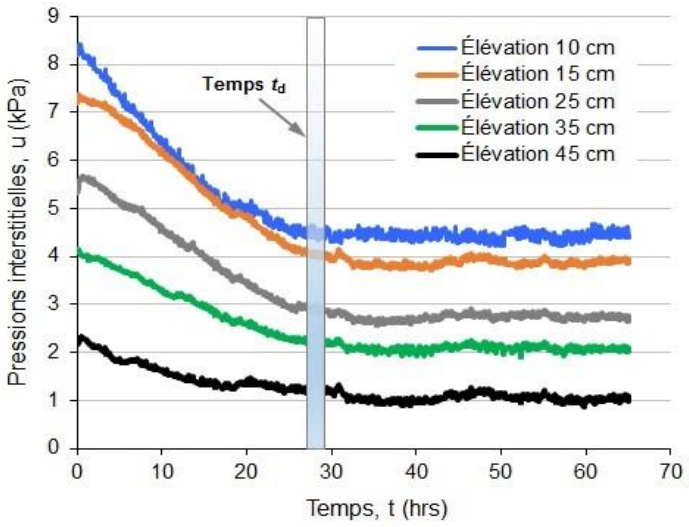

Figure 6-1 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations. Essai RI-2D-1.

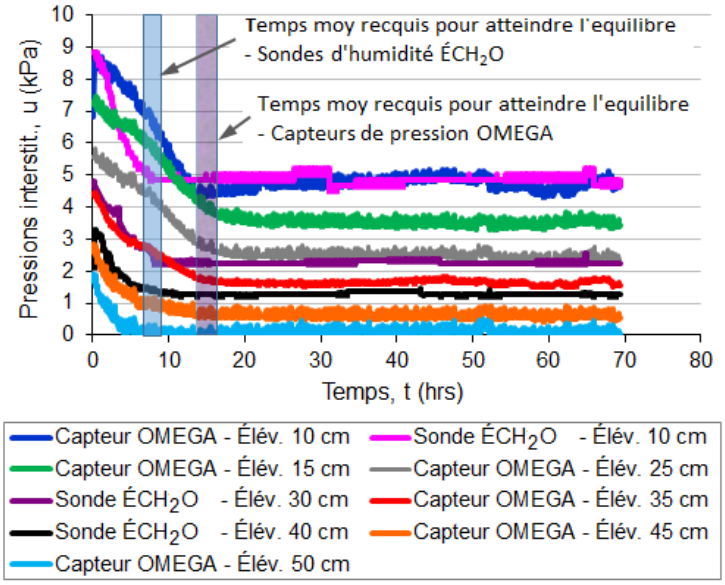

Figure 6-2 Évolution des pressions d'eau à différentes élévations de la boîte selon les lectures aux es sondes ECH$_2$O (placés à une distance horizontale L = 35 cm de l'inclusion de roches stériles) et les capteurs de pressions (placés à L = 80 cm). Essai RI-2D-2.

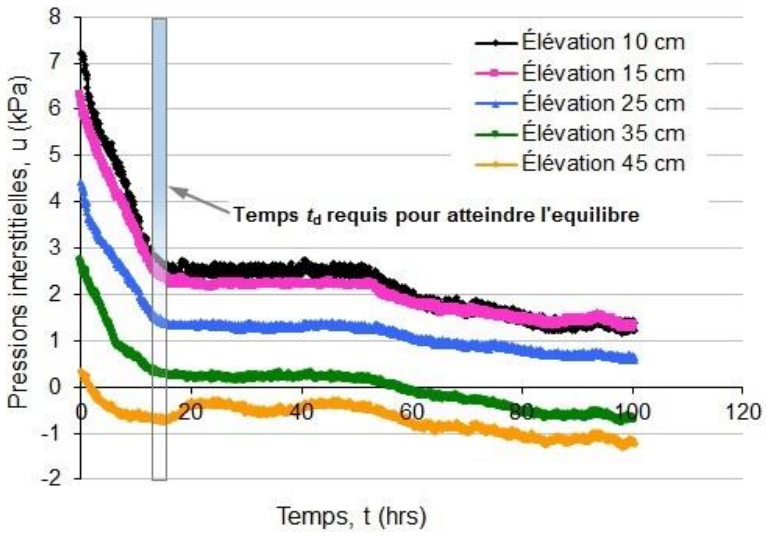

Figure 6-3 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations. Essai RI-2D-3.

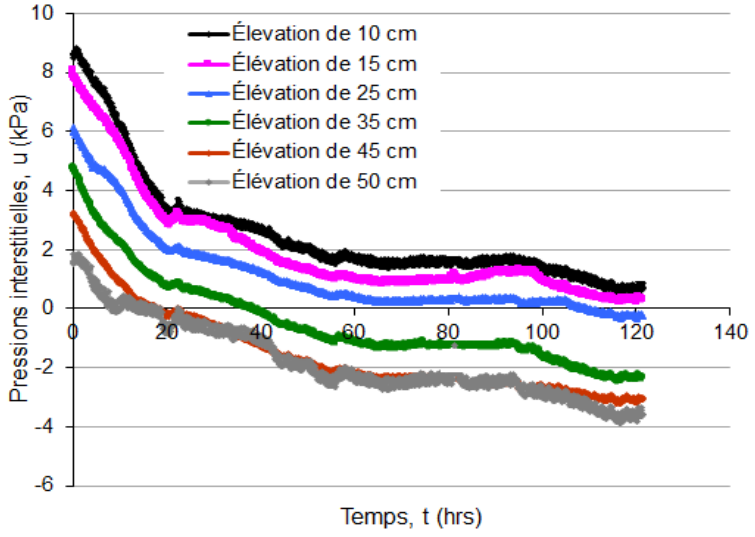

Figure 6-4 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations. Essai RI-2D-4.

Les résultats présentés aux figures 6.1 à 6.4 indiquent que les différents scénarios de déposition des résidus miniers en présence d'une inclusion de roches stériles (décrits aux tableaux 3.5 et 6.1) engendrent des baisses de pressions d'eau différentes. Les mécanismes qui interviennent dans la baisse des pressions d'eau seront analysés et interprétés plus loin.

6.1.1.2. Consolidation avec inclusion centrale

Les figures 6.5 à 6.7 montrent l'évolution des pressions interstitielles pour les trois essais en cuve cylindrique sur des résidus et une inclusion de roches stériles centrale (essais RI-AX-1, RI-AX-2 et RI-AX-3, voir tableau 3.6). Les diamètres de l'inclusion lors de ces trois essais sont D_w = 15 cm, 20 cm et 25 cm respectivement. Le diamètre D_e de la cuve cylindrique (modèle physique) est de 55 cm.

Les résultats de la figure 6.5 (essai RI-AX-1, avec D_w = 15 cm ou D_e/D_w = 3.7) indiquent que le temps requis pour la dissipation des surpressions interstitielles $t_d \approx 14$ heures. À la figure 6.6 (essai RI-AX-2, avec D_w = 20 cm ou D_e/D_w = 2.8), les surpressions interstitielles se dissipent après $t_d \approx$ 10 heures. Pour l'essai RI-AX-3 (avec D_w = 25 cm ou D_e/D_w = 2.2), les résultats (figure 6.7) indiquent que le temps requis pour la dissipation des pressions d'eau en excès $t_d \approx 8$ heures. Selon ces résultats, pour un même diamètre de la cuve cylindrique D_e, plus l'inclusion est de grande taille, plus le temps t_d requis pour la dissipation des surpressions interstitielles est court, tel qu'anticipé. On soulignera lors de l'analyse des résultats que les pressions d'eau continuent à baisser légèrement après la dissipation des surpressions interstitielles à cause de l'eau qui continue à se drainer horizontalement vers l'inclusion.

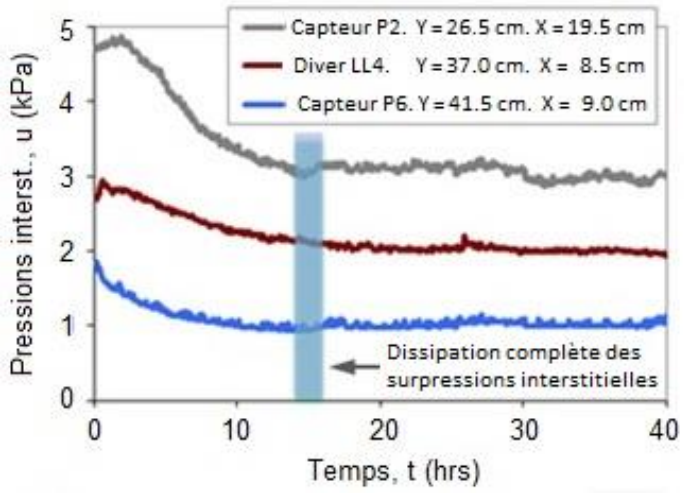

Figure 6-5 Évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA et des sondes ECH_2O à différentes positions (X, Y) dans la cuve cylindrique (D_e = 55 cm), pour l'essai RI-AX-1 avec une inclusion centrale (D_w = 15 cm).

On observe également qu'à une même élévation (par exemple à Y = 41.5 cm, figure 6.6), la dissipation des surpressions interstitielles est relativement plus rapide à proximité de l'inclusion (comparée à X = 8.5 cm et à X = 15.5 cm). Toutefois, les dimensions limitées de ces modèles physiques de laboratoire n'ont pas permis de bien mettre en évidence cette différence de comportement.

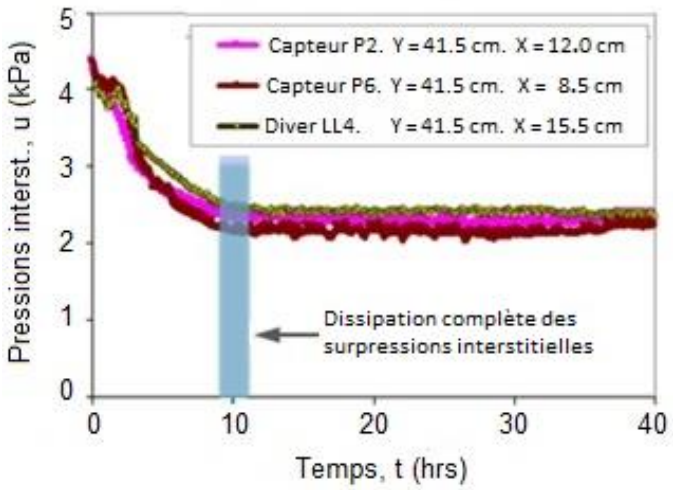

Figure 6-6 Évolution des pressions interstitielles mesurées à à l'aide des capteurs de pression OMEGA et des sondes ECH_2O à différentes positions (X, Y) dans la cuve cylindrique (D_e = 55 cm), pour l'essai RI-AX-2 avec une inclusion centrale (D_w = 20 cm).

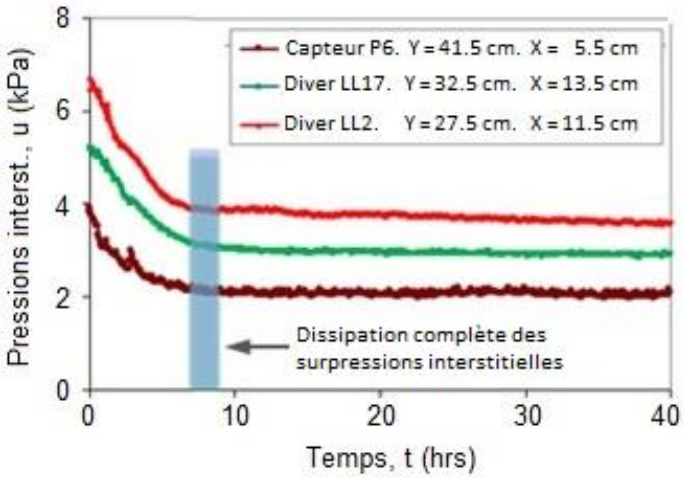

Figure 6-7 Évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA et des sondes ECH_2O à différentes positions (X, Y) dans la cuve cylindrique (D_e = 55 cm), pour l'essai RI-AX-3 avec une inclusion centrale (D_w = 25 cm).

6.1.2 Évolution de l'indice des vides, du poids volumique et de la teneur en eau

Indice des vides

La figure 6.8 montre l'évolution de l'indice des vides avec le temps, à différentes élévations de la boîte (10 cm, 30 cm et 40 cm) pour l'essai RI-2D-2 (essai avec résidus et inclusion de roches stériles), selon les mesures à l'aide des sondes ECH_2O. La procédure pour déterminer l'indice des vides *e* à partir de la teneur en eau volumique θ (mesurée par les sondes ECH_2O) est la même que celle pour le cas sans inclusion ; elle est décrite à la section 3.3.3.3 et un exemple de calcul est montré à l'annexe I.

Selon ces résultats, l'indice des vides *e* varie de manière presqu'identique à différentes élévations ($0.98 \leq e_f \leq 1.02$). La variation de l'indice des vides *e* des résidus en présence d'une inclusion drainante rigide semble relativement uniforme. Un comportement similaire (avec une quasi-uniformité de la densité des matériaux sur toute l'élévation de la boîte) a aussi été observé lors du démontage de la boîte (lors du démantèlement de l'essai). Les résultats des essais expérimentaux ont montré que les tassements en surface sont affectés par la présence des roches stériles jusqu'à une certaine distance de celles-ci (voir annexe T).

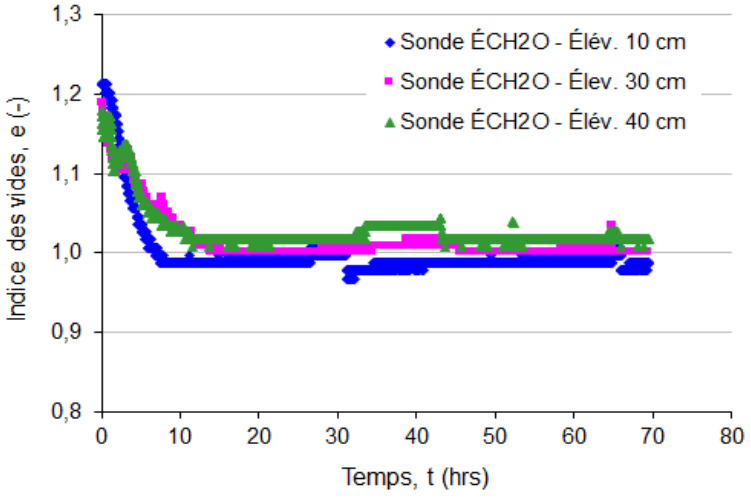

Figure 6-8 Évolution de l'indice des vides e à différentes élévations Y. Essai RI-2D-2 en boîte, avec inclusion longitudinale de roches stériles.

Poids volumique γ_{sat} et teneur en eau *w*

La figure 6.9 (*a* et *b*) montre l'évolution du poids volumique γ et de la teneur en eau (gravimétrique) *w*, à des élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm pour l'essai RI-2D-2 (avec résidus et inclusion de roches stériles en boîte), avec les mesures aux sondes ECH_2O. La procédure pour déterminer le poids volumique γ_{sat} à partir de la teneur en eau volumique θ mesurée par les sondes ECH_2O est déjà décrite à la section 3.3.3.3 (et à l'annexe I).

On observe que le poids volumique γ et la teneur en eau *w* varient, sans grande différence, aux trois élévations considérées ($18.4\ kN/m^3 \leq \gamma_f \leq 18.6\ kN/m^3$ et $36.5 \leq w_f \leq 37.5$, pour des valeurs initiales de γ_0 et de w_0 respectives de $17.8\ kN/m^3$ et 43.3%). La variation du poids volumique et de la teneur en eau est relativement peu marquée dans la boîte. Le poids volumique γ et la teneur en eau *w* à la base de la boîte (élévation de 10 cm) sont proches des valeurs dans la partie haute (élévation de 40 cm).

Les résultats aux figures 6.8 et 6.9 indiquent que la présence de l'inclusion de roches stériles engendre un comportement des résidus diffèrent de celui observé lors des essais sur les résidus sans inclusion de roches stériles où les changements sont plus grands en profondeur (figures 5.6 et 5.7).

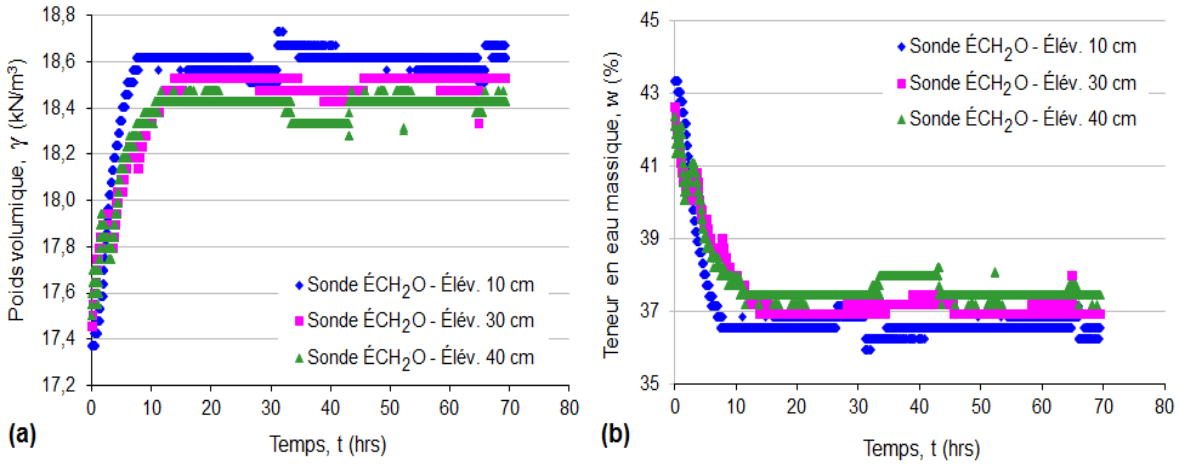

Figure 6-9 Évolution (a) du poids volumique γ (b) de la teneur en eau w à différentes élévations selon les mesures aux sondes ECH_2O. Essai RI-2D-2 en boîte, avec inclusion longitudinale de roches stériles.

6.1.3 Drainage et mouvement de l'eau

6.1.3.1 Mouvement de l'eau lors des essais dans la boîte

La remontée de l'eau dans les roches stériles a été mesurée (à l'aide des rubans gradués) lors de l'essai de référence RI-2D-4 avec résidus et roches stériles dans la boîte, tel que décrit au tableau 3.5.

Écoulement de l'eau vers l'inclusion

La juxtaposition des résidus et d'une inclusion de roches stériles dans la boîte engendre un drainage horizontal de l'eau des résidus saturés vers les roches stériles initialement sèches. Il y a alors une élévation progressive de l'eau au sein de ces roches stériles. Cette élévation a été mesurée par observation visuelle à différents intervalles de temps lors de l'essai RI-2D-4 (avec des rubans gradués placés sur le côté transparent de la boîte à parois rigides, voir figure 3.15.b). Les résultats de ces mesures sont montrés à la figure 6.10.

Selon ces résultats, on voit que l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles s'élève rapidement au début de l'essai. La vitesse de remontée diminue progressivement jusqu'à 19 heures après le début de l'essai. La prise des mesures (élévation de l'eau au sein des roches stériles) a été arrêtée à ce moment car la remontée est devenue très lente. La phase qui a suivi assimilée à une phase de drainage horizontal résiduel a pris fin 55 heures après le début de l'essai ; le niveau de l'eau dans les roches stériles est alors resté constant (phase d'équilibre supposé).

Les résultats montrés à la figure 6.10 suivent une courbe assez semblable à celle de la remontée de l'eau dans un puits après arrêt de pompage ou courbe de remontée, qui est l'image miroir de la courbe de rabattement (e.g. Chapuis, 1999). Comme on le montrera plus loin, la solution de Dupuit-Forchheimer (1930) étendue au drainage vers un drain vide à l'aval et présentée à la section 2.3.6, peut être utilisée pour analyser la remontée progressive de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles.

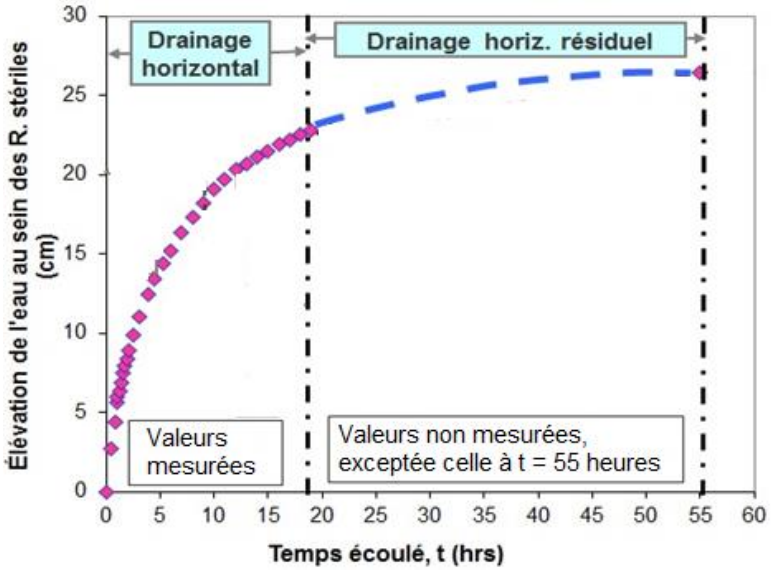

Figure 6-10 Élévation du niveau de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles lors du test de consolidation en boîte. Essai RI-2D-4.

Les données à la figure 6.10 traduisent le flux d'eau transitant horizontalement à travers l'interface des deux matériaux. Elles seront utilisées pour évaluer le débit horizontal Q_h et le flux horizontal q_h transitant par l'interface. Ces valeurs seront également utilisées pour estimer la conductivité hydraulique horizontale des résidus.

Mouvement de l'eau dans les résidus

Le niveau de l'eau dans les résidus constitue une donnée utile pour l'analyse des écoulements dans un système avec inclusion drainante. Le niveau de l'eau H_1 au niveau des capteurs de pressions (figure 6.11) peut être utilisé pour :

- L'évaluation de la conductivité hydraulique horizontale ;
- L'évaluation du niveau de l'eau (à l'aval) à une distance horizontale L.

Lors de l'essai de référence RI-2D-4, les mesures du niveau de l'eau H_1 dans les résidus ont été réalisées à divers pas de temps :

- Pendant le tassement des résidus (jusqu'à 9 h après le début de l'essai), Le niveau de la nappe H_1 est située à la surface des résidus ; cette position a été mesurée à chaque pas de temps à l'aide du LVDT ;
- Lorsque le tassement des résidus est complété (à partir de 10 h après le début de l'essai), le niveau de la nappe H_1 dans les résidus se déplace vers le bas à cause du drainage latéral vers l'inclusion qui continue même si le tassement des résidus est presque complété. Le niveau H_1 a été obtenu par extrapolation de la pression $u = 0$ à l'amont (au droit des capteurs de pression), sur la base des lectures des capteurs de pression placés à différentes (six) élévations (voir figure 6.11). On trace le graphique "pression u versus élévation dans la boîte Y" à chaque pas de temps, et on s'en sert pour déterminer (par extrapolation ou interpolation) l'élévation correspondant à la pression interstitielle nulle ($u = 0$) qui représente le niveau (théorique) de la nappe d'eau H_1 à l'amont des résidus (au droit des capteurs de pression).

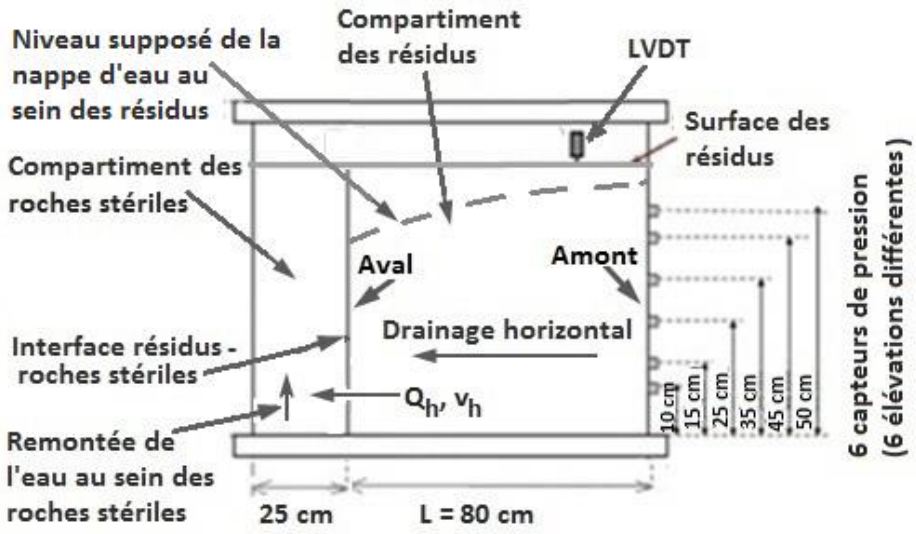

Figure 6-11 Illustration schématique du drainage dans la boîte et du mouvement de l'eau au sein des résidus et des roches stériles.

La figure 6.12 montre la relation entre la pression interstitielle u au niveau des capteurs de pression et l'élévation Y de la boîte à t = 10 h, ainsi que l'équation d'ajustement (linéaire) permettant de déterminer le niveau de la nappe d'eau (avec $u = 0$) à t = 10 h. La figure indique que l'élévation de la boîte $Y = 51.991$ cm correspond à u = 0. Le niveau théorique de la nappe H_1 se situerait donc à une élévation $Y = 51.991$ cm (à partir de la base de la boîte) à ce moment-là.

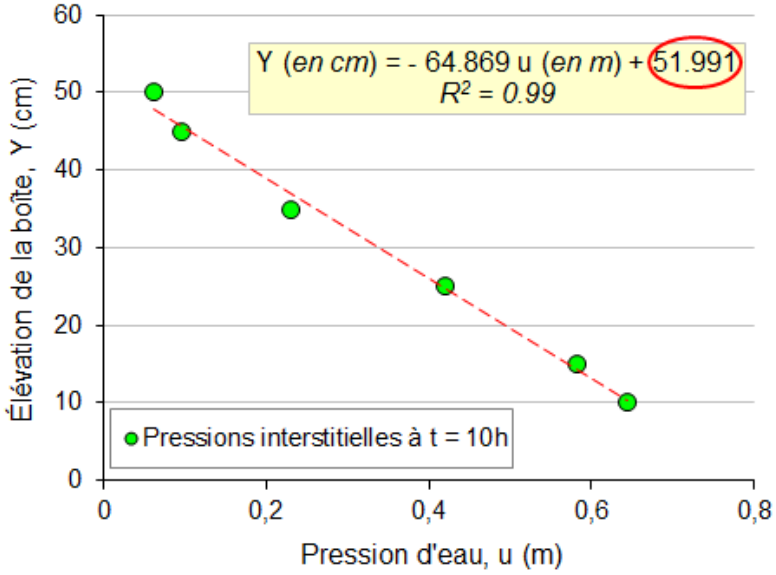

Figure 6-12 Relation entre pressions interstitielles *u* et élévation dans la boîte *Y* à t = 10 h, avec l'équation linéaire servant à déterminer le niveau de l'eau (ou *u* = 0) dans les résidus.

L'ensemble de ces résultats (relations "pressions interstitielles *u*" versus "élévation de la boîte *Y*" pour des valeurs de t allant de 10 heures à 19 heures) est montré à l'annexe U. Ces données seront utilisées pour estimer la conductivité hydraulique horizontale ainsi que l'évolution de la surface de suintement (ou surface mouillée) à l'interface suivant l'approche de Kozeny (1931) décrite à la section 2.3.6.

Élévation de l'eau dans les résidus et roches stériles : comparaison des mesures

La figure 6.13 montre la progression du niveau de l'eau dans les résidus (évaluée selon la procédure décrite ci-haut) et celle de la surface de l'eau mesurée au sein des roches stériles (voir également ci-haut). On observe qu'après 18-19 h, il existe encore une différence de niveaux d'eau entre l'amont et l'aval. Cette différence de niveau est toutefois plus faible que celle à l'instant initial, indiquant ainsi que le gradient qui est à la base du transfert horizontal de l'eau vers l'inclusion de roches stériles diminue progressivement.

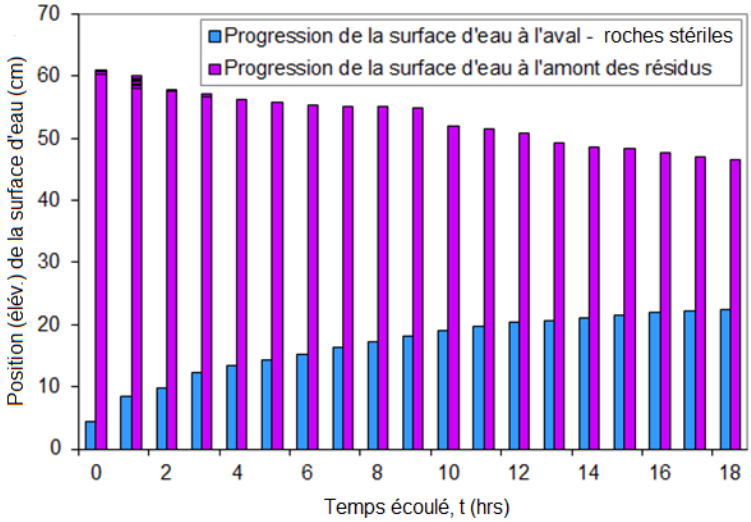

Figure 6-13 Position de la surface de l'eau dans les résidus et les roches stériles durant l'essai RI-2D-4.

Débit horizontal transitant par l'interface

Le débit horizontal Q_h (m^3/s) et la vitesse horizontale q_h (m/s) transitant par l'interface entre les résidus miniers et les roches stériles (voir représentation schématique aux figures 2.13 et 6.11) ont été évalués à divers pas de temps à partir du niveau de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles (H_{eau_IRS}) suivant les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} Q_h &= \Delta V_{eau_IRS} / \Delta t = \left(\Delta H_{eau_IRS} * Aire_{réelle_base_IRS}\right) / \Delta t \\ &= \left(\Delta H_{eau_IRS} * Aire_{base_IRS} * n_{IRS}\right) / \Delta t \end{aligned} \tag{6.1}$$

$$q_h = Q_h / A_S \tag{6.2}$$

Avec $Aire_{réelle_base_IRS}$ (cm^2) = aire transversale réelle occupée par l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles (IRS), $Aire_{base_IRS}$ (cm^2) = aire totale à la base du compartiment occupé par les roches stériles, n_{IRS} (-) = porosité des roches stériles, Δt (s) = incrément de temps, ΔV_{eau_IRS} (cm^3) = incrément de volume d'eau ayant transité vers l'inclusion, ΔH_{eau_IRS} (cm) = hauteur ou élévation de l'eau ou partie mouillée au sein de l'inclusion, A_S (cm^2) = surface mouillée à l'interface entre les résidus et les roches stériles, par laquelle transite le débit Q_h.

La figure 6.14 montre l'évolution du débit horizontal Q_h et de vitesse horizontale q_h transitant par l'interface entre les résidus et les roches stériles lors de l'essai RI-2D-4 (tableau 3.5). Les détails de ces calculs sont fournis à l'annexe V. On observe sur cette figure des valeurs initiales de débit et de vitesse horizontaux plus élevées et qui diminuent progressivement jusqu'à des valeurs quasi-stables autour de Q_h = 1 E-07 m^3/s et q_h = 3 E-07 m/s. Ces données seront utilisées plus loin pour estimer la conductivité hydraulique horizontale k_h lors de l'essai RI-2D-4 en boîte.

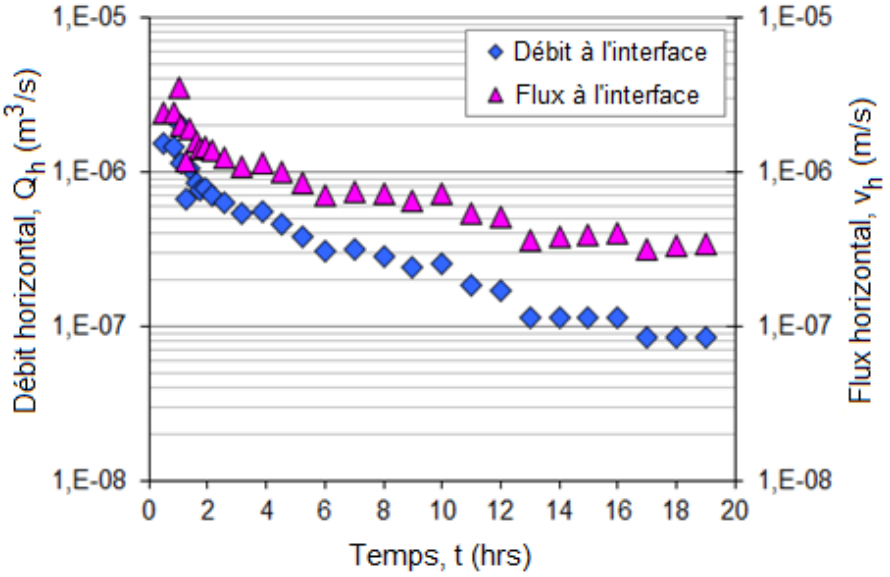

Figure 6-14 Évolution du débit d'eau Q_h et la vitesse moyenne de l'eau q_h traversant l'interface verticale entre les résidus et les roches stériles (voir équations 6.1 et 6.2). Essai RI-2D-4.

6.1.3.2 Mouvement de l'eau lors des essais dans la cuve cylindrique

L'élévation du niveau de l'eau au sein de l'inclusion cylindrique lors des essais avec drainage axisymétrique a été mesurée à l'aide d'une sonde MicroDiver placée au fond de l'inclusion (voir section 3.5.2.3). Les résultats obtenus lors des essais RI-AX-1 (D_w = 15 cm) et RI-AX-2 (D_w = 20 cm) sont montrés à la figure 6.15. La sonde MicroDiver placée au fond de l'inclusion lors de l'essai RI-AX-3 (D_w = 25 cm) a connu un disfonctionnement. L'essai n'a pas été repris (juste pour cet aspect) car on a estimé que les données des deux autres essais étaient suffisantes.

On observe que l'eau s'élève progressivement au sein de l'inclusion jusqu'à l'élévation de l'eau dans les résidus (H_{0_1} = 50 cm et H_{0_2} = 60 cm). La remontée de l'eau au sein de l'inclusion avec D_w = 15 cm et D_w = 20 cm s'arrête respectivement après 1.33 h et 2.25 h environ.

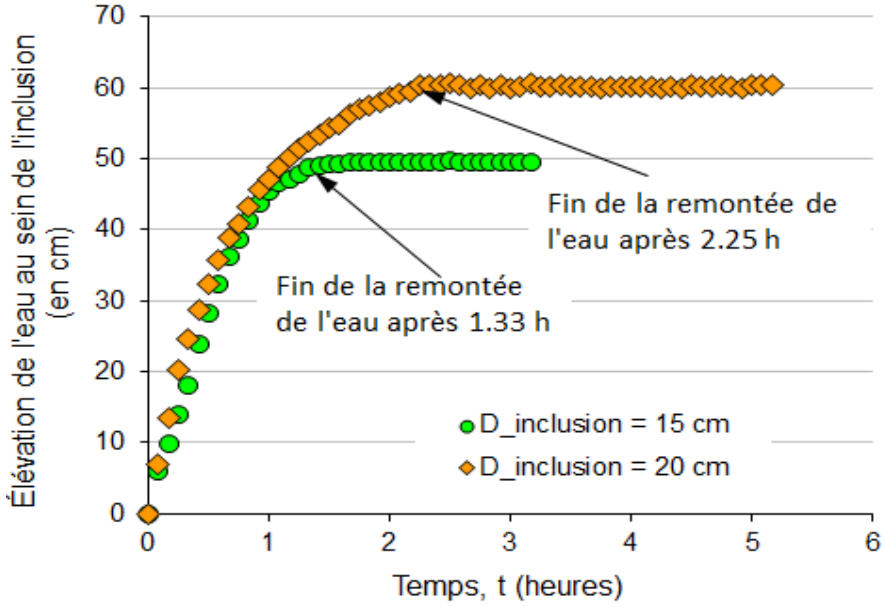

Figure 6-15 Élévation du niveau de l'eau mesurées à l'aide de la sonde MicroDiver dans l'inclusion de roches stériles durant les deux tests de consolidation avec drainage axisymétrique. Essais RI-AX-1 et RI-AX-2 (voir tableau 3.6).

Le débit Q_h transitant par l'interface entre les résidus et les roches stériles pour les essais RI-AX-1 (D_w = 15 cm) et RI-AX-2 (D_w = 20 cm) est présenté à la figure 6.16 (les détails de ces calculs sont présentés à l'annexe W). On observe à la figure 6.18 que l'inclusion de plus petite taille produit un débit horizontal plus faible avec une baisse de débit Q_h plus rapide.

Grâce à ces données, il est possible d'estimer la conductivité hydraulique horizontale k_h lors des essais RI-AX-1 et RI-AX-2 en cuve cylindrique.

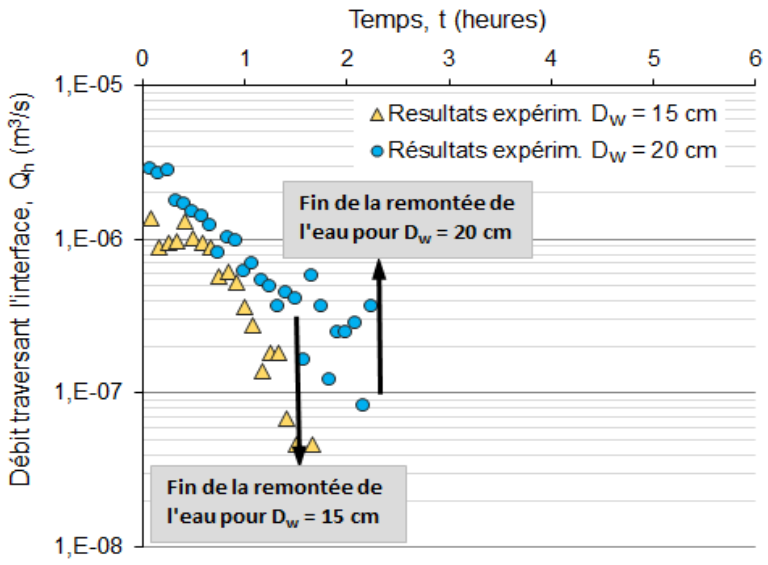

Figure 6-16 Évolution du débit d'eau Q_h traversant horizontalement l'interface verticale entre les résidus et les roches stériles. Essais RI-AX-1 et RI-AX-2 (voir tableau 3.6).

6.1.4 Effets de mouillage et séchage, de dessiccation et d'une surcharge

Les résidus entreposés sur les sites miniers sont souvent soumis à des cycles de mouillage et séchage, sont sujets à la dessiccation et à l'effet de surcharge causé par les couches sus-jacentes. Ces phénomènes ont été simulés lors des essais de laboratoire afin d'évaluer leur impact sur le comportement des résidus en présence d'une inclusion de roches stériles (voir tableaux 3.5 et 3.6). Les résultats des essais RI-2D-3 et RI-2D-4 en boîte à parois rigides et des essais RI-AX-1 et RI-AX-3 en cuve cylindrique sont présentés dans cette section.

Essais avec inclusion longitudinale

La figure 6.3 plus haut montre l'évolution des pressions interstitielles à différentes élévations lors de l'essai RI-2D-3 (tableau 3.5) où l'eau expulsée vers la surface était orientée vers les roches stériles par pompage afin de favoriser la dessiccation (le premier bout du tuyau relié à la pompe est posé sur la surface des résidus afin d'évacuer l'eau drainée par le processus de consolidation et le deuxième bout est posé sur les roches stériles où elle évacue l'eau pompée). Ces résultats sont déjà décrits à la section 6.1.1.1. On mentionne ici les pressions interstitielles négatives (succions) qui apparaissent en rapport avec la dessiccation.

Les résultats sur cette figure indiquent que les pressions interstitielles dans la partie supérieure de la boîte (aux élévations de 35 cm et 45 cm), qui étaient initialement positives (résidus initialement saturés) deviennent progressivement négatives (succion matricielle). Les pressions à toute élévation ont tendance à baisser continuellement suite à l'assèchement des résidus.

La figure 6.17 montre l'évolution des pressions interstitielles à différentes élévations lors de l'essai RI-2D-4 (tableau 3.5) où l'eau expulsée vers la surface était pompée à l'extérieur du système (afin de favoriser la dessiccation). Une surcharge a été ajoutée à la surface des résidus à 122 heures après le début de l'essai pour simuler l'effet d'une nouvelle couche de résidus (voir tableau 3.5) avec une contrainte uniformément repartie $\Delta\sigma'_v$ = 5.8 kPa (équivalente à une couche de résidus d'épaisseur $H_0 \approx 33$ cm).

Les résultats de la figure 6.17 indiquent que les pressions interstitielles baissent graduellement à toute élévation. Cette baisse de pressions est toutefois interrompue par la surcharge ajoutée à t = 122 h, qui provoque des surpressions interstitielles ($u_e = \sigma'_v$ = 5.8 kPa) avec une hausse de pressions sur l'élévation entière de la boîte.

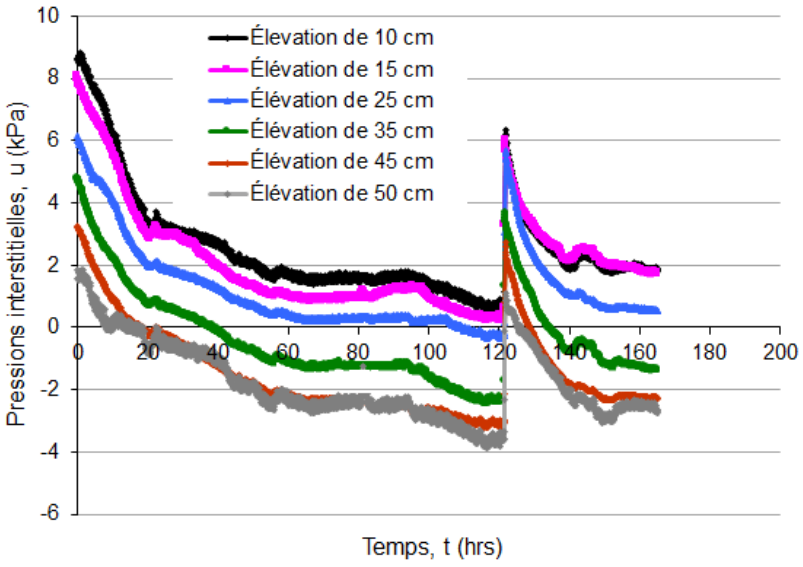

Figure 6-17 Évolution des pressions interstitielles à différentes élévations. On observe $u < 0$ suivi d'une hausse des pressions d'eau à la suite de l'ajout de surcharge. Essai RI-2D-4.

Les pressions interstitielles négatives (succions) dans la partie supérieure de la boîte (figure 6.17) deviennent positives à la suite de cette surcharge ajoutée. Toutefois, aussitôt que les pressions atteignent leurs valeurs maximales à la suite de la surcharge, il s'en suit une dissipation des pressions interstitielles et les pressions redeviennent négatives dans cette partie. On retrouve plus tard des valeurs de succions proches de celles d'avant la surcharge.

Essais avec inclusion cylindrique

Trois essais ont été effectués en cuve cylindrique avec une inclusion cylindrique et drainage axisymétrique, avec des dimensions de l'inclusion centrale différentes. Deux de ces essais ont été réalisés avec des conditions permettant d'investiguer sur l'effet d'une surcharge et des cycles de mouillage et séchage (voir tableau 3.6). Il s'agit des essais RI-AX-1 et RI-AX-3 dont les diamètres des inclusions sont de 15 et 25 cm respectivement. Des capteurs de pression Omega et des sondes MicroDiver ont été utilisés lors de ces essais pour la mesure des pressions interstitielles à différentes positions (X, Y).

Essai RI-AX-3 – D_w = 25 cm. Remplissage avec résidus et roches stériles en deux couches : H_{0_1} = 60 cm et H_{0_2} = 30 cm

Une sonde Diver – baro, placée en surface à côté du montage, mesure la pression atmosphérique et la température du milieu environnant (section 3.3.3.1). La figure 6.18 montre les résultats mesurés par cette sonde Diver - baro durant l'essai RI-AX-3. On voit que la température dans le laboratoire varie de 20.35 à 26.55 °C (23.45 ± 3.10°C) et que la pression atmosphérique varie de 102.1 à 105.2 kPa (103.65 ± 1.55 kPa).

La figure 6.19 montre l'évolution des pressions totales non corrigées (colonne d'eau + pression atmosphérique) mesurées par les sondes MicroDiver. On observe des allures identiques pour les différentes sondes. Les mesures de la sonde Diver – baro (pression atmosphérique, indiquée sur la même figure) sont par la suite utilisées pour faire les corrections nécessaires, tel que décrit à la section 3.3.3.1 (et à l'annexe G) ; ceci permet de déterminer les pressions interstitielles réelles à différentes positions.

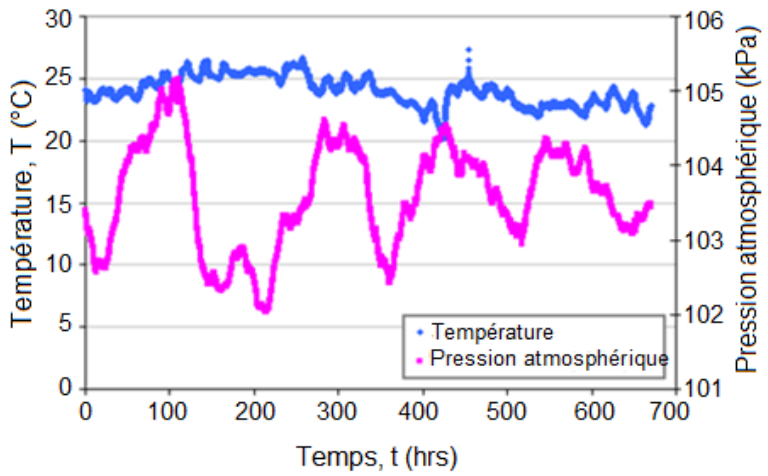

Figure 6-18 Mesures de la température et de la pression atmosphérique dans l'enceinte de laboratoire durant l'essai RI-AX-3 (tableau 3.6).

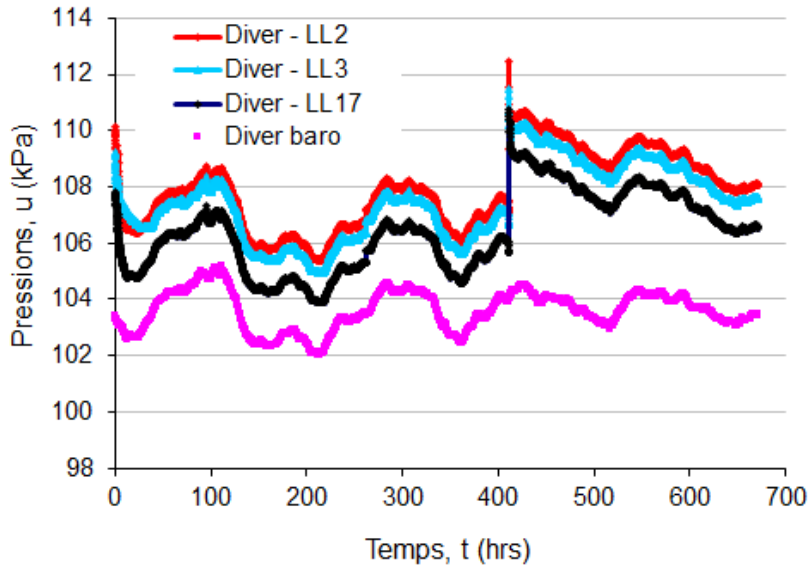

Figure 6-19 Pressions totales (colonne d'eau + pression atmosphérique) mesurées par les sondes MicroDiver. Les mesures du Diver – baro (pression atmosphérique) sont aussi montrées ; elles sont utilisées pour faire les corrections et déterminer les pressions interstitielles réelles présentées à la figure 6.21.

On observe à la figure 6.19 quelques similarités et différences entre l'allure des pressions mesurées avec la sonde Diver – baro et les autres sondes MicroDiver. Les différences se manifestent à trois moments différents : au début de l'essai (dissipation des surpressions interstitielles qui ne concerne pas la sonde Diver - baro), à 260 h lors de l'ajout de la très faible couche d'eau d'épaisseur de 5

cm (soit ≈ 0.50 kPa de surcharge) et à 420 h lors de l'ajout de la deuxième couche de résidus d'épaisseur H_{0_2} = 30 cm (soit ≈ 5.4 kPa de surcharge), avec la dissipation (rapide) qui s'en est suivie.

La figure 6.20 montre les mesures des capteurs de pressions Omega et les mesures corrigées des sondes MicroDiver. On observe que les pressions interstitielles se dissipent très vite au départ (moins de 10 heures après le début de l'essai). Ensuite les pressions montent une tendance vers une légère baisse progressive. À l'ajout de la faible couche d'eau à 260 heures après le début ($\Delta\sigma \approx$ 0.50 kPa), il y a une faible remontée proportionnelle des pressions interstitielles.

Les résultats montrent aussi qu'après l'ajout de la deuxième couche de résidus (et des roches stériles) d'épaisseur H_{0_2} = 30 cm (ou $\Delta\sigma \approx$ 5.4 kPa) à 420 heures après le début de l'essai (afin de simuler une déposition multicouche), il y a une remontée brusque des pressions interstitielles pour tous les capteurs de pressions et sondes. Il faut souligner ici que la déposition de la deuxième couche de résidus a été presque instantanée (± 4 minutes).
Il y a des fluctuations montrées par le capteur nommé P1 placé proche de la surface (à une élévation de 56.5 cm proche de la surface de la couche H_{0_1} = 60 cm). On remarque à la figure 6.20 que ce capteur de pression (P1) a mesuré des pressions d'eau négatives ou succions à partir de 30 h et des pressions d'eau positives à l'ajout de la deuxième couche (420 heures après le début de l'essai). Ces surpressions se dissipent d'abord rapidement (après un peu moins de 10 heures), connaissent une courte période stable (jusque autour de 450 heures), suivie d'une baisse additionnelle des pressions à partir de t = 450 – 460 heures et une baisse continue des pressions interstitielles. Cet aspect sera souligné lors de l'analyse des résultats.

La figure 6.20 montre aussi que pour les capteurs P3 et P6 se situant à une même élévation de Y = 41.5 cm, les pressions interstitielles après chaque déposition de couche (c'est-à-dire après t = 0 et après t = 420 pour les couches 1 et 2 respectivement) sont relativement faibles pour le capteur de pression situé proche de l'inclusion centrale, c'est-à-dire le capteur P3 situé à X = 2.0 cm. Cette différence n'est pas très significative vu la faible distance horizontale entre les deux capteurs de pression P3 et P6.

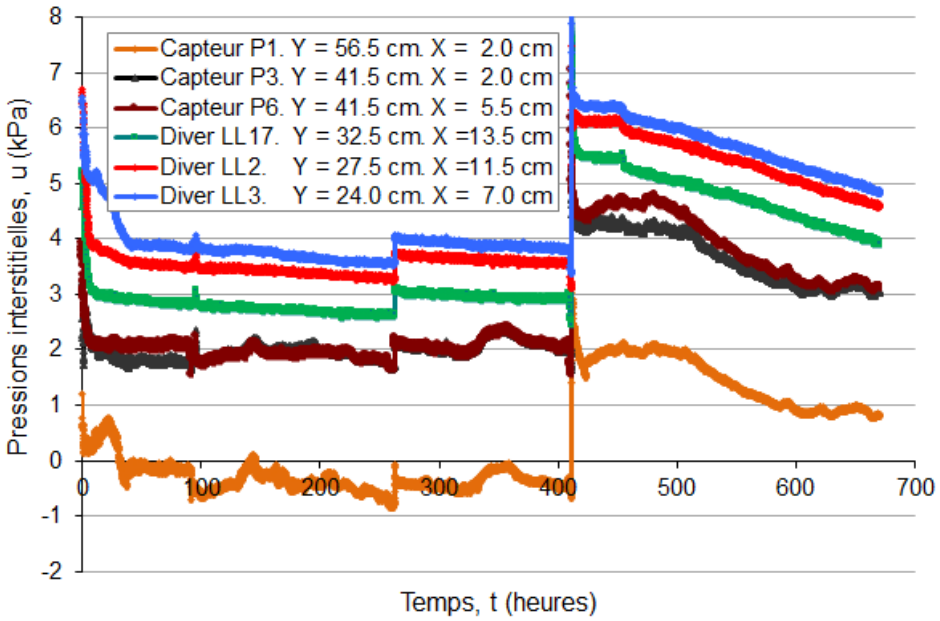

Figure 6-20 Évolution des pressions interstitielles durant l'essai RI-AX-3 en cuve cylindrique (D_w = 25 cm). *Y* représente l'élévation verticale du capteur de pression et de la sonde MicroDiver et *X* représente la distance horizontale du point par rapport à l'axe central de l'inclusion.

Essai RI-AX-1 – Remplissage avec résidus et roches stériles en une couche. H_0 = 60 cm. D_w = 15 cm

La figure 6.21 montre l'évolution des pressions interstitielles pour l'essai RI-AX-1 en cuve cylindrique (diamètre de l'inclusion centrale D_w = 15 cm), à différentes positions (*X*, *Y*). On observe que les pressions interstitielles se dissipent après une moyenne de 14 heures de temps après le début de l'essai. On observe ainsi une baisse additionnelle des pressions interstitielles à partir de t ≈ 46 heures après le début de l'essai.

La figure 6.21 montre le comportement des résidus à 194 heures (ou à peu près 8 jours) après le début de l'essai lorsqu'on a ajouté une couche d'eau d'épaisseur *H* = 20 cm pour simuler le mouillage et séchage des résidus (voir tableau 3.6). Les résultats indiquent une augmentation des pressions interstitielles sur l'ensemble de la couche de résidus (pour tous les capteurs de pression OMEGA et les sondes ECH_2O, $u_e = \gamma_w H_w \approx 2$ kPa). Après cette augmentation, les pressions interstitielles sont restées constantes durant une période relativement longue, allant de 194 h

jusqu'à ± 290 heures après le début de l'essai (c'est-à-dire à peu près 4 jours après l'ajout de la couche d'eau). Ensuite les pressions interstitielles recommencent à baisser.

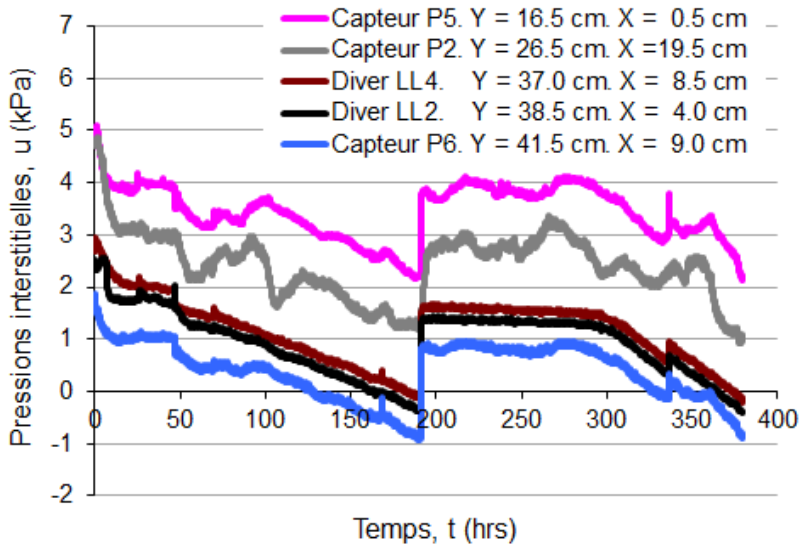

Figure 6-21 Évolution des pressions d'eau durant l'essai RI-AX-1 en cuve cylindrique (D_w = 15 cm). *Y* représente l'élévation verticale du capteur de pression ou de la sonde MicroDiver et *X* représente la distance horizontale du point par rapport à l'axe central.

La figure 6.21 montre également le comportement des résidus à 340 heures après le début de l'essai, lorsqu'on a ajouté une faible couche d'eau d'épaisseur H = 5 cm pour simuler un léger mouillage et séchage des résidus (voir tableau 3.6). On observe une faible augmentation des pressions d'eau proportionnelle à la couche d'eau ajoutée ($u_e = \gamma_w H_w \approx 0.50$ kPa). Toutefois, la baisse additionnelle des pressions d'eau s'est poursuivie immédiatement après.

6.1.5 Évaluation de la migration des particules fines

L'essai RI-2D-2 a été réalisé sans géotextile (filtre) à l'interface afin d'évaluer la migration des résidus vers l'inclusion de roches stériles et l'impact sur la consolidation. Les résultats de cet essai (épaisseur initiale H_0 = 60 cm) ont montré un tassement de 6.10 cm (> à 5.20 cm selon l'expression générale du tassement ou équation 5.11 applicable au cas de résidus sans inclusion de roches stériles ; cette valeur est presqu'égale au tassement S_t mesuré lors de l'essai RI-2D-1 sans inclusion

S_t = 5.10 cm). Cela permet d'estimer la quantité (volume) de résidus ayant migré vers l'inclusion à partir du produit de l'aire (m^2) occupée par les résidus (1.08 m * 0.80 m) par l'épaisseur donnée par la différence en m entre le tassement attendu et celui mesuré (0.061 m – 0.052 m) ; ceci mène à la valeur suivante :

Volume de résidus ayant migré = 1.05 m x 0.80 m x (0.061 – 0.052) m = 0.00756 m^3.

Le volume initial de résidus est :

$$1.05 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} = 0.504 \text{ m}^3$$

On estime ainsi qu'environ 1.5% des résidus se sont déplacés vers les roches stériles. Ceci ne semble pas avoir affecté la baisse des pressions qui a évolué continué "normalement". Le temps nécessaire pour compléter la consolidation a été le même que celui pour les essais avec géotextile à l'interface (comme cela sera discuté plus loin).

6.2 Analyse et discussion des résultats

6.2.1 Évolution des pressions d'eau

6.2.1.1 Evolution des pressions par rapport au cas sans inclusion (essais en boîte)

Essais RI-2D-1 et *RS-2D-1*

La figure 6.22 montre l'évolution des pressions d'eau pour l'essai sans inclusion (RS-2D-1) et avec inclusion de roches stériles saturées (RI-2D-1). Ces résultats indiquent que le cas avec inclusion de roches stériles saturées simultanément avec la déposition des résidus montre des résultats qui ne sont pas très différents du cas sans inclusion. L'impact de l'inclusion dans ce cas-ci est donc peu marqué. Dans les deux cas, la nappe d'eau se situe approximativement en surface à la fin de l'essai, ceci signifie qu'il n'y a pratiquement pas d'effet d'assèchement en surface.

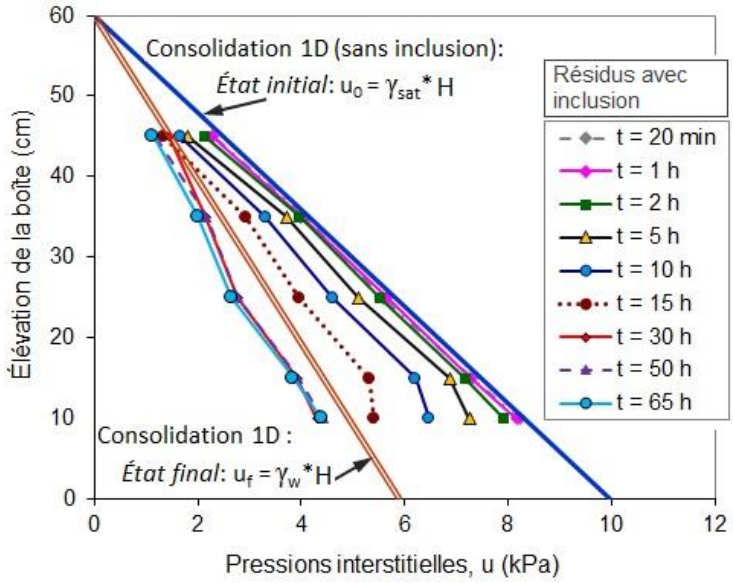

Figure 6-22 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à diverses élévations durant l'essai RI-2D-1 avec inclusion. L'essai RS-2D-1 sans inclusion est représenté sur la figure par l'état initial ($u_0 = \gamma_{sat}*H$) et par l'état final ($u_f = \gamma_w*H$).

Essai RI-2D-2 et *RS-2D-1*

La figure 6.23 montre l'évolution des pressions interstitielles pour l'essai sans inclusion (essai RS-2D-1) et avec inclusion de roches stériles sans géotextile à l'interface (essai RI-2D-2). Ces résultats indiquent une baisse plus rapide des pressions dans le cas avec inclusion. La différence de pressions Δu entre les cas avec et sans inclusion devient plus significative avec le temps, mais cette différence Δu reste constante à partir de 15 heures environ. Un équilibre semble avoir été atteint dans les deux cas, mais avec des pressions finales différentes.

À l'équilibre, l'extrapolation des pressions interstitielles mesurées par les 6 capteurs dans le cas sans inclusion de roches stériles (figure 6.24) indique que la pression nulle ou $u \approx 0$ (qui représente le niveau phréatique) se situe approximativement à la surface des résidus (à une élévation de 60 cm). L'extrapolation des pressions interstitielles mesurées par les 6 capteurs de pressions dans le cas avec inclusion de roches stériles indique que la pression nulle ($u = 0$) se situe à peu près à une profondeur de 8 cm (ou à élévation de 52 cm). Cette différence est reliée aux conditions de drainage (transfert horizontal de l'eau) et de dessiccation.

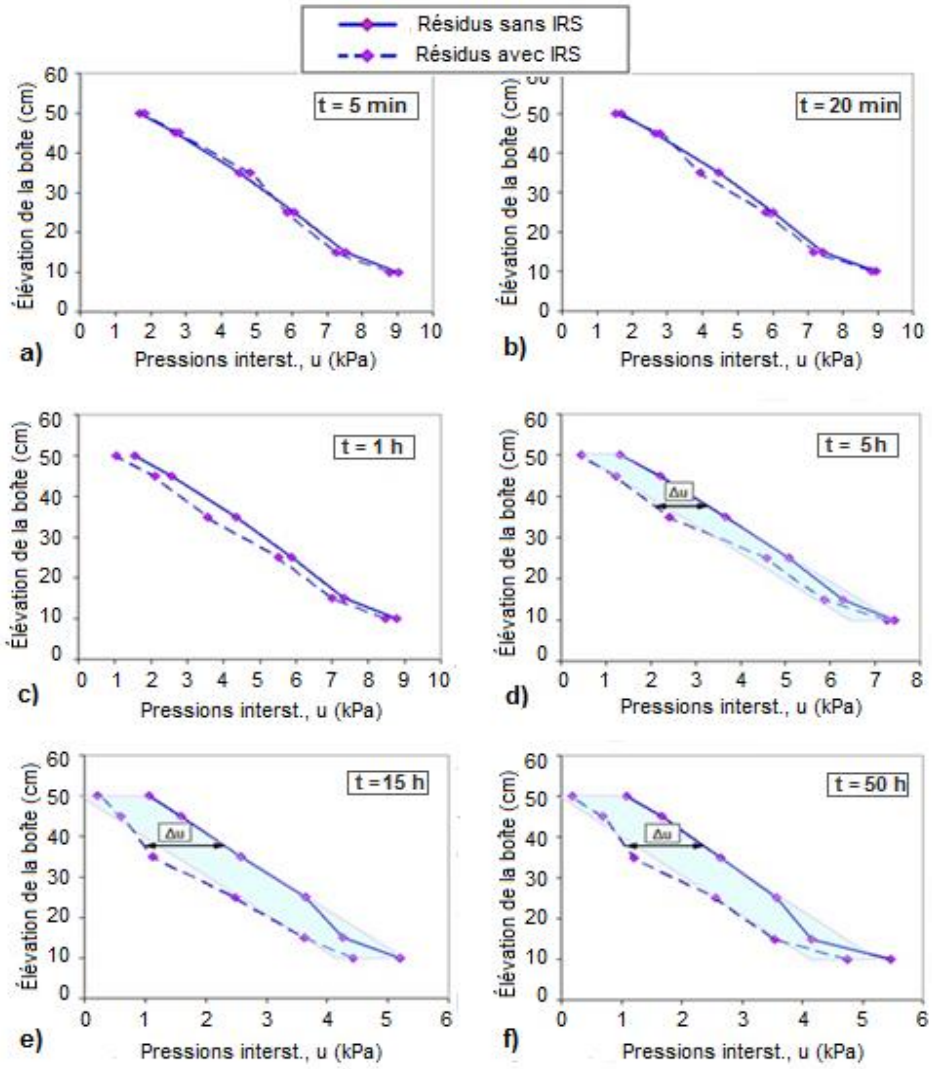

Figure 6-23 Évolution des pressions interstitielles mesurée avec les capteurs de pression à diverses élévations. Résidus avec inclusion de roches stériles (essai RI-2D-2) et sans inclusion (essai RS-2D-1).

La figure 6.24 montre l'évolution des pressions interstitielles pour toute la durée des essais sans inclusion RS-2D-1 et avec inclusion RI-2D-2, mesurées à l'aide des capteurs de pression à une profondeur de 25 cm à partir de la surface (voir tableau 3.5). Deux observations principales peuvent être faites à partir de cette figure :

- Le temps nécessaire pour dissiper les mêmes surpressions interstitielles est plus petit dans le cas avec inclusion de roches stériles que dans celui sans inclusion, tel qu'indiqué par la différence de temps $\Delta t_{1\text{-}2}$ entre les deux essais ;

- Le montage avec inclusion atteint des pressions finales plus faibles. Pour ces conditions de laboratoire, les pressions à l'équilibre dans le cas avec inclusion semblent plus faibles que la pression hydrostatique ($u = \gamma_w H_w$). Cet aspect semble relié aux conditions de drainage (transfert horizontal de l'eau) et de dessiccation.

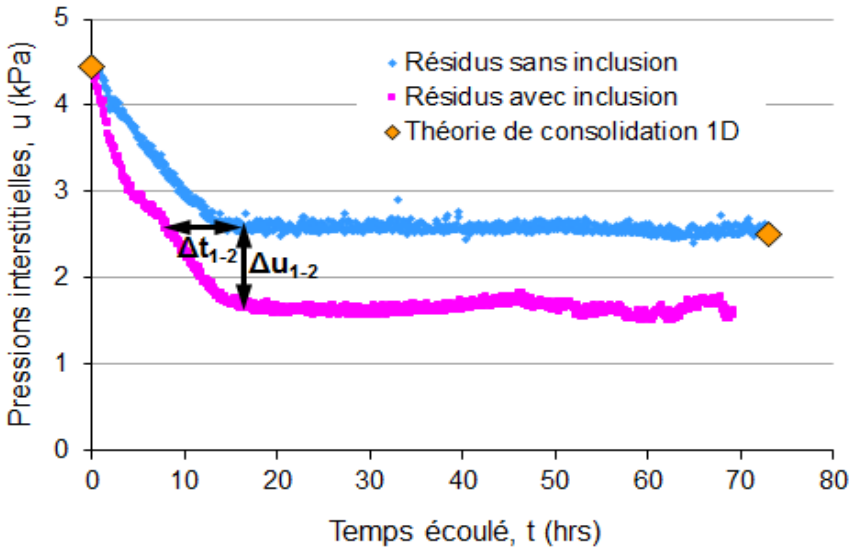

Figure 6-24 Évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression OMEGA à une profondeur de 25 cm sous la surface des résidus lors de deux essais en boîte (essai RS-2D-1 sans inclusion de roches stériles et essai RI-2D-2 avec inclusion de roches stériles, voir tableau 3.5).

Essai RI-2D-3 et *RS-2D-1*

Une comparaison entre les résultats de l'essai RI-2D-3 (avec inclusion) et l'essai RS-2D-1(sans inclusion) est montrée à la figure 6.25. Ces résultats indiquent que pour les mêmes pressions interstitielles initiales, le cas avec inclusion de roches stériles engendre une baisse plus rapide et plus marquée des pressions interstitielles.

La figure 6.25 indique notamment que pour les mêmes pressions initiales, la pression finale est plus faible dans le cas avec inclusion (que sans inclusion) à cause de l'assèchement en surface. À la fin de l'essai, le niveau pour $u = 0$ (i.e. niveau phréatique) dans le cas sans inclusion se situe à la surface des résidus (à $H_0 = 50$ cm pour cet essai). Dans le cas avec inclusion (figure 6.25), le niveau

u = 0 (à t = 100 h) se situe à peu près à une profondeur de 20 cm à partir de la surface (ou à une élévation de 30 cm à partir de la base). Le niveau de la nappe d'eau (u = 0) est donc plus bas au sein des résidus miniers dans le cas avec inclusion.

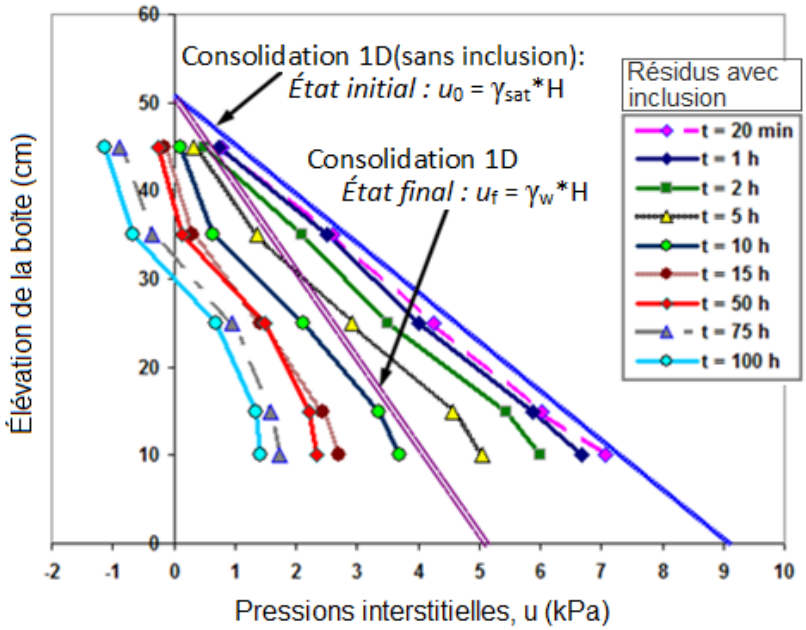

Figure 6-25 Évolution des pressions d'eau mesurées à l'aide des capteurs de pression à diverses élévations dans les résidus lors l'essai RI-2D-3 avec une inclusion de roches stériles. L'essai RS-2D-1 sans inclusion est représenté par l'état initial ($u_0 = \gamma_{sat}*H$) et par l'état final ($u_f = \gamma_w*H$).

Essai RI-2D-4 et *RS-2D-1*

La figure 6.26 montre l'évolution des pressions interstitielles à diverses élévations dans la boîte pour le cas avec inclusion (essai RI-2D-4 ou essai de référence, voir tableau 3.5) et sans inclusion (essai RS-2D-1). On observe que l'inclusion de roches stériles entraine une baisse plus rapide des pressions interstitielles. La différence de pressions entre les deux cas (avec et sans inclusion) devient plus significative avec le temps.

Les pressions interstitielles au-delà de 15 heures de temps ne varient pratiquement plus dans le cas sans inclusion. Ces pressions interstitielles décroissent jusqu'à la fin de l'essai (± 110 heures) dans le cas avec inclusion.

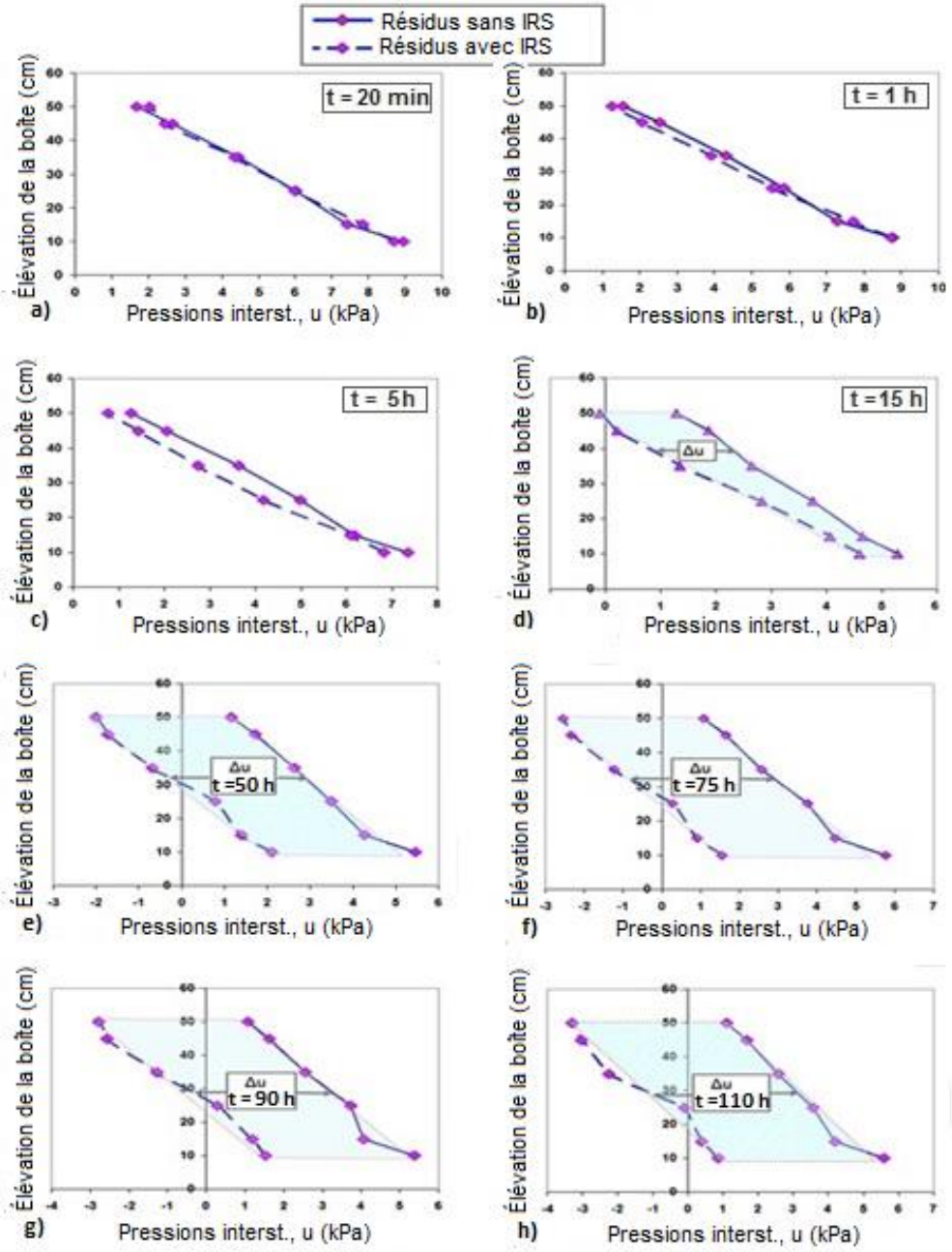

Figure 6-26 Évolution des pressions interstitielles mesurée par des capteurs de pression à diverses élévations lors de deux essais en boîte (essai RI-2D-4 avec inclusion de roches stériles et essai RS-2D-1 sans inclusion).

La figure 6.26 indique aussi que la pression finale est plus faible dans le cas avec inclusion que celui sans inclusion. Vers la fin de l'essai (e.g. t = 110 heures), l'extrapolation des pressions interstitielles lues par les 6 capteurs de pressions (figure 6.26) indique que le niveau de pression

nulle u = 0 (i.e. niveau phréatique) se situe approximativement à la surface des résidus (à H_0 = 60 cm pour cet essai) dans le cas sans inclusion, u = 0 (à t = 110 heures) se situe à peu près à une profondeur de 33 cm à partir de la surface (ou à une élévation de 27 cm à partir de la base).

6.2.1.2 Comparaison des pressions d'eau mesurées lors des essais avec inclusion en boîte

Les différents essais sur des résidus avec une inclusion de roches stériles en boîte, dont les résultats sont présentés aux figures 6.22 à 6.26, ont montré des baisses de pressions d'eau qui dépendent des conditions d'essais. Cette section présente une analyse comparative de ces résultats.

La figure 6.27 montre l'évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 25 cm de la surface pour les essais en boîte sur les résidus, pour le cas sans inclusion (RS-2D-1) et quatre essais avec une inclusion (essais RI-2D-1, RI-2D-2, RI-2D-3 et RI-2D-4). La figure montre que tous les scénarios avec inclusion mènent à des pressions finales plus faibles que la pression hydrostatique ($u_w = \gamma_w h_w$). L'essai de référence (RI-2D-4) connait la baisse la plus importante. La figure indique aussi que la baisse des pressions interstitielles pour les différents essais avec inclusion varie selon les conditions imposées.

- *RI-2D-1* :

Les résultats de la figure 6.27 indiquent que l'impact de l'inclusion de roches stériles initialement saturée sur l'accélération de la consolidation des résidus est peu perceptible. Ceci s'explique par la quasi-absence de gradient et de drainage horizontal, qui est l'élément moteur de cette consolidation. Les résultats de l'essai RI-2D-1 sont proches de ceux de l'essai RS-2D-1 (sans inclusion). La faible différence entre les deux résultats (figure 6.27) vient du fait que l'essai RI-2D-1 a été réalisé avec une teneur en eau initiale plus élevée (w_0 = 57.0 ± 0.5%), comparativement à w_0 = 43.0 ± 0.5% pour l'essai RS-2D-1 (tout comme pour tous les autres essais avec inclusion de roches stériles, voir tableau 3.5). Il en a résulté un temps relativement élevé pour atteindre l'équilibre, soit à peu près 27 h (versus 14 h pour RS-2D-1) et des tassements plus grands. L'épaisseur finale de la couche de résidus est alors légèrement plus faible ; et par conséquent, les pressions interstitielles à l'équilibre sont aussi légèrement plus faibles pour l'essai RI-2D-1.

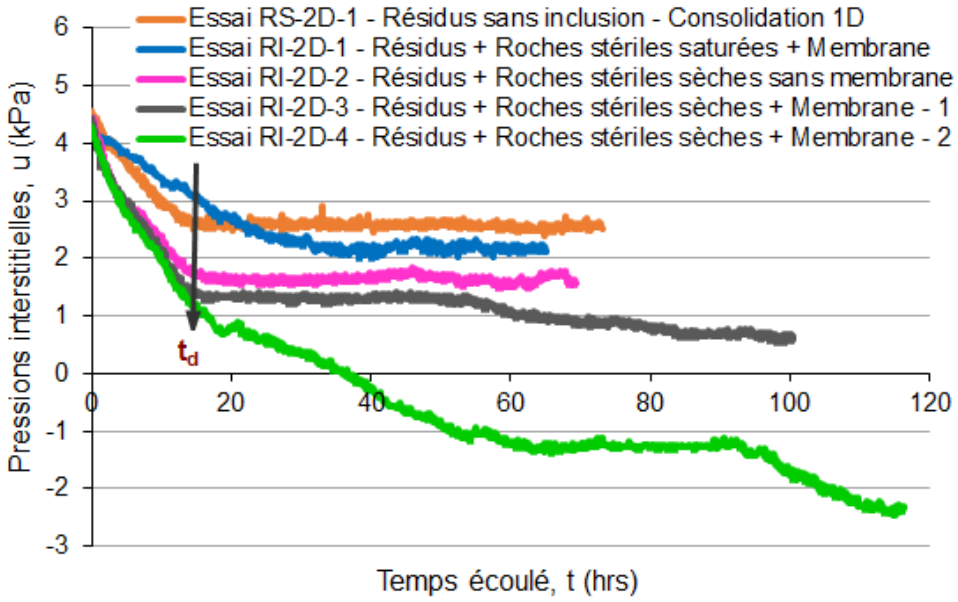

Figure 6-27 Évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 25 cm pour différents essais dans la boîte avec et sans inclusion de roches stériles (t_d = temps moyen pour dissiper les surpressions interstitielles pour w_0 = 43.0 ± 0.5%), avec $u = \gamma_w z_w$.

- *RI-2D-2* :

L'absence d'un géotextile à l'interface durant cet essai a favorisé la migration des particules fines des résidus vers les roches stériles (section 6.1.5). Il en a résulté un tassement plus grand et des pressions à l'équilibre inférieures à celles des essais avec géotextile filtrant à l'interface. L'eau drainée vers la surface, qui n'a pas été évacuée durant l'essai RI-2D-2 a empêché l'assèchement des résidus en surface (qui peut avoir un effet "bénéfique" en terme de la baisse additionnelle des pressions interstitielles).

Selon les résultats de l'essai RI-2D-2 (figure 6.2), les mesures réalisées avec les sondes ECH_2O placées au milieu de la boîte (à 35 cm de l'inclusion) et les capteurs de pression OMEGA placés à l'extrémité opposée des roches stériles (i.e. à 80 cm de l'inclusion) ont nécessité respectivement 9 h et 14 h de temps pour atteindre l'équilibre. Ces résultats indiquent que les surpressions interstitielles se dissipent plus rapidement proche de l'inclusion, c'est-à-dire au milieu de la boîte.

- *RI-2D-3* :

Dans cet essai, l'eau expulsée par le drainage vertical en surface et qui a été orientée et évacuée par pompage vers l'inclusion initialement sèche. Ceci a favorisé une remontée rapide du niveau de l'eau au sein des roches stériles. Cette remontée s'ajoute à celle occasionnée par le drainage horizontal vers l'inclusion. Les niveaux d'eau deviennent très rapidement les mêmes côté résidus et côté stériles. La plus faible épaisseur initiale H_0 de la couche mise en place (50 cm, comparativement à 60 cm pour les autres essais) a aussi fait en sorte que l'équilibre des niveaux d'eau (descendant côté résidus et montant côté inclusion) a été atteint assez rapidement. Un assèchement des résidus a eu lieu, ce qui a occasionné une baisse additionnelle des pressions interstitielles à partir de t = 55 heures (voir figure 6.27).

- *RI-2D-4* :

L'eau drainée vers la surface a été orientée par pompage vers l'extérieur du système. Ceci a produit une différence des niveaux d'eau (amont – aval) et un drainage horizontal additionnel avec une baisse des pressions interstitielles. Ensuite, un assèchement (en l'absence d'eau en surface) a contribué à cette baisse. Comme l'eau ne s'accumule pas en surface et que le drainage horizontal continue, la partie supérieure de la couche de résidus amorce assez rapidement une phase de désaturation. Ceci a engendré la baisse additionnelle des pressions interstitielles à partir de t = 92 heures (figure 6.27).

Les résultats de la figure 6.27 indiquent que la baisse des pressions d'eau en présence d'une inclusion dépend de plusieurs facteurs comme l'épaisseur de la couche, la présence d'un géotextile à l'interface, la teneur en eau et l'état initiale des roches stériles (saturées ou non), le temps d'exposition des résidus aux conditions atmosphériques (et de la possible désaturation qui pourrait s'en suivre) et l'accumulation en surface (ou non) de l'eau expulsée.

L'accumulation de l'eau qui se draine vers la surface des peut jouer un grand rôle sur les pressions. Ceci n'affecte pas significativement ici la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles (voir résultats des essais RI-2D-2, RI-2D-3 et RI-2D-4 à la figure 6.35 et le temps moyen t_d pour cette

dissipation). Ceci affecte surtout la baisse additionnelle des pressions ainsi que les valeurs finales des pressions d'eau.

6.2.2 Mouillage et séchage, dessiccation et surcharge

Comme déjà mentionné plus haut, certains résidus juxtaposés aux roches stériles lors des essais de laboratoire ont été soumis à des conditions pouvant créer une dessiccation avec des cycles de mouillage et séchage et à l'ajout de surcharge. L'objectif de cette section consiste à analyser l'impact de l'inclusion rigide dans ces différentes conditions.

6.2.2.1 Essais en boîte à parois rigides

Les figures 6.28 et 6.29 montrent l'évolution des pressions interstitielles lors de deux essais en boîte (RI-2D-3 et RI-2D-4) affectés par la dessiccation. Durant ces essais, l'eau drainée en surface a été évacuée et ne s'est pas accumulée. Les figures 6.28.a et 6.29.a montrent l'évolution des pressions interstitielles des profondeurs de 15 cm et 35 cm respectivement et les figures 6.28.b et 6.29.b montrent l'évolution des pressions interstitielles à toutes les élévations.

Les deux figures mettent en évidence la baisse additionnelle des pressions interstitielles qui est précédée par une période d'équilibre. Les pressions interstitielles recommencent à baisser en raison de l'assèchement progressif (dessiccation) en surface ; ces conditions sont aussi favorisées par le drainage latéral vers l'inclusion de roches stériles.

La figure 6.28.b montre que l'assèchement à partir de la surface lors de l'essai RI-2D-3 affecte les pressions d'eau à chaque élévation. La surface de la nappe d'eau, mesurée par les capteurs de pression, initialement à une élévation de 50 cm (= H_0 lors de l'essai, voir tableau 3.5), se déplace progressivement vers le bas. Cette surface est descendue aux élévations de 45 cm et 35 cm après respectivement 3 heures et 58 heures du début de l'essai. Les pressions d'eau peuvent baisser davantage avec la désaturation de toute la couche de résidus.

La figure 6.29.b indique que le niveau de la nappe d'eau (essai RI-2D-4) initialement à une élévation de 60 cm (= H_0 de la couche de résidus lors de l'essai, voir tableau 3.5) a atteint les élévations de 50 cm, 45 cm, 35 cm et 25 cm respectivement 15 heures, 19 heures, 37 heures et 107 heures après le début de l'essai. Le niveau de la nappe d'eau devrait descendre davantage si les résidus étaient restés encore exposés aux conditions atmosphériques (si l'essai n'était pas arrêté), avec des possibles baisses additionnelles des pressions interstitielles.

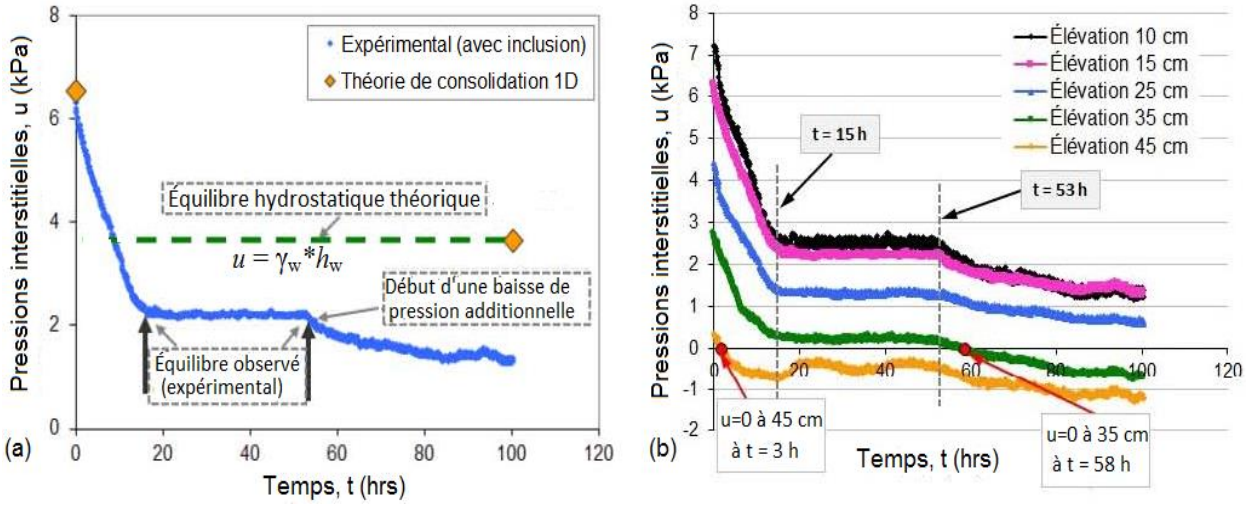

Figure 6-28 (a) Évolution des pressions à une élévation de 15 cm (b) Pressions interstitielles à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations et évolution de la portion du niveau phréatique (u = 0) à la suite de l'assèchement en surface. Essai RI-2D-3.

Comparativement au cas sans inclusion où la dissipation des surpressions interstitielles mène à une phase prolongée d'équilibre hydrostatique (définie par $u_w = \gamma_w H_w$), la présence d'une inclusion de roches stériles favoriserait dans certains cas un assèchement plus rapide des résidus en surface, occasionnant une baisse additionnelle des pressions interstitielles.

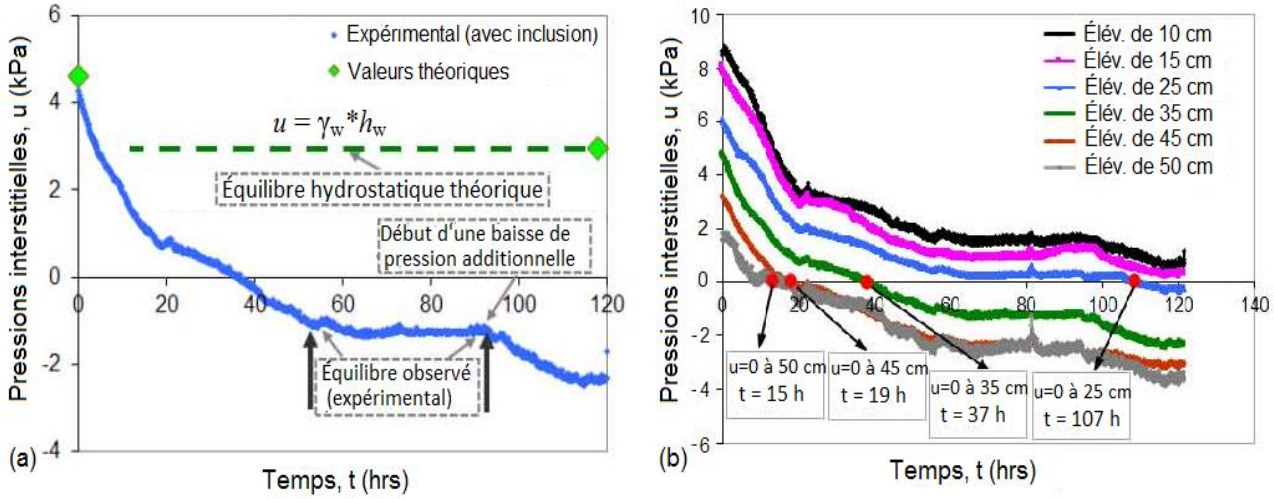

Figure 6-29 (a) Évolution des pressions à une élévation de 35 cm (b) Pressions interstitielles à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations et évolution de la portion du niveau phréatique (u = 0) à la suite de l'assèchement en surface. Essai RI-2D-4.

Une surcharge a été ajoutée à la couche en consolidation lors de l'essai RI-2D-4 (voir tableau 3.5). La figure 6.17, déjà présentée, montre l'évolution des pressions interstitielles à différentes élévations. La figure 6.30.a montre l'évolution des pressions interstitielles à chaque élévation après ajout de la surcharge. Le niveau phréatique (condition u = 0), initialement en surface (élévation de 60 cm), atteint les élévations de 50 cm, 45 cm, 35 cm et 25 cm respectivement après 15 h, 19 h, 37 h et 107 h, et 107 (voir aussi figure 6.18). L'ajout de la surcharge à t = 122 heures après le début de l'essai a provoqué une augmentation des pressions interstitielles, suivie d'une baisse des pressions interstitielles et du niveau phréatique qui est redescendu aux mêmes élévations (50 cm, 45 cm et 35 cm) respectivement après 127 h, 129 h et 135 h.

La figure 6.30.b montre la différence de comportement qui aurait lieu lors d'une déposition en couches successives dans le cas avec et sans inclusion. Dans le cas avec inclusion, les pressions maximales (à l'élévation considérée) après ajout de la surcharge sont censées être plus faibles que celles que prédit la théorie de consolidation 1D avec $\Delta\sigma = \Delta u = \gamma_{Tot} * \Delta z$ (résidus seuls). Ceci s'explique par les succions matricielles déjà présentes dans la partie supérieure de la couche de résidus. Ensuite, lorsque les pressions se dissipent. La différence de pressions d'eau Δu entre les deux cas (avec et sans inclusion de roches stériles) devrait croître avec la déposition multicouche

et le temps d'exposition des résidus aux conditions atmosphériques ($\Delta u_1 < \Delta u_2 < \Delta u_3 < \Delta u_4 < \Delta u_5$). Ceci s'explique par le fait que le cas avec inclusion jouirait de plusieurs types (voies) de drainage possible dont le drainage vertical vers la surface, le drainage horizontal qui occasionne un transfert de l'eau vers l'inclusion de roches stériles et un possible drainage vers le bas (remouillage) qui est fonction des succions que la couche sous-jacente a déjà atteint.

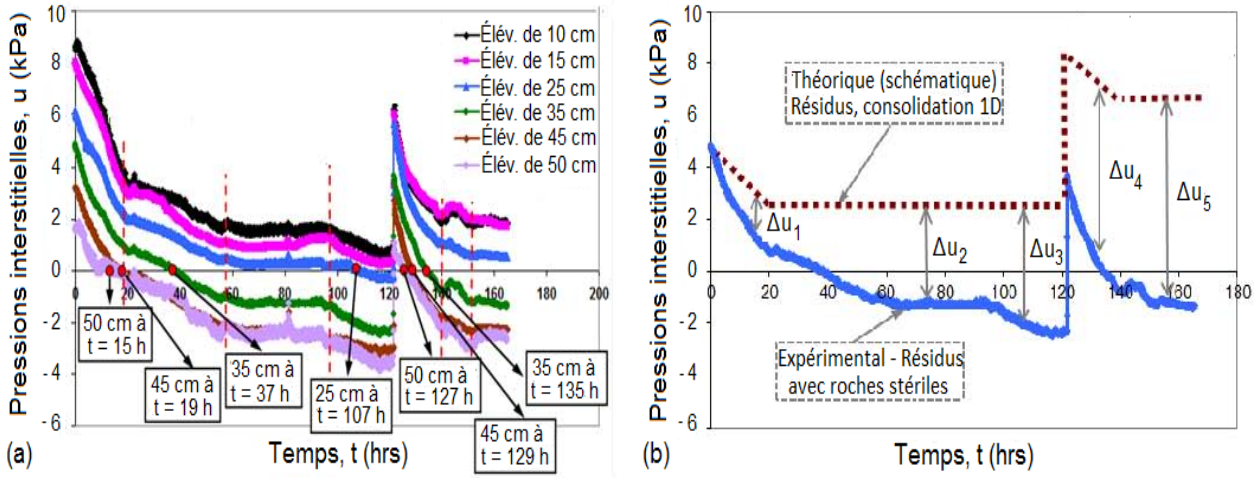

Figure 6-30 (a) Pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression à différentes élévations et évolution de la nappe phréatique ($u = 0$) suite à l'ajout de surcharge (b) Évolution des pressions d'eau à une élévation de 35 cm durant l'essai avec inclusion de roches stériles suite à l'ajout de surcharge et comparaison avec le comportement théorique (schématique) de résidus seuls lors d'une déposition multicouche. Essai RI-2D-4.

La figure 6.30 (*a* et *b*) indique aussi qu'à l'ajout d'une surcharge sur une couche de résidus en contact avec une inclusion de roches stériles, les pressions interstitielles qui augmentent baissent plus rapidement (suivant un chemin qui ressemble à celui de la phase initiale au début de la consolidation de la première couche).

Lors d'une déposition progressive des résidus (avec surcharge), la présence de l'inclusion de roches stériles tend à ramener les pressions interstitielles à un niveau plus bas par rapport au cas sans inclusion de roches stériles.

6.2.2.2 Essais en cuve cylindrique

Les cycles de mouillage et séchage, la dessiccation et l'ajout de surcharge ont le même effet sur des résidus en présence d'une inclusion de roches stériles lors des essais en cuve cylindrique.

La figure 6.31 présente les effets des cycles de mouillage et séchage, la dessiccation et l'évolution du niveau phréatique (condition u = 0) lors d'un essai avec inclusion cylindrique centrale (essai RI-AX-1, tableau 3.6 ; résultats déjà présentés à la figure 6.21). Sur la figure 6.31, on observe d'abord une phase initiale de dissipation des surpressions, suivie d'une courte phase d'équilibre. Vue la faible dimension de l'inclusion (D_W = 15 cm), l'effet du transfert horizontal de l'eau est assez faible et la remontée de l'eau au sein de l'inclusion prend très peu de temps. La phase d'équilibre est interrompue par le fait que l'eau expulsée par la consolidation vers la surface a été évacuée (pompée à l'extérieur du système), ce qui a favorisé une baisse additionnelle des pressions d'eau à partir de t = 47 heures après le début de l'essai. On peut ainsi observer des pressions d'eau négatives (succions) aux élévations de 41.5 cm, 38.5 cm et 37.0 cm respectivement après 127 h, 160 h et 179 h, indiquant ainsi un déplacement progressif du niveau phréatique vers le bas et un assèchement en surface.

La couche d'eau de 20 cm d'épaisseur ajoutée à t = 192 heures après le début de l'essai a provoqué une augmentation des pressions interstitielles à chaque élévation correspondant à $\Delta u = \gamma_w * h_w$. Ces pressions sont restées relativement stables pendant une période d'environ 290 heures (plus de 4 jours après l'ajout de la couche d'eau). Comme le drainage latéral continue à avoir lieu, que la couche d'eau en surface s'infiltre petit à petit et que l'évaporation affecte la surface des résidus au fur et à mesure, cet équilibre finit par rompre et les pressions interstitielles recommencent à baisser.

L'ajout de la faible couche d'eau de 5 cm d'épaisseur à t = 340 heures a provoqué une faible remontée des pressions interstitielles. Mais comme la partie supérieure des résidus était déjà désaturée, la faible couche d'eau s'est infiltrée rapidement et les pressions interstitielles ont baissé. Le niveau phréatique (i.e. u = 0) qui avait atteint l'élévation de 41.5 cm à t = 326 h, est remonté avec l'ajout de la couche d'eau, puis est redescendu rapidement au même niveau à t = 346 h. Le niveau u = 0 a atteint ensuite les élévations de 38.5 cm et 37.0 cm respectivement après 365 h et

375 h, indiquant un déplacement progressif du niveau phréatique vers le bas et un assèchement en surface.

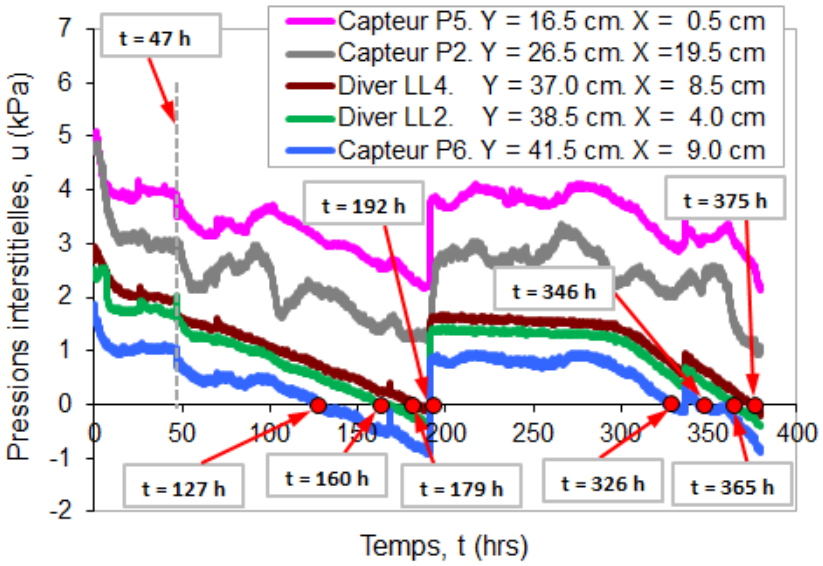

Figure 6-31 Effets de cycles de mouillage et séchage, de dessiccation et évolution de la surface de la nappe d'eau (condition $u = 0$) à différentes élévations lors de l'essai RI-AX-1.

Les résultats obtenus des essais en boîte et en cuve cylindrique montrent que lorsque les roches stériles utilisées comme inclusion sont dans un état initial sec, elles favorisent un transfert important de l'eau vers l'inclusion. Ceci engendre un gradient hydraulique élevé de l'amont à l'aval, et par conséquent un drainage latéral et des baisses de pressions rapides. Les résultats des essais en cuve cylindrique montrent que des inclusions plus grandes emmagasinent une quantité d'eau plus élevée, et favorisent des baisses importantes de pressions interstitielles et une dessiccation accélérée en surface. L'effet du transfert horizontal de l'eau est plus faible lorsque la dimension de l'inclusion est plus petite car la remontée de l'eau au sein de l'inclusion s'effectue plus rapidement. Lors d'un ajout de surcharge (e.g. une couche des résidus lors d'une déposition en couche successive) en présence d'une inclusion, le transfert horizontal de l'eau vers l'inclusion ne permet pas une forte accumulation des pressions interstitielles. Celles-ci ont toujours tendance à revenir à un niveau plus bas.

6.2.3 Conductivité hydraulique des résidus

La présence des roches stériles comme inclusion à côté des résidus modifie la réponse de ces derniers. Lors de nos essais, ces roches stériles agissent comme voie de drainage supplémentaire (en plus du drainage vers le haut). La conductivité hydraulique horizontale k_h devient alors un facteur déterminant sur la consolidation et le drainage. Il est possible d'estimer la conductivité horizontale k_h des résidus durant les essais en boîte et en cuve cylindrique selon l'élévation de l'eau au sein des roches stériles (mesures qui fournissent le débit horizontal Q_h). Les essais RI-2D-4 (en boîte) et RI-AX-1 et RI-AX-3 (en cuve) sont analysés ici.

6.2.3.1 Conductivité verticale k_v

La conductivité hydraulique verticale des résidus en présence d'une inclusion (essai RI-2D-4) a été évaluée à partir de la loi de Darcy. L'approche est la même que celle utilisée pour l'essai RS-2D-1 sans inclusion (voir section 5.2.1.2, avec un exemple de calcul à l'annexe S). L'évaluation de k_v est basée sur les mesures des pressions d'eau à deux élévations différentes, qui fournissent la différence des charges hydrauliques à chaque pas de temps considéré.

La figure 6.32 présente la conductivité hydraulique verticale k_v évaluée à partir des mesures effectuées de la consolidation durant l'essai RI-2D-4. On présente ici les valeurs de k_v évaluées à des intervalles de temps de 5 minutes, et des valeurs moyennes à des intervalles de temps plus grands et variables (aux mêmes intervalles que k_h à la figure 6.33 plus bas afin de faciliter des comparaisons k_h/k_v aux mêmes pas de temps). On observe sur cette figure une très grande variabilité des valeurs de k pour des intervalles de temps de 5 minutes (données en couleur bleue) ; ceci est dû à la fois aux fluctuations dans les mesures des capteurs de pressions (qui fournissent la charge hydraulique) et celles dans les mesures des LVDT (qui fournissent les tassements ayant servi à évaluer le débit d'eau expulsé à chaque pas de temps). On observe aussi qu'au début de l'essai, les valeurs de k_v estimées durant la consolidation sont en général plus élevées, i.e. entre 1×10^{-6} et 6×10^{-6} m/s. Ceci serait dû à l'état initialement lâche des résidus. Plus tard (7 à 8 heures après le début de l'essai), les valeurs de k_v deviennent presque constantes à environ 3×10^{-7} m/s. Ces valeurs de k seront discutées dans la suite de ce chapitre.

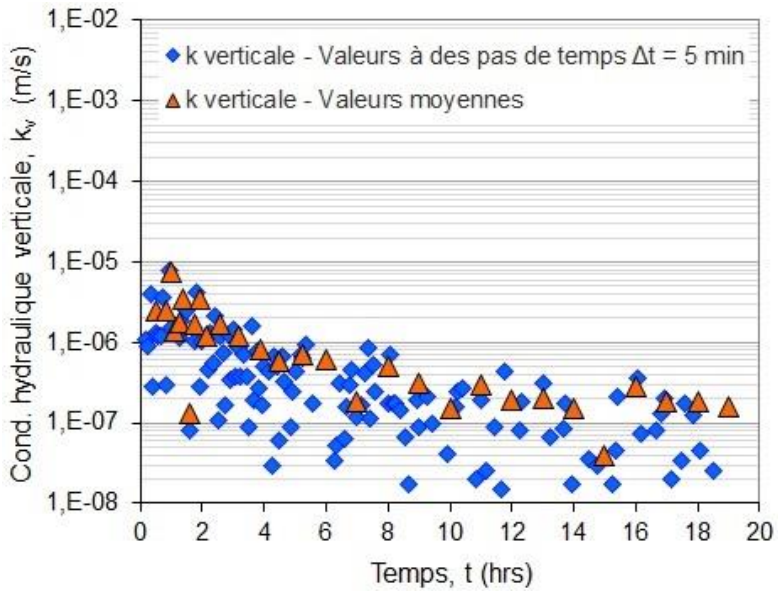

Figure 6-32 Conductivité hydraulique verticale k_v mesurée durant l'essai RI-2D-4 avec inclusion (valeurs à toutes les 5 minutes et valeurs moyennes à des intervalles de temps plus grands et variables).

6.2.3.2 Conductivité hydraulique horizontale, k_h

Application directe de la relation de Darcy

On peut estimer la conductivité hydraulique horizontale à l'aide de la relation de Darcy. On a pour cela considéré à chaque pas de temps le mouvement de l'eau supposé horizontal au sein des résidus, de l'amont à l'aval (longueur L), tel qu'illustré à la figure 2.12 (section 2.3.6). Au pas de temps considéré, la pression u_1 à l'amont de la surface AB est donnée par la lecture du capteur de pression à l'élévation choisie. À l'aval, la pression u_2 = 0 à la surface de suintement (en contact avec la pression atmosphérique). Dans l'expression de Darcy, la surface A_S ou surface mouillée ici tient compte de l'apport de toute l'interface verticale. Pour les essais en boîte à parois rigides où b = largeur du système, cette surface mouillée a été obtenue expérimentalement à chaque pas de temps à l'aide de l'expression ci-dessous (voir annexe V) :

$$A_S = \Delta H * b = (H_1 - H_2) * b \qquad (6.3)$$

La différence de charge hydraulique a été obtenue par l'expression :

$$\Delta h_{amont_aval} = h_1 - h_2 = \left[(u_1/\gamma) + z_1\right] - \left[(u_2/\gamma) + z_2\right] = u_1/\gamma \qquad (6.4)$$

Car $z_1 = z_2$ (même élévation, le mouvement de l'eau sur toute la longueur L étant considéré horizontal) et $u_2 = 0$ (pression nulle à la surface en contact avec la pression atmosphérique). À chaque pas de temps, la relation de Darcy peut s'écrire sous la forme simplifiée suivante :

$$k_h = (Q_h / A_S) / (\Delta h_{amont_aval} / L) = (Q_h / A_S) / (u_1 / \gamma L) \qquad [\mathrm{L.T^{-1}}] \qquad (6.5)$$

Les résultats montrés à la figure 6.33 indiquent que les valeurs de conductivité hydraulique horizontale k_h évaluées à l'aide de cette approche sont plus élevées au début ($k_v \approx 5.0 \times 10^{-6}$ m/s) lorsque l'indice des vides $e_0 = 1.20$; ceci serait dû à l'état lâche des matériaux. Ensuite la valeur moyenne de k_h se stabilise à une moyenne de 1.0×10^{-6} m/s, avec $e_f \approx 1.0$.

Approche de Dupuit-Forchheimer

L'équation de Dupuit-Forchheimer exprimant une décharge vers un fossé aval vide (équation 2.46), permet d'exprimer la conductivité hydraulique horizontale k_h sous la forme suivante :

$$k_h = (1/b) * 2LQ_h / H_1^2 \qquad [\mathrm{L.T^{-1}}] \qquad (6.6)$$

Où b [L] et L [L] représentent respectivement la largeur et la longueur du système, H_1 [L] est le niveau de l'eau à l'amont du système et Q_h [$\mathrm{L^3.T^{-1}}$] est le débit horizontal à l'interface.

Pour nos essais en boîte avec roches stériles, la longueur L = 80 cm. À chaque pas de temps considéré, H_1 à l'amont du système a été évalué expérimentalement (voir section 6.1.3.1 et annexe U), tout comme Q_h à l'interface (voir figure 6.14 et l'annexe V).

Les résultats obtenus par l'approche de Dupuit-Forchheimer (DF) (basée sur la décharge vers un drain ou fossé vide), présentés à la figure 6.33, indiquent que les valeurs de conductivité hydraulique horizontale k_h au début de l'essai sont plus élevées (de l'ordre de $k_v \approx 9\times10^{-6}$ m/s, à l'état lâche, avec $e_0 = 1.2$). Ensuite la valeur de k_h se stabilise à une moyenne de $2.5\times$x10^{-6} m/s pour un indice des vides $e_f \approx 1.00$.

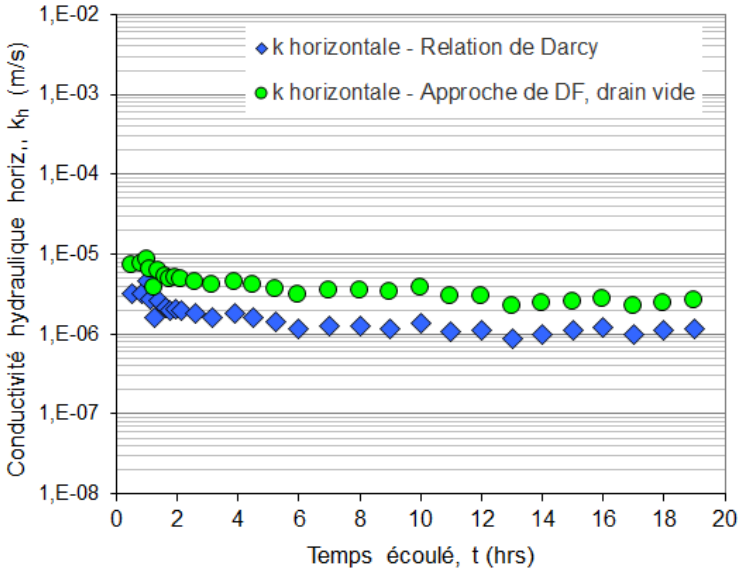

Figure 6-33 Conductivité hydraulique horizontale k_h estimée à l'aide la relation de Darcy et de l'approche de Dupuit-Forchheimer. Essai RI-2D-4.

Comparaison des valeurs de la conductivité hydraulique

La figure 6.34 présente les valeurs des conductivités hydrauliques horizontales et verticales durant l'essai RI-2D-4. On observe que les rapports de conductivités hydrauliques k_h/k_v au début de la consolidation sont relativement proches de l'unité (autour de la ligne 1 : 1), avec des valeurs initiales de k plus élevées ; l'anisotropie initiale serait donc assez faible. Au fur et à mesure que le drainage et la consolidation progressent, les valeurs de k baissent. Il semble se créer des différences plus marquées entre les valeurs de k_v et celles de k_h. L'approche de Dupuit-Forchheimer (DF, voir éq. 2.46) mène à une valeur de $k_{h_moyenne}$ un peu plus grande que celle obtenue à l'aide de la relation de Darcy (éq. 5.4).

On observe aussi à la figure 6.34 que les valeurs de k_h obtenues à l'aide de la relation de Darcy sont à peu près 2 à 7 fois plus grande que k_v, sauf pour certaines valeurs plus affectées par les fluctuations des capteurs de pression. Les valeurs de k_h obtenues à l'aide de l'approche de DF sont 3 à 10 fois plus grandes que k_v mesurée durant la consolidation.

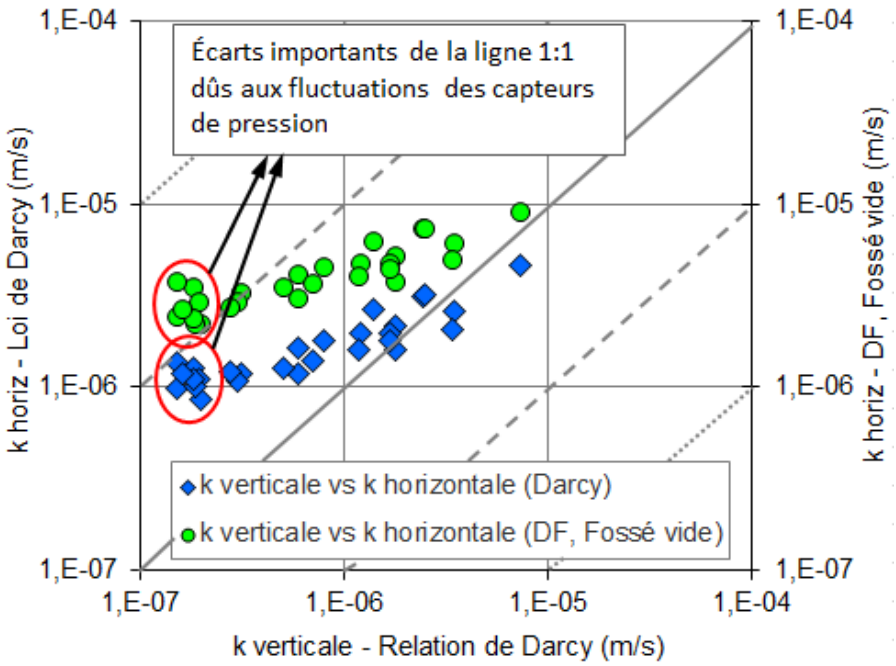

Figure 6-34 Valeurs des conductivités hydrauliques horizontales et verticales durant la consolidation. Essai RI-2D-4.

Pour les essais en cuve cylindrique (RI-AX-1 et RI-AX-2), les valeurs de conductivité hydraulique horizontale k_h calculées au debut de la consolidation à l'aide de l'approche de Dupuit-Forchheimer sont présentés aux tableaux 6.2 et 6.3 en fonction du débit horizontal Q_h. On observe des valeurs de k_h variant de généralement entre 2.2×10^{-6} et 5×10^{-6} m/s.

Tableau 6-2 Valeurs de la conductivité hydraulique horizontale k_h obtenues en fonction du débit horizontal Q_h lors des essais avec drainage axisymétrique (essai RI-AX-1)

Temps, t (sec)	***Débit horiz, Q_h (m^3/s)***	***Flux horiz., q_h (m/s)***	***k_h (m/s)***
0			
300	1.4 E-06	6.5 E-06	2.2 E-06
600	9.0 E-07	4.8 E-06	1.5 E-06
900	9.4 E-07	5.6 E-06	1.7 E-06
1200	9.6 E-07	6.5 E-06	1.8 E-06
1500	1.3 E-06	1.1 E-05	2.8 E-06
1800	1.0 E-06	1.0 E-05	2.5 E-06
2100	9.4 E-07	1.2 E-05	2.8 E-06
2400	9.0 E-07	1.5 E-05	3.3 E-06
2700	5.7 E-07	1.2 E-05	2.6 E-06
3000	6.2 E-07	1.8 E-05	3.9 E-06
3300	5.3 E-07	2.4 E-05	4.9 E-06
3600	3.7 E-07	2.6 E-05	5.2 E-06
3900	2.8 E-07	3.5 E-05	6.9 E-06
4200	1.4 E-07	3.0 E-05	5.9 E-06

Tableau 6-3 Valeurs de la conductivité hydraulique horizontale k_h obtenues en fonction du débit horizontal Q_h lors des essais avec drainage axisymétrique (essai RI-AX-2)

Temps, t (sec)	***Débit horiz, Q_h (m^3/s)***	***Flux horiz., q_h (m/s)***	***k_h (m/s)***
0			
298	2.8 E-06	8.5 E-06	2.8 E-06
598	2.7 E-06	9.1 E-06	2.7 E-06
898	2.8 E-06	1.1 E-05	3.1 E-06
1198	1.8 E-06	8.0 E-06	2.1 E-06
1498	1.7 E-06	8.7 E-06	2.2 E-06
1798	1.5 E-06	9.0 E-06	2.2 E-06
2098	1.4 E-06	9.5 E-06	2.2 E-06
2398	1.2 E-06	9.7 E-06	2.2 E-06
2698	8.2 E-07	7.3 E-06	1.6 E-06
2998	1.0 E-06	1.1 E-05	2.3 E-06
3298	9.8 E-07	1.2 E-05	2.6 E-06
3598	6.1 E-07	8.8 E-06	1.8 E-06
3898	6.9 E-07	1.2 E-05	2.4 E-06
4198	5.3 E-07	1.1 E-05	2.2 E-06
4498	4.9 E-07	1.2 E-05	2.4 E-06
4798	3.7 E-07	1.0 E-05	2.1 E-06
5098	4.5 E-07	1.6 E-05	3.2 E-06
5398	4.1 E-07	2.0 E-05	3.8 E-06
5698	1.6 E-07	9.1 E-06	1.8 E-06
5998	5.7 E-07	6.6 E-05	1.3 E-06

6.2.4 Discussion des résultats des essais de laboratoire

Les résultats de l'essai en boîte sur les résidus seuls (sans roches stériles, RS-2D-1) ont montré des changements de l'indice des vides, du poids volumique et de la teneur en eau plus importants à la base de la couche de résidus et moins importants au sommet. Les résultats de l'essai avec résidus et roches stériles (RI-2D-1) ont montré que ces changements sont relativement plus uniformes sur tout le profil vertical. Lors du démontage de cet essai RI-2D-1 avec résidus et roches stériles, les résidus ont également montré une densité quasi-uniforme sur l'élévation de la boîte. Cette différence de comportement serait en partie liée à l'effet de la rigidité des roches stériles. Lorsque des matériaux mous sont en contact avec des matériaux plus rigides, il se produit un transfert de contraintes du matériau mou vers le matériau rigide, ce qui peut engendrer une accélération de la consolidation (due à la baisse de l'incrément des contraintes), avec une dissipation des surpressions interstitielles plus rapide (e.g. Han et Ye, 2002). On anticipe également un gain de résistance au cisaillement et de rigidité du matériau mou (e.g. Indraratna et al., 2005 ; Basu et al., 2010). Comme le transfert de contraintes a lieu le long de tout le profil vertical, les matériaux mous (résidus) présentent un comportement pratiquement identique de la base au sommet à proximité du matériau plus rigide. Ce comportement est quelque peu différent de celui des résidus lors de la consolidation 1D sans présence de roches stériles. Pour nos essais de laboratoire avec roches stériles (RI-2D-1, RI-2D-2, RI-2D-3 et RI-2D-4), le comportement des résidus (durant l'essai et au démontage) a d'ailleurs été diffèrent de celui des résidus sans roches stériles (RS-2D-1). Toutefois, pour l'essai qui a été réalisé avec des roches stériles saturées (et des résidus beaucoup plus humides, voir tableau 3.5), l'accélération de la consolidation s'est avérée moindre que les essais où ces roches stériles étaient initialement sèches ; le comportement des résidus en présence de stériles saturés (lors du démontage) a également été différent car ceux-ci étaient beaucoup plus mous à la fin de l'essai.

Lors des essais avec une inclusion de roches stériles, l'accélération de la consolidation occasionnée par la présence de l'inclusion (qui joue le rôle de drain vertical) est accentuée par le transfert horizontal de l'eau vers les roches stériles initialement sèches, qui favorise une baisse additionnelle des pressions interstitielles. Cette baisse additionnelle des pressions interstitielles en présence d'une inclusion de roches stériles dépend de plusieurs facteurs, c'est-à-dire les conditions imposées. Parmi ces conditions, on peut citer l'épaisseur de la couche mise en place, la présence

d'un géotextile à l'interface, la teneur en eau initiale des résidus (w_0, et l'indice des vides correspondant e_0), l'état initial des roches stériles (saturées ou non), le temps d'exposition aux conditions atmosphériques (et la possible désaturation qui pourrait s'en suivre) et l'accumulation en surface (ou non) de l'eau expulsée vers la surface. Lorsque les roches stériles utilisées comme inclusion sont dans un état initial sec, elles favorisent un transfert horizontal plus important de l'eau (vers l'inclusion). Ceci engendre un gradient hydraulique plus élevé dû à la différence des niveaux d'eau entre les deux côtés du modèle (résidus et roches stériles), et par conséquent un drainage latéral et des baisses de pressions interstitielles plus rapides. Par contre, lorsque les roches stériles sont dans un état initial saturé (c'est-à-dire lorsque la couche des résidus et celle des roches stériles sont mises en place simultanément et progressivement en petites couches comme lors de l'essai RI-2D-1), le gradient horizontal est plus faible. Ceci se traduit par une quasi-absence de consolidation due au drainage horizontal. Lorsque les résidus sont directement en contact avec les roches stériles (absence de géotextile à l'interface, comme à l'essai RI-2D-2), l'écoulement peut favoriser une migration des résidus vers les roches stériles. Lorsque les fines particules (des résidus) se déplacent vers les roches stériles, les tassements engendrés peuvent être un peu plus grands. Toutefois, lorsque les gradients sont peu élevés (comme dans le cas de nos essais de laboratoire), la quantité de particules fines susceptibles de migrer semble très limitée et l'effet de contamination des roches stériles par les résidus sur la vitesse de consolidation s'est avérée négligeable. Une plus faible épaisseur initiale H_0 de la couche mise en place engendre un équilibre plus rapide des niveaux d'eau (descendant côté résidus et montant côté inclusion). L'assèchement des résidus en surface est moins marqué lorsque le temps d'exposition des résidus aux conditions atmosphériques est court.

L'accumulation de l'eau qui se draine vers la surface des résidus peut jouer un rôle sur les pressions interstitielles, mais n'affecte pas significativement la vitesse de dissipation des pressions interstitielles pour les conditions de laboratoire. Ceci a surtout un effet sur la baisse additionnelle des pressions (due à l'assèchement) ainsi que sur les valeurs « finales » des pressions d'eau. Lorsque l'eau drainée en surface est orientée vers les inclusions de roches stériles (comme à l'essai RI-2D-3), elle remplit les vides de celles-ci, ce qui diminue la différence de niveaux d'eau entre le compartiment occupé par les résidus et celui des roches stériles. Le gradient hydraulique horizontal est affecté par cette baisse rapide de la différence des niveaux d'eau, ce qui affecte aussi la baisse

des pressions interstitielles. Lorsque l'eau drainée en surface est évacuée vers l'extérieur du système (comme à l'essai RI-2D-4), le gradient horizontal diminue moins rapidement que dans les autres cas, ce qui occasionne une baisse plus marquée des pressions interstitielles. Et lorsque cette eau s'accumule en surface, elle empêche un assèchement des résidus en surface, ce qui limite la baisse additionnelle des pressions interstitielles.

Le mouillage produit usuellement un accroissement des pressions interstitielles. Si une couche d'eau entre en contact (à la surface) des résidus ayant déjà entamé une désaturation (avec une succion matricielle dans le haut), il va s'en suivre une infiltration de l'eau au sein de la couche de résidus. Les pressions interstitielles dans cette couche vont croître à la suite de ce mouillage. Comparativement au cas où les résidus en place sont initialement saturés, les pressions interstitielles pour des résidus initialement non saturés (avec des succions matricielles dans la partie haute) seront moins élevées. Si ces résidus non saturés re-mouillés sont en contact avec une inclusion de roches stériles (comme aux essais RI-2D-3 et RI-2D-4), il va se produire un transfert horizontal de l'eau (qui est présente au sein des résidus, tout comme celle qui s'infiltre à partir de la surface) vers les roches stériles. Ceci va engendrer un séchage à partir de la surface des résidus et va accroître les succions matricielles dans la partie supérieure de la couche de résidus, et donc une baisse additionnelle des pressions interstitielles.

Les résultats des essais en cuve cylindrique (avec inclusion centrale) ont montré que la taille de l'inclusion (par rapport à la taille du modèle physique) peut avoir un impact sur la vitesse de baisse des pressions interstitielles. Pour les conditions de laboratoire, lorsque la taille de l'inclusion est plus grande, le débit d'eau transitant par l'interface est aussi plus grand. Ceci engendre une baisse plus rapide des pressions interstitielles au sein des résidus et un emmagasinement de l'eau plus important au sein de l'inclusion de roches stériles. L'effet du transfert horizontal de l'eau est plus faible lorsque la dimension de l'inclusion est plus petite car la remontée de l'eau au sein de l'inclusion s'effectue plus rapidement.

Lors de l'ajout d'une surcharge sur une couche de residus en place (comme à l'essai RI-2D-4), le transfert horizontal de l'eau vers l'inclusion réduit l'accroissement des pressions interstitielles. Il en est de même lorsqu'on ajoute une nouvelle couche sur une autre couche de résidus en place

(comme à l'essai RI-AX-3). Dans ces cas (deux essais), la présence de l'inclusion de roches stériles a tendance à ramener les pressions interstitielles à un niveau plus bas par rapport au cas sans inclusion de roches stériles. Les pressions maximales mesurées (à une élévation donnée) après ajout de la surcharge sont plus faibles que la valeur théorique (i.e. $\Delta\sigma = \Delta u = \gamma_{tot} * \Delta z$ obtenue pour les résidus seuls), surtout lorsque des succions matricielles sont déjà présentes dans la partie supérieure de la couche de résidus en place. Lors d'une déposition multicouche, une couche de résidus en contact avec des roches stériles peut se drainer selon 3 voies : un drainage vertical vers la surface, un drainage horizontal (qui occasionne un transfert de l'eau vers l'inclusion de roches stériles) et un possible drainage vers le bas (infiltration vers la couche sous-jacente, engendrant un remouillage de celle-ci, en présence de succions).

Lors des essais menés ici, les plus grands tassements (variations de l'indice des vides) lors d'une déposition multicouche surviennent à l'étape de mise en place de la couche (lors de la consolidation sous le poids propre). Aux étapes suivantes (lorsque la couche se consolide sous la charge des couches ajoutées au-dessus), il se produit des tassements additionnels qui n'ont pas la même ampleur que les tassements initiaux, notamment parce que les résidus sont devenus moins déformables. L'ampleur des tassements et de l'indice des vides d'une couche donnée varie donc avec la déposition multicouche.

La dissipation des surpressions interstitielles en un point proche de l'inclusion des roches stériles (e.g. selon les mesures réalisées avec les sondes ECH_2O placées au milieu de la boîte, à 35 cm de l'inclusion de roches stériles) est plus rapide que celle en un point plus éloigné de l'inclusion (e.g. mesures avec les capteurs de pression OMEGA placées à la paroi de la boîte, à 80 cm de l'inclusion). En un point proche de l'inclusion de roches stériles, le temps requis pour compléter la consolidation est plus faible car la longueur du chemin de drainage (distance du point considéré à l'inclusion) est plus petite. Ce temps est plus grand pour les points situés loin de l'inclusion (sur la paroi de la boîte).

Selon les deux approches utilisées ici pour estimer la conductivité hydraulique (Darcy ou Dupuit-Forchheimer), la conductivité hydraulique horizontale initiale est pratiquement égale à la

conductivité hydraulique verticale initiale (les valeurs initiales de k se situent autour de la ligne 1 :1 à la figure 6.34, avec $k_{h\text{-}0} \approx k_{v\text{-}0} \approx 5$ à 8 E-06 m/s). Ceci indique que le matériau a été mis en place dans un état isotrope au départ. Les résultats de ces analyses indirectes semblent indiquer que l'anisotropie augmente avec la consolidation (k_h devient de plus en plus grand par rapport à k_v pour les deux approches utilisées). Ceci pourrait être dû à un possible déplacement ou à une réorganisation des particules par le drainage horizontal. Cette anisotropie (déduite des conditions de laboratoire) pourrait avoir une incidence sur l'effet des inclusions (si elle se manifeste), comme on le verra lors de l'analyse des essais de laboratoire en cuve cylindrique (essai RI-AX-2) à l'aide des solutions analytiques. La valeur de k_{sat} des mêmes résidus, estimée à l'aide du modèle KCM, est de 4.01 E-06 m/s pour un indice des vides e = 1.2 ; cette valeur est proche de celle obtenue à l'aide des mesures indirectes en début de consolidation ($k \approx 5$ à 8 E-06 m/s pour e_0 = 1.2, présentée ci-dessus et aussi à la figure 6.34). Les essais triaxiaux ont été menés avec des valeurs de e plus faibles ($e < 1$ et constant durant l'essai) car l'échantillon de matériau à tester doit être initialement densifié (afin de pouvoir mener l'essai).

La conductivité hydraulique k_{sat} mesurée sur les mêmes résidus lors de l'essai triaxial est de 2.5 E-07 m/s pour un indice des vides de e = 0.66. Pour la même valeur de e, le modele KCM prédit aussi une valeur de k_{sat} identique, soit 2.48 E-07 m/s (voir tableau 4.7). La valeur finale de k lors du processus de consolidation peut être plus faible que celle obtenue lors de la caractérisation des matériaux en laboratoire, même pour des indices des vides finaux égaux, particulièrement lorsque l'indice des vides en début de consolidation est élevé (e.g. $e > 1$). Ceci pourrait être dû à l'effet de l'anisotropie, qui tend à réduire la valeur globale (moyenne) de k_v. Aussi, la quantité d'eau drainée vers la surface durant la consolidation (et qui intervient pour la détermination de k selon la loi de Darcy, voir équation 5.4) est mesurée avec une précision limitée, ce qui engendre une incertitude sur cette valeur de k (qui s'ajoute à celle sur la mesure des pressions).

CHAPITRE 7 MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET ANALYTIQUE DES ESSAIS DE LABORATOIRE

7.1 Introduction

Dans ce chapitre, on a utilisé des modèles numériques et solutions analytiques pour aider à interpréter les principaux résultats de nos essais de laboratoire. Cette étape vise aussi à développer des méthodes pour l'analyse du comportement des résidus en présence de roches stériles à l'échelle du parc à résidus, sous diverses conditions.

Les essais suivant seront analysés ici pour la calibration et la validation des modèles :

- Consolidation (déposition) d'une couche de résidus en boîte à parois rigides
- Déposition de couches successives de résidus en grande colonne instrumentée
- Comportement des résidus et roches stériles en boîte avec drainage 2D
- Comportement des résidus et roches stériles en cuve avec drainage axisymétrique.

Le code Sigma/W a été utilisé pour nos modélisations numériques. En plus de sa disponibilité au laboratoire, ce code a été retenu car il a déjà été utilisé (et validé) avec succès lors des études antérieures impliquant divers résultats d'essais de compression en petites et grandes colonnes et de consolidation œdométrique engendrant des petites déformations.

Plus spécifiquement, Pedroni (2012) a simulé, à l'aide du code Sigma/W des essais de laboratoire en grande colonne portant sur la consolidation des argiles et des boues de traitement à teneurs en eau initiales élevées. Son investigation a démontré qu'il est possible de reproduire des grandes déformations à l'aide de Sigma/W si on adapte les propriétés évolutives des matériaux à chaque pas de temps (voir aussi Pedroni & Aubertin, 2013). L-Bolduc (2012) a utilisé les résultats de ses essais de compression sur des échantillons de résidus en petite colonne pour valider Sigma/W (voir aussi L-Bolduc & Aubertin, 2014). Jaouhar (2012) a aussi utilisé Sigma/W et a trouvé une bonne correspondance entre ses résultats numériques et les solutions analytiques de Leo (2004). Il a analysé la consolidation des résidus en présence d'inclusions de roches stériles, en attribuant aux deux matériaux en présence un comportement élastoplastique. El-Mkadmi (2012) a utilisé

Sigma/W pour simuler le comportement (consolidation) de résidus utilisés comme remblais dans des chantiers miniers souterrains (voir aussi El-Mkadmi et al., 2014).

Les aspects suivants seront investigués avec le code Sigma/W à l'aide des résultats de nos essais de laboratoire :

- La consolidation des résidus sous leur poids propre ;
- La consolidation des résidus lors de la déposition en couches successives, engendrant des tassements de chacune des couches à chaque étape de déposition ;
- La consolidation des résidus en présence d'inclusions de roches stériles, avec inclusion longitudinale ou cylindrique et avec deux modèles de comportement.

La solution analytique de Gibson (1958) sera également utilisée pour évaluer les pressions d'eau et les déformations engendrées lors la consolidation des dépôts multicouches de résidus sans inclusion. D'autres solutions analytiques seront utilisées afin d'identifier ceux qui peuvent reproduire les résultats de nos essais de laboratoire en présence de roches stériles. Les modèles retenus seront ensuite utilisés au chapitre 8 pour des analyses à plus grande échelle.

7.2 Modèles numériques

Pour procéder à des simulations numériques, il faut d'abord construire un modèle conceptuel afin de représenter la manière dont on traduit la réalité selon diverses simplifications et idéalisations. Pour constituer le modèle conceptuel et ensuite le modèle numérique des essais de laboratoire, il faut définir les dimensions et la géométrie du domaine, les caractéristiques utiles des résidus (et celles des roches stériles en cas de juxtaposition), les conditions initiales et aux frontières durant l'essai et les lois de comportement ainsi que les paramètres des matériaux. Les éléments nécessaires pour la constitution des modèles conceptuels et numériques pour l'analyse de nos essais de laboratoire sont illustrés à la figure 7.1 et sont présentés en détail dans cette section.

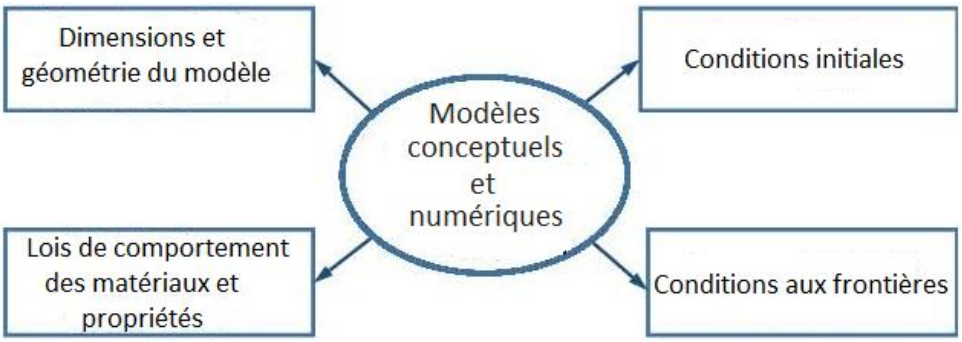

Figure 7-1 Éléments fondamentaux pour la constitution des modèles conceptuels et des modèles numériques servant ici à l'analyse de la consolidation des résidus.

7.2.1 Conditions géométriques

Les figures 7.2 à 7.4 montrent le modèle conceptuel général et la géométrie des modèles servant pour les simulations numériques de nos essais de laboratoire. Ces modèles sont définis dans Sigma/W comme étant à deux dimensions.

Pour la modélisation des essais avec couches successives en colonne (essais RMC-A1, RMC-A2, RMC-A3, RMC-B1 et RMC-B2), la dimension horizontale est le diamètre de la colonne (figure 7.2). La dimension verticale est définie par la somme des épaisseurs des couches mises en place lors de l'essai. Les dimensions des modèles indiquées à la figures 7.2 sont précisées aux sections 3.3.2, 3.4.2 et au tableau 3.4. La modélisation de la consolidation avec le code Sigma/W suivant certains modèles de comportement (tel que Cam-Clay Modifié) exige d'ajouter à la base du modèle une couche de matériau de fondation. Pour nos modèles conceptuels, on a attribué à cette couche une faible épaisseur de 5 cm. Le rôle et les propriétés de cette couche seront décrits plus loin.

L'essai de consolidation des résidus sans roches stériles en boîte à parois rigides (essai RS-2D-1) a été simulé à l'aide du logiciel Sigma/W en 2D. La dimension longitudinale du modèle est la longueur de la boîte (section 3.3.2 et tableau 3.5). La dimension verticale du modèle est l'épaisseur de la couche de résidus lors de l'essai. Pour un modèle 2D, la largeur (3e dimension) est théoriquement infinie, ce qui n'est pas le cas dans essais ; mais comme les parois sont imperméables, on peut tout de même négliger les écoulements dans cette 3e direction. On ajoute

également à la base du modèle la couche de matériau de fondation de faible épaisseur. Les dimensions et géométrie du modèle pour cet essai sont présentées à la figure 7.3.

Pour la modélisation des essais avec résidus et roches stériles en boîte à parois rigides (essais RI-2D-1, RI-2D-2, RI-2D-3 et RI-2D-4 décrits au tableau 3.5), le modèle conceptuel et numérique inclut deux compartiments tel que décrit dans le protocole expérimental (section 3.4.2.2). Ces compartiments sont occupés par les roches stériles et les résidus miniers ; les dimensions horizontales respectives sont de 25 cm et 80 cm tel qu'illustré à la figure 7.4.

Pour les essais RI-2D-1, RI-2D-2 et RI-2D-4, la dimension verticale du modèle est l'épaisseur de la couche de résidus (et de roches stériles) lors de l'essai, soit 60 cm (figure 7.4). Pour l'essai RI-2D-2, cette épaisseur est de 50 (tableau 3.5). Une couche de matériau de fondation est ajoutée à la base du modèle.

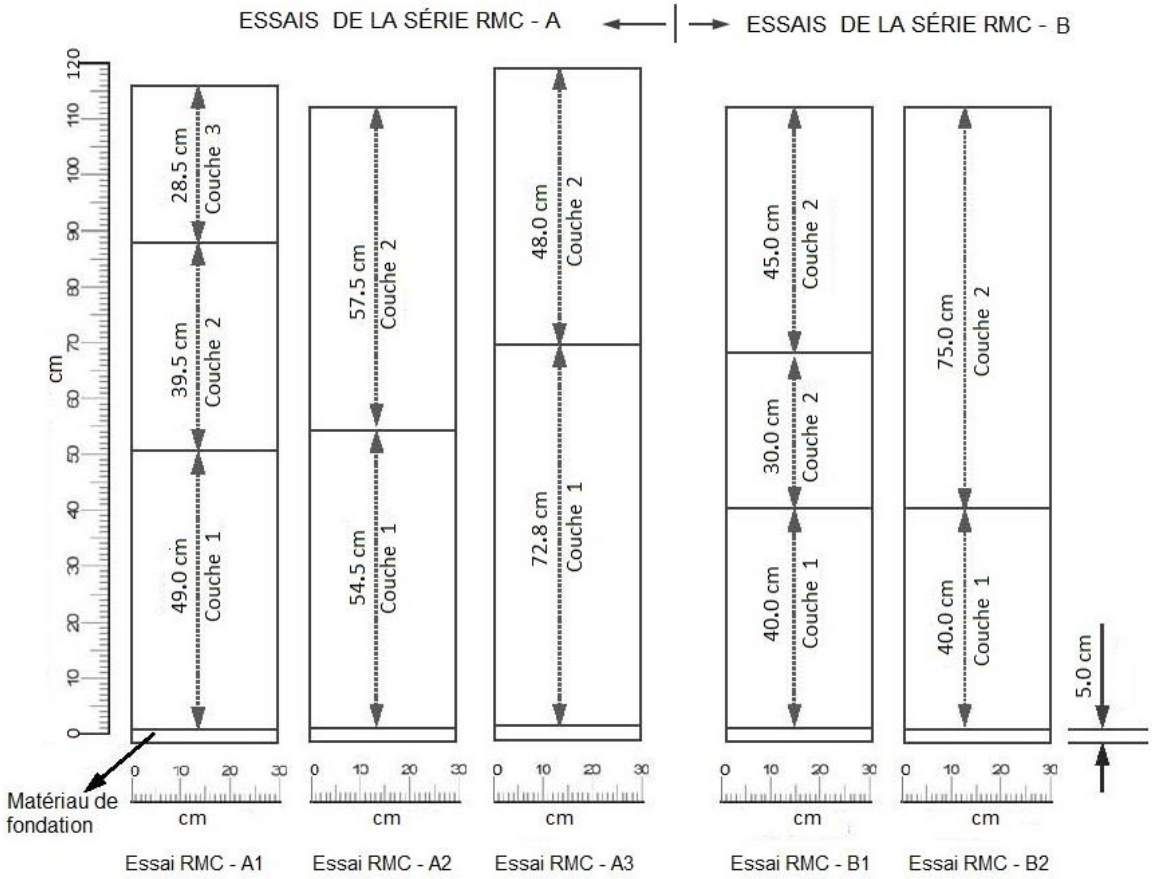

Figure 7-2 Géométrie et dimensions des modèles servant à la simulation 2D des essais en colonne (consolidation des résidus en couches successives). Les différents essais sont indiqués au bas de chaque modèle (géométrie).

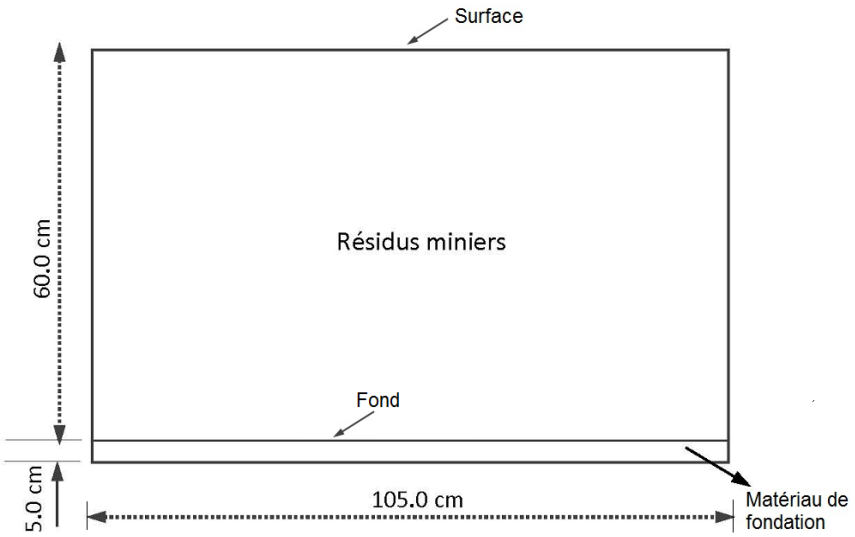

Figure 7-3 Géométrie et dimensions du modèle conceptuel utilisé pour la simulation de l'essai RS-2D-1 avec résidus sans roches stériles en boîte à parois rigides.

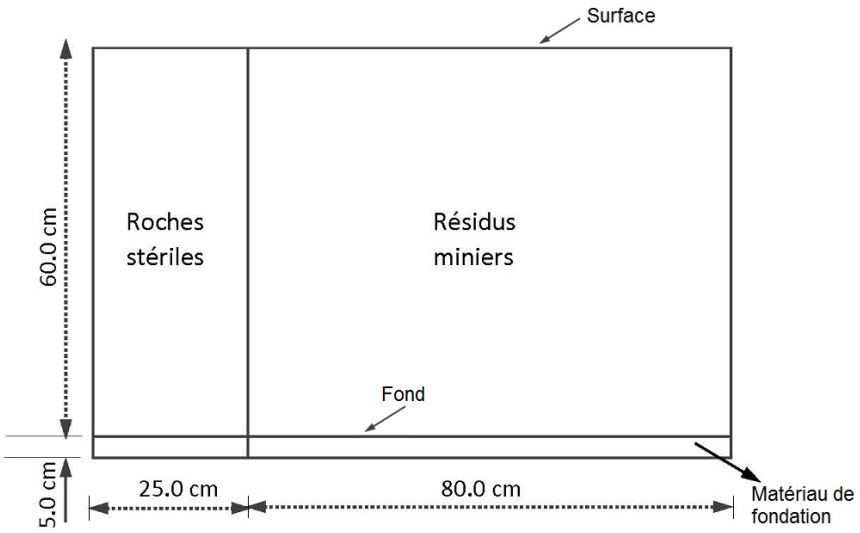

Figure 7-4 Géométrie et dimensions du modèle conceptuel servant à la simulation des essais avec résidus et roches stériles en boîte (essais RI-2D-1, RI-2D-3 et RI-2D-4).

7.2.2 Propriétés des matériaux et modèles de comportement

On a utilisé les propriétés des résidus mesurées en laboratoire ou déduites des résultats des essais de consolidation pour les simulations numériques de nos essais de laboratoire. D'autres propriétés non mesurées ici mais requises à l'application du code numérique ont été évaluées à partir de la

littérature pour des résidus ayant des distributions granulométriques identiques. Il en est de même des propriétés des roches stériles et des matériaux de fondation.

7.2.2.1 Propriétés et loi de comportement des résidus miniers

Les propriétés des résidus miniers ont été déterminées lors de la caractérisation ou évaluées selon les données des essais de consolidation laboratoire (voir sections 4.1, 5.2 et 6.3.3). Le tableau 7.1 présente une synthèse des propriétés (mesurées et non mesurées) prises en compte pour les simulations numériques. Le modèle Cam-Clay Modifié (CCM) a été retenu pour représenter le comportement des résidus durant les essais de laboratoire.

La teneur en eau initiale w_0 à la mise en place des résidus pour chaque essai de laboratoire est présentée aux tableaux 3.4 à 3.6 ; la valeur utilisée pour la plupart des essais est de w_0 = 43.5% (en moyenne), ce qui correspond à un indice des vides initial e_0 = 1.20. La conductivité hydraulique saturée des résidus, mesurée durant les essais de consolidation et correspondant à un indice des vides e_0 = 1.2 est de $k_{sat} \approx$ 3.0 E-07 m/s (voir section 6.3.3.1).

La valeur de l'indice de compression C_C et celles des pentes λ et κ (modèle CCM) au tableau 7.1 sont calculées à partir de la relation 5.13 définie pour les résidus Malartic (section 5.3.1). Le poids volumique initial $\gamma_0 = \gamma_{sat}$ est déduit de la valeur de l'indice des vides e_0 (la densité relative des grains étant connue, D_r = 2.75). La cohésion effective des résidus n'a pas été mesurée ; une valeur très faible (c = 0.02 kPa) a été prise en compte pour les simulations numériques du comportement des résidus miniers reconnus comme étant des matériaux sans cohésion (voir tableau 2.1). L'angle de friction ϕ' = 36° (essais de de Poncelet 2011 sur les résidus de la mine Canadian Malartic). Le coefficient de Poisson déduit de cet angle de friction ($\nu = (1 - \sin\phi')/(2 - \sin\phi')$) est de ν = 0.30 et la pente de la ligne d'état critique M (= $6 \sin\phi'/(3 - \sin\phi')$) du modèle CCM est de 1.46. L'angle de dilatance a été pris égal à zéro (Ψ = 0). L'OCR des résidus miniers est pris égal à 1 ; ces matériaux sont normalement consolidés. Le module de Young E des résidus miniers peut se calculer automatiquement dans Sigma/W sur base du modèle de Duncan et Chang (1970).

La courbe de rétention d'eau (CRE) des résidus Malartic a été mesurée en laboratoire. La CRE lissée dans Sigma/W est présentée à la figure 7.5.a. Les principaux paramètres de rétention d'eau, tirés de la CRE, sont présentés au tableau 7.1. L'AEV est déterminée à la figure 4.5 par la méthode des tangentes sur la CRE S_r versus ψ (et non sur la CRE θ vs ψ en raison de la baisse de θ dès l'application des faibles succions ; e.g. Mbonimpa et al., 2006 ; Saleh Mbemba, 2010). La fonction de conductivité hydraulique k_{unsat} a été générée dans Sigma/W selon la CRE, en utilisant le modèle de Fredlund et al. (1994). Ce modèle a été préféré à celui de van Genuchten (1980) car les simulations préliminaires ont indiqué qu'il engendre moins de problèmes de convergence. Selon Mbonimpa et al. (2006), ce modèle permet d'obtenir une bonne estimation de la fonction k_{unsat}. La fonction de conductivité hydraulique des résidus Malartic, générée et lissée dans Sigma/W, est présentée à la figure 7.5.b.

Tableau 7-1 Propriétés des résidus miniers (avec le modèle Cam-Clay Modifié)

Paramètre	***Valeur***
Teneur en eau initiale moyenne, w_0	43.5%
Indice des vides initial moyen, e_0	1.20
Angle de friction, ϕ'	36°
Conductivité hydraulique saturée, k_v	3.0 E-07 m/s pour e = 1.20
Poids unitaire, γ_{sat}	17.86 kN/m^3 pour e = 1.20
Angle de dilatance, Ψ (ou φ)	0°
Indice de compression, C_C	0.077 pour e = 1.20
Indice de recompression, C_r	≈ 20% de C_C, soit ≈ 0.0154 pour e = 1.20
Pentes λ liée à C_C	0.034 pour e = 1.20
Pente κ liée C_r	0.007 pour e = 1.20
Pente de la ligne d'état critique, M	1.46
Coefficient de Poisson, ν (ou μ)	0.30
Cohésion effective, c'	0.02 kPa
Paramètres de rétention d'eau	θ_s = 0.53 ; ψ_a = 65 kPa ; ψ_r = 1050 kPa ; $\theta_r \approx 0.05$, S_r = 10% (voir aussi section 4.1.3)

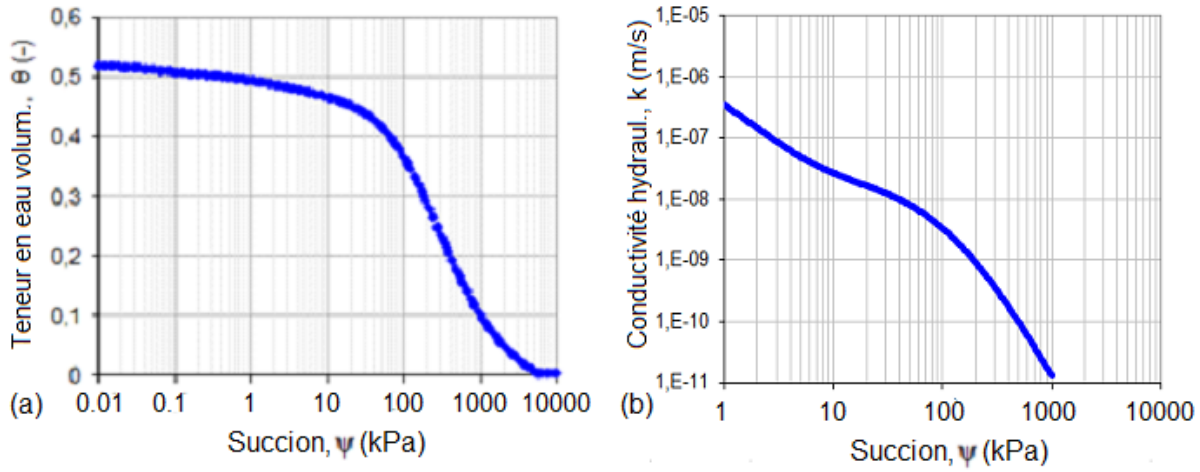

Figure 7-5 (a) Courbe de rétention d'eau (CRE) et (b) fonction de conductivité hydraulique des résidus Malartic utilisées pour les simulations numériques avec Sigma/W.

Ajustement des propriétés des résidus durant une déposition multicouche

Il faut adapter les propriétés des résidus lors des modélisations pour des grands déplacements. Pedroni (2010) a suggéré d'adapter les paramètres λ et κ (reliés aux indices de compression C_C et de recompression C_r, respectivement) progressivement à diverses étapes de calcul (voir aussi Pedroni & Aubertin, 2013) Ceci impliquerait de caractériser au préalable les matériaux et de déterminer λ et κ correspondant à chaque état que les matériaux auront atteint durant le processus. Pour les dépôts multicouches, ceci s'avère difficile à réaliser. La procédure est fastidieuse car cela demande de varier à la fois les propriétés des résidus et les dimensions des couches à la fin de chaque étape de calcul (Pedroni, 2010). Ceci est particulièrement laborieux pour les dépositions en couches successives où les conditions finales (propriétés et dimensions) d'une couche à une étape donnée définissent ses conditions initiales pour l'étape suivante et où ces conditions varient au sein de chaque couche à chaque étape de déposition.

Des abaques permettant d'adapter les propriétés des résidus selon leur état initial ou l'état intermédiaire qu'ils auront atteint ont été conçus durant cette investigation. Ils servent à relier le rapport entre contraintes effectives additionnelles et initiales ($\Delta\sigma'/\sigma'_0$), l'indice des vides initial e_0 (ou la teneur en eau initiale $w_0 = e_0 S_r/D_r$), la déformation ou tassement relatif ($\Delta H/H_0 = S_t/H_0$) et l'indice des vides final e_f. Ces abaques, développés sur base de l'équation de consolidation

(équation 5.12) et de la relation entre l'indice des vides initial e_0 et l'indice de compression C_C des résidus Malartic (équation 5.13), sont présentés aux figures 7.6 et 7.7 (et à l'annexe X). Des exemples de calcul sur l'utilisation des abaques et des comparaisons entre prédictions des abaques et résultats expérimentaux des essais avec couches successives pour des fins de validation sont montrés à l'annexe Y. D'autres comparaisons avec les résultats des modèles numériques seront présentées plus bas.

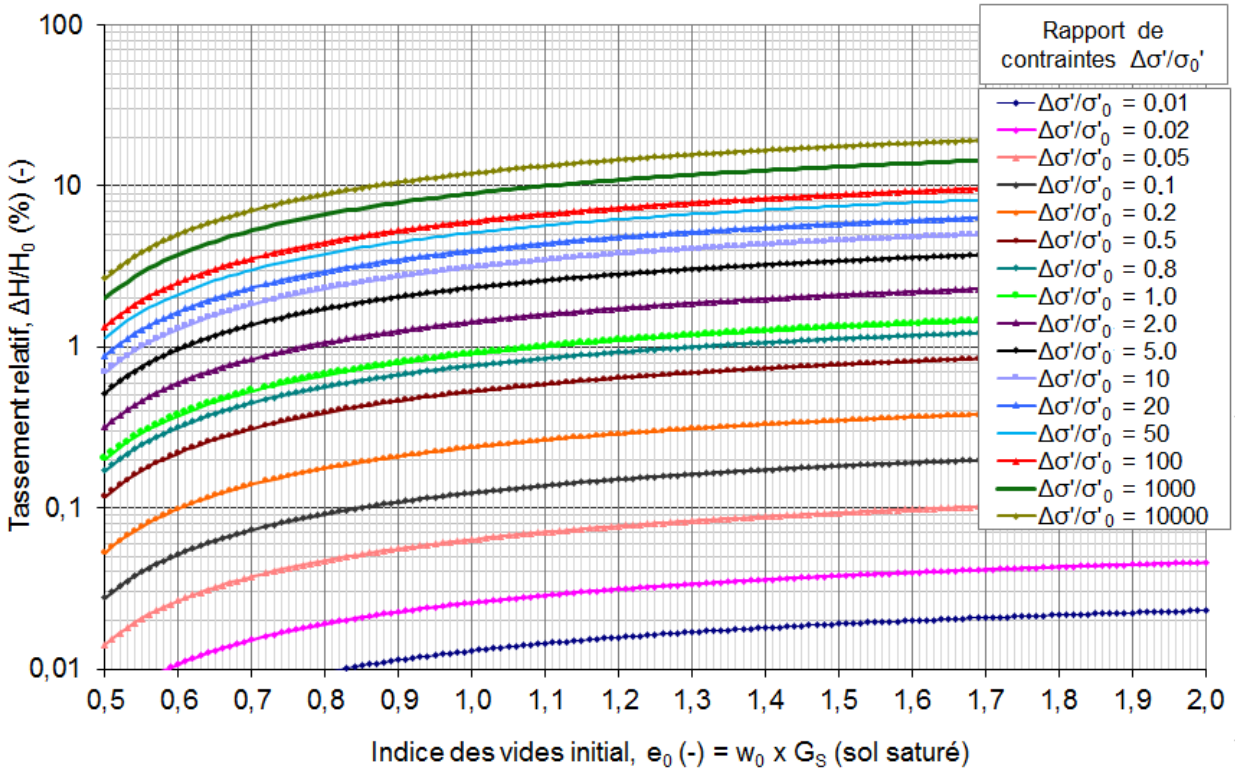

Figure 7-6 Relation entre la déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$), le rapport de contraintes ($\Delta\sigma'/\sigma'_0$) et l'indice des vides initial e_0 pour les résidus miniers investigués.

Les résultats montrés aux annexes X et Y indiquent que les abaques peuvent être utilisés pour :

- l'évaluation de l'indice des vides final e_f et le tassement S_t pour chaque couche à chaque étape de déposition ; ces valeurs peuvent être utilisées pour les simulations avec Sigma/W ;
- la définition des paramètres de consolidation (e_0, γ_0, λ, κ) adaptés à toutes les couches et à toutes les étapes lors des modélisations d'une déposition multicouche avec le code Sigma/W ;
- la vérification (comparaison) des résultats (déformations) obtenus à l'aide du code Sigma/W.

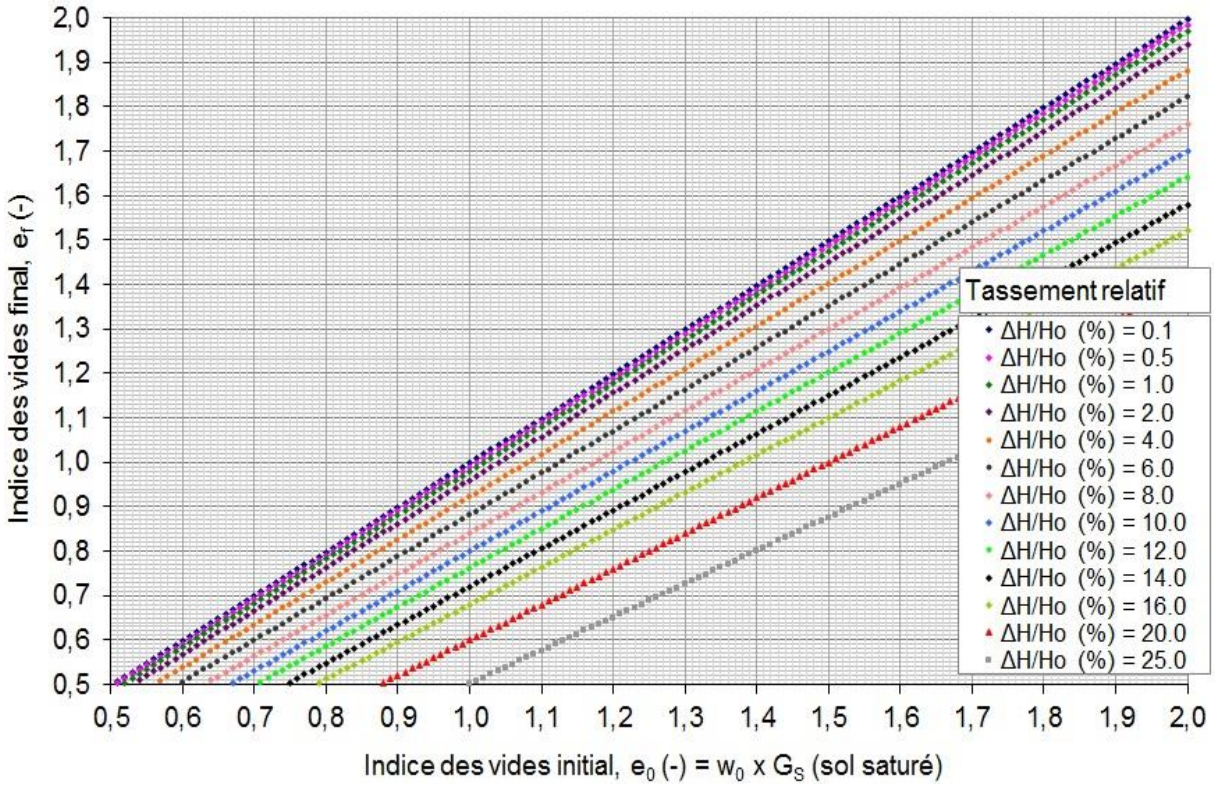

Figure 7-7 Relation entre l'indice des vides final e_f, la déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$) et l'indice des vides initial e_0 pour les résidus miniers investigués.

Procédure d'ajustement des propriétés des résidus pour la simulation des essais en colonne

Les abaques (validés ici et à l'annexe Y) sont utilisés pour ajuster les propriétés des résidus lors des simulations des essais en colonne (pour une déposition multicouche). On décrit dans ce qui suit la procédure (exemple) d'ajustement des propriétés des résidus durant les simulations des essais avec couches successives. On applique l'approche à l'essai RMC-A3 avec 2 couches successives : H_{0_1} = 72.8 cm (w_{0_1} = 50.6% ou e_{0_1} = 1.4) et H_{0_2} = 48.0 cm (w_{0_2} = 44.0% ou e_{0_2} = 1.2).

Les principaux paramètres de consolidation et propriétés des résidus pour les deux couches aux deux étapes de déposition, obtenus des abaques (annexe Y) sont résumées au tableau 7.2. Les valeurs de l'épaisseur initiale H_0 et de l'indice des vides initial e_0 sont connues. L'épaisseur d'une couche à une étape donnée "n" (H_{0_n}) est égale à la différence entre l'épaisseur de la couche à l'étape précédente (H_{0_n-1}) et le tassement cumulé (S_{t_n-1}) prédit à l'aide des figures (abaques). L'indice des vides au début d'une étape "n" (e_{0_n}) est égal à l'indice des vides final à l'étape précédent (e_{f_n-1}).

Les valeurs du poids volumique γ_0 au tableau 7.2 sont calculées à l'aide des relations de base (selon la teneur en eau initiale w_0 ou l'indice des vides initial e_0). Les valeurs de C_C (et des pentes λ et κ reliée à C_r) sont calculées à partir de la relation 5.13 selon le coefficient de compression C_C et l'indice des vides initial e_0 des résidus CM. Les autres valeurs sont directement lues sur les abaques ou peuvent être calculées avec Excel.

Tableau 7-2 Propriétés et paramètres de consolidation obtenus à l'aide des figures pour l'essai RMC-A3 avec déposition des résidus miniers en deux couches successives

Paramètres de consolidation	***Valeur***		
	Étape 1	***Étape 2***	
	Couche 1	***Couche 1***	***Couche 2***
Épaisseur initiale de la couche, H_0 (cm)	72.8	65.4	48.0
Indice des vides initial, e_0 (-)	1.39	1.14	1.20
Poids unitaire initial, γ_0 (kN/m^3)	17.0	17.8	17.6
Indice de compression, C_C (-)	0.099	0.074	0.081
Pente λ (-) / Pente κ (-)	0.043 / 0.009	0.032 / 0.006	0.035 / 0.007
Tassement, $\Delta H = S_t$ (cm)	7.4	0.5	4.2
Tassement relatif, $\Delta H/H_0 = S_t/H_0$ (%)	10.2	0.78	9.0
Épaisseur finale de la couche, H_f (cm)	65.4	64.9	43.8

Selon le tableau 7.2, les propriétés des résidus à introduire dans Sigma/W sont les suivantes : les résidus de la couche 1 à l'étape 1, les résidus de la couche 1 à l'étape 2 et les résidus de la couche 2 à l'étape 2. Pour chaque étape de déposition, l'état initial d'une couche (e_0, γ_0, C_C, λ, κ, M) correspond à l'état final de la même couche à l'étape précédente. Les paramètres ϕ', Ψ, v, c' restent constants.

Un meilleur ajustement des propriétés pour simuler l'essai RMC-A3 est obtenu avec les deux couches subdivisées en petites couches d'épaisseurs variables, tel qu'illustré à la figure 7.8. La figure 7.8.a montre l'étape de modélisation du matériau de fondation, nécessaire pour initier les

calculs de variation de pressions interstitielles avec Sigma/W. À la figure 7.8.b, on subdivise la couche 1 en 10 petites couches mises en place au même moment et ayant toutes les propriétés de la couche 1.

La figure 7.8.c.1 montre l'étape de la simulation où les propriétés des résidus dans la couche 2 ne sont pas ajustées et où le tassement subi par la couche 1 à l'étape 1 n'est pas pris en compte ; ceci est la façon commune d'effectuer les modélisations des dépôts des résidus en couches successives. La figure 7.8.c.2 montre l'étape de la simulation où les propriétés des résidus dans la couche 2 sont pas ajustées et où on tient compte du tassement S_{t_1} déjà subi par la couche 1 à l'étape 1. À la figure 7.8.c.2, on a attribué à la dernière subdivision (1-10) au sommet de la couche 1 une épaisseur équivalente au tassement S_{t_1} prédit à l'avance à l'aide des abaques. Ainsi, à l'étape 2, cette subdivision (1-10) est considérée comme la première subdivision à la base de la couche 2 (elle devient donc la subdivision 2-1 car la subdivision 1-10 n'existe plus à l'étape 2 à cause du tassement subi par la couche 1). On notera donc que les divisions 1-1 à 1-9 à la figure 4.c.2 peuvent avoir des épaisseurs égales ou non, mais la division 1-10 doit avoir une épaisseur bien précise (équivalente au tassement S_{t_1}). On remarque que la hauteur totale de la colonne à la figure 7.8.c.2 est faible par rapport à celle à la figure 7.8.c.1 ; la différence entre les deux hauteurs est liée au tassement de la couche 1.

Lorsque la déposition se fait en plusieurs étapes, la couche 1 inclut des divisions ayant des épaisseurs égales aux tassements de la couche 1 prédits pour chaque étape. Il en sera de même pour toutes les couches sus-jacentes.
La procédure permet d'ajuster les épaisseurs des couches et les propriétés des résidus une fois avant de lancer les calculs lors de modélisations des dépositions multicouches avec Sigma/W. Cette approche sera validée à l'aide des résultats des essais en colonne.

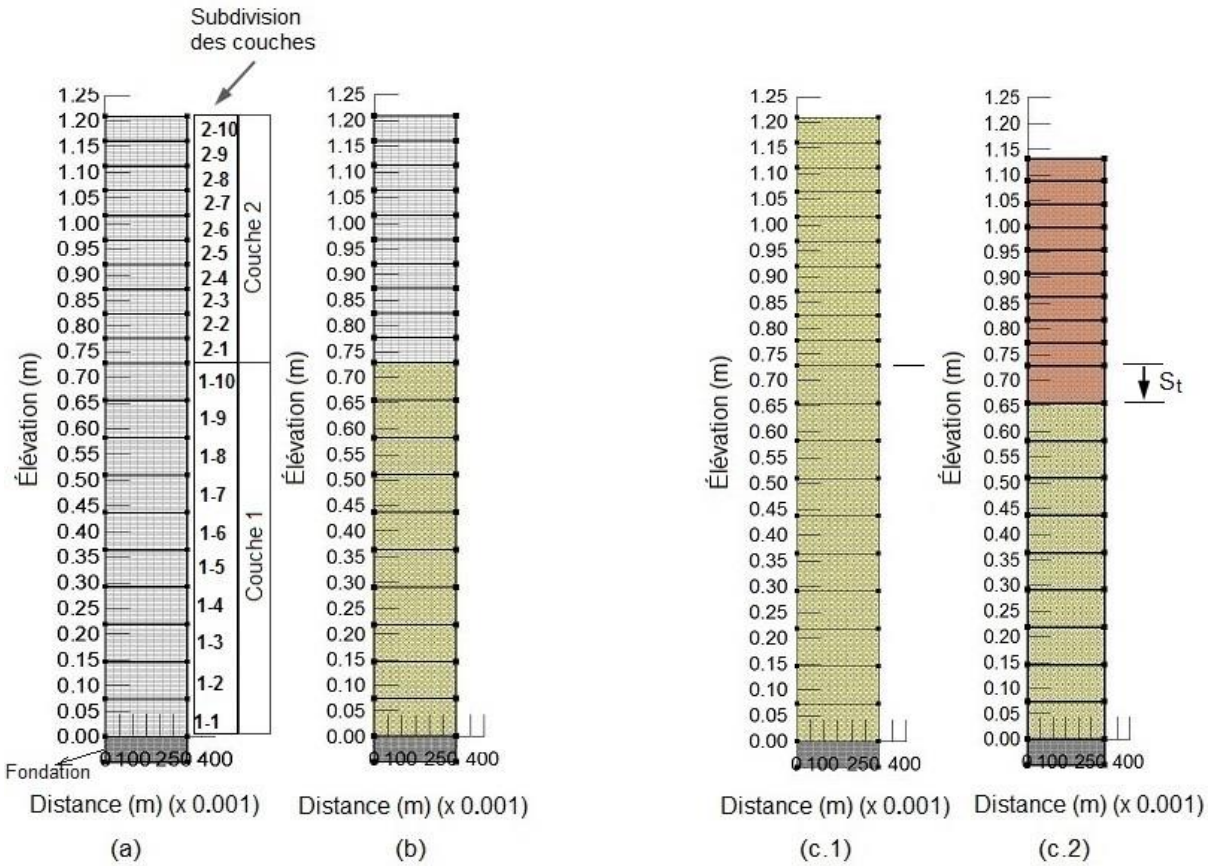

Figure 7-8 Modèle conceptuel pour simuler numériquement l'essai RMC-A3 où chaque couche est subdivisée sous- couches. Les différentes étapes des simulations sont (a) matériau de fondation (b) couche 1 (c.1) couche 2 sans adaptation des propriétés des résidus et sans tenir compte des tassements antérieurs (c.2) couche 2 avec adaptation des propriétés des résidus et tenant compte des tassements antérieurs.

7.2.2.2 Propriétés et loi de comportement des roches stériles

La conductivité hydraulique saturée des roches stériles CM a été mesurée par L-Bolduc (2012) ; une valeur moyenne de k_{sat} = 1.61 E-03 m/s a été obtenue. Le module de Young *E* est pris égal à 75 000 kPa pour des roches stériles de qualité pauvre (relativement lâches) (Anbazhagan et al., 2010 et Maknoon, 2016, voir tableau 2.2). Le poids unitaire saturé γ_d est évalué à l'aide de la porosité *n* (section 4.2.2, tableau 4.9). L'angle de friction peut être pris égal à ϕ' = 37° (tableau 2.2), le coefficient de Poisson relié à cette valeur de ϕ' est de ν = 0.30. La cohésion effective (c') et l'angle de dilatance (Ψ) sont de zéro.

La courbe de rétention d'eau des roches stériles a été générée dans Sigma/W sur base de la distribution granulométrique obtenue lors de la caractérisation en laboratoire et présentée à la figure 4.8. La fonction de conductivité hydraulique k_{unsat} a également été générée par Sigma/W suivant le modèle de Fredlund et al. (1994) ; la conductivité hydraulique saturée k_{sat} (k_{sat} mesurée en laboratoire = 1.61 E-03 m/s) étant une valeur fixée dans le modèle.
Les fonctions hydriques et d'autres paramètres géotechniques des roches stériles utilisés dans Sigma/W sont présentés au tableau 7.3 et à la figure 7.9. La loi de comportement utilisée pour les roches stériles est le modèle Élastoplastique (Mohr-Coulomb).

Tableau 7-3 Propriétés des roches stériles (avec le modèle élastoplastique ou Mohr-Coulomb)

Paramètre	***Description /Valeur***
Module effectif *E*	75 000 kPa
Cohésion effective (c')	0 kPa
Angle de friction interne (ϕ')	37°
Conductivité hydraulique saturée (k_{sat})	1.61 E-03 m/s
Poids unitaire (γ)	20 kN/m^3
Coefficient de Poisson *v*	0.30
Angle de dilatance (φ)	0°

7.2.2.3 Matériaux de fondation

Il est important de définir les propriétés des matériaux de fondation (de base) dans le modèle conceptuel des essais de laboratoire. Ce matériau joue le rôle de substratum rigide et étanche. Le modèle de comportement linéaire élastique a été retenu pour représenter ce matériau.

Les propriétés des matériaux de fondation utilisées lors des simulations numériques sont présentées au tableau 7.4. Ces valeurs sont prises de la littérature. Le matériau de fondation a une conductivité hydraulique saturée très faible ($k_h = k_v = 10^{-12}$ m/s), une rigidité très élevée représentée par un module de Young *E* de 5 E+10 kPa et un coefficient de Poisson *v* de 0.334.

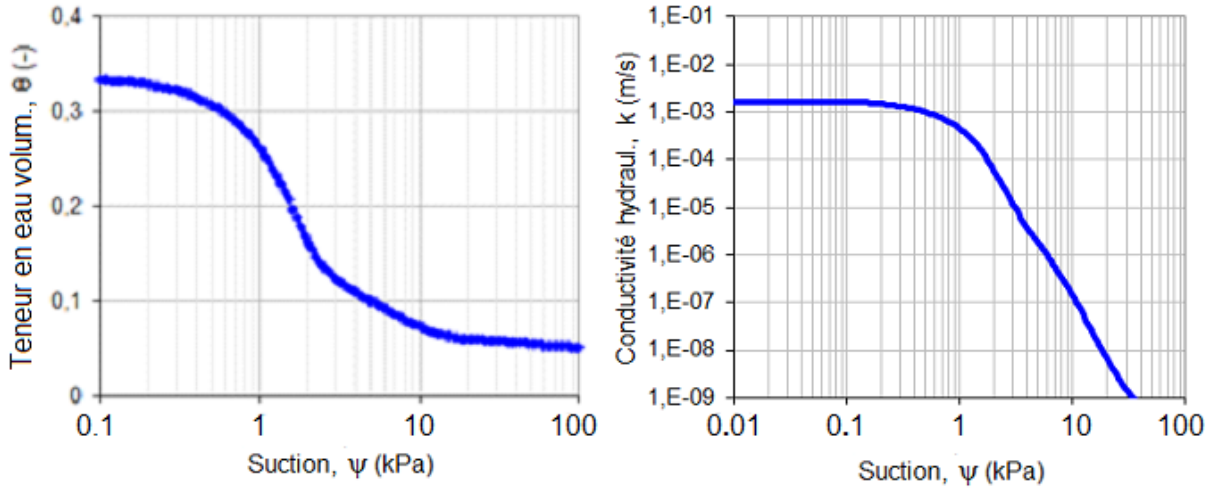

Figure 7-9 (a) Courbe de rétention d'eau (b) fonction de conductivité hydraulique des roches stériles, générées et lissées par Sigma/W, et utilisées lors des modélisations numériques.

Tableau 7-4 Propriétés du matériau de fondation (comportement linéaire élastique)

Paramètres	***Description /Valeur***
Module de Young *E*	5 E+10 kPa
Poids volumique	23.5 kN/m^3
Coefficient de Poisson *v*	0.334
Conductivité hydraulique	k_{sat} = 10 E-12 m/s (base quasi-imperméable).

7.2.3 Conditions initiales et conditions aux frontières

Les conditions initiales doivent être spécifiées pour le modèle numérique. Les conditions initiales utilisées pour ces simulations numériques sont basées sur les caractéristiques des matériaux pour chaque essai de laboratoire. La condition initiale inclus une nappe d'eau en surface. On applique un niveau de nappe constant au sommet (régime permanent sans écoulement ; les résidus sont saturés). La pression interstitielle est nulle (u = 0) à la surface du modèle ; la nappe phréatique reste à la surface des résidus durant le processus de consolidation.

La figure 7.10 illustre les conditions initiales et aux frontières appliquées pour simuler nos essais de laboratoire avec le code numérique Sigma/W. Pour tous les types d'essais, les éléments du

modèle sur les frontières verticales peuvent se déplacer verticalement mais pas horizontalement. Les éléments à la base ne peuvent se déplacer ni verticalement ni horizontalement. Toutes les frontières du modèle numérique (parois verticales et base) sont imperméables. On a appliqué un niveau de nappe d'eau constant au sommet.

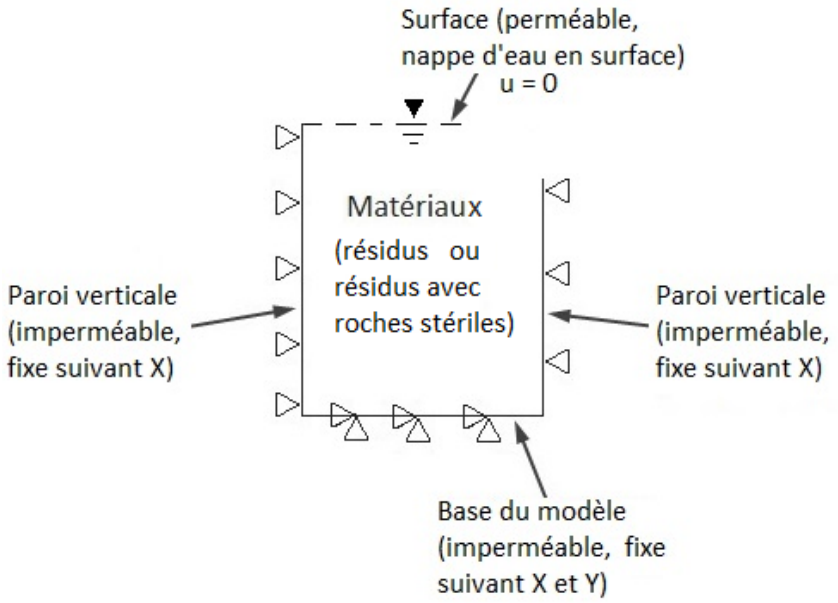

Figure 7-10 Conditions initiales et aux frontières appliquées lors des modélisations de nos essais de laboratoire avec le code numérique Sigma/W.

Chaque simulation commence par une étape initiale (analyse dite "*in situ*") pour obtenir un état d'équilibre de la couche de base (avant le remplissage).

7.2.4 Autres paramètres

Les modèles physiques de laboratoire (cuve à parois rigides et colonne) ayant des formes rectangulaires en vue 2D, le type de maillage carré et rectangulaire a été choisi pour toutes les modèles numériques.

Pour les essais avec couches successives en colonne (essais des séries RMC-A et RMC-B, tableau 3.4), les éléments du maillage ont 5 mm de hauteur sur 25 mm de largeur. Les simulations ont été effectuées avec des nombres d'éléments variant entre 2800 et 3300.

Pour la modélisation de l'essai avec résidus sans roche stérile en boîte (essai RS-2D-1, tableau 3.5), les éléments de maillage ont 20 mm de hauteur sur 5 mm de largeur. La simulation numérique a été effectuée avec 6500 éléments. Pour les modélisations avec résidus et roches stériles en boîte à parois rigides (essais RI-2D-1, RI-2D-2, RI-2D-3 et RI-2D-4, tableau 3.5), les éléments de maillage ont 20 mm de hauteur sur 5 mm de largeur pour la partie occupée par les résidus et 6.25 mm de largeur pour la partie occupée par les roches stériles. Toutes ces simulations ont été effectuées avec un nombre d'éléments supérieur à 6000.

Comme paramètres de convergence, le nombre maximum d'itérations est de 50 pour une tolérance de 0.5%. Les pas de temps sont adaptatifs, avec un minimum de 5 secondes et un maximum correspondant au temps de l'essai de laboratoire (tableaux 3.4 à 3.6). Le nombre d'étapes pour chaque couche est de 100 pour les simulations des essais en colonne et de 150 pour les simulations des essais en boîte, avec des pas de temps qui augmentent de manière exponentielle.

7.3 Solutions analytiques

Des solutions analytiques ont été appliquées pour analyser les résultats de certains essais avec résidus et roches stériles en cuve cylindrique et drainage axisymétrique (essais de la série RI-AX, tableau 3.6). L'essai RI-AX-2 (tableau 3.5) a été évalué à partir des solutions analytiques. Les dimensions du modèle sont présentées au tableau 7.5. Les autres essais de cette série (essais RI-AX-1 et RI-AX-3) ont été réalisés avec des cycles de mouillage et séchage ; leurs résultats sont présentés au chapitre 6 mais ne se prêtent pas à ces solutions analytiques.

Plusieurs solutions analytiques ont été appliquées à l'essai RI-AX-2 ; elles sont présentées à la section 2.4.4. Les propriétés des résidus et celles des roches stériles présentées aux tableaux 7.4 et 7.7 sont utilisées pour chaque solution analytique utilisée. Ces propriétés sont la conductivité hydraulique verticale saturée k_v et le coefficient de consolidation verticale c_v des résidus miniers. Le rapport des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux des résidus c_h/c_v est déduit du rapport de conductivités hydrauliques k_h/k_v (section 6.3.3). Le poids volumique des résidus γ_{sat} est déduit de la teneur en eau initiale w_0 (la densité des grains solides D_r étant connue). La conductivité hydraulique des roches stériles, notée k_w, a également été mesurée par L-Bolduc (2012).

D'autres propriétés des résidus miniers et des roches stériles requises pour l'application de certaines solutions analytiques, ont été évaluées à partir de la littérature. Ceci est le cas du rapport de concentration de contraintes évalué à n_S (ou n_w) = 5 ; cette valeur est proche de celles que Han et Ye (2002) ont considérées pour les colonnes de gravier ($3 \leq n_S \leq 7$). La capacité de décharge du drain a été estimée à q_w = 30 m^3/année sur base de l'équation 2.27 (Terzaghi et al. 1996) ; ceci engendre une résistance du drain négligeable. La valeur de q_w obtenue est une valeur approximative, elle sera réévaluée lors du calage du modèle de Hansbo (1981).

Pour les solutions analytiques qui nécessitent dans leur formulation un diamètre de la zone remaniée D_S autour du drain (e.g. les modèles de Hansbo, 1979 ; Lu et al., 2011 ; Deng et al., 2013 et Lu et al., 2015), on a considéré une petite zone remaniée. On a considéré qu'il y a entre le drain (représenté par les roches stériles) et le sol mou (représenté par les résidus miniers) une petite zone de 2 cm de diamètre où le sol est considéré remanié. Les matériaux dans cette zone sont de même nature que le matériau mou (c'est-à-dire les résidus miniers), on attribue à la zone remaniée les mêmes propriétés que les résidus.

Le modèle de comportement élastoplastique (EP) représente les matériaux utilisés lors de nos essais de laboratoire (résidus et roches stériles).

Tableau 7-5 Dimensions pour la solution analytique (essai RI-AX-2)

Paramètre et symbole	***Valeur et unité***
Épaisseur de la couche H_0 (profondeur moyenne, z)	0.600 m (0.300 m)
Rayon d'influence, r_e (diamètre d'influence, D_e)	0.275 m (0.550 m)
Rayon du drain, r_w (diamètre du drain, D_w)	0.100 m (0.200 m)
Rayon r_{sm} (diamètre D_{sm}) de la zone remaniée	0.010 m (0.020 m)

Tableau 7-6 Propriétés des matériaux pour la solution analytique (essai RI-AX-2)

Propriété et symbole	***Valeur et unité***
Conductivité hydraulique verticale des résidus, k_v	3.0 E-07 m/s
Coefficient de consolidation verticale des résidus, c_v	1 E-05 m^2/s
Rapport de conductivités hydrauliques, k_h/k_v	5.00
Poids volumique γ_{sat}	17.9 kN/m^3
Conductivité hydraulique des roches stériles (drain), k_w	1.6 E-03 m/s
Rapport de concentration des contraintes, n_S	5.00
Capacité de décharge des roches stériles (du drain), q_w	60 m^3/année
Conductivité hydraulique de la zone remaniée, k_{sm}	1.5 E-06 m/s
Pression interstitielle initiale (au centre de la couche), u_0	5.40 kPa

7.4 Résultats des simulations numériques des essais de laboratoire

7.4.1 Simulation de l'essai RS-2D-1 en boîte avec une couche de résidus

L'objectif de cette section consiste à comparer les résultats obtenus avec le code Sigma/W aux résultats expérimentaux de l'essai RS-2D-1, décrit au tableau 3.5 et qui a été réalisé en boîte sur des résidus sans inclusion. Ces comparaisons sont effectuées afin d'évaluer si le code numérique peut être utilisé pour l'analyse de ces mesures avant de l'utiliser pour des analyses à plus grande échelle.

Pressions interstitielles et contraintes effectives

La figure 7.11 montre les résultats numériques et expérimentaux (pressions interstitielles et contraintes effectives à différentes élévations de la boîte) lors de l'essai RS-2D-1 sans inclusion. Les pressions interstitielles durant cet essai ont été mesurées directement à l'aide des capteurs de pressions et les contraintes effectives ont été déduites selon l'équation $\sigma' = \sigma - u$). Les paramètres du modèle numérique sont donnés au tableau 7.1 à 7.4.

Ces résultats indiquent que les pressions interstitielles et contraintes effectives sont bien représentées par le modèle numérique, particulièrement vers la fin de l'essai. Au début du processus, le modèle numérique a tendance à produire une dissipation plus rapide par rapport aux mesures expérimentales. Cela peut être dû au temps requis par les capteurs de pression pour atteindre l'équilibre.

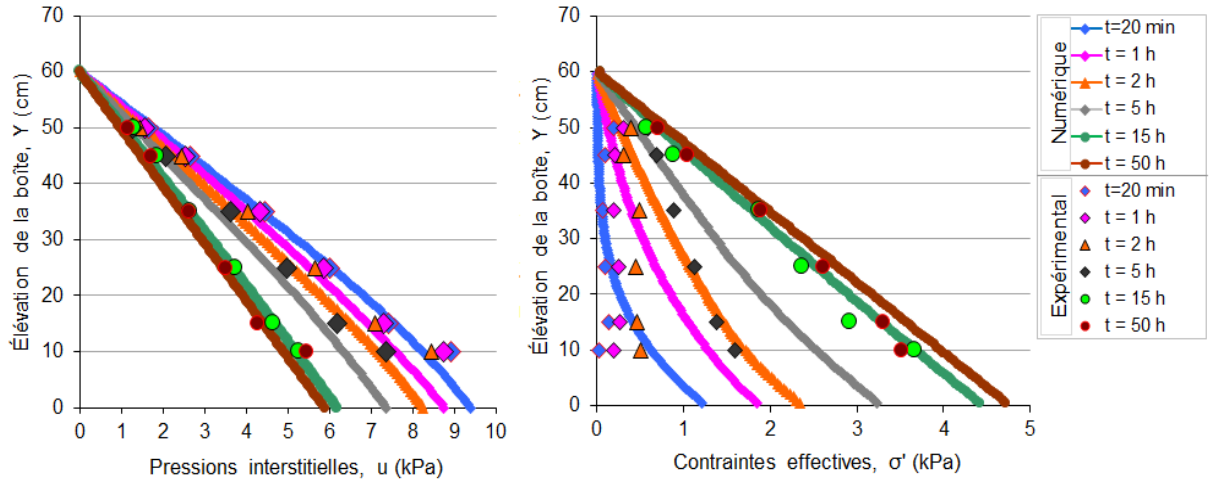

Figure 7-11 Évolution des (a) pressions d'eau (b) contraintes effectives, à des pas de temps sélectionnés. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RS-2D-1, à 6 élévations différentes) et numériques (Sigma/W, paramètres donnés aux tableaux 7.1 à 7.4)

Déplacements verticaux

La figure 7.12 montre l'évolution des tassements mesurés lors de l'essai RS-2D-1 (mesures du LVDT en surface et mesures des sondes ECH_2O à différentes élévations de la boîte) ainsi que les résultats numériques (Sigma/W). On observe une bonne concordance, surtout pour les valeurs finales des tassements. Les résultats numériques montrent toutefois des tassements à court terme plus rapides que ceux mesurés.

Pour simuler les déplacements verticaux durant une consolidation sous le poids propre (comme lors de l'essai RS-2D-1), on active une fonction appelée "Apply Body Force" dans Sigma/W ou encore "appliquer le poids propre du matériau". La différence entre les résultats expérimentaux et numériques à court terme pourrait être liée à la façon dont cette fonction traite la consolidation sous le poids propre.

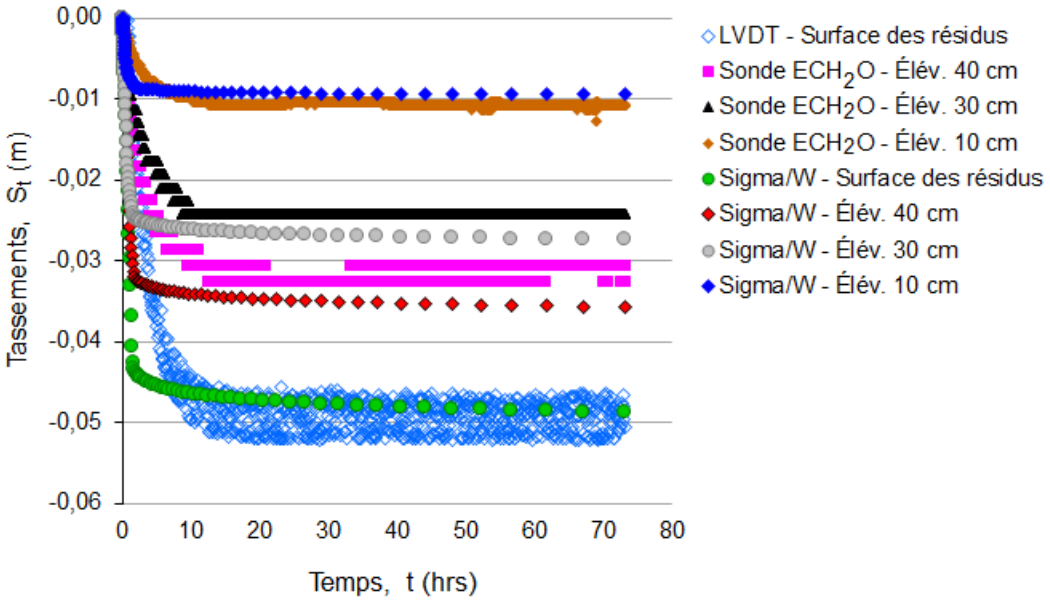

Figure 7-12 Tassements en fonction du temps à différentes élévations. Comparaison entre résultats expérimentaux (sondes ECH_2O + LVDT, essai RS-2D-1) et numériques (Sigma/W).

7.4.2 Simulation des essais avec couches successives en grande colonne

Les résultats expérimentaux des essais de déposition en couches successives en grande colonne (essais RMC-A3 et RMC-A1 pour la série "A" et l'essai RMC-B1 pour la série "B", décrits au tableau 3.4) sont comparés avec ceux obtenus à l'aide des simulations numériques données avec le code Sigma/W.

7.4.2.1 Pressions interstitielles et contraintes effectives

L'essai RMC-A3 (tableau 3.4) a été réalisé avec deux teneurs en eau différentes, soit w_{0_1} = 50.6% ou e_{0_1} = 1.4 pour la couche 1 plus humide (avec λ_1 = 0.043 ou C_{C_1} = 0.10 selon l'équation 5.13) et w_{0_2} = 44.0% ou e_{0_1} = 1.2 pour la couche 2 moins humide (avec λ_2 = 0.035 ou C_{C_2} = 0.08). Deux simulations numériques ont été réalisées : une première simulation avec $\lambda = \lambda_1$ = 0.043 (et $e = e_{0_1}$ = 1.4) pour les deux couches et une deuxième simulation avec $\lambda = \lambda_2$ = 0.035 (et $e = e_{0_2}$ = 1.2) pour les deux couches. La figure 7.13 montre l'évolution des pressions d'eau et des contraintes effectives lors de cet essai (résultats expérimentaux et simulations avec Sigma/W).

La figure indique que les résultats expérimentaux mesurés sur la couche 1 (plus humide, w_{0_1} = 50.6%) sont bien reproduits par la valeur de λ_1 = 0.043 (ou C_{C_1} = 0.10) et que les résultats expérimentaux de la couche 2 (moins humide, w_{0_2} = 44.0%) sont bien reproduits par la valeur de λ_2 = 0.035 (ou C_{C_2} = 0.08). Ceci indique que les propriétés de chaque couche de résidus mise en place devraient être adaptées lors de la modélisation des dépôts multicouches. Ceci peut être réalisé selon la relation entre l'indice de compression C_C et l'indice des vides initial e_0 (équation 5.13).

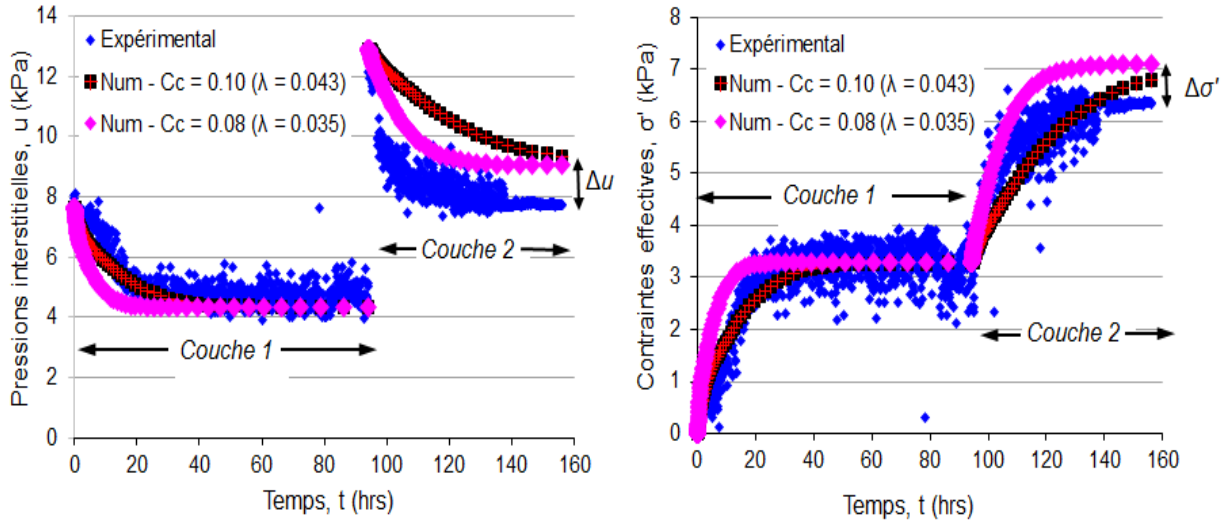

Figure 7-13 Évolution (a) des pressions interstitielles (b) des contraintes effectives lors de l'essai RMC-A3. Comparaison entre les résultats expérimentaux (tableau 3.4) et numériques (avec λ_1 fonction de e_{0_1} et λ_2 fonction de e_{0_2}). Essai RMC-A3, élévation de 28 cm.

On remarque également à la figure 7.13.*a* que les pressions interstitielles de la couche 2 calculées à l'aide de Sigma/W avec la valeur de λ_2 = 0.035 (ou C_{C_2} = 0.08) présentent un écart Δu avec les résultats expérimentaux. Cet écart serait dû, en partie, au fait que Sigma/W ne tient pas compte des tassements des couches sous-jacentes lors d'une déposition en couches successives alors que ces tassements peuvent être relativement importants si les teneurs en eau initiales (de mise en place) w_0 sont plus élevées. Lors de ce type de simulations, il est donc important d'ajuster l'épaisseur de chaque couche dans le modèle à chaque étape car celle-ci varie selon le tassement. Cette hauteur peut être évaluée à l'aide des figures (abaques) 7.6 et 7.7 tel qu'illustré à la figure 7.8 pour l'essai RMC-A3 (et à l'annexe Y pour les autres essais en colonne).

Dans ce qui suit, on présente les résultats des différents essais en colonne lorsqu'on a adapté les propriétés et paramètres des résidus tel qu'illustré à la figure 7.8 (et à l'annexe Y). On présente aussi une autre façon de simuler les tassements afin de limiter l'écart lorsqu'on n'a pas adapté les propriétés des résidus et épaisseurs des couches (qui est la façon commune de procéder avec Sigma/W).

Les figures 7.14, 7.15 et 7.16 montrent l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour les essais avec couches successives en colonne (essais RMC-A1, RMC-A2, et RMC-A3). Pour ces résultats, les propriétés des matériaux et épaisseurs des couches ont été adaptées selon la procédure décrite à la section 7.2.2.1 (voir figure 7.8 et tableau 7.2 pour les propriétés des matériaux pour l'essai RMC-A3 et l'annexe Y pour les autres essais). On observe une bonne correspondance entre résultats expérimentaux et numériques (Sigma/W).

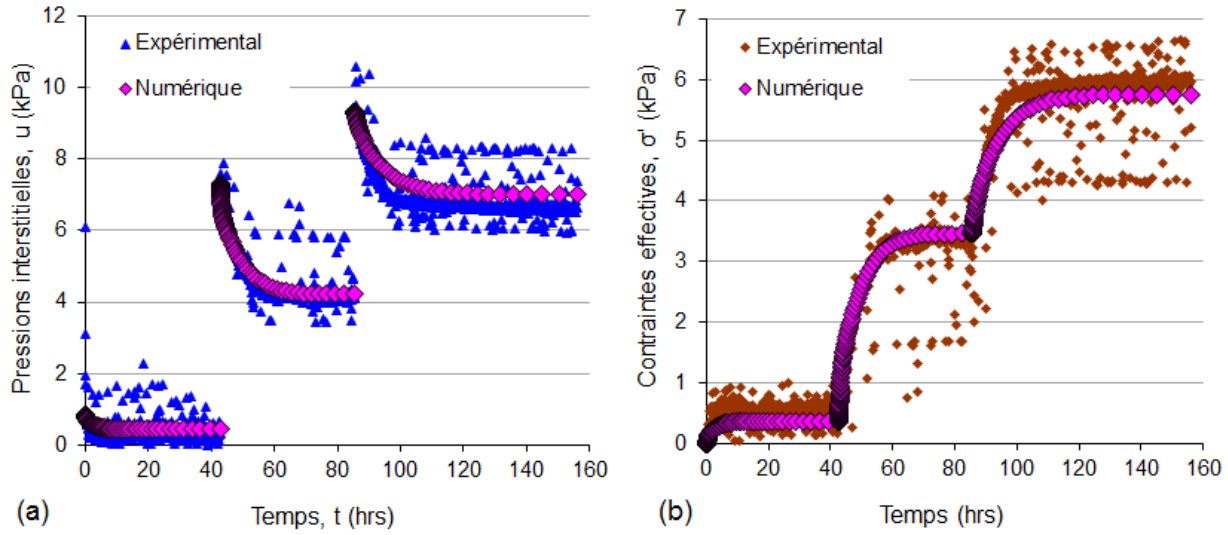

Figure 7-14 Évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives durant l'essai RMC-A1 (e_0 = 1.2 pour les couches 1 et 2). Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (avec ajustement des propriétés des matériaux). Élévation de 43.5 cm.

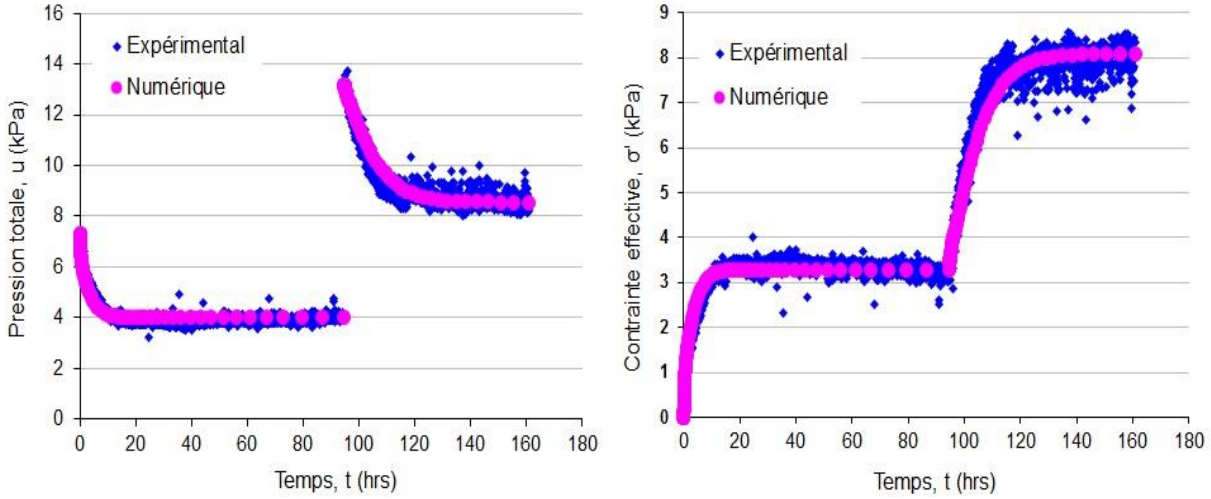

Figure 7-15 Évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives durant l'essai RMC-A2 (e_0 = 1.2 pour les couches 1, 2 et 3). Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (avec ajustement des propriétés des matériaux). Élévation de 13.5 cm.

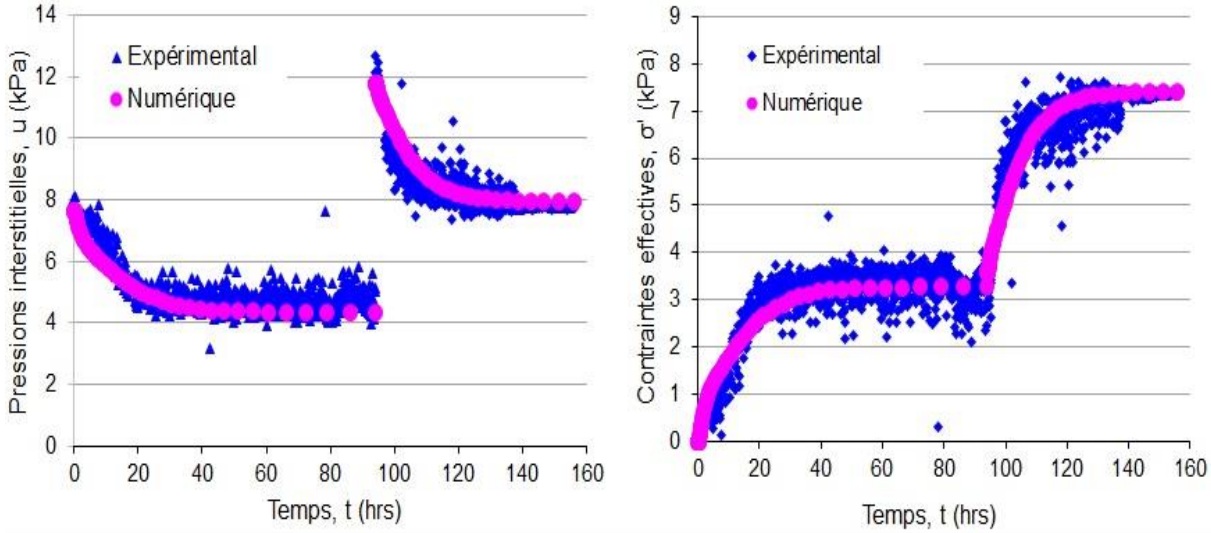

Figure 7-16 Évolution des pressions d'eau et des contraintes effectives durant l'essai RMC-A3 (e_{0_1}= 1.4 pour couche 1 et e_{0_2} = 1.4 pour couche 2). Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (avec ajustement des propriétés des matériaux). Élévation de 28.5 cm.

Autre façon de simuler les tassements avec Sigma/W pour les dépôts multicouches

Les résultats obtenus peuvent être corrigés afin de tenir compte des tassements lorsque les simulations numériques des dépositions multicouches ont été effectués sans adapter les propriétés des résidus et les épaisseurs des couches.

Lors de l'essai RCM-A3 où deux couches d'épaisseurs initiales respectives H_{0_1} = 72.8 cm et H_{0_2} = 48.0 cm ont été mises en place successivement dans la colonne (tableau 3.4), le capteur de pression "T4" (fixé sur la colonne à une élévation de 73.5 cm) a mesuré les pressions dans la couche 2 (en haut). Pour reproduire les pressions mesurées par le capteur T4 avec Sigma/W, il faut tenir compte du tassement de la couche 1 qui induit une différence Δu dans la couche 1.

Si on ne tient pas compte du tassement et de Δu de la couche 1, l'épaisseur de la couche de résidus au-dessus de T4 (situé à une élévation fixe de 73.5 cm) et qui cause la surpression est de :
72.8 cm (*"couche 1"*) + 48.0 cm (*"couche 2"*) – 73.5 cm = 47.3 cm.

En tenant compte du tassement de la couche 1 mesuré par le LVDT à 7.6 cm (la valeur du tassement évaluée à l'aide de l'expression 5.11 est proche à celle mesurée, soit 7.7 cm), l'épaisseur de la couche de résidus au-dessus du capteur T4 (situé à une élévation fixe de 73.5 cm) est de :
72.8 cm (*"couche 1"*) – 7.6 cm (*"Tassement 1"*) + 48.0 cm (*"couche 2"*) – 73.5 cm = 39.7 cm.

L'épaisseur réelle de la couche au-dessus du capteur T4 est donc de 39.7 cm suite au tassement de la couche 1 (avant ajout de la couche 2). On procède comme suit avec Sigma/W :

Élévation correspondant au capteur T4 = 72.8 cm + 48.0 cm (= 120.8 cm, hauteur totale fixe) – 39.7 cm (épaisseur réelle au-dessus du capteur T4, considérant le tassement) = 81.1 cm.

Les pressions interstitielles correspondant aux mesures du capteur T4 fixé sur la colonne à 73.5 cm seront représentées dans Sigma/W au nœud situé à une élévation de 81.1 cm.

La figure 7.17 montre l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives lors de l'essai RMC-A3 (avec e_{0_1} = 1.4 pour la couche 1 et pour e_{0_2} = 1.4 la couche 2) et les résultats numériques à une élévation de 28.5 cm ; la lecture des pressions a été corrigée suivant la procédure décrite ci-haut. On observe que les résultats numériques des pressions interstitielles corrigées et les contraintes effectives qui en résultent présentent une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux que les résultats initiaux.

D'autres résultats montrant cette meilleure corrélation entre résultats expérimentaux des essais en colonne et résultats numériques corrigés sont présentés à l'annexe Z.

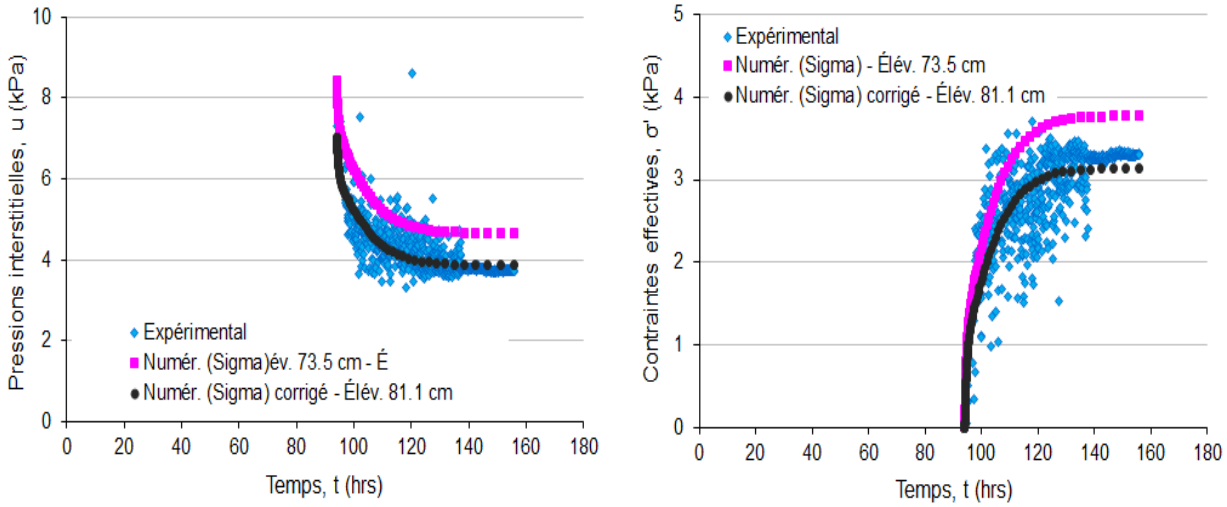

Figure 7-17 Évolution des pressions interstitielles en contraintes effectives. Comparaisons entre mesures expérimentales (RMC-A3) et résultats numériques non corrigées et corrigées pour tenir compte des tassements lors des essais avec dépositions en couches successives.

La figure 7.18 montre l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives à des pas de temps sélectionnés le long de l'élévation de la colonne lors de l'essai RCM-A1 (déposition des résidus en trois couches successives). Les propriétés des matériaux ont été ajustées selon la procédure décrite à la section 7.2.2 et les tassements des couches sous-jacentes ont été pris en compte dans le modèle numérique. On observe une bonne corrélation entre résultats les expérimentaux et numériques. Cette figure tend à confirmer que le code Sigma/W peut simuler les résultats lors d'une déposition en couches successives. On observe toutefois quelques écarts à

l'élévation de 0.59 m (59.0 cm) ; il est possible que le capteur de pression situé à cette élévation ait pris plus de temps pour atteindre l'équilibre au sein des résidus.

Selon les résultats à la figure 7.18, lors de l'ajout d'une couche, les pressions interstitielles et les contraintes effectives évoluent initialement plus vite à la base de cette couche ajoutée (qui se consolide sous son poids propre) ainsi que dans la partie supérieure de la couche qui lui est directement sous-jacente (en consolidation sous chargement de la couche ajoutée).

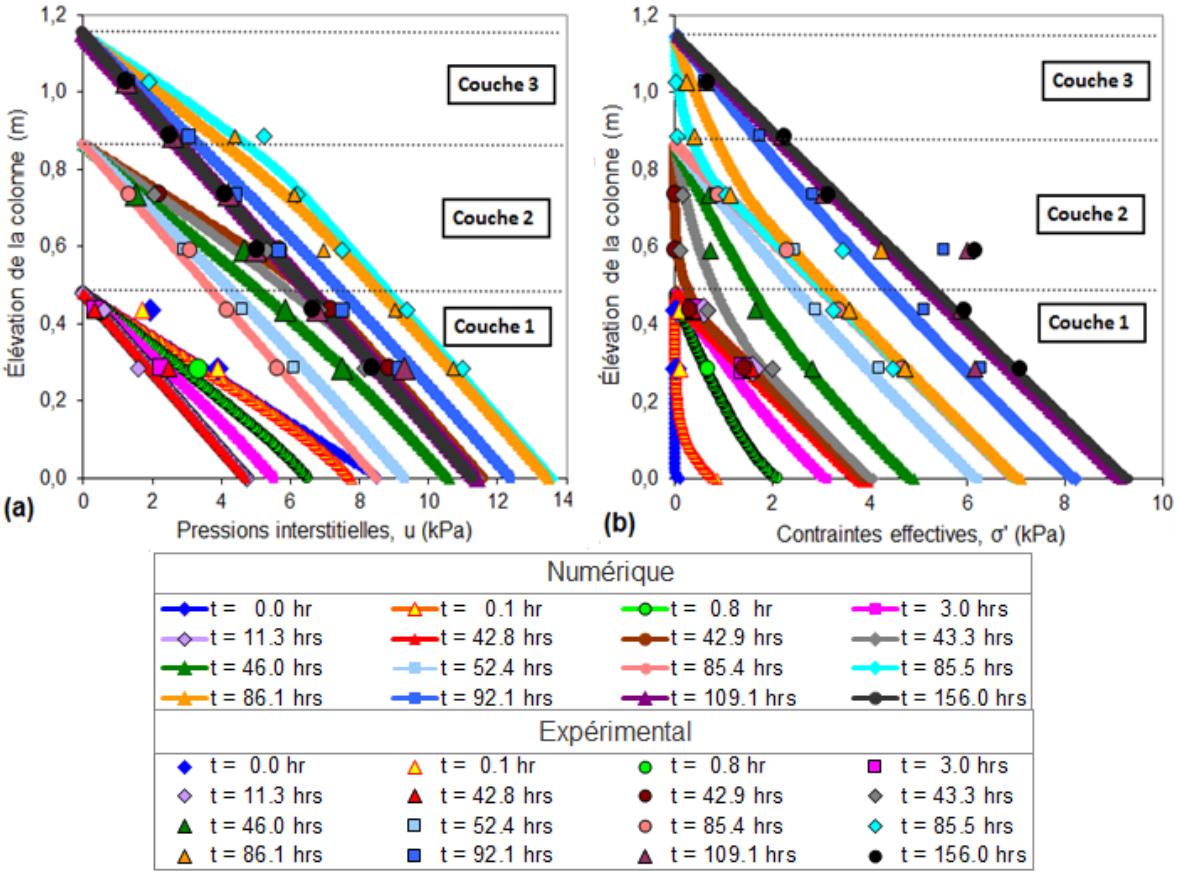

Figure 7-18 Comparaison entre résultats numériques (Sigma/W) et résultats expérimentaux (pressions interstitielles et contraintes effectives) à des élévations de colonne et des étapes de déposition différentes lors de l'essai RMC-A1.

Comparaison entre résultats expérimentaux, numériques et la solution de Gibson (1958)

L'analyse qui précède tend à démontrer que le code Sigma/W peut simuler une déposition multicouche si les propriétés des couches sont ajustées. La solution analytique de Gibson (1958) peut aussi exprimer l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives lors des dépositions en plusieurs couches successives de faible épaisseur. Ceci a déjà été validé par Pedroni (2011) et par L-Bolduc (2012).

Dans ce qui suit, nous allons présenter une comparaison entre résultats expérimentaux, numériques (Sigma/W) et analytiques selon la solution de Gibson (1958). Pour ce faire, on va considérer l'essai de déposition des résidus en deux couches successives avec des épaisseurs approximativement égales (essai RCM-A2, e_0 = 1.2, H_{0_1} = 54.5 cm, H_{0_2} = 57.5 cm). Pour le besoin de comparaison entre résultats, on envisagera trois scénarios :

- *Scénario 1* : cas avec deux couches successives de 0.545 m pour la couche avec un temps de consolidation de 94.5 heures, et 0.575 m pour la couche 2 avec un temps de consolidation de 66.2 heures. Ce cas représente les conditions de l'essai expérimental (laboratoire) ;
- *Scénario 2* : la couche 1 est subdivisée en 10 couches de 0.0545 m (= 0.545m/10) avec un temps de consolation de 9.45 h par couche (= 94.5 h/10) et la couche 2 est subdivisée en 10 couches de 0.0575 m (= 0.575m/10) avec un temps de consolation de 6.62 h par couche (= 66.2 h/10) ;
- *Scénario 3* : la couche 1 est subdivisée en quatre couches de 0.13625 m (= 0.545m/4) avec un temps de consolation de 23.625 h par couche (= 94.5 h/4) et la couche 2 est subdivisée en 4 couches de 0.14375 m (= 0.575m/4) avec un temps de consolation de 16.55 h par couche (= 66.2 h/4).

La solution analytique de Gibson (1958) peut bien prendre en compte le scénario 2 (couches 1 et 2 subdivisées chacune en 10 couches), mais avec deux valeurs différentes du coefficient de consolidation c_v (c_{v_1} = 0.01 cm^2/s et c_{v_2} = 0.20 cm^2/s proche de la valeur expérimentale).

Les résultats obtenus sont présentés à la figure 7.19. Les calculs avec la solution de Gibson (1958) sont montrés à l'annexe AA. On observe une assez bonne correspondance entre les résultats expérimentaux, les résultats numériques et la solution de Gibson (1958). Cette dernière solution

peut reproduire l'évolution progressive des pressions d'eau et des contraintes effectives lors d'une déposition des résidus en couches successives. La solution peut être adaptée à une situation où un changement du taux de remplissage du bassin ou taux de déposition intervient en cours. Le changement du taux de remplissage se matérialise à la figure 7.20 par un changement de pente m_1 à m_2 dû au fait que la couche 1 s'est consolidée pendant un temps plus long que la couche 2.

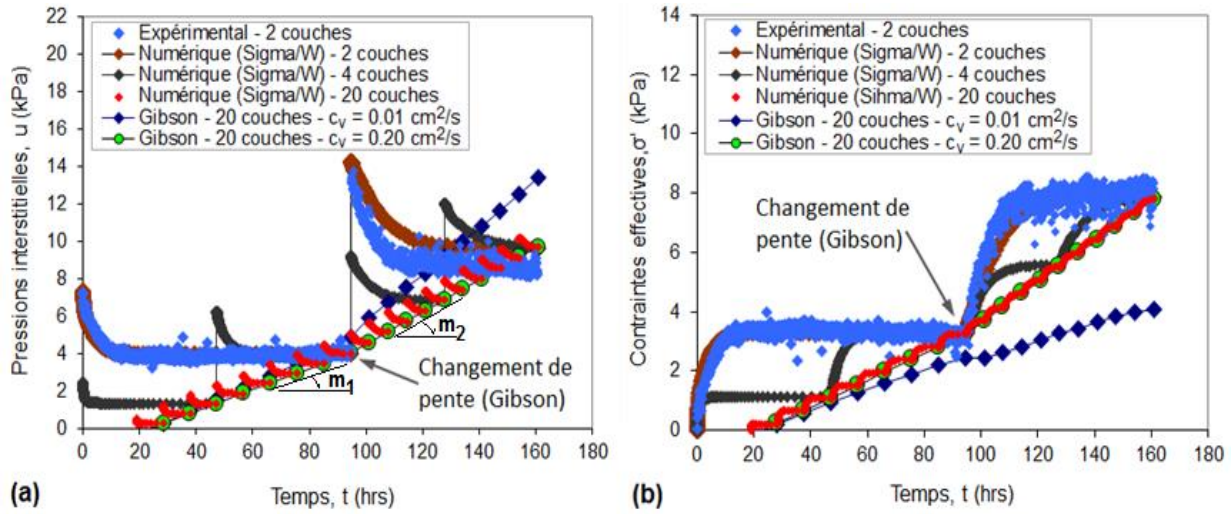

Figure 7-19 Évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives avec le temps à une élévation de 0.135 m. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RMC-A3, avec e_{0_1} = 1.4 et e_{0_2} = 1.2), numériques (Sigma/W) et analytiques selon Gibson (1958).

7.4.2.2 Tassements et indices des vides

Les tassements ont été mesurés à la surface de chaque couche à chaque étape de déposition à l'aide des LVDT lors des essais RMC-B1 et RMC-B2 (tableau 3.4). L'indice des vides moyen de chaque couche à chaque étape a été évalué suivant la procédure décrite au chapitre 5 ; les résultats de ces essais sont présentés aux figures 5.10, 5.11 (et à l'annexe Y). Nous présentons ici (figures 7.20 et 7.21) une comparaison entre ces résultats expérimentaux et ceux obtenus à l'aide du code Sigma/W. Pour les simulations avec Sigma/W, les propriétés des matériaux et dimensions des couches ont été adaptées à chaque étape suivant la procédure décrite plus haut (voir modèles conceptuels essais RMC-B1 et RMC-B2 à la figure 7.2).

On observe aux figures 7.20 et 7.21 que Sigma/W reproduit assez bien les résultats expérimentaux lorsqu'on adapte les propriétés des résidus et les dimensions des couches à chaque étape. Toutefois,

Sigma/W prédit des tassements plus rapides à l'étape de consolidation à court terme sous le poids propre (étape de mise en place) ; cet aspect a déjà été souligné à la section 7.5.1.2.

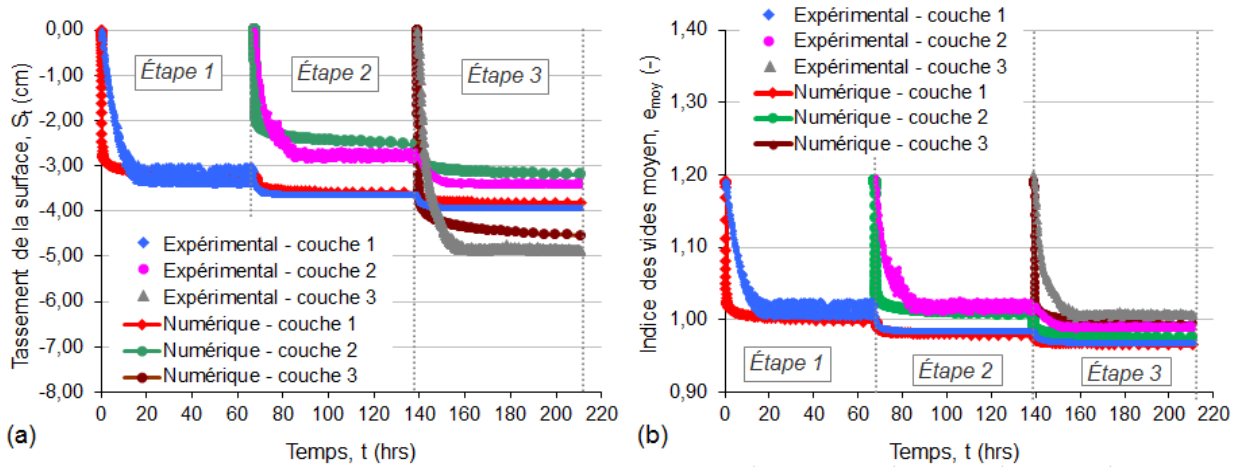

Figure 7-20 Évolution (a) des tassements à la surface de chaque couche (b) de l'indice des vides moyen de chaque couche. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RMC-B1) et numériques (Sigma/W).

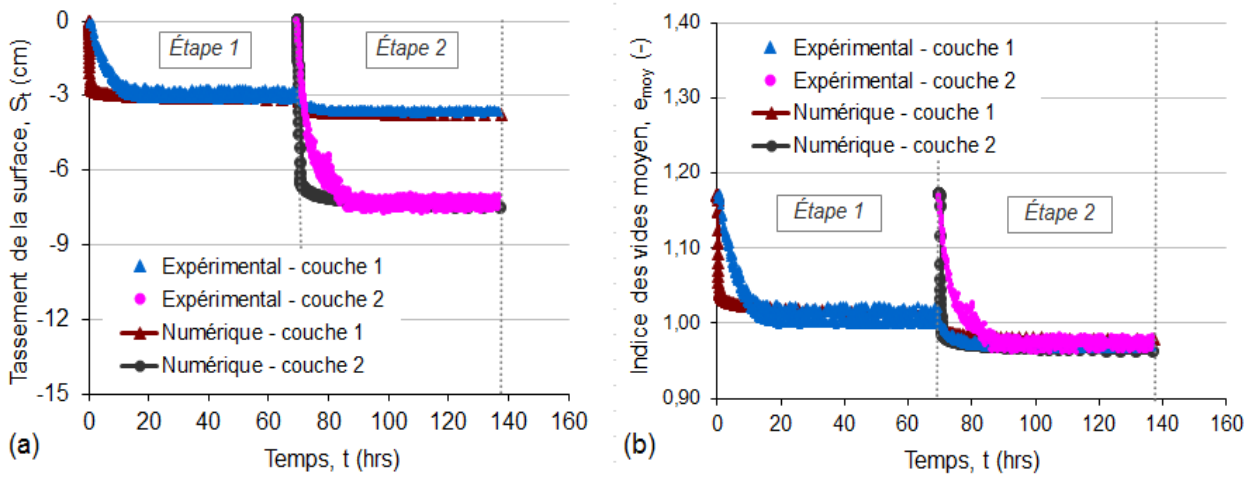

Figure 7-21 Évolution (a) des tassements à la surface de chaque couche (b) de l'indice des vides moyen de chaque couche. Comparaison entre résultats expérimentaux (essai RMC-B2) et numériques (Sigma/W).

7.4.3 Modélisation des essais avec résidus et roches stériles en boîte

Les résultats expérimentaux des essais en boîte RI-2D-2 et RI-2D-3 sont comparés ici à ceux obtenus à l'aide du code Sigma/W. Les résidus de l'essai RI-2D-4 ont connu une dessiccation avancée, ces résultats ne sont donc pas présentés dans cette section.

La figure 7.22 montre l'évolution des pressions interstitielles avec le temps à une profondeur de 25 cm à partir de la surface des résidus selon les résultats expérimentaux (essai RS-2D-1 sans roches stériles et essai RI-2D-2 avec roches stériles) et numériques (Sigma/W, avec inclusion). On observe que le temps de dissipation des surpressions interstitielles simulé par Sigma/W pour le cas RI-2D-2 avec roches stériles ($t_2 \approx 8$ h) est plus faible que celui obtenu expérimentalement pour les résidus seuls ($t_1 \approx 14$ h). Pour le cas avec roches stériles, on observe une bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et numériques, jusqu'au temps t_2. Au-delà de ce temps, Sigma/W prédit un équilibre hydrostatique alors que les résultats expérimentaux montrent une baisse additionnelle de pressions (Δu).

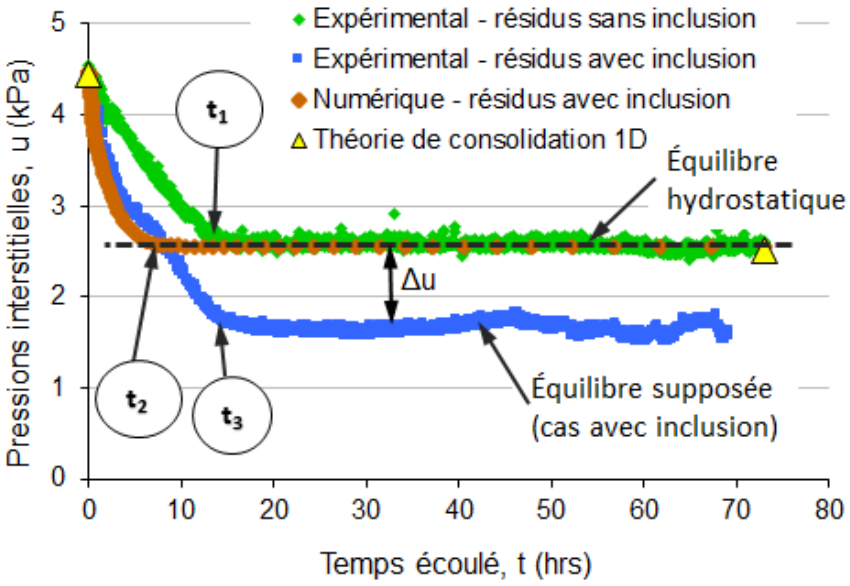

Figure 7-22 Évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 25 cm à partir de la surface des résidus. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (essais RS-2D-1 sur résidus seuls et essais RI-2D-2 avec roches stériles).

La baisse additionnelle des pressions interstitielles Δu a déjà été décrite et analysée au chapitre 6. Elle serait due au transfert horizontal de l'eau du compartiment des résidus initialement saturés vers le compartiment des roches stériles initialement sèches. Cet aspect n'est pas pris en compte par Sigma/W.

On observe le même type de résultat à la figure 7.23 pour l'évolution des pressions interstitielles durant l'essai RI-2D-3 à une profondeur de 35 cm à partir de la surface des résidus. La figure compare les résultats expérimentaux et numériques (essai RS-2D-1 sans inclusion et essai RI-2D-3 avec inclusion). On observe que le temps de dissipation des surpressions interstitielles calculé par le code numérique Sigma/W dans le cas avec roches stériles ($t_2 \approx 8$ h) est plus faible que celui obtenu lors de l'essai expérimental sans roches stériles ($t_1 \approx 14$ h). On observe également une bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et numériques pour le cas avec roches stériles, jusqu'au temps t_2. Au-delà de ce temps, Sigma/W prédit une pression à l'équilibre alors que les résultats expérimentaux montrent une baisse additionnelle de pressions (Δu) jusqu'au temps t_3. Au-delà de t_3, il y a une phase relativement stable jusqu'au temps t_4.

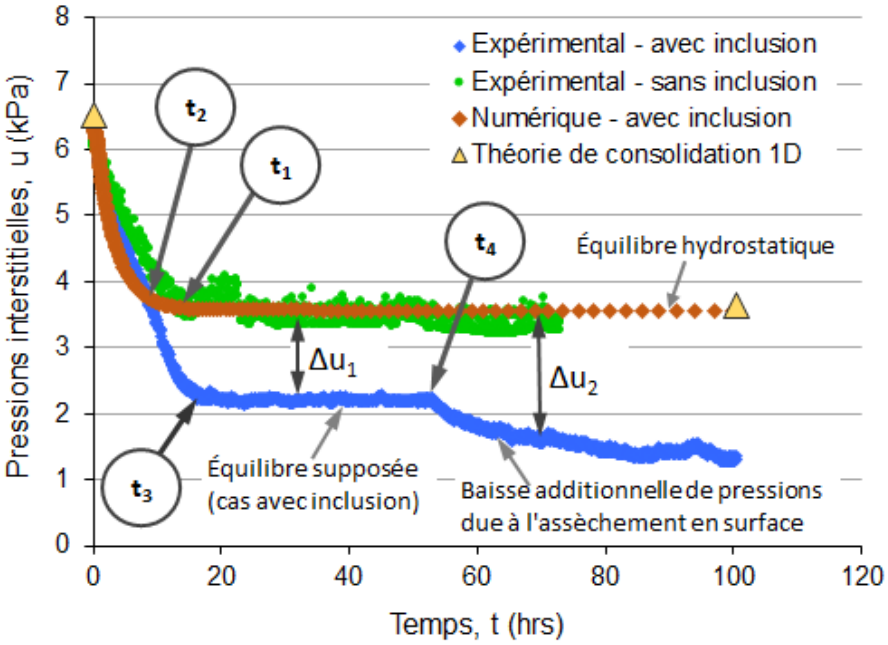

Figure 7-23 Évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 35 cm à partir de la surface des résidus. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (essais RS-2D-1 sur résidus seuls et essais RI-2D-3 avec roches stériles).

L'analyse de ces résultats expérimentaux a aussi indiqué que la baisse additionnelle de pressions interstitielles Δu_1 et Δu_2 serait reliée au transfert horizontal de l'eau du compartiment des résidus initialement saturés vers le compartiment des roches stériles initialement sèches. Pour l'essai RI-2D-3, cette baisse additionnelle des pressions interstitielles est liée à l'assèchement des résidus en surface (l'eau expulsée durant la consolidation ne s'accumule pas à la surface des résidus).

L'analyse des résultats expérimentaux montre que ce transfert d'eau est considérable dans le cas des conditions de laboratoire (faibles dimensions ou extensions latérales du système). Pour des extensions beaucoup plus grandes (échelle de terrain), ce transfert horizontal d'eau pourrait être moins important.

7.5 Résultats des solutions analytiques appliquées aux essais de laboratoire

Quelques solutions analytiques élaborées pour évaluer la consolidation avec drainage latéral et vertical ont été utilisées à cette étape. L'objectif consiste à évaluer les solutions face à nos résultats expérimentaux avant de les utiliser pour des analyses du comportement des parcs à résidus avec inclusions cylindriques de roches stériles (analyses à grande échelle). Les solutions suivantes ont été utilisées : Barron (1948) ; Hansbo (1981) ; Han et Ye (2002) ; Leo (2004) ; Lu et al. (2001) ; Deng et al. (2013) et Lu et al. (2015). Ces solutions, leurs équations et paramètres sont présentées aux tableaux 2.4 à 2.7. Les résultats de l'essai RI-AX-2 (tableau 3.5) ont été considérés pour l'analyse préliminaire de ces solutions.

Les figures 7.24 et 7.25 présentent les résultats expérimentaux (évolution du degré de consolidation moyen) de l'essai avec une inclusion de roches stériles en cuve cylindrique (essai RI-AX-2) et sans inclusion (essai RS-2D-1). Ces résultats sont déjà présentés sous une autre forme au chapitre 6. Les deux figures présentent aussi les résultats de sept solutions analytiques. La figure 7.24 présente le degré de consolidation horizontal U_h uniquement et la figure 7.25 présente le degré de consolidation moyen (U_{moy}), c'est-à-dire une combinaison des degrés de consolidation horizontal et vertical.

On observe que pour ces conditions de laboratoire avec un faible rayon d'influence (ou faible rapport D_e / D_w) avec une faible extension latérale du modèle physique, les résultats expérimentaux semblent mieux décrits par l'expression basée sur une consolidation horizontale U_h seulement (figure 7.24). La figure 7.25 indique que le degré de consolidation moyen $U_{moy} = U_v + U_h$ selon Carillo (1942) surestime le degré de consolidation. L'impact de la consolidation verticale serait alors négligeable pour ces conditions de laboratoire.

À la figure 7.24, les diverses solutions analytiques présentent des allures assez proches de celle des résultats expérimentaux (comparativement aux allures à la figure 7.25) ; ceci suggère que ces solutions représentent mieux nos résultats expérimentaux. En changeant les valeurs d'un ou de plusieurs paramètres au tableau 7.6, les résultats des solutions analytiques peuvent se superposer aux résultats expérimentaux comme à la figure 7.26.b.

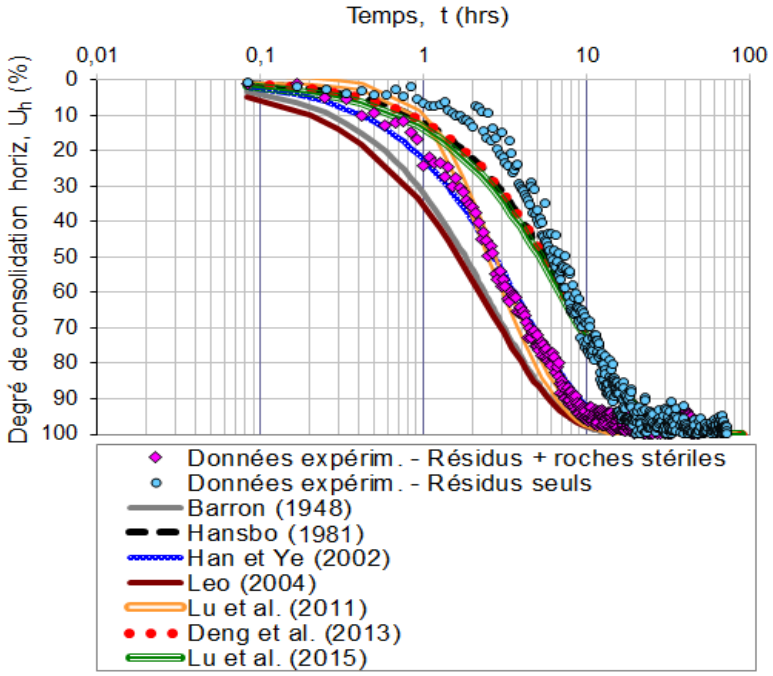

Figure 7-24 Évolution avec le temps du degré de consolidation horizontal U_h. Comparaison entre résultats expérimentaux avec inclusion (essai RI-AX-2), sans inclusion (essai RS-2D-1) et résultats de diverses solutions analytiques avec inclusion.

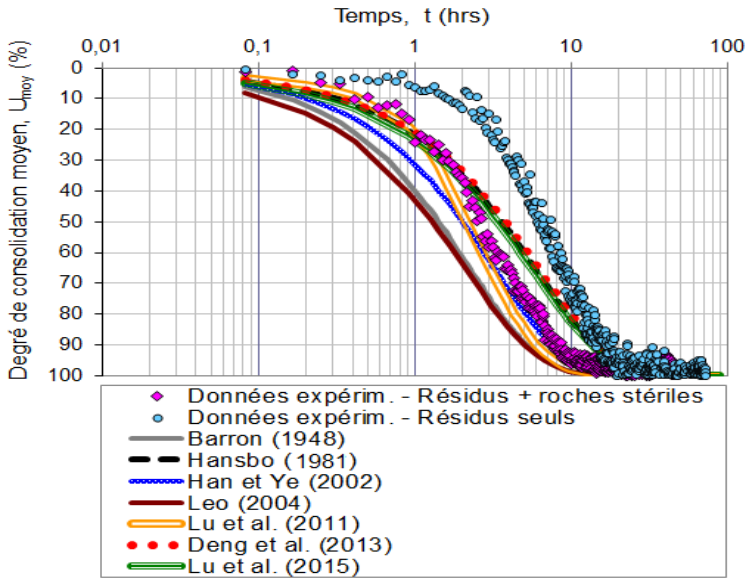

Figure 7-25 Évolution avec le temps du degré de consolidation moyen, $U_{moy} = U_v + U_h$. Comparaison entre résultats expérimentaux avec inclusion (essai RI-AX-2), sans inclusion (essai RS-2D-1) et résultats de diverses solutions analytiques avec inclusion.

Une étude de sensibilité a été menée afin de déterminer les paramètres les plus influents pour chaque solution analytique à la figure 7.24. Ensuite on a ajusté les valeurs du paramètre le plus influent à la figure 7.26.a jusqu'à ce que les résultats de chaque solution analytique se superposent aux résultats expérimentaux ("curve fitting", voir figure 7.26.*b*). Le tableau 7.7 présente les paramètres de départ et les paramètres ajustés pour chaque solution analytique.

Tableau 7-7 Paramètres de départ et ajustés pour la simulation analytique de l'essai RI-AX-2

Modèle	**Paramètre (symbole)**	**Valeur de départ**	**Valeur ajustée**
Barron (1948)	c_h	570 m/an	350 m/an
Hansbo (1981)	q_w	30 m^3/an	80 m^3/an
Han et Ye (2002)	n_s	5	5
Leo (2004)	c_h	576.8 m/an	350 m/an
Lu et al. (2011)	q_w	30 m^3/an	30 m^3/an
Deng et al. (2013)	q_w	30 m^3/an	80 m^3/an
Lu et al. (2015)	q_w	30 m^3/an	80 m^3/an

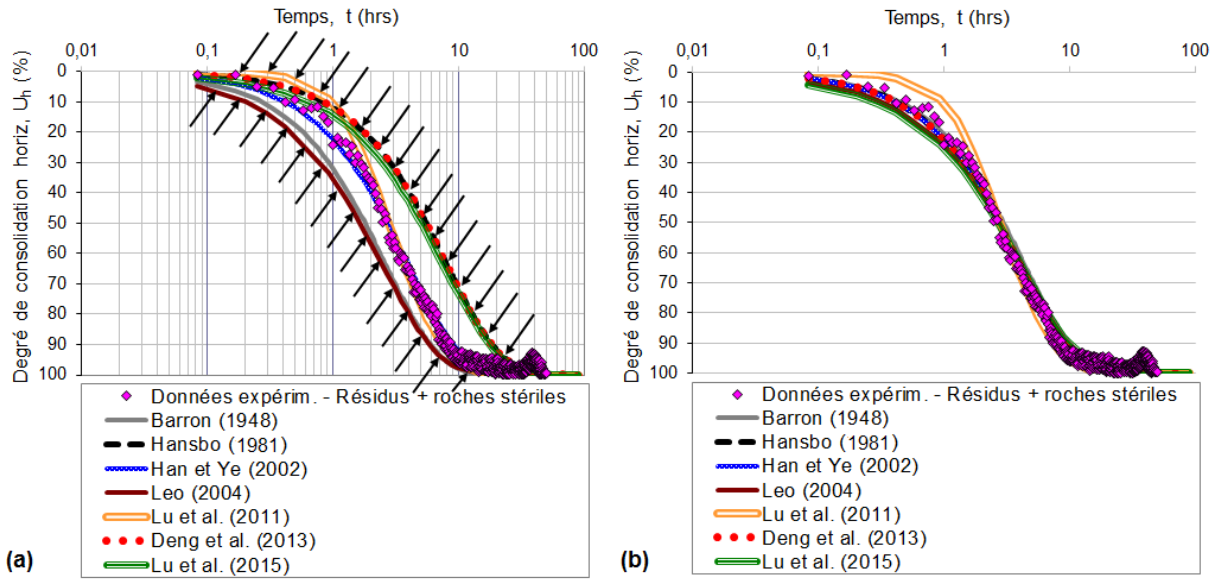

Figure 7-26 (a) Possibilité de calage de diverses solutions analytiques aux résultats expérimentaux de l'essai RI-2D-2 (décrit au tableau 3.6) (b) calage de chaque solution analytique aux résultats expérimentaux de l'essai RI-2D-2.

Les propriétés des résidus ont déjà été déterminées à l'étape de la caractérisation en laboratoire. Lors du calage, ces propriétés ne peuvent pas varier. Certaines propriétés telles que le rapport de concentration des contraintes (n_S) pour la solution de Han et Ye (2002) ou encore la capacité de décharge q_w pour la solution de Hansbo (1981) ont été soit prises de la littérature, soit évaluées de manière approximative. Ces paramètres sont d'abord ciblés pour le calage de ces deux solutions. Lors de certains ajustements, les paramètres non mesurés sont modifiés en se référant toutefois aux valeurs de la littérature.

La figure 7.27 montre les résultats de deux solutions analytiques retenues pour représenter les aux résultats expérimentaux. Pour ces conditions de laboratoire, la solution de Han et Ye (2002) est ajustée selon une valeur du rapport de concentration de contraintes $n_S = 5$ et la solution de Hansbo (1979) est ajustée selon une valeur de la capacité de décharge $q_w = 80$ m^3/an.

Le rapport de concentration de contraintes n_S ($= n_w$) = 5 se situe dans la gamme des valeurs usuelles des colonnes de gravier, c'est-à-dire $3 \leq n_S \leq 7$ (Han et Ye, 2002). La capacité de décharge des roches stériles $q_w = 80$ m^3/an se situe dans la gamme des valeurs usuelles des drains préfabriqués (PVD), c'est-à-dire 2 m^3/an $\leq q_w \leq$ 80 m^3/an (Terzaghi et al., 1996).

La valeur de q_w ajustée pour les roches stériles (80 m^3/an) est légèrement plus grande que celle calculée de manière approximative et présentée au tableau 7.6. Elle est aussi plus grande que la valeur usuelle pour des PVD (i.e. 10 m^3/an). Cela peut être lié à deux facteurs : soit la conductivité hydraulique horizontale des résidus k_h qui est relativement élevée lorsqu'on la compare à cette des matériaux argileux où on utilise les PVD (lorsqu'on détermine q_w selon l'équation 2.31 qui utilise la valeur de k_h du matériau mou), soit le diamètre D_w beaucoup plus grand pour la colonne de roches stériles que pour les PVD (lorsqu'on détermine q_w selon l'équation 2.30 qui utilise le diamètre du drain D_w).

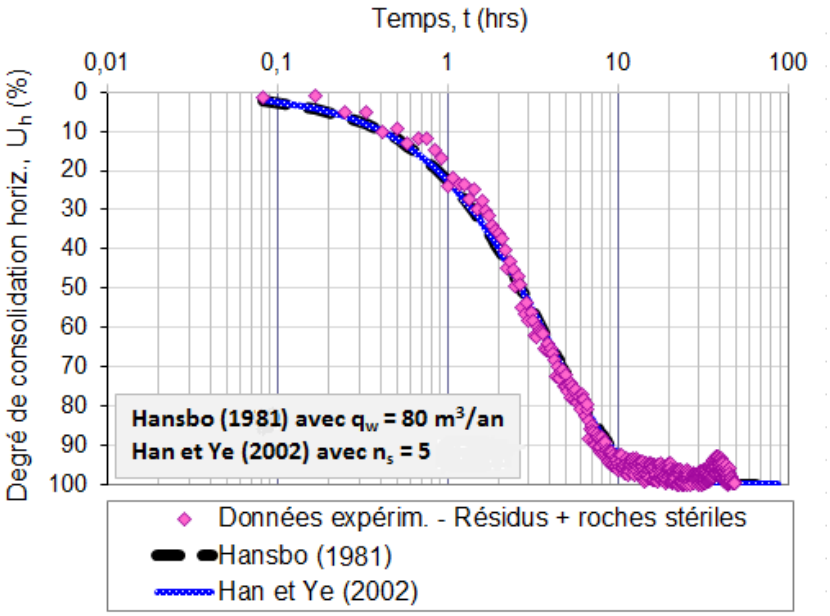

Figure 7-27 Ajustement des solutions de Han et Ye (2002) et de Hansbo (1979) selon les résultats expérimentaux de l'essai RI-AX-2, avec inclusion cylindrique.

Le calage du modèle de Hansbo (1981) montré à la figure 7.27 entraine aussi l'ajustement des modèles de Deng et al. (2013) et Lu et al. (2015) qui sont des modèles qui généralisent le modèle de Hansbo (1981) (voir tableaux 2.4 à 2.7). Aussi, seul le modèle de Han et Ye (2002) tient compte de la rigidité des roches stériles, prise en compte à travers le rapport de concentration de contraintes n_s ; ce facteur peut avoir une influence significative sur l'accélération de la consolidation (selon Han et Ye, 2002).

Application de la solution analytique de Lu et al. (2015)

Le modèle de Lu et al. (2015) permet d'évaluer l'accélération de la consolidation due à la présence de drains, pour différents types de chargement : instantané, en rampe (en continu) ou par étapes successives. Les résultats obtenus avec la solution de Lu et al. (2015) pour divers modes de chargement de couches sont présentés à la figure 7.29 et comparés aux résultats expérimentaux (sans inclusion ou essai RI-2D-1 et avec inclusion ou essai RI-AX-2).

À la figure 7.28, les résultats expérimentaux de l'essai en cuve avec inclusion (déposition instantanée d'une couche de 0.6 m d'épaisseur ou essai RI-AX-2) sont proches des résultats du modèle analytique de Lu et al. (2015) en chargement instantané. Il y a donc une bonne reproduction des résultats expérimentaux. Ces résultats indiquent également que le scénario de chargement en rampe d'une couche de 0.6 m durant 15 heures et celui de chargement de deux couches de 0.3 m chacune en deux étapes successives prennent pratiquement le même temps de consolidation que les résidus sans inclusion de roches stériles).

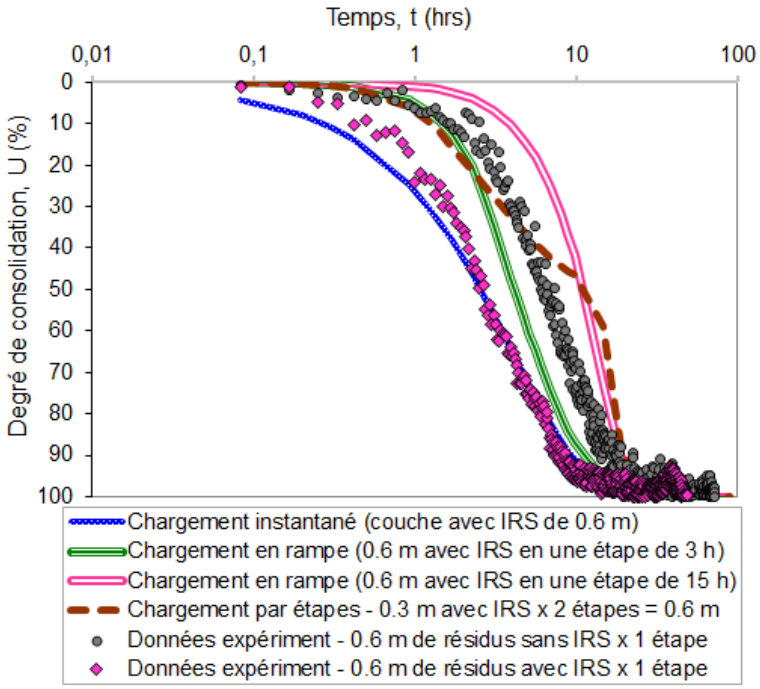

Figure 7-28 Évolution du degré de consolidation pour divers modes de chargement. Comparaison avec les résultats expérimentaux avec et sans inclusion.

CHAPITRE 8 MODÉLISATIONS DU COMPORTEMENT DES RÉSIDUS EN PRÉSENCE DES ROCHES STERILES

8.1 Objectifs et méthodologie

Le projet fait suite à une série d'études visant une utilisation efficiente des roches stériles pour construire des inclusions rigides et drainantes dans des parcs à résidus. Ces études ont été menées par James (2009), Pépin, (2011), Jaouhar (2012) et L-Bolduc (2012). Divers aspects ayant trait à la consolidation et au drainage ont été étudiés durant ces investigations, incluant par exemple :

- L'extension de la zone d'influence des roches stériles ;
- L'influence de diverses caractéristiques des matériaux sur leur comportement durant la consolidation ;
- Des comparaisons entre résultats numériques et les solutions analytiques sur les drains verticaux.

Des comparaisons entre les modèles de comportement Cam-Clay Modifié et élastoplastique (avec critère de Coulomb) ont également été effectuées.

L'objectif principal des travaux présentés dans ce chapitre vise à analyser le comportement des résidus en présence d'inclusions de roches stériles et à évaluer leur performance à partir de solutions numériques et analytiques, en tenant compte des propriétés des résidus et des caractéristiques du système. Dans ce chapitre, nous allons considérer deux principaux modèles pour les simulations numériques :

- Un premier modèle de base qui représente une cellule comportant des résidus et des roches stériles pour une étude à l'échelle d'un compartiment du parc à résidus sur le développement des contraintes, des pressions interstitielles et des déformations ;
- Un modèle réduit pour une étude comparative locale selon différentes configurations de cellules, avec des taux de remplissage différents.

Pour l'étude paramétrique, on considère une petite portion du modèle dans l'objectif d'évaluer l'influence des propriétés des matériaux en présence sur la consolidation des résidus dans la zone proche de l'interface et de faire des comparaisons avec les résultats des simulations numériques et ceux des solutions analytiques applicables dans ce cas.

8.2 Présentation du modèle du cas de base

Le modèle du cas de base considéré pour cette étude afin de représenter la situation de terrain est constitué d'une cellule de 180 m de longueur comportant des résidus avec deux inclusions de roches stériles aux deux extrémités. On considère une interface verticale entre les résidus miniers et les roches stériles qui est un cas idéalisé. Des investigations sur une interface inclinée seront faite dans la suite du projet. Dans ce modèle, la moitié de la largeur de l'inclusion représentée sur la figure 8.1 est de 6 m ; ce qui signifie que l'inclusion a une dimension D_w de 12 m.

Le taux de déposition des résidus est de 0.5 m tous les deux mois, pour une période totale d'exploitation de 200 mois (ou 16.67 ans). Ceci correspond à un total de 100 couches de 0.5 m chacune mises en place successivement, pour une épaisseur totale du dépôt de 50 m. La figure 8.1 présente le modèle de base (conceptuel) pour cette étude.

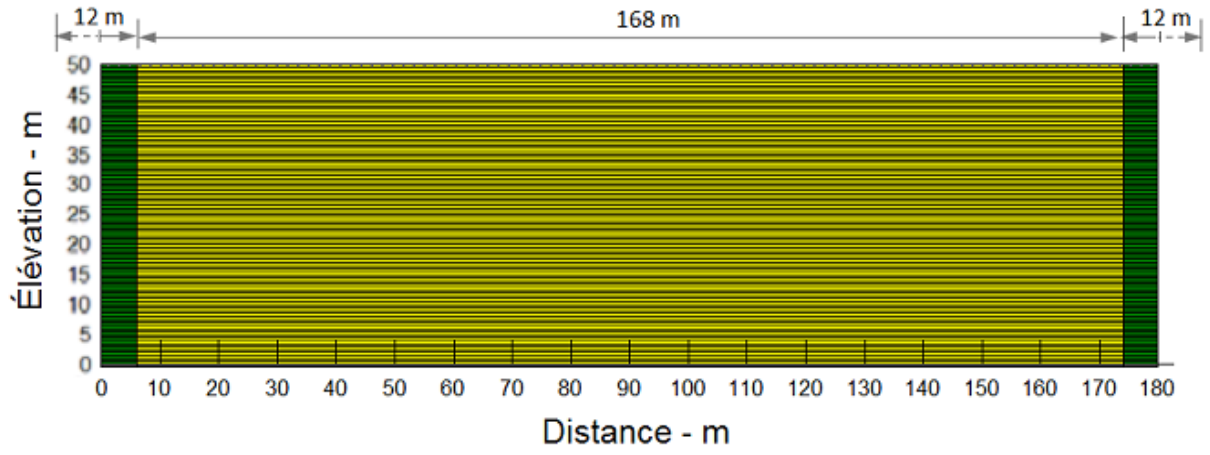

Figure 8-1 Géométrie et dimensions du modèle servant à l'analyse numérique à l'échelle d'une cellule

Pour les simulations numériques présentées dans ce chapitre, on considère que les résidus sont mis en place avec une teneur en eau initiale w_0 = 100 %, représentant un indice des vides initial e_0 = 2.75 et une densité de pulpe P = 50%. D'autres propriétés telles que le poids volumique initial $\gamma_0 = \gamma_{sat}$, les indices de compression C_C et de recompression C_r, les pentes M, λ et κ du modèle CCM,

sont déduites de la teneur en eau de mise en place w_0 à l'aide des relations déjà utilisées dans ce projet (chapitres 5 et 7). La conductivité hydraulique saturée est de 3.5 E-07 m/s. Les résidus miniers sont reconnus comme des matériaux sans cohésion ; une faible valeur est attribuée à la cohésion c (= 0.2 kPa). L'angle de friction ϕ' des résidus de la mine Canadian Malartic est de l'ordre de 36° selon les investigations de Poncelet (2011). Le coefficient de Poisson déduit de cet angle de friction est de v (= $(1-\sin\phi')/(2-\sin\phi')$) = 0.3. Les propriétés des roches stériles et des matériaux de fondation sont identiques à celles déjà utilisées pour les simulations numériques des essais de laboratoire (tableaux 7.3 et 7.4). Le tableau 8.1 présente une synthèse des propriétés des résidus miniers, des roches stériles et des matériaux de fondation pour les simulations numériques avec Sigma/W dans ce chapitre.

Les lois de comportement considérées pour les résidus, les roches stériles et les matériaux de fondation sont respectivement le modèle Cam-Clay Modifié (validé par L. Bolduc, 2012), le modèle élastoplastique et le modèle linéaire élastique. Les caractéristiques ayant mené au choix des modèles et du code numérique ont déjà été décrites au chapitre 7. Les fonctions hydriques des matériaux sont les mêmes que celles présentées aux figures 7.5 et 7.10.

Les conditions initiales appliquées au modèle sont celles qu'on rencontre généralement sur le parc à résidus. La principale condition initiale en surface est celle représentée par la pression interstitielle nulle (u = 0) avec des résidus initialement saturés durant la consolidation.

Les conditions aux frontières sont les mêmes que lors des simulations des essais de laboratoire. Elles consistent à imposer des restrictions de mouvement aux parois et à la base du modèle. Les éléments sur les parois verticales peuvent se déplacer verticalement mais pas horizontalement. Tout élément à la base du modèle a une restriction de mouvement dans le sens vertical et horizontal. A l'exception de la surface, les frontières des modèles sont imperméables.

Tableau 8-1 Propriétés des résidus miniers, des roches stériles et des matériaux de fondation pour les simulations numériques avec Sigma/W

	Résidus miniers	***Roches stériles***	***Matériau de fondation***
Conductivité hydraulique, k_{sat} (m/s)	3.5 E-07	1.6 E-03	10 E-12
Coefficient de consolidation, c_v (m^2/s)	1.0 E-05	-	-
Teneur en eau initiale w_0 (-)	100	-	-
Indice des vides initial, e_0 (-)	2.75	-	-
γ_0 (fonction de e_0) (kN/m^3)	14.53	20	25
C_C (fonction de e_0)	0.185	-	-
Pentes λ / κ (fonction de e_0)	0.080 / 0.013	-	-
Cohésion, c' (kPa)	0.2	0	0
Module de Young (E_S) (kPa)	-	75 000 (*)	5 E +10
Coefficient de Poisson, v ou μ (-)	0.30	0.30	0.33
Angle de friction interne, ϕ' (°)	36	37	

(*) *E* pour des roches stériles de qualité relativement pauvre et lâches (voir tableau 2.2).

Les éléments de maillage du modèle de base ont 0.5 m de hauteur. Les éléments ont une largeur (dimension horizontale) de 0.6 m de pour le compartiment occupé par les résidus miniers et 1 m pour celui occupé par les roches stériles. Ceci donne 29 200 éléments. Un deuxième modèle relativement réduit sera considéré dans la suite de ce chapitre, avec un maillage beaucoup plus fin, afin d'obtenir plus d'information au niveau des interfaces entre les résidus et les roches stériles.

Comme paramètres de convergence, le nombre maximum d'itérations est de 10 pour une tolérance de 1%. Les pas de temps sont adaptatifs, avec un minimum de 5 secondes et un maximum de 5256 000 s (2 mois ou 1/6e d'une année) par couche de 0.5 m d'épaisseur. Le nombre d'étapes par couche est de 25.

8.3 Résultats du cas de base

Analyse des déformations et déplacements

La figure 8.2 montre les iso-contours des déformations horizontales et des déformations maximums, à la fin de la consolidation de la couche 100 qui est la dernière couche mise en place (à t = 16.67 ans). À la figure 2.a, on observe que les déformations horizontales les plus élevées se produisent le long des interfaces entre les inclusions et les roches stériles, et précisément à la mi-hauteur du dépôt. On observe aussi que les déformations horizontales les plus élevées sont de l'ordre de 0.015 à 0.02.

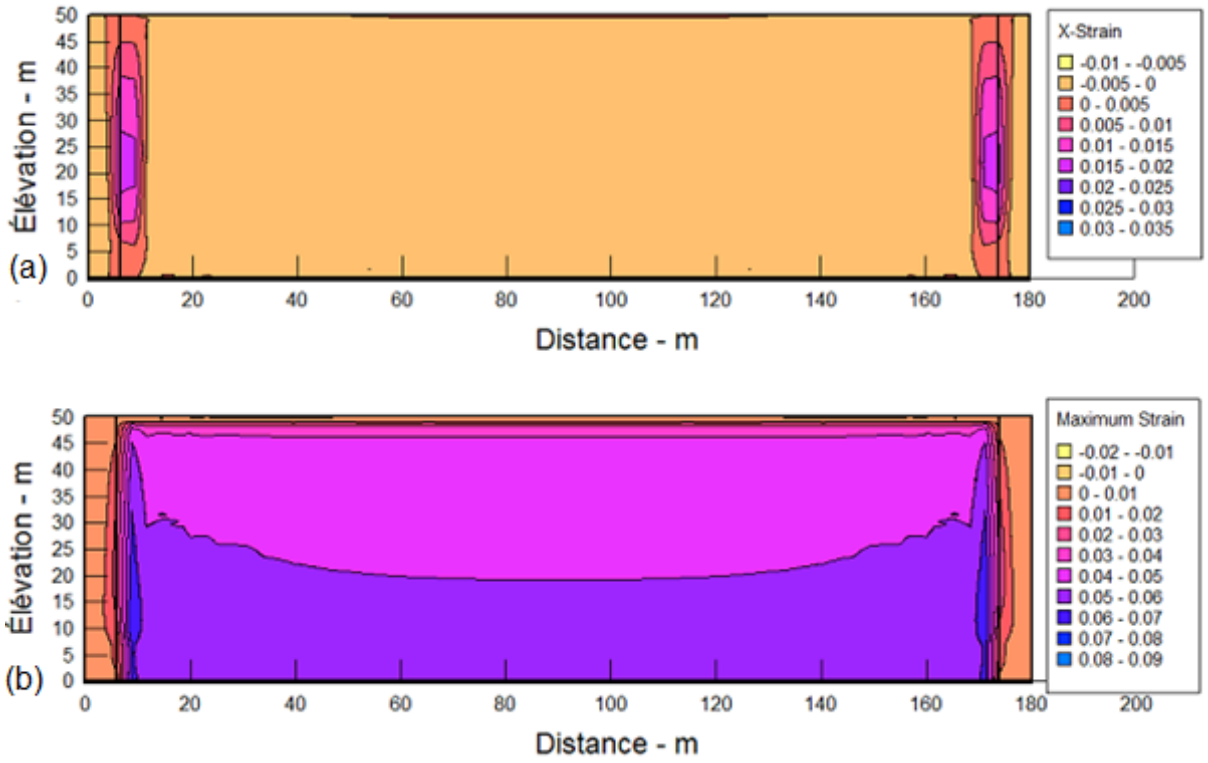

Figure 8-2 Iso-contours des (a) déformations horizontales (b) déformations max, à la fin de la consolidation de la couche 100 (à t = 16.67 ans).

A la figure 8.2.b, on observe que la moitié inférieure du dépôt des résidus se déforme plus que la moitié supérieure ; toutefois ces déformations dans les résidus ne dépassent pas 6%. On remarque aussi que plus on s'approche des interfaces, plus les déformations maximums augmentent. Les déformations les plus élevées se produisent le long des interfaces entre les deux matériaux, sur une zone qui s'étend de la mi-hauteur jusqu'à la base du modèle (pour cette déposition des résidus en couches successives de faible épaisseur). Ces déformations atteignent des valeurs de 8 à 9%.

La figure 8.3 montre les déformations verticales à une élévation de 2.5 m à partir de la base du modèle, sur toute la distance horizontale. On observe des déformations maximales de l'ordre de 0.055 dans les résidus, mais avec des déformations plus prononcées le long des régions proches des interfaces. La figure montre aussi que, pour ces points proches de la base du modèle (situés à une élévation Y = 2.5 m), plus de 2/3 de la déformation verticale à cette élévation survient avant la fin de la consolidation de la couche 10. On observe également une déformation des inclusions de roches stériles au fur et à mesure de la déposition ; mais comparativement à la déformation des résidus, celle-ci semble négligeable.

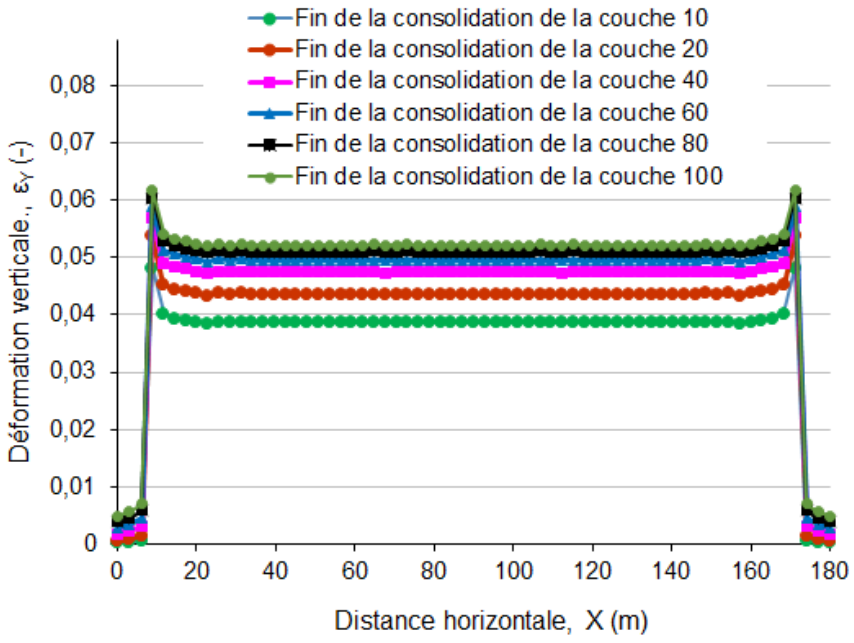

Figure 8-3 Déformation verticale an fonction de la distance horizontale à la fin de la consolidation de différentes couches, pour des points situés à une élévation de 2.5 m.

La figure 8.4 montre l'évolution des déformations verticales à différents points (X, Y) situés à différentes élévations Y de la base et à différentes positions horizontales X (l'origine des axes est montrée à la figure 8.1). On observe des déformations verticales autour de 0.05 ± 0.005. Tous les points atteignent plus de 2/3 de la déformation dans les moments qui suivent la mise en place des residus (moins de deux ans). Ensuite, les déformations additionnelles continuent jusqu'à la fin de la déposition de la dernière couche ou la couche 100. Ces déformations additionnelles à chaque ajout de couche sus-jacente ne sont donc pas négligeables ; elles sont plus grande pour les points situés proche de la base qu'au milieu ou proche de la surface du dépôt. Les points qui se trouvent proches de l'inclusion (X = 11.6 m) présentent une déformation verticale relativement élevée, la différence étant relativement marquée pour les points du milieu du dépôt (Y = 20 m).

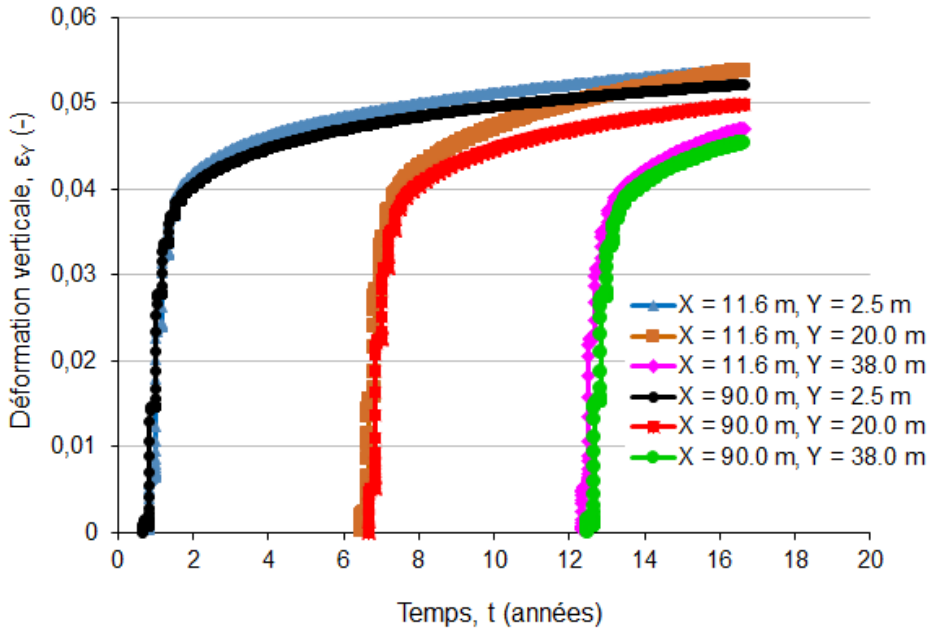

Figure 8-4 Évolution des déformations maximums à différents points (X, Y) situés à différentes élévations de la base et à différentes positions horizontales de l'interface entre les résidus et les roches stériles. L'origine des axes est montrée à la figure 8.1.

La figure 8.5 montre le profil vertical des déformations maximales à une distance horizontale de 84 m de l'interface entre les résidus et les roches steriles (ou à X = 90 m), à différents moments correspondant respectivement à la fin de la consolidation des couches 10, 20, 40, 60, 80 et 100. On observe que la déformation horizontale croît avec la déposition des couches sous jacentes. À la fin

de la consolidation de chaque couche ajoutée, la déformation horizontale est plus grande dans le milieu du dépôt et pratiquement nulle à la base et au sommet du dépôt.

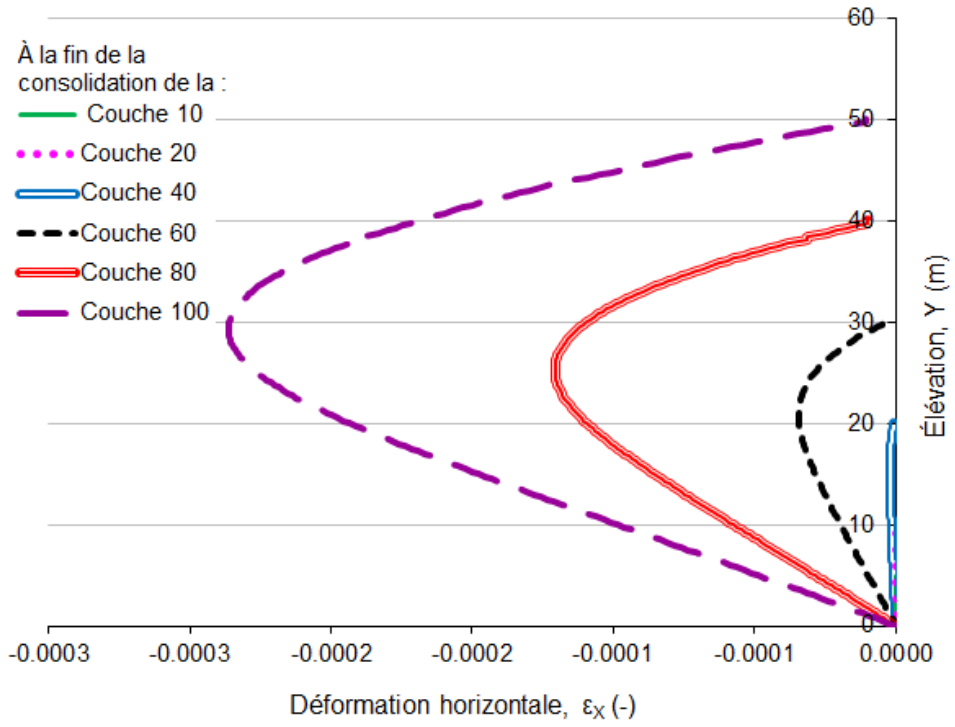

Figure 8-5 Profil vertical des déformations horizontales à une distance horizontale X = 84 m de l'interface entre les résidus et les roches stériles, à différents moments correspondant à la fin de la consolidation de couches (10, 20, 40, 60, 80 et 100).

Pressions interstitielles et contraintes

La figure 8.6 présente les iso-contours des pressions interstitielles après chargement de la couche 80 (à t = 13.2 ans, figure 8.6.a), durant la consolidation de la couche 80 (à t = 13.235 ans, figure 8.6.b) et après chargement de la couche 100 (à t = 16.515 ans, figure 8.6.c). On observe ici que pour des couches mises en place avec une faible épaisseur, après chaque chargement de couches, les surpressions interstitielles se dissipent rapidement. On observe aussi que les pressions interstitielles à la base du modèle croissent avec la déposition des couches sus-jacentes. Ceci indique que le dépôt des couches successives de faible épaisseur ne permet pas aux surpressions

interstitielles de s'accumuler. Des comparaisons avec le cas où les couches mises en place sont de grande épaisseur seront faite dans la suite du travail.

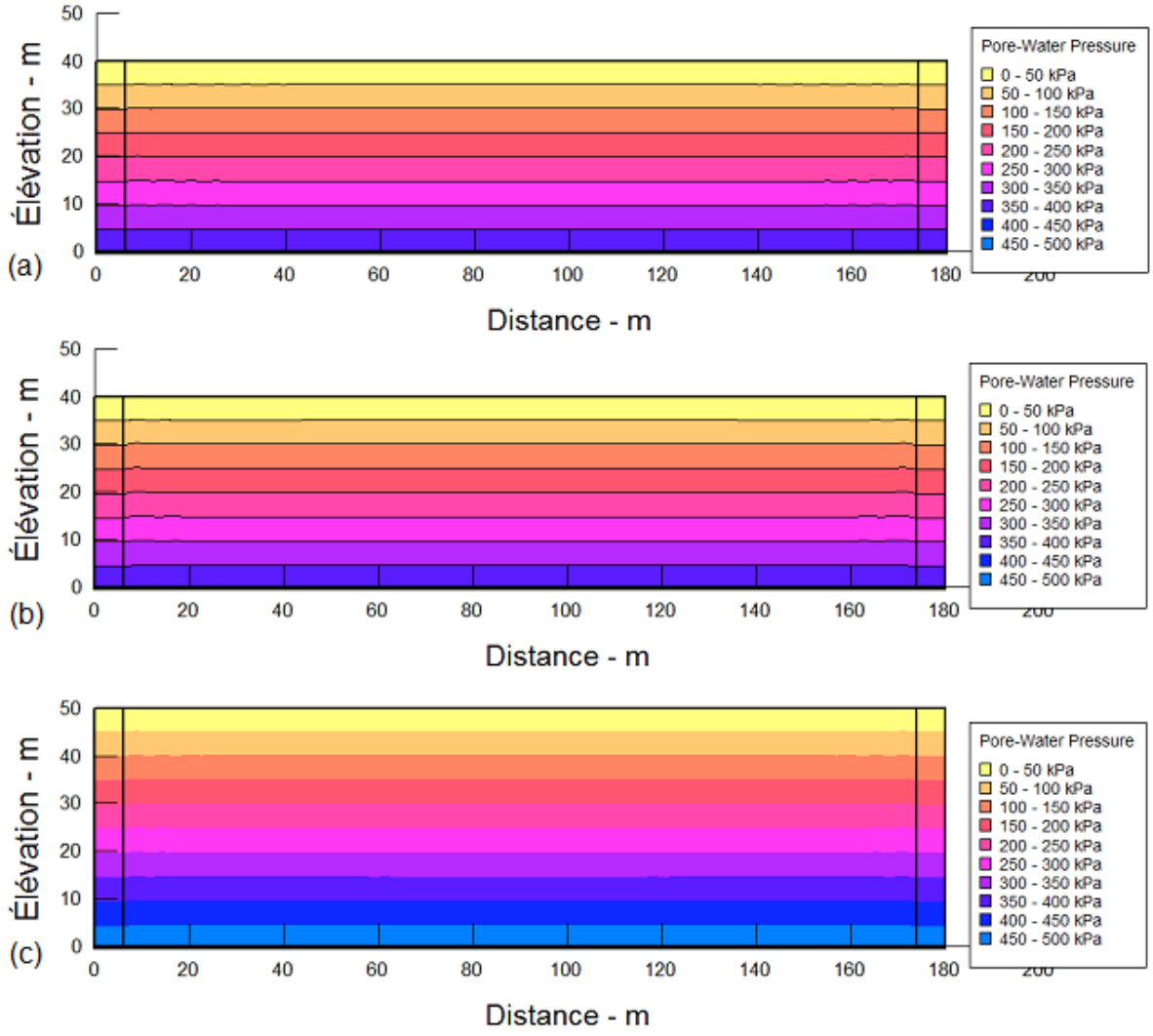

Figure 8-6 Iso-contours des pressions interstitielles (a) après chargement de la couche 80 (t = 13.2 ans) (b) durant la consolidation de la couche 80 (t = 13.235 ans) (c) après chargement de la couche 100 (t = 16.515 ans).

La figure 8.7 montre les iso-contours des contraintes totales, à la fin de la consolidation de la dernière couche ou couche 100 (à t = 16.67 ans). On observe que dans les régions proches des inclusions, les contraintes dans les résidus n'ont pas la même ampleur que dans le corps du dépôt ; ces différences sont beaucoup plus accentuées en profondeur qu'en surface. On observe aussi que

la différence entre contraintes totales dans les résidus et dans les roches stériles est plus marquée à la base du modèle.

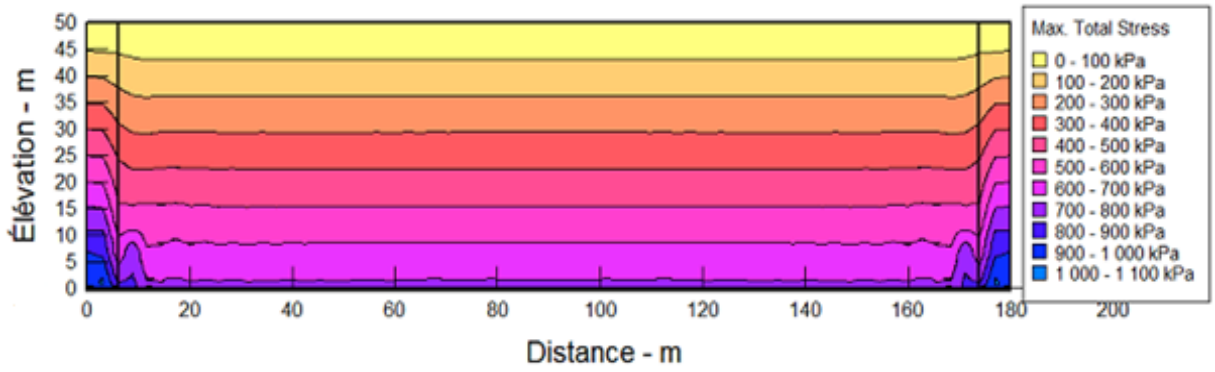

Figure 8-7 Iso-contours des contraintes totales, à la fin de la consolidation de la couche 100 (à t = 16.67 ans).

La figure 8.8 montre l'évolution des pressions interstititlles à différents points situés près de la base du modèle (élévation Y de 0.5 m) et à différentes positions horizontales de l'interface entre les résidus et les roches stériles. Comme anticipé, on observe à chaque instant des pressions plus élevées à la base du modèle (Y = 2.5 m) que dans le milieu ou partie haute (Y = 38 m) du dépot. Pour ce dépôt mis en place avec des couches de faible épaisseur, les différences des pressions interstitielles entre les points proches de l'interface et les points au centre du dépôt existent mais ne sont pas très évidentes sur cette figure ; ces différences deviennent plus évidentes à la figure 8.9 (qui montre un agrandissement d'une petite partie de la figure 8.8). Sur cette figure, on observe que les pressions interstitielles à chaque instant sont plus élevées loin des interfaces que dans les régions proches des inclusions de roches stériles. Pour ces points proches des inclusions, on observe une dissipation plus rapide (presqu'immédiate) des surpressions interstitielles après ajout de chaque couche et un temps d'équilibre relativement long avant ajout de la couche suivante. Pour les points situés loin des inclusions de roches stériles, on observe une dissipation lente des surpressions interstitielles. On observe aussi que l'allure des pressions interstitielles pour les points situés loin des interfaces est identique à celle des pressions interstitielles dans les résidus sans inclusion de roches stériles, indiquant que ces points ne sont pas situés dans la zone d'influence des inclusions de roches stériles. Il peut donc être possible de mener des investigations sur la limite de cette zone d'influence. Sur la figure 8.9, on observe également que la dissipation des

surpressions interstitielles pour les points situés loin des interfaces (à X = 90 m) est plus lente (progressive) comparativement aux points proches de l'inclusion (à X = 11.6 m). Aussi, pour ces points à X = 90 m, le temps avant l'ajout de la couche suivante est relativement faible (par rapport au temps requis pour atteindre l'équilibre) ce qui peut produire une accumulation des pressions interstitielles loin des inclusions de roches stériles.

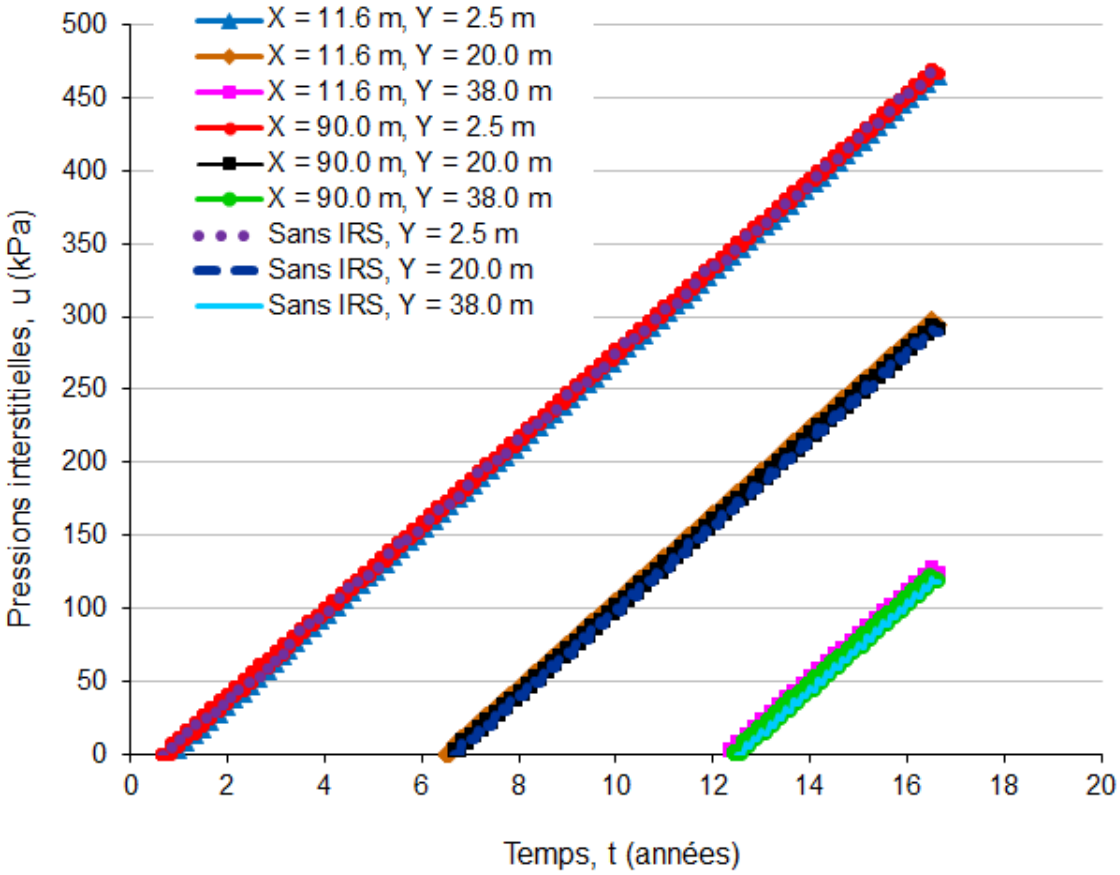

Figure 8-8 Évolution des pressions interstitielles à différents points (X, Y). L'origine des axes est montrée sur la figure 8.1.

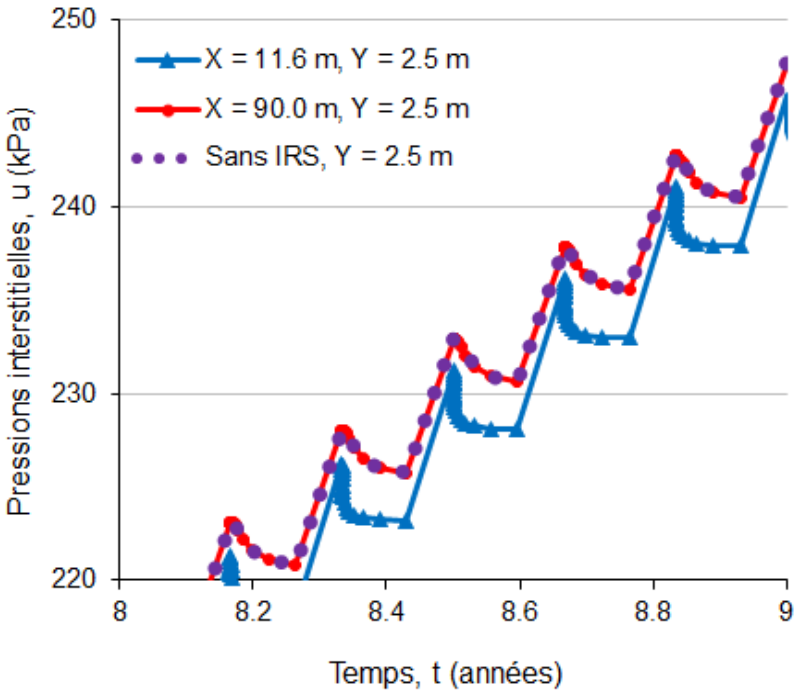

Figure 8-9 Vue des différences dans l'évolution des pressions interstitielles à deux points proches de la base du modèle (Y = 2.5 m), dont l'un est horizontalement proche de l'inclusion (X = 11.6 m) et l'autre loin de l'inclusion (X = 90 m).

On observe un comportement légèrement différent pour les contraintes effectives présentées à la figure 8.10. Les contraintes effectives initialement égales en tout point pour une même élévation Y deviennent plus faibles pour les points proches des inclusions de roches stériles que celles des points situés loin des inclusions ; ceci est assez marqué pour les contraintes effectives à la base du modèle (élévation Y = 2.5 m). On observe également que l'allure des contraintes effectives pour les points situés loin des interfaces est la même que celle pour les résidus sans inclusions de roches stériles.

La figure 8.11 présente un agrandissement d'une petite partie de la figure 8.10. On observe à cette figure que l'augmentation des contraintes effectives avec l'élévation du dépôt est plus marquée (instantanée) pour les points proches des inclusions de roches stériles (X = 11.6 m). Cette augmentation due à l'ajout de couche est suivie par une période d'équilibre relativement longue, avant ajout de la couche suivante. Pour les points situés loin des inclusions (X = 90 m, figure 8.11), l'augmentation des contraintes effectives est lente et la période d'équilibre avant ajout de la couche

suivante est relativement courte. Ici aussi, l'allure des contraintes effectives pour les points situés loin des interfaces (et des inclusions) est identique à celle des contraintes effectives dans les résidus sans inclusion de roches stériles, ce qui indique que ces points ne sont pas situés dans la zone d'influence des inclusions de roches steriles où l'augmentation des contraintes effectives apres ajout de couche est instantanée.

On observe aussi à la figure 8.10 que les contraintes effectives redeviennent égales pour tous les points à une même élévation à la fin de la consolidation de la dernière couche ou couche 100.

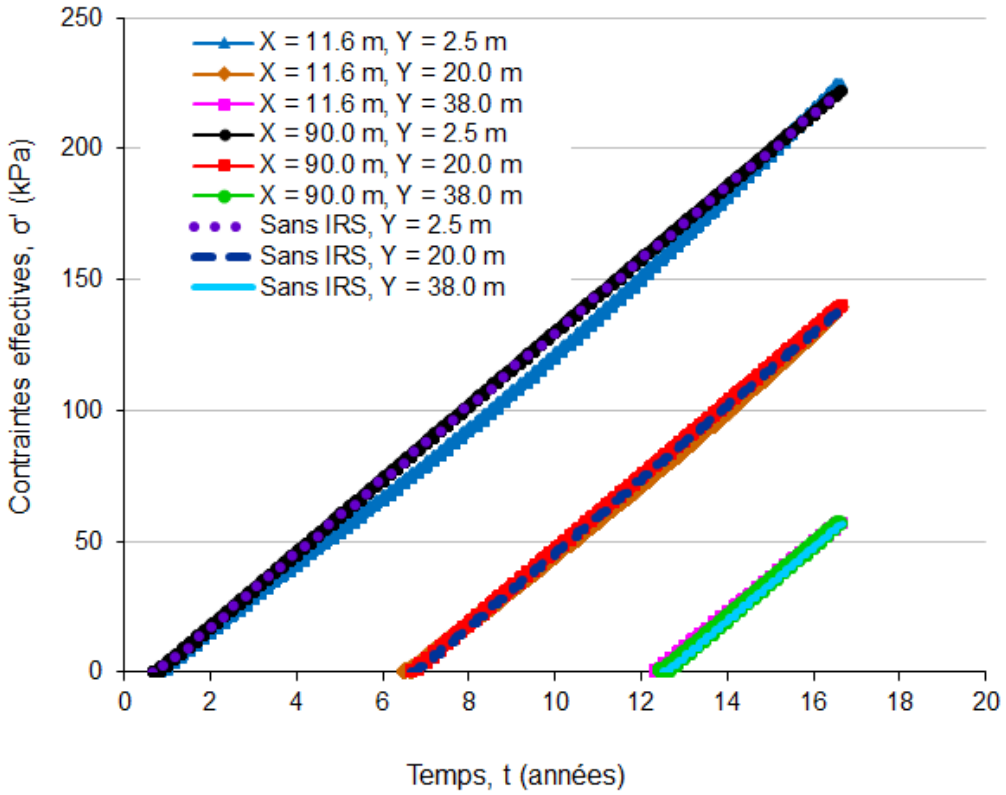

Figure 8-10 Évolution des contraintes verticales effectives à différents points (X, Y) situés près de la base du modèle (élévation de 0.5 m) et à différentes positions horizontales de l'interface entre les résidus et les roches stériles. L'origine des axes est montrée à la figure 8.1.

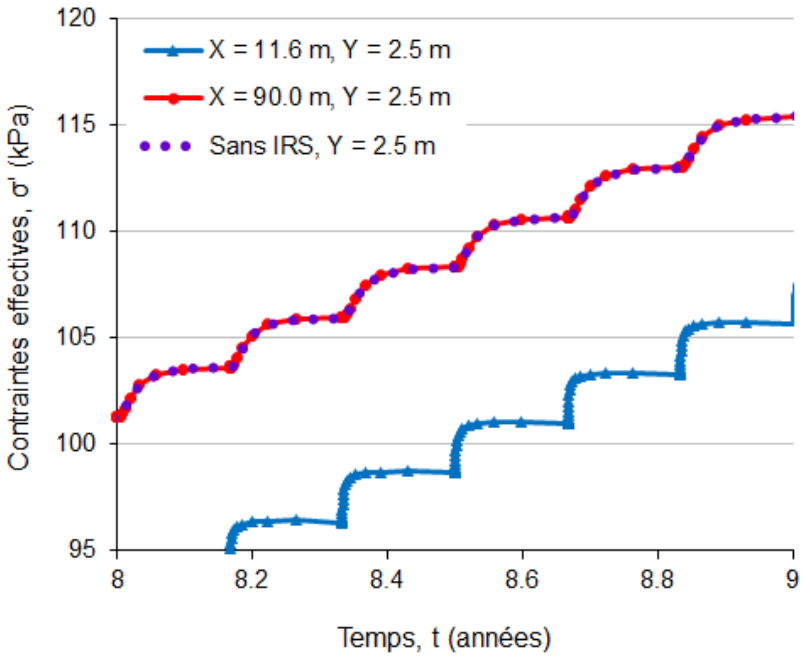

Figure 8-11 Évolution des contraintes verticales effectives a deux points respectivement proche (X = 11.6 m) et éloignée (X= 90 m) de l'inclusion.

Analyse sur la zone d'influence

L-Bolduc (2012) avait mené des investigations en considérant un dépôt de 15 couches pour un taux de déposition des couches de 3 m par an, soit un dépôt total de 45 m. Lors de son investigation numérique (avec Sigma/W), il a démontré que la zone d'influence des inclusions de roches stériles s'étend avec l'ajout de chaque couche. Il a également développé une approche pour évaluer l'étendue de la zone d'influence (voir aussi L-Bolduc et Aubertin, 2014).

Dans ce qui suit, nous allons utiliser cette approche pour évaluer l'étendue de la zone d'influence des dépôts constitués des couches plus petites (0.5 m d'épaisseur) mises en place tous les deux mois, pour un dépôt total de 50 m, soit 16.67 ans. Nous allons comparer les résultats à ceux de L-Bolduc (2012) et aussi à ceux d'autres scénarios de déposition.

Les figures 8.12 à 8.17 présentent l'évolution du degré de consolidation pour des points situés à différentes distances horizontales (X = 11.6 m ou proche de l'interface, 17.2 m, 31.2 m, 53.6 m, 76 m et 90 m qui est considéré comme le milieu de la section horizontale du modèle) et à différentes élévations de la base du modelé (Y = 1 m ou proche de la base, 20 m ou dans le milieu et 45 m ou proche de la surface). Ces résultats (degré de consolidation) sont comparés à ceux du cas sans inclusion de roches stériles afin d'estimer la distance à partir de laquelle la consolidation des résidus n'est plus affectée par la présence des inclusions de roches stériles.

La figure 8.12 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 30 ainsi que les résultats du cas sans inclusion de roches stériles. On observe que le degré de consolidation à partir d'une distance X = 53.6 m (c'est-à-dire à une distance de 47.6 m de l'interface entre l'inclusion de roches stériles et les résidus) n'a plus de différence avec le cas sans inclusion de roches stériles.

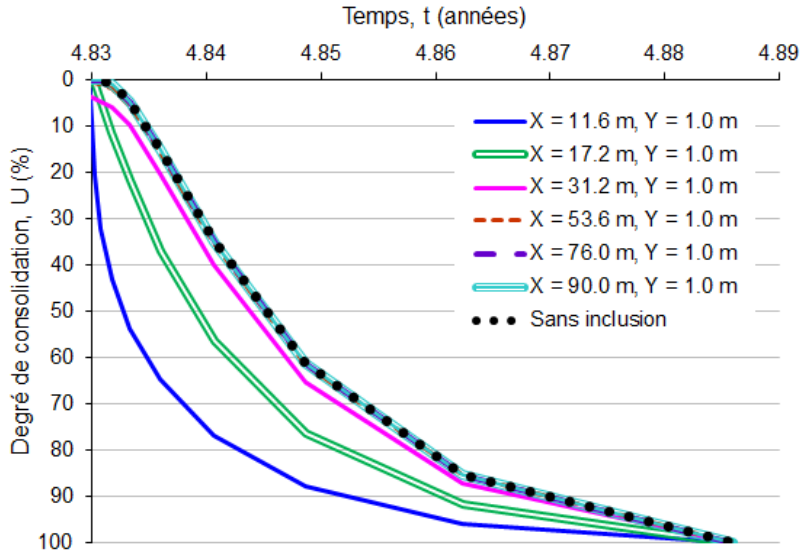

Figure 8-12 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 30 et comparaison avec le cas sans inclusion.

La figure 8.13 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 60 ainsi que les résultats

du cas sans inclusion de roches stériles. On observe que le degré de consolidation à la distance X = 90 m (c'est-à-dire à une distance de 84 m de l'interface entre l'inclusion de roches stériles et les résidus) est presque le même, sinon très légèrement supérieur (temps t presque égal ou très légèrement réduit) à celui du cas sans inclusion de roches stériles.

La figure 8.14 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 100 ainsi que les résultats du cas sans inclusion de roches stériles. On observe que le degré de consolidation à la distance X = 90 m (c'est-à-dire à une distance de 84 m de l'interface entre l'inclusion de roches stériles et les résidus) de loin supérieur (temps *t* très réduit) par rapport à celui du cas sans inclusion de roches stériles.

La figure 8.15 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 60 ainsi que les résultats du cas sans inclusion de roches stériles. On observe là aussi un comportement similaire à celui de la figure 8.13 (le degré de consolidation à la distance X = 90 m ou à une distance de 84 m de l'interface entre l'inclusion de roches stériles et les résidus est presque le même, sinon très légèrement supérieur à celui du cas sans inclusion de roches stériles).

La figure 8.16 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 100 ainsi que les résultats du cas sans inclusion de roches stériles. Là aussi, on observe un comportement similaire à celui de la figure 8.14 (le degré de consolidation à la distance X = 90 m ou à une distance de 84 m de l'interface entre l'inclusion de roches stériles et les résidus est de loin supérieur par rapport à celui du cas sans inclusion de roches stériles).

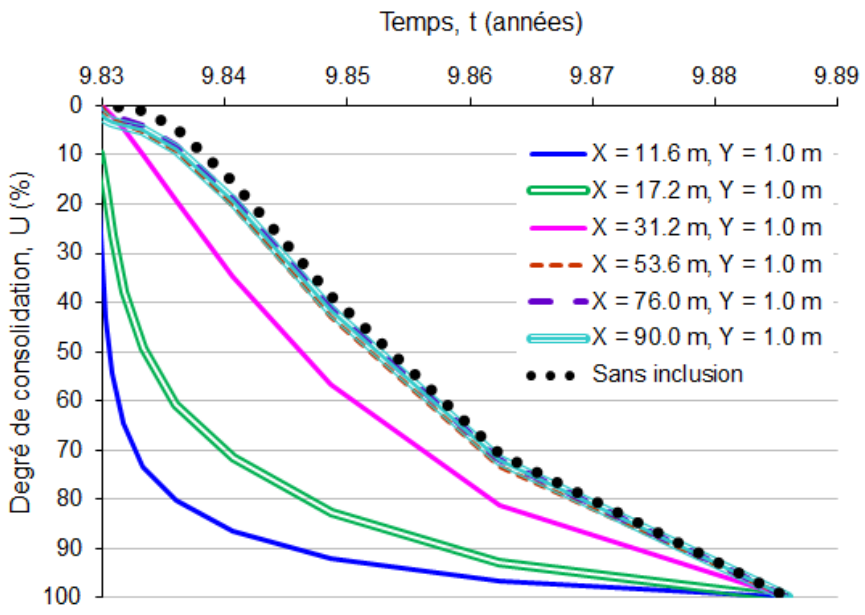

Figure 8-13 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 60 et comparaison avec le cas sans inclusion.

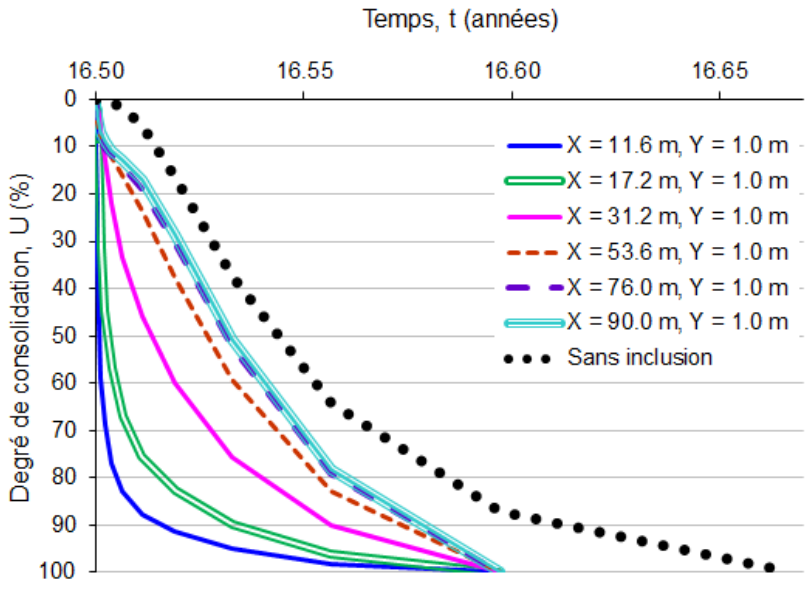

Figure 8-14 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 100 et comparaison avec le cas sans inclusion.

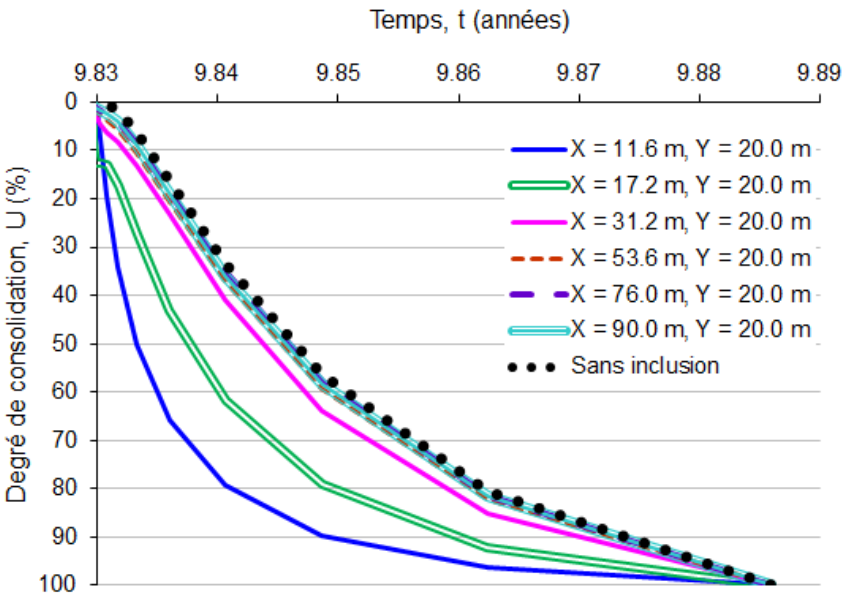

Figure 8-15 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 60 et comparaison avec le cas sans inclusion.

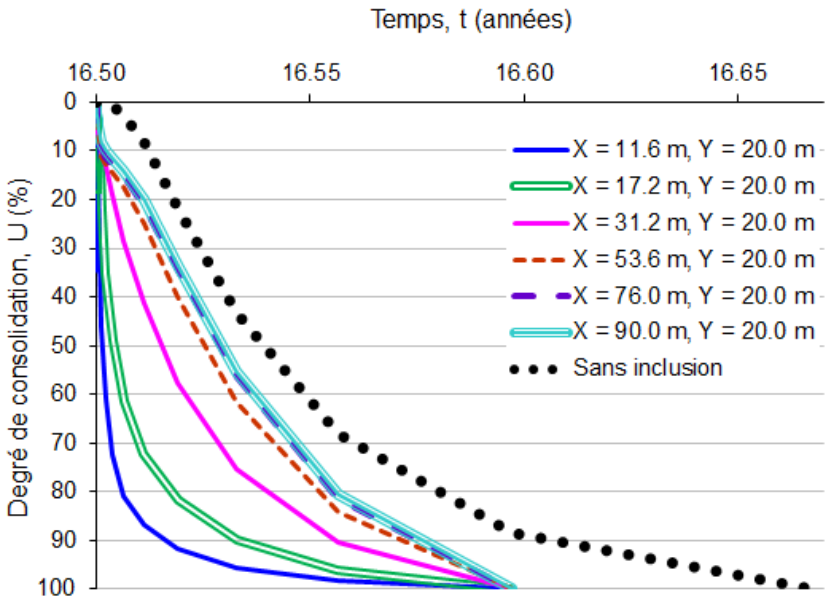

Figure 8-16 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 100 et comparaison avec le cas sans inclusion.

La figure 8.17 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche du sommet du modèle (élévation Y = 45 m), durant la consolidation de la couche 100 ainsi que les résultats du cas sans inclusion de roches stériles. On observe ici que le degré de consolidation à toutes les distances horizontales X est presque identique pour les valeurs de *U* jusqu'à 50%, ces valeurs de *U* sont aussi identiques à celui du cas sans inclusion de roches stériles Au-delà de 50%, les valeurs de *U* sont légèrement différentes en fonction de la distance horizontale par rapport à l'inclusion de roches stériles, toutes les valeurs étant légèrement supérieures au degré de consolidation du cas sans inclusion de roches stériles.

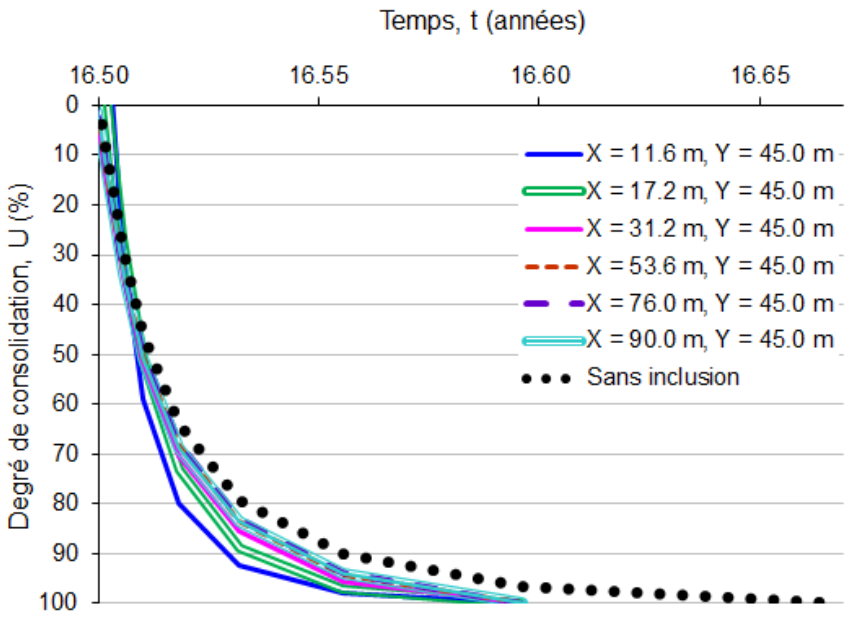

Figure 8-17 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche du sommet du modèle (élévation Y = 45 m), durant la consolidation de la couche 100 et comparaison avec le cas sans inclusion.

Dans ce qui suit, on s'intéresse particulièrement à deux degrés de consolidation dont le U_{50} et le U_{90}, qui vont fournir respectivement le temps requis pour atteindre des degrés de consolidation de 50% (t_{50}) et de 90% (t_{90}). On a utilisé pour ce faire les figures 8.12 à 8.17 avec l'axe du temps en échelle logarithmique pour déterminer ce temps avec plus de précision. Pour permettre des comparaisons efficaces, les résultats (t_{50} et t_{90}) obtenus sont présentés dans les tableaux (8.2 à 8.4). Dans ces tableaux, on exprime les distances horizontales par rapport à l'inclusion ou par rapport à

l'interface entre les roches stériles et les résidus, ces distances horizontales sont calculées comme suit :

Distance par rapport à l'inclusion (m) = Distance X par rapport à l'origine - dimension de l'inclusion (m)

Avec la distance X qui est celle montrée sur les figures 8.12 à 8.17 et la dimension de l'inclusion D_w = 6 m.

Les distances à partir desquelles le temps devient égal à celui du cas sans inclusion de roches stériles, sont hachurées et représente la zone d'influence (voir L-Bolduc, 2012).

Au tableau 8.2, on observe que la distance correspondant à la zone d'influence pour les points situés à la base du modèle (Y = 1 m) est de 47. 6 m et 84 m lors de la consolidation des couches 30 et 60 respectivement. On constate aussi que cette distance n'est pas atteinte lors de la consolidation de la couche 100 ; on peut toutefois l'évaluer par extrapolation comme montré dans la suite.

Tableau 8-2 Temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U_{50} et U_{90} pour des points situés à la base du modèle (Y = 1 m). Résultats des figures 8.12 à 8.14

Distance horizontale, X (m)		Temps (en jours) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U (%)						
		5.6m	***11.2m***	***25.2m***	***47.6m***	***70.0m***	***84.0m***	***Sans inclusion***
Couche 30	U_{50}	1.278	3.577	5.293	5.731	5.731	5.731	5.731
	U_{90}	8.213	11.498	13.688	14.60	14.60	14.60	14.60
Couche 60	U_{50}	0.402	1.387	6.023	8.067	8.395	8.395	8.76
	U_{90}	21.90	10.038	15.878	16.973	16.973	16.973	17.155
Couche 100	U_{50}	0.292	1.022	5.037	9.855	11.498	11.863	16.06
	U_{90}	5.475	11.863	20.367	26.645	28.47	28.47	40.88

Au tableau 8.3, on observe que la distance correspondant à la zone d'influence pour les points situés au milieu du modèle (Y = 20 m) est de 84 m lors de la consolidation des couches 60. On constate aussi que cette distance n'est pas atteinte lors de la consolidation de la couche 100.

Au tableau 8.4, on observe que la distance correspondant à la zone d'influence pour les points situés en haut du modèle (Y = 45 m) n'est pas atteinte lors de la consolidation de la couche 100.

Tableau 8-3 Temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U_{50} et U_{90} pour des points situés au milieu du modèle (Y = 20 m). Résultats des figures 8.15 et 8.16

Distance horizontale, X (m)		Temps (en jours) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation *U* (%)						
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**84.0m**	**Sans inclusion**
Couche 60	U_{50}	1.351	3.030	5.183	5.731	5.913	5.913	6.169
	U_{90}	6.972	11.133	14.783	15.878	15.878	15.878	16.06
Couche 100	U_{50}	0.73	1.46	5.84	9.49	10.403	10.95	14.60
	U_{90}	5.84	11.68	20.075	25.55	27.375	27.375	37.96

Tableau 8-4 Temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U_{50} et U_{90} pour des points situés en haut du modèle (Y = 45 m). Résultats de la figure 8.17

Distance horizontale, X (m)		Temps (en jours) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation *U* (%)						
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**84.0m**	**Sans inclusion**
Couche 100	U_{50}	0.343	4.015	4.015	4.015	4.015	4.015	4.745
	U_{90}	10.95	12.775	15.695	17.155	17.155	17.155	20.075

Notre modèle de base a des inclusions aux extrémités et a une distance totale de 180 m. Le point situé à une distance de 84 m par rapport à l'inclusion ou à une distance horizontale X = 90 m par rapport à l'origine (figure 8.1) est le point le plus éloigné de l'inclusion car le drainage horizontal se fait vers les deux extrémités où sont placées les inclusions de roches stériles. Lorsque la distance

correspondant à la zone d'influence n'est pas atteinte, cela veut dire que la distance horizontale totale considérée pour notre modèle est petite pour atteindre cette distance. Il peut être possible de la déterminer par extrapolation grâce à la figure 8 qui présente l'évolution des temps t_{50} et t_{90} avec la distance horizontale par rapport à l'inclusion (à l'interface) à différentes élévations et lors de la consolidation de différentes couches. Les données de ces figures sont celles des tableaux 8.2 à 8.4 pour les cas où la distance correspondant à la zone d'influence n'a pas été atteinte.

Lorsqu'on considère la figure 8.18.a, l'allure des données montre tous les points du cas de base (avec inclusion) considérés à l'élévation de Y = 1 m et durant la consolidation de la couche 100 présentent un t_{50} plus faible que le cas sans inclusion de roches stériles pour lequel t_{50} = 16.06 jours. Pour déterminer le point X du cas de base (avec inclusion) présentant le même t_{50} que le cas sans inclusion de roches stériles, il faut procéder par extrapolation en déterminant l'équation qui présente un meilleur ajustement des données de la figure 8.18.a. Cette équation est montrée à la figure 8.19. Selon cette équation, la distance de la zone d'influence qui présente le même t_{50} que le cas sans inclusion est de 203 m par rapport à l'inclusion de roches stériles.

Lorsqu'on utilise toutes les données de la figure 8.18 pour déterminer la distance de la zone d'influence suivant cette procédure, on peut établir le tableau 8.5 qui montre la distance de la zone d'influence pour les différents points (X, Y) et durant la consolidation des couches 30, 60 et 100. On notera toutefois que le temps de consolidation pour la figure 8.18.e a été difficile à déterminer par cette procédure à cause de la disposition des données sur la figure qui pourrait résulter de la vitesse de drainage dans cette zone qui a influencé les courbes de degré de consolidation et le temps déterminé par la procédure graphique. Pour la distance de la zone d'influence à cette élévation (durant la consolidation de la couche 100), on va se référer à celle qui résulte du calcul avec le temps t_{90}.

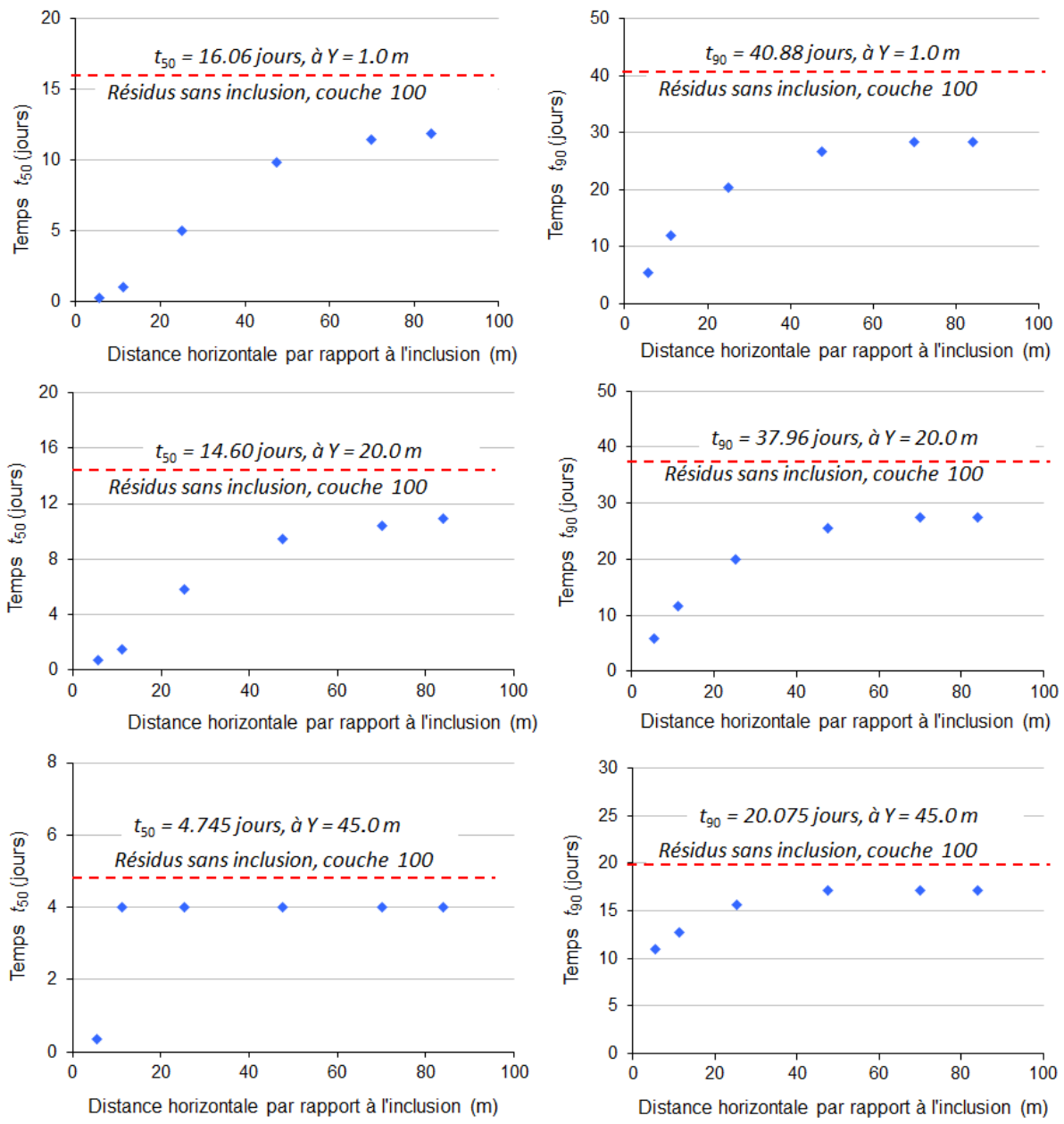

Figure 8-18 t_{50} et t_{90} pour différents points X situés à différentes élévations Y lors de la consolidation de couches 30, 60 et 100. Comparaison avec le t_{50} pour le cas avec résidus sans inclusion (a) Y = 1 m, t_{50}, couche 100 (b) Y = 1 m, t_{90}, couche 100(c) Y = 20 m, t_{50}, couche 100 (d) Y = 20 m, t_{90}, couche 100 (e) Y = 45 m, t_{50}, couche 100 (f) Y = 45 m, t_{90}, couche 100.

Aussi, les résultats de l'extrapolation ne donnent pas forcément la même distance de la zone d'influence pour U_{50} et pour U_{90} lors de la consolidation d'une couche. Dans le tableau 8.5, les

données hachurées sont celles qui ont été déterminée par extrapolation suivant la procédure décrite ci-haut.

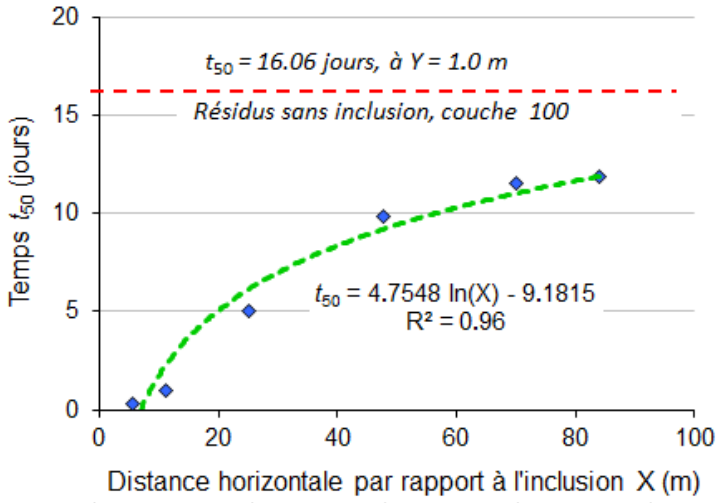

Figure 8-19 Le temps t_{50} pour différents points X du cas de base situés à une élévation de Y = 1 m lors de la consolidation de la couche 100. Comparaison avec le t_{50} pour le cas avec résidus sans inclusion de roches stériles. La figure présente aussi l'équation servant à l'extrapolation de la distance de la zone d'influence.

Tableau 8-5 Distance moyenne de la zone d'influence (m) à différentes élévations Y durant la consolidation des couches 30, 60 et 100

		Distance moyenne de la zone d'influence		
		À Y = 1.0 m	*À Y = 20.0 m*	*À Y = 45.0 m*
Couche 30	Selon t_{50}	47.6 m	-	-
	Selon t_{90}	47.6 m	-	-
Couche 60	Selon t_{50}	70.0 m	70.0 m	-
	Selon t_{90}	47.6 m	47.6 m	-
Couche 100	Selon t_{50}	202.9 m	194.01 m	-
	Selon t_{90}	280.52 m	247.16 m	210.75 m

Selon les résultats du tableau 8.5, la distance moyenne de la zone d'influence à une même élévation donnée augmente avec l'élévation du dépôt (voir aussi L-Bolduc, 2012). Cette distance est toutefois plus grande lorsque les couches mises en place sont de faible épaisseur.

Discussion complémentaire sur la zone d'influence

Pour compléter la discussion sur la zone d'influence, on a effectué des simulations en considérant toujours notre modèle de base et changeant uniquement les propriétés des résidus en gardant tous les autres paramètres constants. Les paramètres gardés constant sont les dimensions du modèles, le taux de déposition, les conditions initiales, les conditions aux frontières, les taille des éléments du modèle numérique, les propriétés des roches stériles et celles des matériaux de fondation. Les propriétés des matériaux qui ont été modifiées sont indiquées au tableau 8.6.

Tableau 8-6 Paramètres de consolidation et propriétés des résidus utilisés pour les simulations numériques servant à la discussion sur la zone d'influence

Propriété / paramètre	**Unité**	**Valeur**
Densité de pulpe	(%)	40
Indice des vides initial, e_0	(-)	4.125
Teneur en eau initiale, w_0	(%)	150
Poids volumique, γ	(kN/m^3)	13.29
Conductivité hydraulique, k_{sat}	(m/s)	6E-07
Pente λ (et indice C_C)	(-)	0.122 (0.28)
Pente κ (et indice C_r)	(-)	0.025 (0.55)
Angle de friction, ϕ	(°)	36

Les résultats (degré de consolidation) obtenus aux mêmes points (X, Y) que le cas de base sont présentés aux figures 8.20 à 8.25 et comparés en même temps au cas sans inclusion qui a été utilisé pour le cas de base (dont les propriétés sont celles du tableau 8.1) afin d'étendre la discussion sur la zone d'influence.

La figure 8.20 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 30 (pour e_0 = 4.125) et une comparaison avec le cas de base (e_0 = 2.75) sans inclusion. On observe que la zone d'influence se situe relativement à une distance X = 17.2 m et que les résidus au-delà de cette distance présentent un temps t_{90} plus élevé que celui du cas des base sans inclusion de roches stériles. Toutefois notre discussion sera basse sur les temps t_{50} et t_{90}.

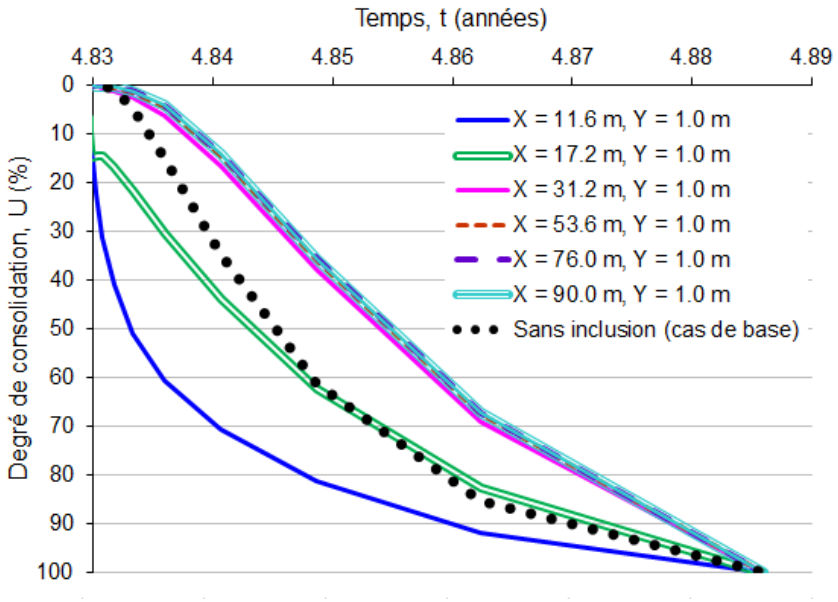

Figure 8-20 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 30 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75).

La figure 8.21 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 60 (pour e_0 = 4.125) et une comparaison avec le cas de base (e_0 = 2.75) sans inclusion. On observe que la zone

d'influence se situe relativement à une distance X = 31.2 m et que les résidus au-delà de cette distance présentent un temps t_{90} plus élevé que celui du cas des base sans inclusion de roches stériles

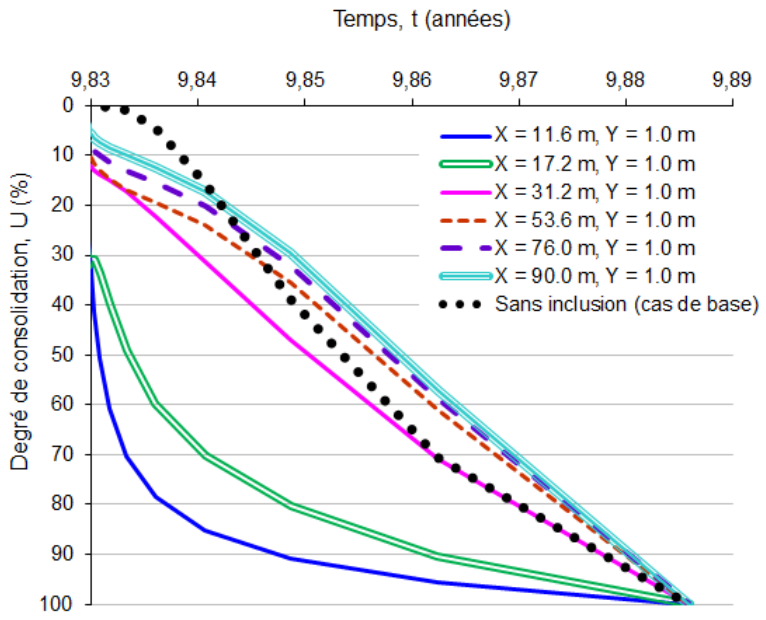

Figure 8-21 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 60 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75).

La figure 8.22 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et une comparaison avec le cas de base (e_0 = 2.75) sans inclusion. On observe que la zone d'influence se situe bien au-delà de X = 90 m (lorsqu'on regarde le temps t_{90} et à X = 90 m lorsqu'on regarde le temps t_{50}.

La figure 8.23 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et une comparaison avec le cas de base (e_0 = 2.75) sans inclusion. On observe que la zone d'influence se situe entre les distances X = 17.2 m et X = 31.2 m pour les temps t_{50} et t_{90}. Les résidus au-delà de cette distance présentent des temps t_{50} et t_{90} plus élevés que celui du cas des base sans inclusion de roches stériles

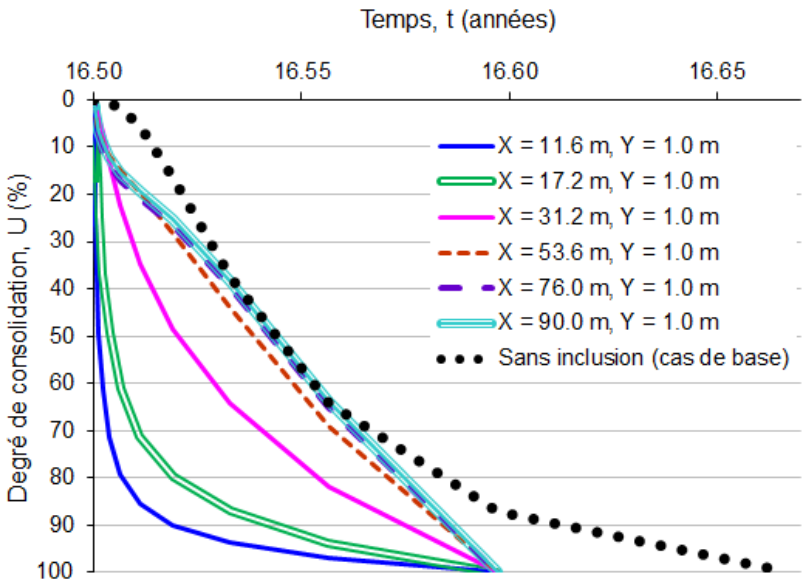

Figure 8-22 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche de la base du modèle (élévation Y = 1 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75).

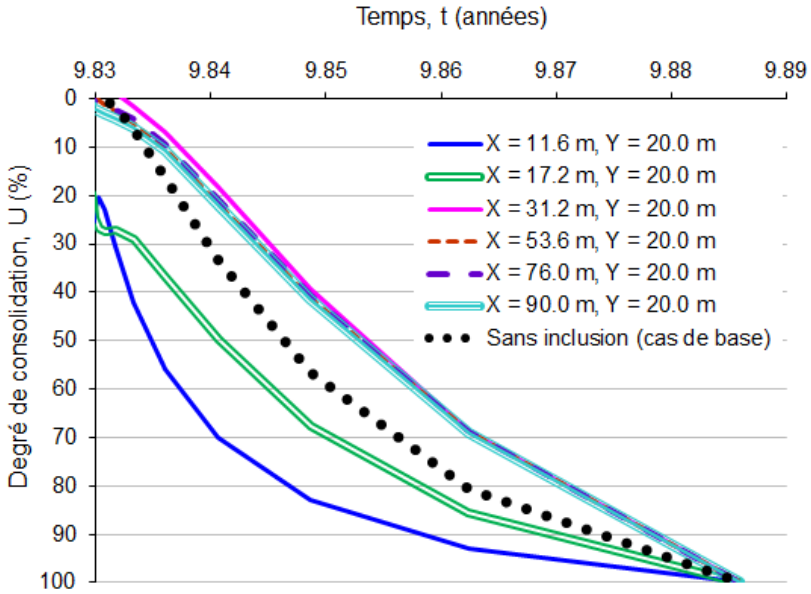

Figure 8-23 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 60 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75).

La figure 8.24 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et une comparaison avec le cas de base (e_0 = 2.75) sans inclusion. On observe des résultats similaires à ceux de la figure 8.22 (la zone d'influence se situe bien au-delà de X = 90 m lorsqu'on regarde le temps t_{90} et à X = 90 m lorsqu'on regarde le temps t_{50}).

La figure 8.25 présente l'évolution du degré de consolidation *U* à différents points situés proche du sommet du modèle (élévation Y = 45 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et une comparaison avec le cas de base (e_0 = 2.75) sans inclusion. On observe ici que la zone d'influence se situe à une distance X = 17.2 m lorsqu'on regarde le temps t_{90} et que les résidus en tout point se consolident plus lentement que ceux du cas de base sans inclusion lorsqu'on regarde le temps t_{50}.

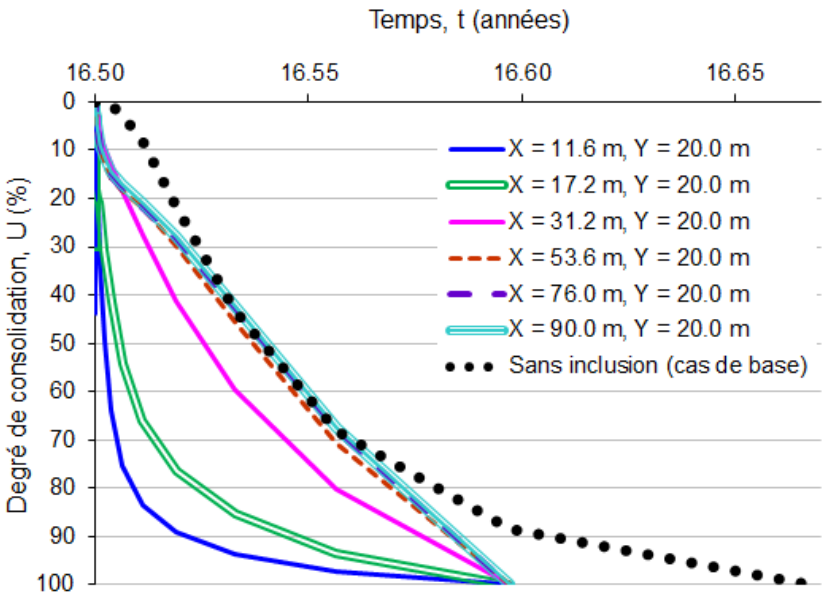

Figure 8-24 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés au milieu du modèle (élévation Y = 20 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75).

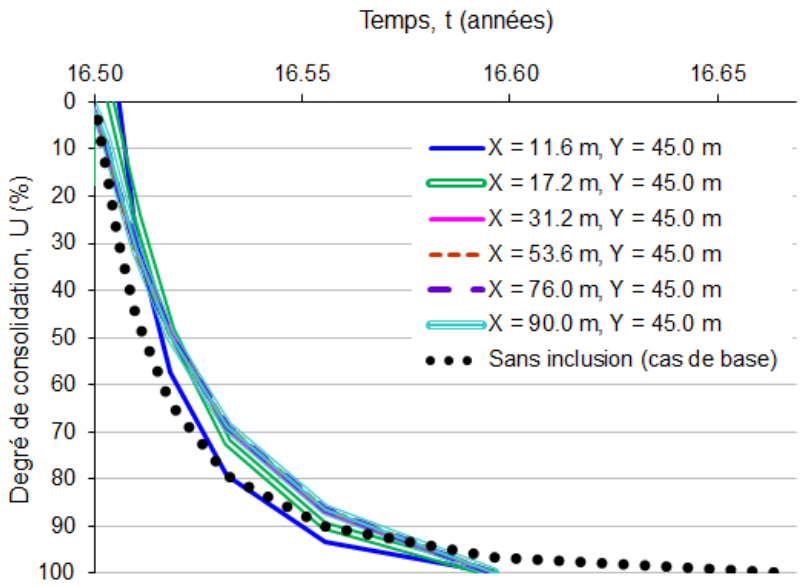

Figure 8-25 Évolution du degré de consolidation U à différents points situés proche du sommet du modèle (élévation Y = 45 m), durant la consolidation de la couche 100 (pour e_0 = 4.125) et comparaison avec le cas sans inclusion du cas de base (e_0 = 2.75)).

Les tableaux à l'annexe BB présentent les temps requis pour atteindre U_{50} et U_{90} pour des points situés différentes élévations Y et à différentes distances horizontales des inclusions (des interfaces) durant la consolidation des couches 30, 60 et 100, résultant des figures 8.20 à 8.25. Pour alléger la présentation de ces résultats et pour rendre les résultats de ces tableaux plus compréhensibles, on définit dans ce qui suit un critère pour évaluer l'accélération de la consolidation. Ce critère sera utilisé dans toute la suite de ce chapitre.

Critère d'évaluation de l'accélération de la consolidation

Le critère défini est appelé Facteur de Réduction de Temps, "Time Reduction Factor" en anglais, ou *TRF* en sigle. Le *TRF* est défini ici comme étant le rapport entre le temps nécessaire aux résidus avec inclusions pour atteindre un degré de consolidation donné (*U*) sur le temps que prendraient des résidus de référence sans inclusions pour atteindre le même degré de consolidation *U*. Pour définir le *TRF*, il faut se fixer au préalable une référence sans inclusions et dont w_0 et e_0 sont définis (connus). Dans notre cas, les résidus de références sont ceux du cas de base, avec les propriétés présentées au tableau 8.1.

Dans l'expression du *TRF*, le temps t peut être remplacé par le facteur temps *T* (-), ce qui conduit à l'expression suivante :

$$TRF\ (-) = T\ (R_{\text{résidus avec inclusions}}) / T\ (R_{\text{résidus de référence sans inclusions}}) \qquad (8.1)$$

Théoriquement, $0 < TRF \leq 1$ si les résidus considérés ont une même teneur en eau initiale que les résidus de référence. Si les résidus sont beaucoup plus humides que les résidus de référence comme c'est le cas ici, le *TRF* peut être > 1 (et < ∞).

Dans ce paragraphe et dans toute la suite du chapitre, on va utiliser principalement deux TRF : le TRF_{50} et le TRF_{90} qui représentent respectivement la réduction du temps pour atteindre des degrés de consolidation *U* de 50% et de 90% respectivement.

L'inverse du *TRF* (1/*TRF*) exprime directement le nombre de fois dont le temps de consolidation est réduit par rapport à celui des résidus de référence sans inclusion.
- Si 1/T*RF* = 1 : pour atteindre le degré de consolidation *U*, il n'y a pas de réduction de temps, comparativement à la consolidation (1D) des résidus de référence sans inclusions ;
- Si 1/*TRF* = 2 : pour atteindre le degré de consolidation *U*, le temps est réduit (divisé) par 2 ;
- Si 1/*TRF* = 1/2 : pour atteindre le degré de consolidation *U*, le temps est multiplié par 2.

Ces critères sont appliqués dans ce qui suit. Les tableaux 8.7 à 8.9 présentent respectivement les données des tableaux BB.1 à BB.3 (établis selon la base des résultats aux figures 8.20 à 8.25), avec le temps de consolidation exprimé ici sous la forme du facteur 1/TRF pour exprimer le nombre de fois dont le temps de consolidation est réduit.

Lorsqu'on observe le tableau 8.7, on remarque que la distance de la zone d'influence se situe à une distance horizontale évaluée à une distance de 11.2 m lors de la consolidation de la couche 30, de 47.6 m lors de la consolidation de la couche 60 et de 80 m lors de la consolidation de la couche 100. Le tableau 8.8 indique que la distance de la zone d'influence peut être évaluée à une distance de 25.2 m lors de la consolidation de la couche 60 et de 70 m lors de la consolidation de la couche

100. Selon le tableau 8.9, la distance de la zone d'influence est évaluée à une distance de 5.6 m lors de la consolidation de la couche 100.

Tableau 8-7 Le facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} (1/TRF$_{50}$) et U_{90} (1/TRF$_{90}$) pour des points situés à la base du modèle (Y = 1 m, résultats relatifs au tableau 8.5)

Distance horizontale, X (m)		Facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} (1/TRF$_{50}$) et U_{90} (1/TRF$_{90}$)					
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**80.0m**
Couche 30	U_{50}	4.48	1.16	0.64	0.62	0.62	0.62
	U_{90}	1.31	0.94	0.82	0.82	0.82	0.82
Couche 60	U_{50}	18.44	6.00	1.15	0.89	0.84	0.82
	U_{90}	2.69	1.47	1.18	0.93	0.92	0.92
Couche 100	U_{50}	22.00	11.00	2.20	1.13	1.05	1.00
	U_{90}	5.60	2.60	1.52	1.34	1.30	1.30

Tableau 8-8 Le facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} (1/TRF$_{50}$) et U_{90} (1/TRF$_{90}$) pour des points situés au milieu du modèle (Y = 20 m, résultats relatifs au tableau 8.6)

Distance horizontale, X (m)		Facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} (1/TRF$_{50}$) et U_{90} (1/TRF$_{90}$)					
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**80.0m**
Couche 60	U_{50}	3.07	1.54	0.73	0.73	0.73	0.73
	U_{90}	1.54	1.11	0.93	0.93	0.93	0.93
Couche 100	U_{50}	20.00	6.67	1.54	1.08	1.00	1.04
	U_{90}	4.73	2.31	1.37	1.25	1.23	1.23

Tableau 8-9 Le facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} (1/TRF$_{50}$) et U_{90} (1/TRF$_{90}$) pour des points situés en haut du modèle (Y = 45 m, résultats relatifs au tableau 8.7)

Distance horizontale, X (m)		Facteur 1/TRF nécessaire pour atteindre U_{50} (1/TRF$_{50}$) et U_{90} (1/TRF$_{90}$)					
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**80.0m**
Couche 100	U_{50}	0.81	0.72	0.68	0.68	0.68	0.68
	U_{90}	1.12	1..00	0.86	0.86	0.86	0.86

Les zones d'influences déduites des données aux tableaux 8.7 à 8.9 sont synthétisées au tableau 8.10. On observe également que la distance moyenne de la zone d'influence à une même élévation donnée augmente avec l'élévation du dépôt. Lorsqu'on compare les résultats du tableau 8.10 (pour e_0 = 4.125) à ceux du tableau 8.5 (cas de base avec e0 = 2.750), on observe une réduction de la zone d'influence qui varie généralement entre 2 et 4. Ceci indique que la zone d'influence peut diminuer sensiblement lorsque les propriétés initiales des matériaux (et les paramètres de consolidation qui leur sont reliées) changent. La réduction du rayon d'influence semble plus grande pour les couches situées en profondeur.

Tableau 8-10 Distance moyenne de la zone d'influence (m) à différentes élévations Y durant la consolidation des couches 30, 60 et 100 pour le cas avec e_0 = 4.125

		Distance moyenne de la zone d'influence		
		À Y = 1.0 m	*À Y = 20.0 m*	*À Y = 45.0 m*
Couche 30	Selon t_{50}	11.2 m	-	-
	Selon t_{90}	11.2 m	-	-
Couche 60	Selon t_{50}	47.6 m	25.2 m	-
	Selon t_{90}	47.6 m	25.2 m	-
Couche 100	Selon t_{50}	80 m	70 m	5.6 m
	Selon t_{90}	80 m	70 m	5.6 m

8.4 Étude comparative de diverses configurations de cellules et épaisseurs de couches mises en place

La forme et le mode de déposition des résidus du cas de base (figure 8.1) représentent une idéalisation de la déposition des résidus miniers. L'interface entre les inclusions de roches stériles et les résidus peut être inclinée d'un certain angle. Aussi, les inclusions peuvent être construites pour une déposition durant une période de temps relativement longue, correspondant à plusieurs couches successives.

Dans ce qui suit, nous allons effectuer une analyse comparative de quatre (4) cas de déposition des résidus à une échelle relativement petite comparativement au cas de base. Pour ces cas, la longueur du modèle est de L = 60 m et la moitié de la taille des inclusions a une dimension de 6 m. L'épaisseur totale du dépôt est de 12 m. Chacun de ces cas est décrit dans ce qui suit, la synthèse des caractéristiques de chaque cas est présentée au tableau 8.11, les géométries et les dimensions des modèles représentant ces cas sont présentées à la figure 8.26 (a à d). On va ensuite effectuer une analyse comparative de l'évolution des contraintes et des pressions interstitielles, des déplacements et des déformations.

- Cas S-1 : il représente un remplissage avec 4 couches de 3 m d'épaisseur chacune et une interface inclinée d'un angle de 37°. Le taux de remplissage est de 3 mètres par année ;
- Cas S-2 : il représente un remplissage avec 4 couches de 3 m d'épaisseur chacune et une interface verticale. Le taux de remplissage est de 3 mètres par année ;
- Cas S-3 : il représente un remplissage avec 24 couches de 0.5 m d'épaisseur chacune et une interface verticale. Ce cas représente à échelle relativement petite le cas de base analysé plus haut, avec un taux de déposition de 0.5 m tous les deux mois ;
- Cas S-4 : ce scénario représente un remplissage avec 24 couches de 0.5 m d'épaisseur chacune et une interface inclinée de 37°. Le taux de remplissage est de 0.5 m tous les deux mois. Une inclusion est mise en place chaque année (correspondant à une déposition de 6 couches successives de résidus).

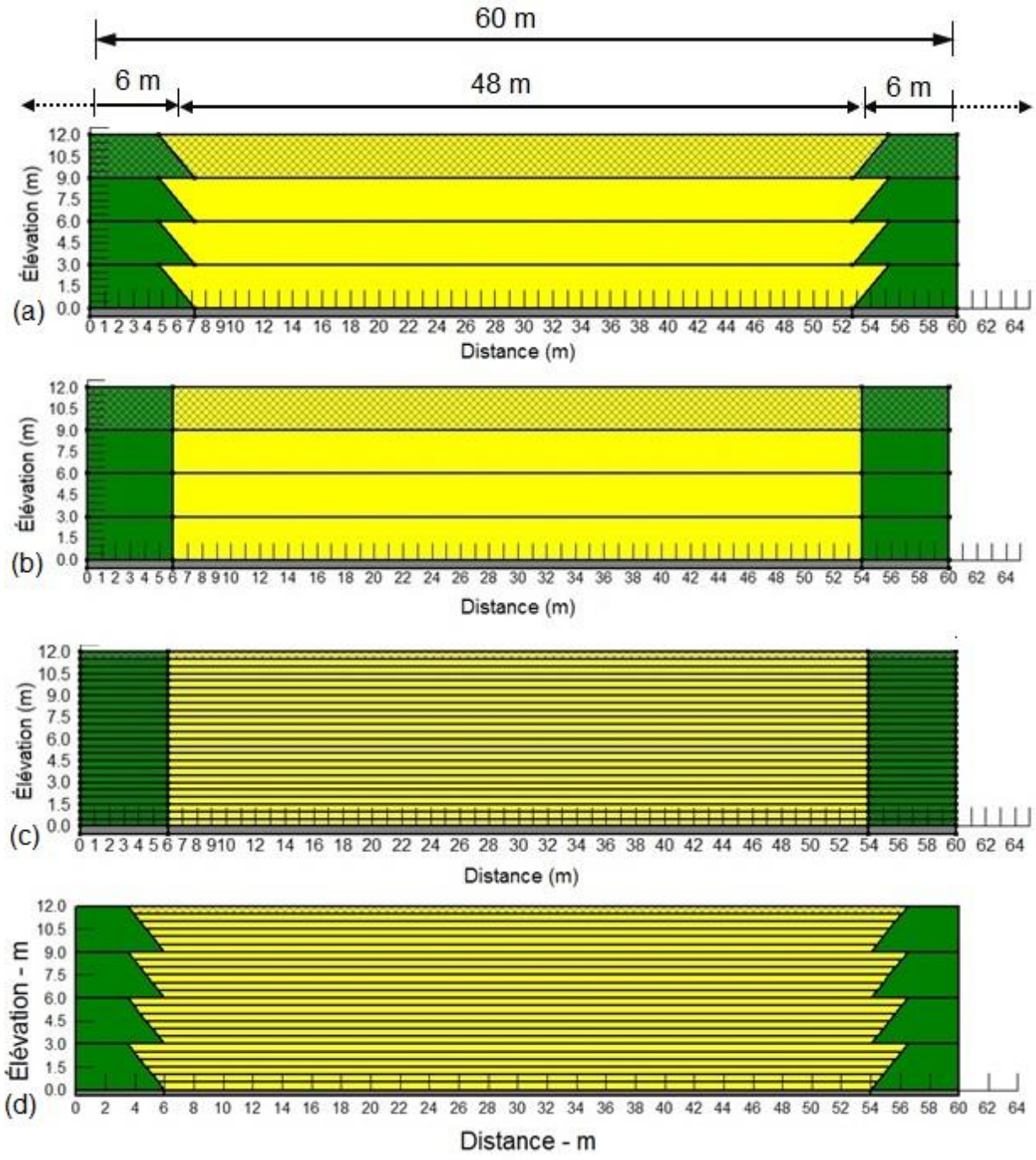

Figure 8-26 Géométries et dimensions des modèles pour l'analyse numérique des diverses configurations de cellules et vitesses de remplissage (a) Cas S-1 (b) Cas S-2 (c) Cas S-3 (d) Cas S-4. Longueur totale du modèle L = 60 m.

Tableau 8-11 Caractéristiques des différents cas analysés (figure 8.8, a à d)

Caractéristique	***S-1***	***S-2***	***S-3***	***S-4***
Nombre de couches (-)	4	4	24	24
Épaisseur de couches (m)	3	3	0.5	0.5
Épaisseur totale du dépôt (m)	12	12	12	12
Fréquence de remplissage	Chaque année	Chaque année	Tous les deux mois	Tous les deux mois
Forme de l'interface	Inclinée de 37°	Verticale	Verticale	Inclinée de 37°, inclusion mise en place une fois par année.

Pour tous ces modèles, les propriétés des matériaux sont celles présentées au tableau 8.1. Les éléments de maillage ont 0.2 m de hauteur sur 0.2 m de largeur pour le compartiment occupé par les résidus miniers et 0.3 m de largeur pour celui occupé par les roches stériles. Le nombre de maille pour chaque scénario a varié de 16 800 à 19 400 éléments (les modèles avec une interface inclinée présentent un nombre élevé d'éléments, carrés et triangulaires). Les pas de temps sont adaptatifs, avec un minimum de 5 secondes et un maximum de 4 ans (le temps total de la mise en place du dépôt de 12 m). Le nombre d'étapes par couche est de 150 lorsqu'il s'agit d'une déposition avec 4 couches successives de 3 m d'épaisseur chacune et de 25 lorsqu'il s'agit d'une déposition avec 24 couches successives de 0.5 m chacune.

8.5 Différents cas de déposition : résultats et analyse comparative

Pressions interstitielles

La figure 8.27 présente les iso-contours des pressions interstitielles à t = 3 ans + 30 s, (correspondant au début de chargement de la 3e couche pour les cas S-1 et S-2, et au début du chargement de la 19e couche pour les cas S-3 et S-4). La figure 8.28 présente les iso-contours des pressions interstitielles à t = 3,0013 ans (ou t = 3 ans + 11.45 h) durant la consolidation de la couche mise en place à la figure 8.27.

Pour le cas S-1, à l'ajout de la 4e couche (11 secondes après, figure 8.27.a), il y a des fluctuations initiales des pressions interstitielles le long de tout le profil vertical, mais les surpressions interstitielles ne se sont pas encore développées, ce qui fait que les pressions interstitielles sont identiques le long du profil horizontal des résidus et presqu'égales aux pressions au sein des roches stériles. Lorsque la consolidation est avancée (à t = 3,0013 ans, figure 8.28.a), les surpressions interstitielles se sont déjà développées ; ces surpressions ont affecté tout le dépôt en place (à chaque élévation) et ont commencé à se dissiper beaucoup plus dans les zones proches des inclusions de roches stériles. Comme l'a montré L-Bolduc lors des simulations numériques avec des couches plus épaisses et comme l'indique aussi la ligne A-B tracée à titre indicatif sur la figure 8.28.a, à un temps t, la zone d'influence des roches stériles est plus grande à la base du modèle que dans la partie haute.

La situation est identique pour le cas S-2, avec des fluctuations à chaque élévation à t = 3ans + 30 s correspondant au début de chargement de la 3e couche (figure 8.27.b) et des pressions qui se sont développées et qui ont commencé à se dissiper dans la région proche des inclusions (figure 8.28.b). La ligne A'-B' tracée à titre indicatif montre toutefois que l'extension horizontale de la zone d'influence est légèrement plus faible que dans le cas S-1 (l'angle d'inclinaison de la ligne A'-B' par rapport à l'horizontal est légèrement plus grand que celui de la ligne A-B). Cet aspect sera investigué avec plus de détails plus loin (lors de l'étude paramétrique).

Toutefois lorsque des couches sont mises en place avec une faible épaisseur (cas S-3 et S-4), les pressions à la base du modèle à t = 3 ans + 30 s sont plus faibles (figures 8.27 c et d), et à t = 3,0013 ans, presque toutes les surpressions se sont déjà dissipées. Ceci est dû au fait que seule une faible épaisseur de la couche de résidus a déjà été ajoutée. L'avantage de ce mode de déposition est de favoriser un drainage vertical élevé qui se couple au drainage horizontal vers l'inclusion de roches stériles.

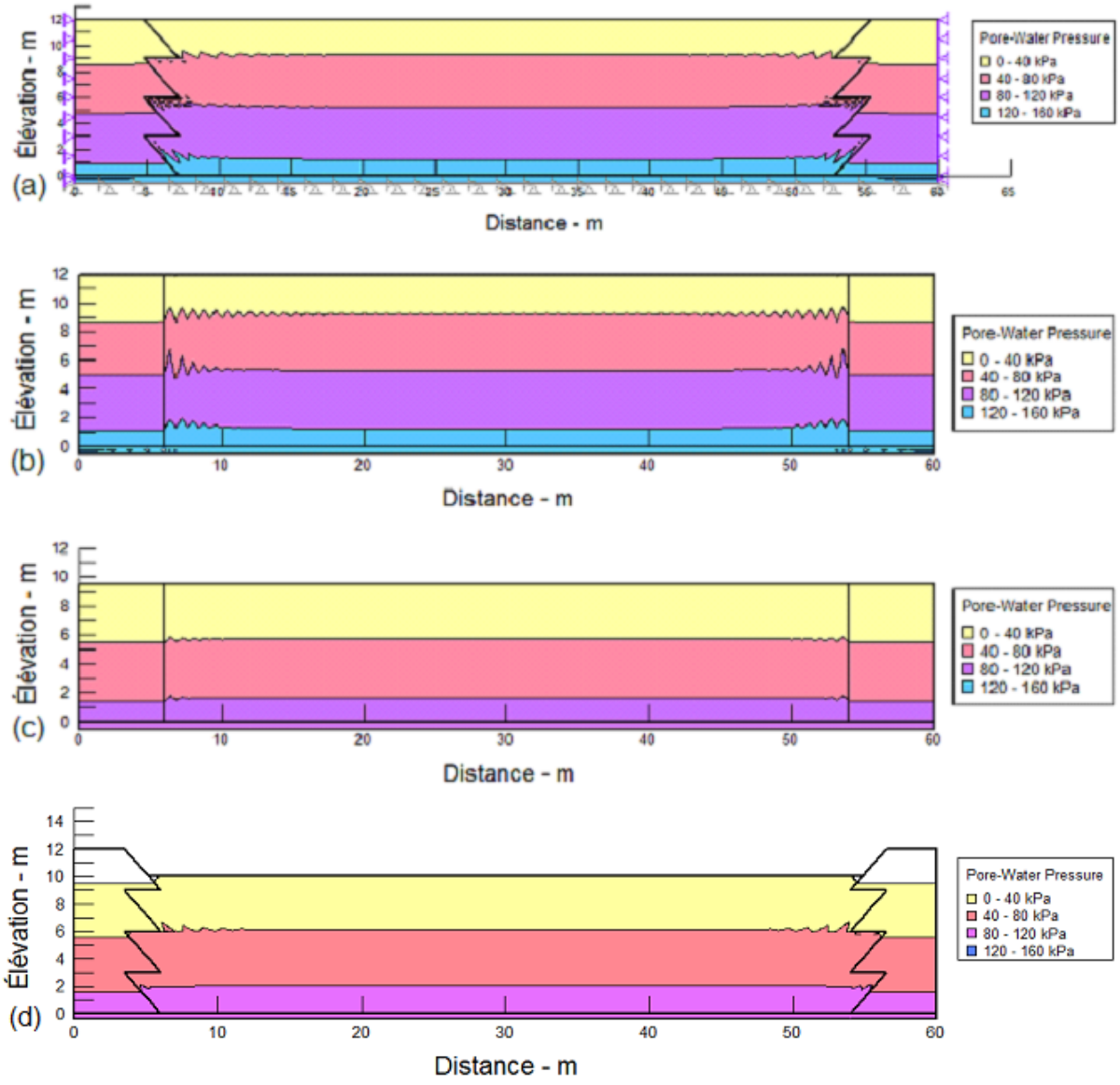

Figure 8-27 Iso-contours des pressions interstitielles à t = 3 ans + 30 s, correspondant au début de chargement de la 3e couche pour les cas (a) S-1 (b) S-2, et au chargement de la 19e couche pour les cas (c) S-3 (d) S-4.

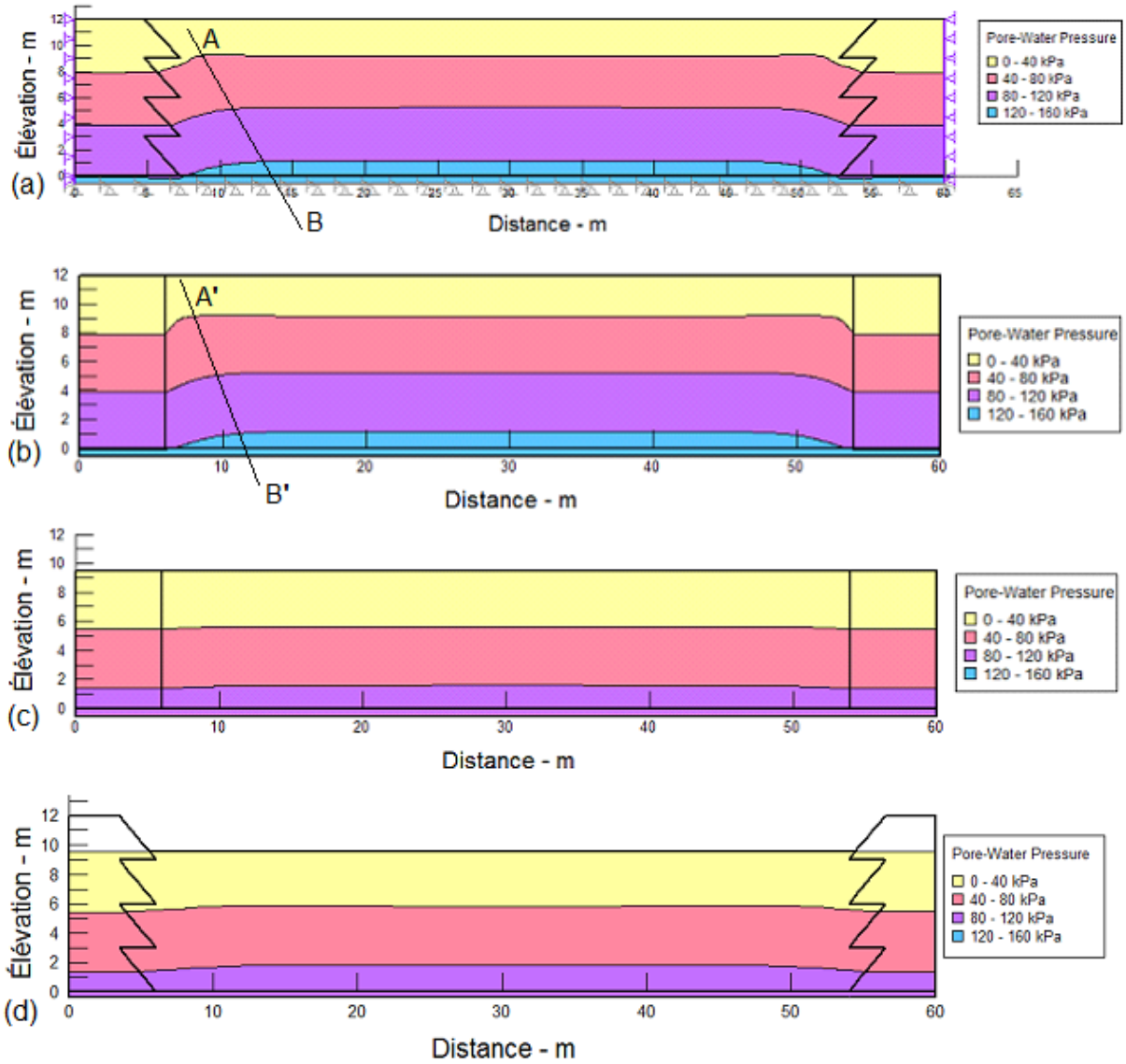

Figure 8-28 Iso-contours des pressions interstitielles à t = 3,0013 ans ou t = 3 ans + 11.45 h (a) cas S-1 (b) cas S-2 (c) cas S-3 (d) cas S-4.

Contraintes totales

La figure 8.29 présente les iso-contours des contraintes totales à t = 3 ans + 30 s, correspondant au début de chargement de la 3e couche pour les cas (a) S-1 (b) S-2, et au chargement de la 19e couche pour les cas (c) S-3 (d) S-4.

A la fin de la consolidation de la troisième couche (avant ajout de la 4e couche), les contraintes totales dans les résidus sont inférieures aux contraintes totales dans les résidus. Mais les contraintes totales dans la région proche de l'inclusion sont encore plus faibles. Les contraintes totales le long de l'interface inclinées semblent être identiques uniformes et il existe des points de concentrations maximales de contraintes qui sont les crêtes des inclusions de roches stériles.

Pour le cas S-1, après ajout de la 4e couche, les contraintes totales sont encore presqu'uniformes le long du profil horizontal dans les résidus, dans la région proche de la surface. En profondeur, le transfert des contraintes vers les roches stériles a provoqué une diminution des contraintes dans les résidus dans les régions proches des inclusions de roches stériles ; ce transfert a provoqué une accumulation des contraintes au niveau des crêtes qui constituent à ce moment des points de concentrations maximales de (figure 8.29.a). On observe aussi en profondeur que les contraintes totales le long d'une même interface (inclinée) sont presqu'identiques.

Au cas S-2, on remarque aussi un transfert de contraintes totales des résidus vers les inclusions de roches stériles. Toutefois, dans ce cas-ci, il n'y a pas accumulation de contraintes à des points donnés. Les contraintes totales ont tendance à évoluer de manière identique le long d'une même interface (figure 8.29.b).

Aux scénarios S-3 et S-4 (figures 8.29.c et 8.29.d), les contraintes totales à la base du modèle sont faibles, vue la faible couche (de 0.5 m d'épaisseur) ajoutée à cette étape. Les contraintes totales ont également tendance à baisser plus dans la région proche de l'inclusion (la baisse des contraintes est marquée dans cette région).

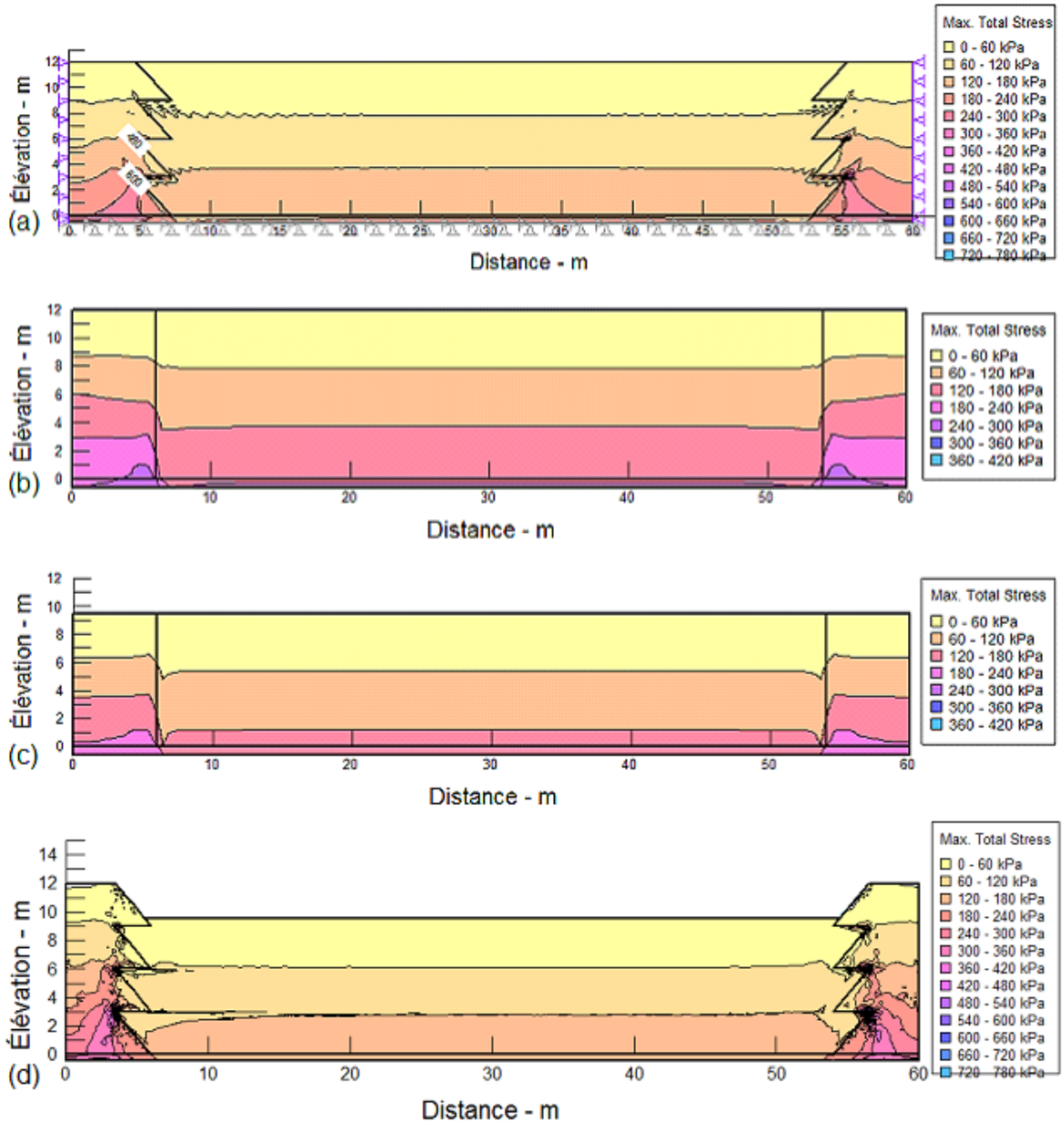

Figure 8-29 Iso-contours des contraintes totales à t = 3 ans + 30 s, correspondant au début de chargement de la 3e couche pour les cas (a) S-1 (b) S-2, et au chargement de la 19e couche pour les cas (c) S-3 (d) S-4.

Déformation volumique

La figure 8.30 présente les iso-contours des déformations volumiques à t = 4 ans, correspondant à la fin de la consolidation du dépôt des résidus mis en place. Les résultats indiquent des

déformations volumiques plus grandes lorsque les couches des résidus mises en place sont plus épaisses (figure 8.30.a et 8.30.b pour les scénarios S-1 et S-2 respectivement). On observe des déformations volumiques maximums de l'ordre de 10 à 12% pour les couches plus épaisses (figures 8.30.a et 8.30.b) et des déformations volumiques de l'ordre de 4 à 6% pour les couches moins épaisses (figures 8.30.c et 8.30.d, correspondant aux cas S-3 et S-4).

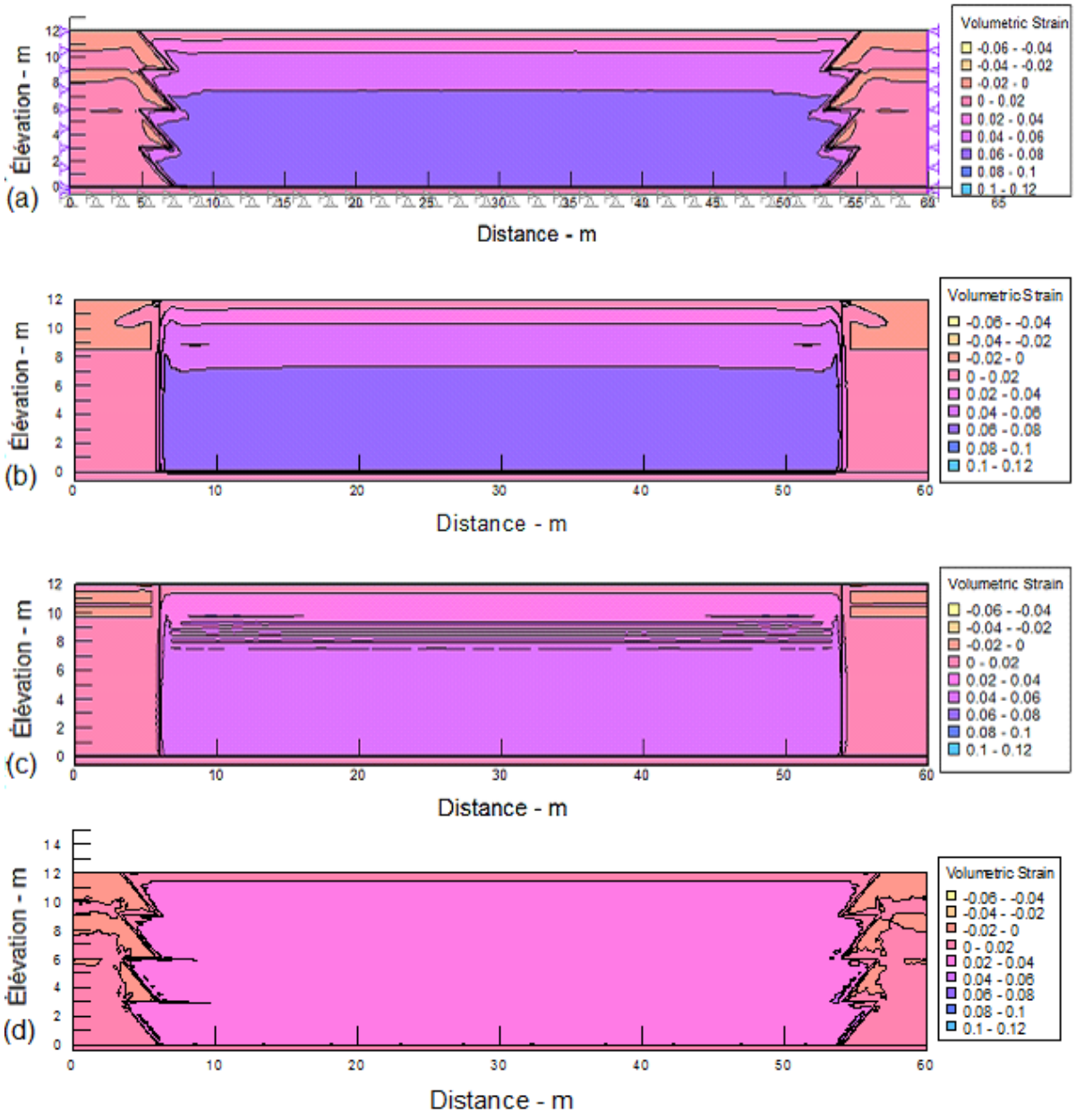

Figure 8-30 Iso-contours des déformations volumiques à t = 4 ans (a) cas S-1 (b) cas S-2 (c) cas S-3 (d) cas S-4.

Déformation horizontale

La figure 8.31 présente les iso-contours de déformation horizontale à t = 4 ans, correspondant à la fin de la consolidation du dépôt des résidus mis en place.

Lorsque les résidus sont mis en place avec des épaisseur faibles (figures 8.31.c et 8.31.d correspondant aux cas S-3 et S-4 respectivement), les déformations horizontales sont faibles. Lorsque les résidus sont mis en place avec des couches d'épaisseur relativement grande (figures 8.31.a et 8.31.b correspondant aux scénarios S-1 et S-2 respectivement), des déformations importantes surviennent à une certaine distance des inclusions de roches stériles.

Pour les scénarios S-1 et S-4, les déformations horizontales prennent de plus en plus de l'ampleur (de la base vers le sommet) lorsque le dépôt croît, ceci signifie que les déformations s'étendent de plus en plus vers des régions qui se trouvent à une distance éloignée des inclusions de roches stériles. Pour les scénarios S-2 et S-3, ces déformations se limitent généralement le long des inclusions de roches stériles.

Bien que les déformations horizontales au cas S-4 s'étendent au sein des résidus, elles semblent être les plus faibles (en terme d'ampleur) par rapport aux trois autres cas présentés.

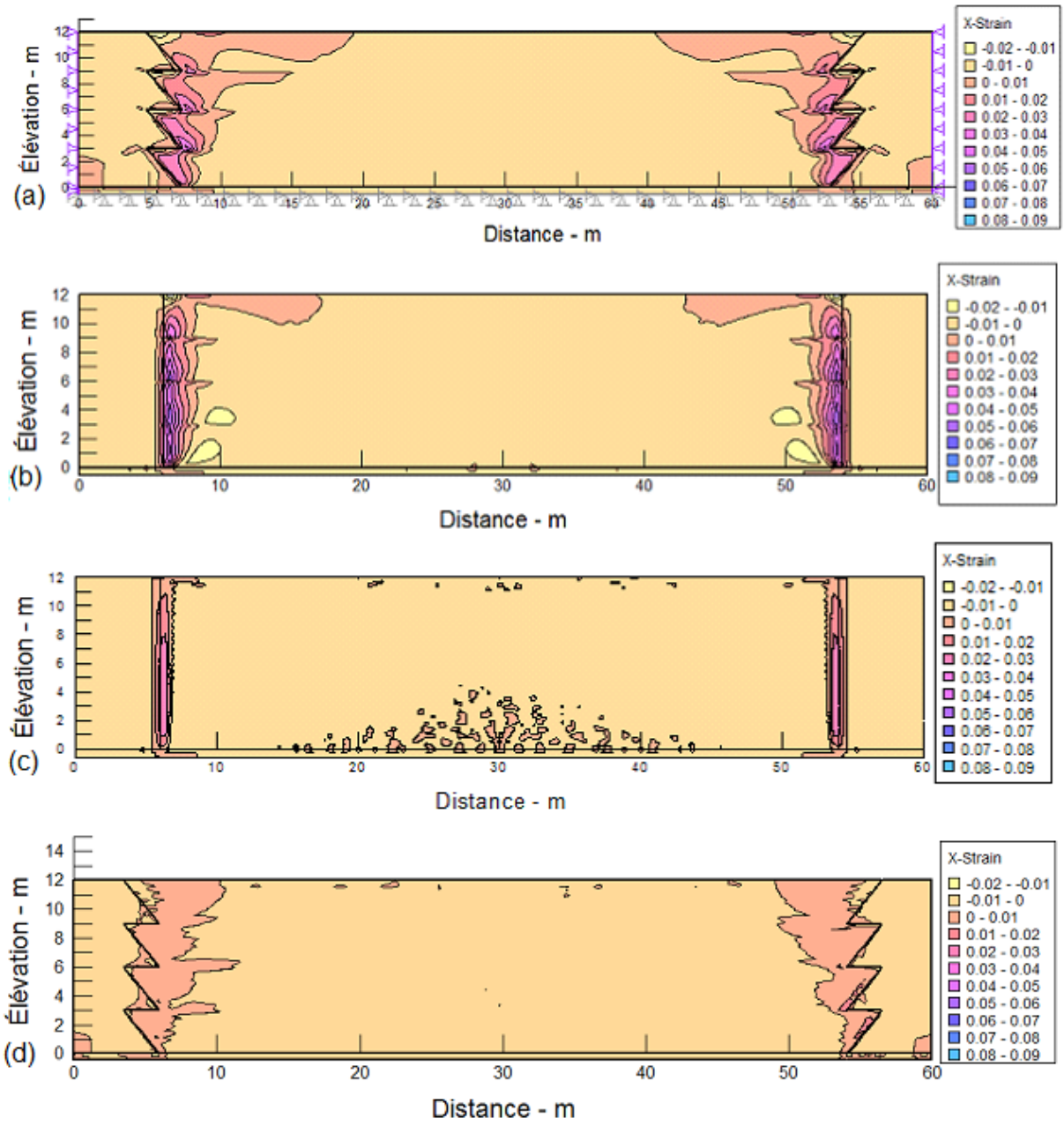

Figure 8-31 Iso-contours des déformations horizontales à t = 4 ans (a) cas S-1 (b) cas S-2 (c) cas S-3 (d) cas S-4.

8.6 Étude paramétrique sur le comportement des résidus autour des inclusions

Lorsque les propriétés des matériaux changent ou lorsqu'on modifie des paramètres comme l'épaisseur des couches mises en place, la vitesse de consolidation des résidus peut être affectée jusqu'à une certaine distance des inclusions. Des études paramétriques ont été réalisées afin d'évaluer cet effet (L-Bolduc, 2012 ; Jaouhar, 2012). Dans cette section, afin d'évaluer le comportement des résidus dans la région proche de l'inclusion, on va effectuer une étude paramétrique en variant plusieurs propriétés à la fois. On utilise pour ce faire un modèle beaucoup plus réduit (épaisseur de 3 mètres) représentant une très petite portion de parc à résidus en contact avec une inclusion de roches stériles (les investigations sur la zone d'influence ayant déjà été réalisées par L-Bolduc 2012 et au début de ce chapitre). Ceci permettra également de faire des comparaisons avec les résultats des solutions analytiques.

Le modèle utilisé pour cette étude paramétrique a une dimension de 17.5 m de long avec une seule inclusion placée à une extrémité et ayant une dimension de 3.5 m (figure 8.32). Pour ces simulations numériques, les conditions aux frontières et les conditions initiales sont identiques à celles du modèle de base présenté à la figure 8.1. Comme il s'agit d'une étude paramétrique, on va varier les propriétés des résidus et des roches stériles dans les intervalles existant dans la littérature et présentés aux tableaux 2.1 et 2.2.

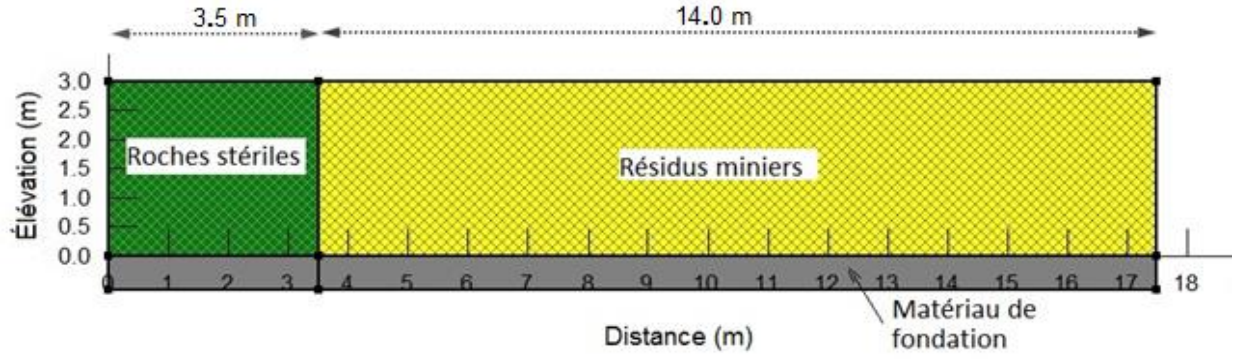

Figure 8-32 Modèle conceptuel utilisé pour l'étude paramétrique du comportement des résidus autour de l'inclusion de roches stériles.

Solutions analytiques

Des solutions analytiques seront utilisées pour compléter les investigations sur l'étude paramétrique. Les dimensions du modèle servant à évaluer l'influence de la variation des propriétés des résidus et des roches stériles dans les régions proches des inclusions sont les mêmes que celles du modèle présenté à la figure 8.32.

Le modèle a une longueur de 17.5 m et l'inclusion de roches stériles (drain) a une dimension de 3.5 m. Le diamètre de la zone remaniée D_s autour du drain (en cas de besoin par le modèle) est pris égal à 0.5 m ; toutefois, les matériaux dans cette zone remaniée ont les mêmes propriétés que les résidus miniers. Les dimensions des solutions analytiques sont résumées au tableau 8.12.

Tableau 8-12 Dimensions du modèle pour les simulations analytiques

Paramètre et symbole	***Valeur et unité***
Épaisseur de la couche H_0 (profondeur moyenne, z)	3.0 m (1.5 m)
Dimension d'influence, D_e	17.5 m
Dimension du drain, D_w	3.5 m
Autre paramètre	
Dimension de la zone remaniée, D_{sm}	0.5 m

Comme indiqué au chapitre 7, la solution analytique de Han et Ye (2002) a été retenue pour des analyses à grande échelle afin de tenir compte de la rigidité des roches stériles. D'autres solutions calées sur les résultats expérimentaux comme celles de Dang et al. (2013) et de Lu et al. (2015) seront utilisées lors de l'étude paramétrique selon les solutions analytiques.

À l'exception des propriétés modifiées (et indiquées dans des tableaux présentés plus bas), toutes les autres propriétés sont considérées identiques à celles du tableau 8.1 (pour le cas de base). Les propriétés des matériaux prises en compte par les solutions analytiques utilisées ici sont la conductivité hydraulique k_{sat}, le coefficient de consolidation verticale c_v, le rapport des coefficients de consolidation c_h/c_v, le poids volumique $\gamma_{sat,}$ et l'indice de compression C_C des résidus. Le module E et le coefficient de compressibilité volumique m_v des résidus utilisés par certaines solutions

analytiques peuvent être déduits des propriétés des résidus miniers. Pour les roches stériles (drain), la conductivité hydraulique, notée k_w, est aussi prise en compte. Ces propriétés de base, nécessaires pour l'application des solutions analytiques, sont présentées au tableau 8.5.

Le rapport de concentration des contraintes n_S considéré pour les simulations analytiques avec le modèle de Han et Ye (2002) est de $n_S = 5$ (le même qu'au chapitre 7). La capacité de décharge du drain pour le modèle de Hansbo (1981) est prise égale à $q_w = 80$ m^3/année (comme à la section 7.4).

Présentation des cas simulés

Le tableau 8.13 présente les valeurs des paramètres et propriétés modifiés pour l'étude paramétrique sur les propriétés des roches stériles.

Pour le cas A, les propriétés qui varient le plus sont le module de Young E, la conductivité hydraulique k_{sat} et le poids volumique γ des roches stériles. Le rapport de concentration de contrainte n_S (qui exprime le rapport de modules de Young E des roches stériles sur celui des résidus) pour les modèles analytiques considère deux valeurs calculées selon l'expression de Han et Ye (2002, tableau 2.4). On attribue aux roches stériles un module de Young E_1. Le module de Young E_2 des résidus lâches et mous est pris égal à 500 kPa à l'exemple des valeurs calculées par Sigma/W avec le modèle CCM et le module E_2 pour des résidus consistants peut aller jusqu'à 10 000 kPa (e.g. Zandarin et al., 2009). La consistance des résidus miniers change significativement avec la consolidation ; la variation du module E des résidus permet d'investiguer la variation du temps de consolidation durant la phase initiale (où la valeur de E est faible) et lorsque le processus est avancé (lorsque E devient élevée).

Pour le cas B, les propriétés qui varient le plus sont le module de Young E, le poids volumique γ et le rapport de concentration de contraintes n_s. Pour le cas C, la conductivité hydraulique k et le rapport de concentration de contrainte sont les propriétés qui varient le plus.

Tableau 8-13 Valeurs des paramètres et propriétés modifiés pour l'étude paramétrique sur les propriétés des roches stériles

Cas	Propriétés modifiées	Valeurs				
A		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5
	γ (kN/m^3)	18	20	23	23	25
	ϕ' (º)	35	37	40	45	45
	E (kPa)	50 000	75 000	100 000	100 000	130 000
	v (-)	0.33	0.30	0.30	0.25	0.20
	k_v (m/s)	$5*10^{-3}$	10^{-3}	$5*10^{-4}$	$5*10^{-4}$	10^{-4}
	n_{S_1} (-)	100	150	200	200	260
	n_{S_1} (-)	5	8	10	10	13
B		B-1	B-2	B-3	B-4	
	γ (kN/m^3)	15	20	22	25	
	ϕ' (º)	36	38	38	44	
	E (kPa)	50 000	60 000	80 000	100 000	
	v (-)	0.30	0.30	0.25	0.20	
	n_{S_1} (-)	100	120	143	165	
	n_{S_1} (-)	5	6	7	8	
C		C-1	C-2	C-3	C-4	
	k_v (m/s)	$5*10^{-2}$	10^{-3}	10^{-3}	10^{-4}	
	ϕ'	42	38	38	36	
	v (-)	0.33	0.30	0.30	0.25	
	n_{S_1} (-)	100	100	100	100	
	n_{S_1} (-)	5	5	5	5	

Le tableau 8.14 présente les valeurs des paramètres de consolidation et des propriétés modifiés pour l'étude paramétrique sur les propriétés des résidus miniers. Pour le cas D, les propriétés qui varient le plus sont l'indice des vides e_0 (reliée à la teneur en eau initiale w_0 ou la densité de pulpe P) et la conductivité hydraulique saturée k_{sat}. Le poids volumique $\gamma_0 = \gamma_{sat}$ et l'indice C_C ont été calculés sur la base de la valeur de l'indice des vides e_0 selon des relations géotechniques déjà utilisées dans ce travail. L'indice de recompression C_r est pris égal à 20% de C_C (e.g. Bussière, 2007). Les pentes λ et κ ont été calculés sur base de C_C et C_r.

Pour le cas E, seule l'anisotropie des résidus représentée par le rapport de conductivité hydraulique horizontale des résidus sur la verticale k_h/k_v a été modifiée. Des valeurs d'anisotropie des résidus décrites dans la littérature (voir tableau 2.1) sont considérées.

Tableau 8-14 Valeurs des paramètres et propriétés modifiés pour l'étude paramétrique sur les propriétés des résidus miniers

Cas	Propriétés modifiées	Valeurs					
D		D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D -6
	w_0 (%)	40	60	100	120	150	200
	P (%)	71.5	62.5	50.0	45.5	40.0	33.3
	e_0 (-)	1.1	1.65	2.75	3.3	4.125	5.5
	γ_0 (kN/m^3)	18.17	16.45	14.53	13.94	13.29	12.58
	k_v (m/s)	$2.5*10^{-7}$	$3.0*10^{-7}$	$3.5*10^{-7}$	$4.5*10^{-7}$	$6.0*10^{-7}$	$7.0*10^{-7}$
	λ (et C_C)	0.03 (0.07)	0.047 (0.1085)	0.08 (0.185)	0.098 (0.224)	0.122 (0.28)	0.164 (0.378)
	κ (et C_r)	0.006 (0.014)	0.009 (0.022)	0.016 (0.036)	0.0195 (0.045)	0.025 (0.055)	0.033 (0.076)
	ϕ' (°)	42	38	36	34	32	30
	ν (-)	0.25	0.25	0.30	0.30	0.33	0.35
E		*E-1*	*E-2*	*E-3*	*E-4*		
	k_h/k_v (-)	1	5	10	20		

Le tableau 8.15 présente les valeurs des paramètres modifiés pour l'étude paramétrique sur l'épaisseur de couche mise en place, la taille et la position de l'interface et la présence du tapis drainant. Pour le cas F, des épaisseurs de couches variant de 1 m à 6 m sont considérées. Pour le cas G, des tailles d'inclusion de 2.75 m et de 3.5 m, avec des interfaces verticales et inclinées ont été prises en compte. Pour le cas H, on a pris en compte des scénarios avec et sans tapis drainant à la base des résidus, combinés ou non à une présence de roches stériles (inclusion).

Le tableau 8.16 présente les valeurs des paramètres modifiés pour l'étude paramétrique selon les solutions analytiques, dont la capacité de drainage q_w pour les solutions de Hansbo (1981) et de Deng et al. (2013), la conductivité hydraulique dans la zone remaniée k_{sm} des modèles de Hansbo (1981) et Lu et al. (2015) et le rapport de concentration de contraintes n_s pour la solution de Han et Ye (2002).

Tableau 8-15 Valeurs des paramètres modifiés pour l'étude paramétrique sur l'épaisseur de couche mise en place, la taille et la position de l'interface et la présence du tapis drainant

Cas	Paramètres modifiées	Valeur / description					
F		F-1	F-2	F-3	F-4	F-5	
	Epaisseur de la couche (m)	1	2	3	5	6	
	Taux de déposition (m/an)	1	2	3	5	6	
G		G-1	G-2	G-3	G-4		
	Taille de l'inclusion (D_w) et position de l'interface	D_w = 2.75 m, interface verticale	D_w = 3.5 m, interface verticale	D_w = 3.5 m, interface inclinée de 37° sur l'horizontal	D_w = 3.5 m, interface inclinée de 50° sur l'horizontal		
H		H-1	H-2	H-3	H-4		
	Présence de tapis drainant à la base	Tapis drainant + inclusion de roches stériles	Sans tapis drainant, avec inclusion	Tapis drainant seulement	Sans tapis drainant, sans inclusion (Référence)		

Tableau 8-16 Valeurs des paramètres modifiés pour l'étude paramétrique selon les solutions analytiques

Cas	Paramètres modifiées	Valeur / description/solution analytique				
I		I-1	I-2	I-3	I-4	I-5
	Capacité de décharge q_w (m^3/an)	*Solution de Hansbo (1981)*	*Solution de Dang et al. (2013)*			
		Constant (80 m^3/an)	Constant (80 m^3/an)	Variation linéaire max avec la profondeur	Variation exponentielle max avec le temps	Variation combinée max
J		J-1	J-2	J-3	J-4	
	Conductivité hydraulique dans la zone remaniée k_{sm} (m/s)	*Solution de Hansbo (1981)*	*Solution de Lu et al. (2015)*			
		Constant ($1.5*10^{-6}$ m/s)	Constant ($1.5*10^{-6}$ m/s)	Variation linéaire	Variation parabolique	
K		K-1	K-2	K-3	K-4	
	Rapport de concentration de contraintes n_s	*Solution de Han et Ye (2002)*				
		1	3	7	50	

Le tableau 8.17 présente les paramètres modifiés pour l'étude paramétrique en conditions non saturées dont l'élévation initiale de la nappe phréatique (en m), la fonction de conductivité hydraulique k_{unsat} et la courbe de rétention d'eau.

Pour investiguer l'impact de la fonction de conductivité hydraulique en conditions non saturées, en présence d'une inclusion de roches stériles (cas M), on a considéré deux fonctions de conductivité hydraulique k_{unsat} des résidus Malartic. Ces deux fonctions ont été générées dans Sigma/W à partir de la même courbe de rétention d'eau des résidus CM (figure 4.5), mais suivant deux modèles différents, celui de van Genuchten (1980) et celui de Fredlund et al., (1994). Les deux fonctions k_{unsat} générées dans Sigma/W sont présentées à la figure 8.33.

Tableau 8-17 Paramètres modifiés pour l'étude paramétrique en conditions non saturées

Cas	Paramètres modifiées	Valeur / description/solution analytique			
L		L-1	L-2	L-3	L-4
	Élévation initiale de la nappe phréatique (en m)	*Épaisseur initiale H_0 = 6 m*			
		2 m	5 m	6 m (donc nappe en surface, cas saturé)	2 m (cas sans inclusion de roches stériles)
M		M-1	M-2		
	Fonction de conductivité hydraulique k_{unsat}	*La CRE est celle des résidus CM (figure 7.5.a). H_0 = 6 m. t = 2 ans. Nappe initiale à une élévation de 2 m*			
		Générée avec le modèle de van Genuchten (1980) (figure 8.33)	Générée avec le modèle de Fredlund et al. (1994) (figure 8.33)		
N		N-1	N-2	N-3	
	Courbe de rétention d'eau (CRE)	*Déposition en deux couches : H_{0_1} = 6 m (t_1 = 1 an), H_{0_2} = 2 m (t_2 = 0.5 an). Nappe d'eau initial à une élévation de 1 m pour couche 1. Couche 2 ajoutée après 1 an et initialement saturée.*			
		Résidus n°1 (figure 8.34)	Résidus n°2 (figure 8.34)	Résidus n°3 (Résidus CM, référence, figure 8.34 ou 7.5.a)	

Pour investiguer l'impact de la courbe de rétention d'eau (CRE) des résidus (cas N), trois types de résidus ayant des CRE (et donc des AEV) différentes ont été considérés. Ces résidus sont nommés "résidus n°1" ayant un AEV faible, "résidus n°2" ayant un AEV élevé et "résidus n°3" que sont les résidus de référence (résidus de la mine Canadian Malartic), ayant un AEV moyen. Les courbes de rétention d'eau (teneur en eau volumique θ versus succion ψ et degré de saturation S_r versus succion ψ) de ces trois résidus sont présentées à la figure 8.34 (a et b) ; les paramètres de rétention d'eau sont résumés au tableau 8.18.

Lors des simulations numériques, les fonctions de conductivité hydraulique k_{unsat} de ces trois résidus sont générées automatiquement dans Sigma/W suivant le modèle de Fredlund et al. (1994) ; elles utilisent pour ce faire les valeurs de conductivité hydraulique saturée k_{sat} présentées au tableau 8.18. Ces trois fonctions k_{unsat} sont présentées à l'annexe CC.

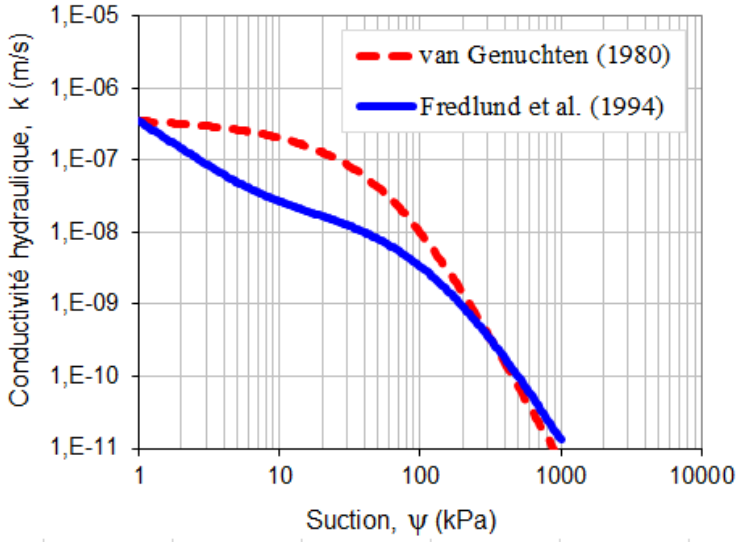

Figure 8-33 Fonctions de conductivité hydraulique (k_{unsat}) des résidus Canadian Malartic, générées dans Sigma/W à partir de la courbe de rétention d'eau (CRE) déterminée en laboratoire, selon le modèle de van Genuchten (1980) et de Fredlund et al. (1994).

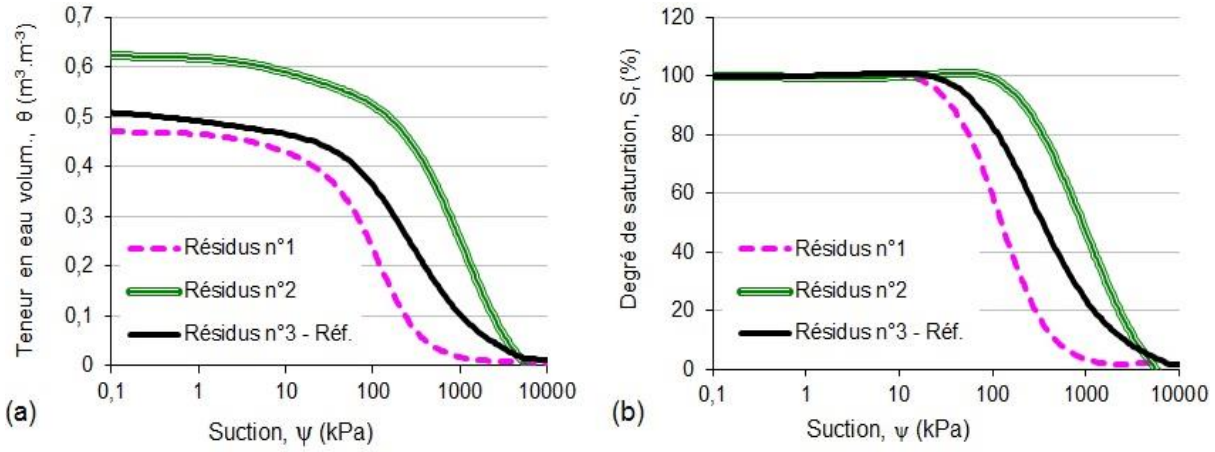

Figure 8-34 Courbes de rétention d'eau (a) teneur en eau volumique θ (b) degré de saturation S_r, comme fonction de la succion ψ. Résidus n°1, Résidus n°2 et Résidus n°3 (de référence).

Tableau 8-18 Paramètres de rétention d'eau et autres propriétés des "résidus n°1", "résidus n°2" et "résidus n°3" (résidus de la mine Canadian Malartic)

Paramètre	***Résidus n°1***	***Résidus n°2***	***Résidus n°3 (Malartic, référence)***
Valeur d'entrée d'air, AEV (kPa)	25	190	65
Conductivité hydraulique, k_{sat} (m/s)	3E-07	0.7E-07	3E-07
Porosité initiale, $n_0 = \theta_0$ = (-)	0.48	0.62	0.52
Teneur en eau résiduelle, θ_{r_r} (-)	0.02	0.03	0.04
Degré de saturation résiduelle, S_r (%)	4	8	11

Pour les simulations en conditions non saturées, la condition initiale (fonction) "*Nappe phréatique*" ou "*Water table*" de Sigma/W a été utilisée, ce qui a permis de fixer la nappe phréatique à l'élévation désirée pour l'étude paramétrique. Des couches plus épaisses ont été utilisées pour les cas L et M afin d'observer le comportement des résidus dans la zone non saturée (frange capillaire), H_0 = 6 m. Et pour garder le taux de déposition constant, on utilise un temps total t = 2 ans (ou 730 jours). Toutefois pour le cas N (déposition avec deux couches successives), l'épaisseur de la couche 1 est de H_{0_1} = 6 m (t = 1 an ou 365 jours) et l'épaisseur de la couche 2 est de H_{0_2} = 2 m (t = 0.5 an ou 182.5 jours).

Les conditions aux frontières sont les mêmes que celles en conditions saturées (restriction des mouvements à la base et sur les côtés du modèle). Toutes les autres propriétés des matériaux restent les mêmes en conditions saturées et en conditions non saturées. Les modèles utilisés pour les simulations des cas M et N sont représentés respectivement par les figures 8.35.a et 8.35.b.

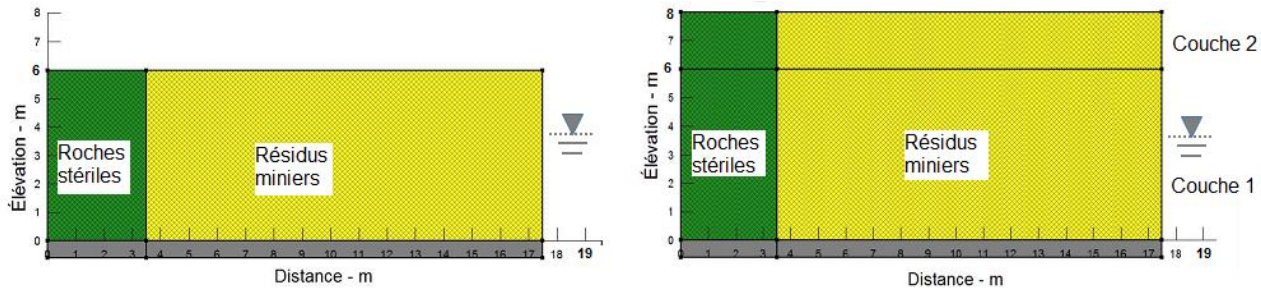

Figure 8-35 Modèles conceptuels pour les simulations numériques en conditions non saturées (a) modèle pour les simulations du cas M (b) modèle pour les simulations du cas N.

8.7 Résultats de l'étude paramétrique

8.7.1 Conditions saturées

8.7.1.1. Propriétés des roches stériles et des résidus

Propriétés des roches stériles

Cas A

La figure 8.36 et le tableau 8.19 présentent le facteur 1/*TRF* pour les scénarios relatifs au cas A. La figure 8.36.a indique que tous les scénarios considérés pour le cas A présentent une évolution identique du degré de consolidation, et que le degré de consolidation U_{90} (ou 90% de consolidation complété) correspond au facteur temps T = 10.1 (ou encore 1/*TRF* = 2). Ceci signifie que le temps de consolidation à 1 m de l'inclusion est réduit de moitié. On observe par contre à la figure 8.36.b (selon la solution analytique de Han et Ye, 2002) que la consolidation devient plus accélérée pour le scénario A-5.

Le tableau 8.19 présente le facteur 1/TRF pour les résultats numériques (figure 8.36.a) et analytiques (figure 8.36.b) ainsi que les résultats d'autres simulations (figures) non présentées ici. Comme déjà indiqué plus haut, on a considéré deux valeurs du module de Young des résidus : $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa et $E_{\text{Résidus}}$ = 10 000 kPa. On observe au tableau 8.19 que le facteur 1/TRF pour tous les résultats numériques est égal à 2 à 1 m de l'inclusion (comme à la figure 8.36) et passe à 1 à 14 m de l'inclusion. Pour la solution analytique de Han et Ye (2002), on observe que le facteur 1/TRF varie de 2.50 à 5.50 pour un module de Young $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa et de 1.07 à 1.20 pour un module de Young $E_{\text{Résidus}}$ = 10 000 kPa. Ceci signifie que lorsqu'on considère un module de Young $E_{\text{Résidus}}$ élevé (i.e., 10 000 kPa), le rapport de concentration des contraintes n_S diminue et l'effet de l'inclusion de roches stériles diminue significativement.

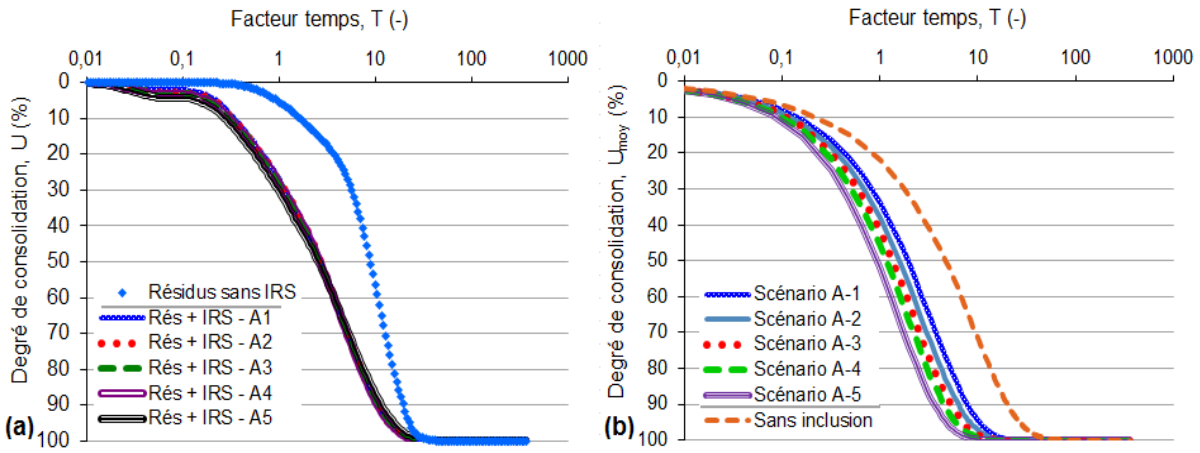

Figure 8-36 Évolution du degré de consolidation relatif au cas A (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats analytiques (Han et Ye, 2002) pour $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa.

Tableau 8-19 Facteur $1/\text{TRF}_{90}$. Résultats des modèles numérique et analytique relatifs au cas A

Paramètre calculé	Type de modéli-sation	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario A-1	Scénario A-2	Scénario A-3	Scénario A-4	Scénario A-5
1/TRF	Numérique **2D**	À 1 m de l'inclusion	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
		À 14 m de l'inclusion	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Analy-tique (Han et Ye 2002) **Axisymé-trique**	Moyenne-IRS (si $E_{\text{résidus}}$ = 500 kPa)	2.50	3.20	4.00	4.50	5.50
		Moyenne-IRS (si $E_{\text{résidus}}$ = 10 000 kPa)	1.07	1.10	1.15	1.17	1.20

Cas B

La figure 8.37.a montre l'évolution du degré de consolidation pour les différents scénarios relatifs au cas B. On observe des résultats (allures) identiques à ceux de la figure 8.36. La figure 8.37.b montre l'évolution du degré de consolidation (résultats analytiques) pour les scénarios du cas B où on a considéré la variation du module de Young des roches stériles et non leur conductivité hydraulique k_{sat}. Les résultats de cette figure sont similaires à ceux du cas A. Ces résultats indiquent

que la variation de la conductivité hydraulique saturée des roches stériles dans un intervalle donné n'a pas d'impact sur l'accélération de la consolidation. Si le rapport de conductivités hydrauliques $k_{\text{Roches stériles}}$ / $k_{\text{Résidus}}$ est déjà supérieur à une certaine valeur (e.g. Han et Ye, 2002), l'accélération de la consolidation est contrôlée par d'autres facteurs comme le rapport de module de Young ou encore le rapport de concentration de contraintes n_s.

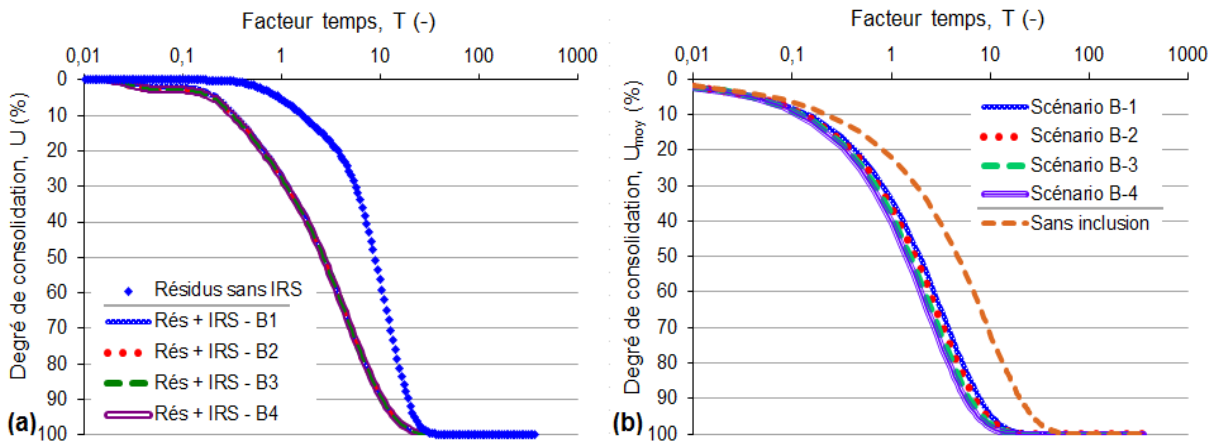

Figure 8-37 Évolution du degré de consolidation relatif à l'action "B" consistant à ajouter des gros blocs et des cailloux de grande taille (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats analytiques (Han et Ye, 2002), $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa.

Le tableau 8.20 présente les résultats des simulations numériques et analytiques en termes de facteur 1/TRF. On observe là aussi que le facteur 1/TRF pour tous les numériques est égal à 2 à 1 m de l'inclusion et passe à 1 à 14 m de l'inclusion (comportement identique au cas sans inclusion). Pour la solution analytique de Han et Ye (2002), on observe que le facteur 1/TRF varie de 2.50 à 3.60 pour un module de Young $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa et de 1.07 à 1.12 pour un module de Young $E_{\text{Résidus}}$ = 10 000 kPa.

Tableau 8-20 Facteur $1/TRF_{90}$. Résultats des modèles numérique et analytique relatifs au cas B

Paramètre calculé	Type de modélisation	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario B-1	Scénario B-2	Scénario B-3	Scénario B-4
1/TRF	Numérique **2D**	À 1 m de l'inclusion	2.00	2.00	2.00	2.00
		À 14 m de l'inclusion	1.00	1.00	1.00	1.00
	Analytique (Han et Ye 2002) **Axisymétrique**	Moyenne-IRS (si $E_{Résidus}$ = 500 kPa)	2.50	2.90	3.30	3.60
		Moyenne-IRS (si $E_{Résidus}$ = 10 000 kPa)	1.07	1.08	1.10	1.12

Cas C

La figure 8.38.a montre l'évolution du degré de consolidation pour les différents scénarios relatifs au cas C où on a considéré la variation de la conductivité hydraulique k_{sat} des roches stériles et non leur du module de Young E. On observe des résultats identiques à ceux des figures 8.36 et 8.37 où les variations des propriétés des roches stériles présentent des résultats (degré de consolidation) identiques. La figure 8.38.b montre l'évolution du degré de consolidation (résultats analytiques) pour les scénarios relatifs au cas C. Les résultats de cette figure sont identiques pour tous les scénarios (quelle que soit la valeur de k_{sat} des roches stériles considérée). Ces résultats confirment aussi que la variation de la conductivité hydraulique saturée des roches stériles dans un intervalle donné n'a plus d'impact sur l'accélération de la consolidation pour un rapport de conductivités hydrauliques $k_{Roches\ stériles}$ / $k_{Résidus}$ supérieur à une certaine valeur (e.g. Han et Ye, 2002).

Le tableau 8.21 présente les résultats des simulations numériques et analytiques en termes de facteur 1/TRF. On observe que le facteur 1/TRF pour tous les résultats numériques est égal à 2 à 1 m de l'inclusion et passe à 1 à 14 m de l'inclusion (comportement identique au cas sans inclusion). Pour la solution analytique de Han et Ye (2002), on observe aussi que le facteur 1/TRF est de 2.73 pour un module de Young $E_{Résidus}$ = 500 kPa et de 1.05 pour un module de Young $E_{Résidus}$ = 10 000 kPa.

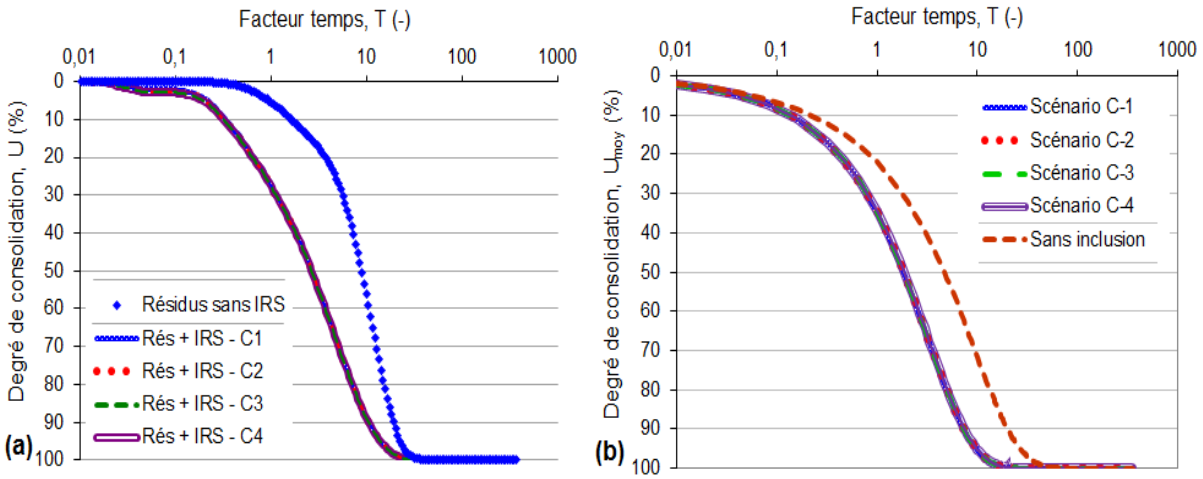

Figure 8-38 Évolution du degré de consolidation pour les Scénarios du cas C (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats analytiques (Han et Ye 2002) considérant $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa.

Tableau 8.21 Tableau 8-21 Facteur $1/TRF_{90}$. Résultats numériques et analytiques relatifs au cas C

Paramètre calculé	Type de modélisation	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario C-1	Scénario C-2	Scénario C-3	Scénario C-4
1/TRF	Numérique (Sigma/W) **2D**	À 1 m de l'inclusion	2.00	2.00	2.00	2.00
		À 14 m de l'inclusion	1.00	1.00	1.00	1.00
	Analytique (Han et Ye 2002) **Axisymétrique**	Moyenne-IRS (si $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa)	2.73	2.73	2.73	2.73
		Moyenne-IRS (si $E_{\text{Résidus}}$ = 10 000 kPa)	1.05	1.05	1.05	1.05

Propriétés des résidus

Cas D

La figure 8.39 présente les résultats (degré de consolidation) des scénarios relatifs au cas D. Les figures 8.39.a et 8.39.b présentent les résultats des simulations numériques à 1 m et à 14 m de l'inclusion ; la figure 8.39.c présente les résultats des solutions analytiques. Les résultats à la figure 8.39.a (à 1 m de l'inclusion) indiquent que les scénarios D-1 à D-4 atteignent le degré de consolidation U_{90} avant les résidus de référence sans inclusion de roches stériles et que la vitesse de consolidation la plus élevée est observée pour le scénario D-1. Les scénarios D-5 et D-6 atteignent le degré de consolidation U_{90} après les résidus de référence sans inclusion de roches stériles. La figure 8.39.b indique que les scénarios D-1 à D-3 sont ceux qui atteignent un degré de consolidation de U_{90} avant les résidus de référence sans inclusion de roches stériles. Les scénarios D-4 à D-6 atteignent le degré de consolidation U_{90} après les résidus de référence sans inclusion. Pour les résultats de la figure 8.39.c aussi, seuls les scénarios D-1 à D-4 atteignent U_{90} avant les résidus de référence sans inclusion. Le facteur 1/TRF pour le scénario D-4 est supérieur à seulement à 1 m de l'inclusion et inférieur à 1 partout ailleurs, que ce soit pour les modèles numériques ou pour les solutions analytiques.

Le tableau 8.22 résume tous les résultats de ces figures (et d'autres figures non présentées ici) sous forme de facteur 1/TRF. On observe que le facteur 1/TRF pour une teneur en eau de mise en place de 40% est supérieur à 5 (temps de consolidation réduit d'un facteur supérieur à 5) à 1 m de l'inclusion, et que ce facteur est de 3.4 à 14 m de l'inclusion. Ceci indique que ce facteur peut encore être plus considérable plus loin de l'inclusion. Pour les solutions analytiques, ce facteur peut aller à des valeurs variant entre 2 et 4 (pour $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa) et 1.3 et 2.3 (pour $E_{\text{Résidus}}$ = 10 000 kPa) pour les scénarios D-1 à D-3. Par contre, pour le scénario D-5, le facteur 1/TRF est inférieur à 1 partout, indiquant que malgré la présence de l'inclusion de roches stériles, les résidus se consolident moins rapidement que ceux de référence sans présence d'inclusions de roches stériles.

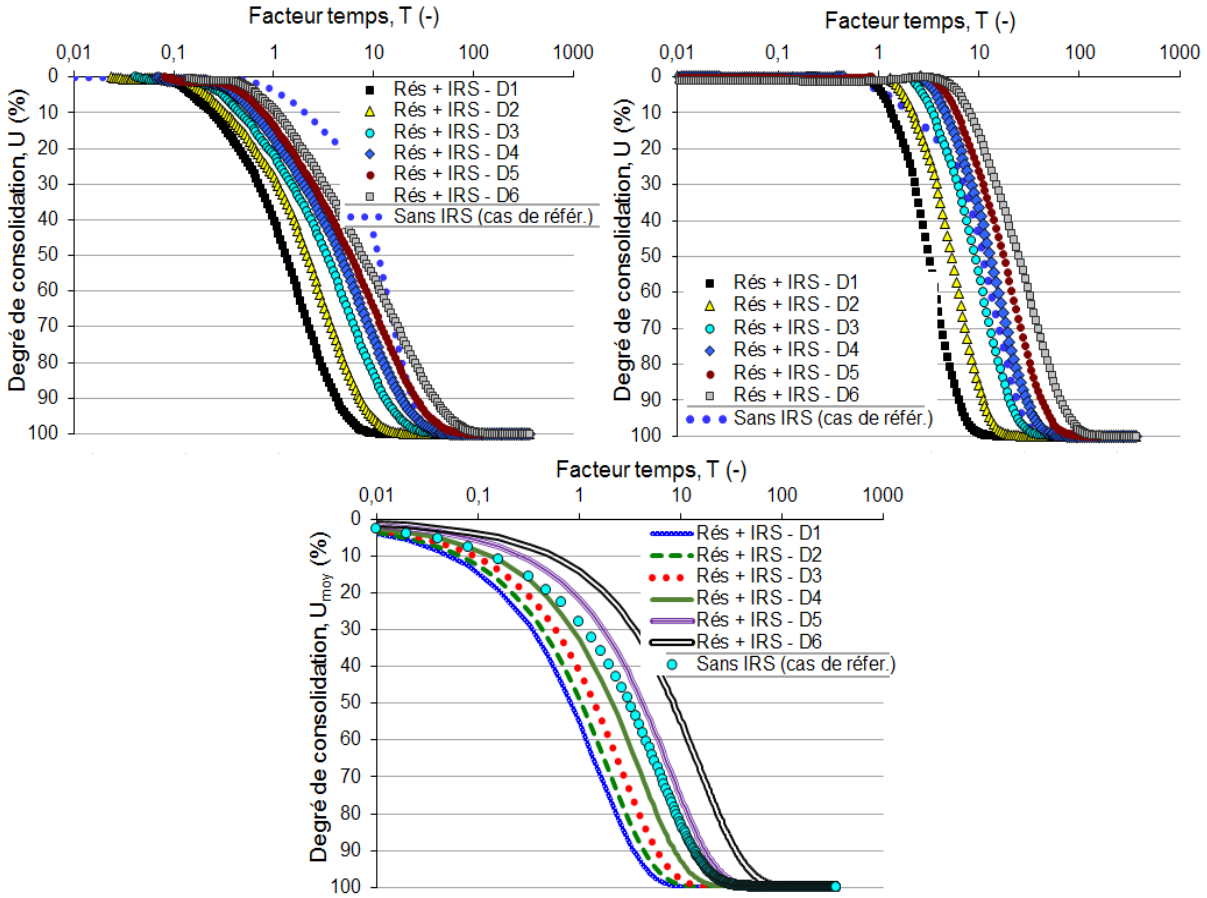

Figure 8-39 Évolution du degré de consolidation U en fonction du facteur temps *T* pour le cas C (a) résultats numériques (Sigma/W) à 1 m de l'inclusion (b) résultats numériques à 4 m de l'inclusion (c) résultats analytiques (Han et Ye, 2002), $E_{\text{Résidus}}$ = 500 kPa.

Tableau 8-22 Le facteur $1/TRF_{90}$. Résultats numériques et analytiques relatifs au cas D

Paramètre calculé	Type de modélisation	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario D-1 (w_0=40 %)	Scénario D-2 (w_0=60 %)	Scénario D-3 (w_0=100 %)	Scénario D-4 (w_0=120 %)	Scénario D-5 (w_0=150 %)	Scénario D-6 (w_0=200 %)
1/TRF	Numérique (Sigma/W) **2D**	À 1 m de l'inclusion	5.71	3.29	2.00	1.30	0.91	0.59
		À 4 m de l'inclusion	3.81	2.22	1.28	0.83	0.59	0.37
		À 14 m de l'inclusion	3.43	1.88	1.00	0.67	0.46	0.29
	Analytique (Han et Ye 2002) **Axisymétrique**	Moyenne-IRS (si $E_{Résidus}$ = 500 kPa)	4.18	3.26	2.35	1.62	0.78	0.41
		Moyenne-IRS (si $E_{Résidus}$ = 10 000 kPa)	2.35	1.83	1.30	0.91	0.46	0.23

Cas E

La figure 8.40 présente les résultats (degré de consolidation) des scénarios envisagés pour le cas E, en faisant varier l'anisotropie des résidus miniers ; la figure 8.40.a présente les résultats des simulations numériques à 4 m de l'inclusion et la figure 8.40.b présente les résultats des solutions analytiques. La figure 8.40.a indique qu'à l'exception du cas E-1 dont le facteur temps T correspondant à U_{90} est proche de celui des résidus de référence sans inclusion de roches stériles, tous les autres scénarios présentent un facteur temps T correspondant à U_{90} très réduit comparativement au cas de référence sans inclusion (les courbes de degré de consolidation sont très décalées vers la gauche). Les courbes de la figure 8.40.b sont également décalées vers la gauche indiquant la même tendance (réduction du facteur temps T).

Les résultats des figures 8.40 a et b (ainsi que ceux d'autres figures non présentées ici) sont résumés tableau 8.23 sous forme de facteur 1/TRF. On observe ainsi que pour le scénario E-1, le facteur 1/TRF varie de 2 à 1 m de l'inclusion à 1 à 15 m de l'inclusion (selon les résultats numériques), alors que pour le scénario E-4, le facteur 1/TRF varie de 27.32 à 1 m de l'inclusion à 23.25 à 14 m

de l'inclusion, indiquant que ce facteur peut encore rester considérable beaucoup plus loin de l'inclusion.

Selon les résultats de la solution analytique, le facteur 1/TRF est de 2.30 pour le scénario E-1 et de 19.80 pour le scénario E-4 (tableau 8.23). Les deux résultats (analytiques et numériques) vont dans le même sens et indiquent que le cas E a un impact très élevé sur l'accélération de la consolidation des résidus.

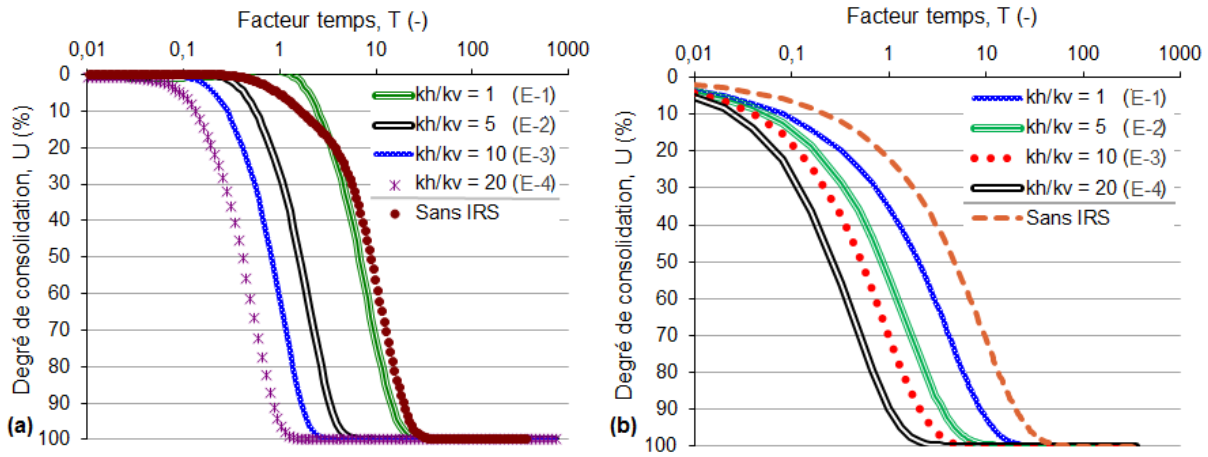

Figure 8-40 Évolution du degré de consolidation, pour les scénarios relatifs au cas E (a) résultats numériques à 4 m de l'inclusion (c) résultats de la solution de Han et Ye (2002).

Tableau 8-23 Résultats (facteur $1/TRF_{90}$) du modèle numérique et de la solution analytique, relatifs au cas E

Paramètre calculé	Type de modélisation	Distance par rapport à l'inclusion	$k_h/k_v = 1$		Scénario E-2	Scénario E-3	Scénario E-4
			Scénario E-1	Sans IRS			
1 / TRF	Numérique (Sigma/W) **2D**	À 1 m de l'inclusion	2.00	1.00	8.00	14.71	27.32
		À 4 m de l'inclusion	1.28		5.97	11.76	24.39
		À 14 m de l'inclusion	1.00		5.79	11.11	23.25
	Analytique (Han et Ye 2002) **Axisymétr.**	Moyenne-IRS ($E_{résidus}$ = 10 000 kPa)	2.30	1.00	5.71	9.76	19.80

8.7.1.2 Étude paramétrique sur l'épaisseur de couche mise en place, la taille et la position de l'interface et la présence du tapis drainant

Cas F

La figure 8.41 présente les résultats des scénarios relatifs au cas F. La figure 8.41.a présente les résultats des simulations numériques à 1 m de l'inclusion de roches stériles et la figure 8.41.b montre les résultats de la solution analytique. Les résultats à la figure 8.41.a indiquent les scénarios F-4 et F-5 atteignant un degré de consolidation U_{90} au même moment, c'est-a-dire avec un même facteur temps, et que ce facteur est légèrement inférieur à celui des résidus de référence sans inclusion de roches stériles. Les scénarios F-1, F-2 et F-3 atteignent U_{90} avec un facteur temps T plus faible, le facteur temps le plus faible de tous étant celui du scénario F-1. Les résultats de la figure 8.41.b indiquent aussi que les scénarios F-1, F-2 et F-3 atteignent U_{90} avec un facteur temps plus réduit, le facteur temps le plus réduit de tous étant celui du scénario F-1. Ces résultats indiquent également que les scénarios F-4 et F-5 atteignent un degré de consolidation U_{90} avec un facteur temps très légèrement inférieur à celui des résidus de référence sans inclusion de roches stériles.

Le tableau 8.24 résume les résultats des figures 8.41.a et b (et ceux d'autres figures non présentées ici) sous forme de facteur 1/TRF. Ce tableau indique que le scénario F-1 est celui qui présente un facteur 1/TRF plus élevé. Ce facteur est de 9.30 à 1 m de l'inclusion et de 6.25 à 14 m de l'inclusion, indiquant qu'il peut encore rester considérable même plus loin de l'inclusion de roches stériles. Pour la solution analytique, ce facteur 1/TRF est de 15.38.

Les résultats des simulations numériques indiquent que le facteur 1/TRF pour le scénario F-5 est de 1.30 à 1 m de l'inclusion et est inférieur à 1 à 4 m et à 14 m de l'inclusion, indiquant que les résidus se consolident moins vite que ceux de référence sans inclusion de roches stériles. Les résultats de la solution analytique montrent aussi un facteur 1/TRF de 0.96 pour le scénario F-5.

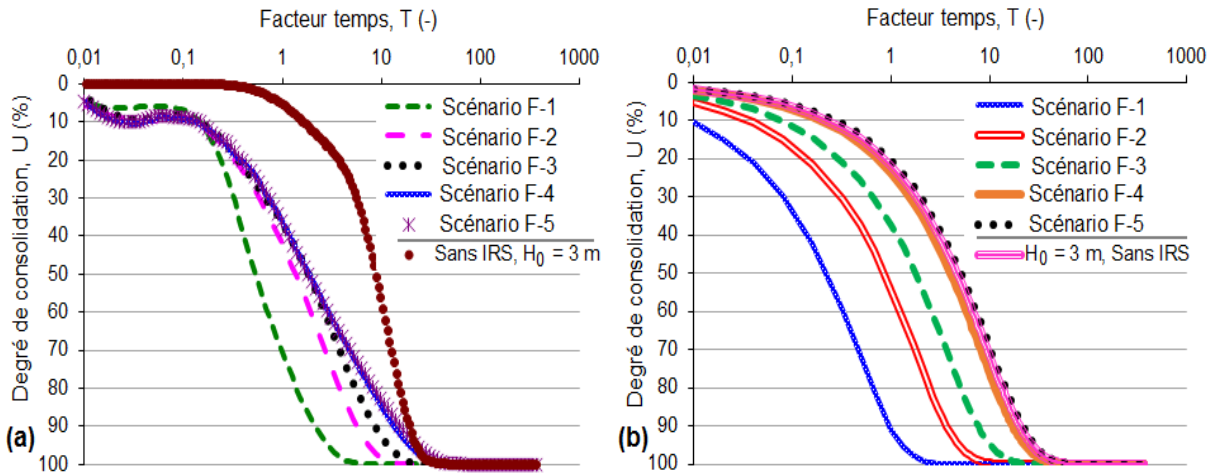

Figure 8-41 Évolution du degré de consolidation *U* avec le facteur temps *T* pour les scénarios du cas F. Résultats des modèles (a) numérique à 1 m de l'inclusion (b) analytique (Han et Ye 2002, $E_{\text{Résidus}}$ = 10 000 kPa).

Tableau 8-24 Le facteur $1/\text{TRF}_{90}$ pour les scénarios du cas F. Résultats des simulations numériques et de la solution analytique

Para-mètre calculé	Type de modélisa-tion	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario F-1	Scénario F-2	H_0 = 3 m		Scénario F-4	Scénario F-5
					Scénario F-3	Sans IRS		
1/TRF	Numérique (Sigma/W) **2D**	À 1 m de l'inclusion	9.30	3.51	2.00	1.00 Réf.	1.45	1.30
		À 4 m de l'inclusion	6.45	2.25	1.28		0.78	0.67
		À 14 m de l'inclusion	6.25	2.05	1.00		0.72	0.67
	Analytique (Han et Ye 2002) **Axisymétr**.	Moyenne-IRS (si $E_{\text{résidus}}$ = 10 000 kPa)	15.38	5.69	2.75	1.00 Réf.	1.24	0.96

Cas G

La figure 8.42 présente les résultats des scénarios du cas G. On observe que les scénarios G-1 et G-2 atteignent un degré de consolidation correspondant à U_{90} avec un facteur temps T identique et que ce facteur temps est le plus élevé de tous les scénarios (il est plus proche de celui des résidus de référence sans inclusion de roches stériles). Le scénario G-3 est celui qui présente un facteur *T* plus réduit.

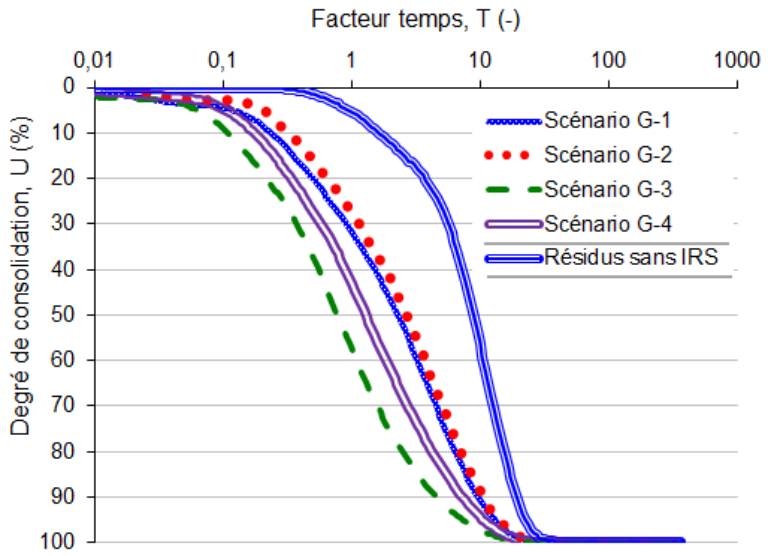

Figure 8-42 Évolution du degré de consolidation *U* avec le facteur temps *T* pour les scénarios du cas G. Résultats des simulations numériques à 1 m de l'inclusion.

Le tableau 8.25 résume les résultats de cette figure (et ceux d'autres figures non présentées ici). On observe également que le scénario G-3 présente le facteur 1/TRF le plus élevé à 1 m de l'inclusion de roches stériles, mais que la différence entre les valeurs du facteur 1/TRF diminuent avec la distance horizontale par rapport à l'inclusion de roches stériles. La différence devient moins significative à 4 m de l'inclusion de roches stériles pour devenir pratiquement inexistante à 14 m de l'inclusion de roches stériles.

Les résultats de la figure 8.42 et du tableau 8.25 permettent de faire les observations ci-dessous :
- Plus on incline la pente de l'inclusion de roches stériles, plus la consolidation dans le voisinage immédiat de l'inclusion est accélérée ;

- Lorsqu'on varie la dimension de l'inclusion D_w, cela n'a pas beaucoup d'impact sur le facteur 1/TRF (pour ces conditions).

Tableau 8-25 Le facteur $1/TRF_{90}$ pour les scénarios du cas G. Résultats des simulations numériques

Paramètre calculé	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario G – 1	Scénario G – 2	Scénario G – 3	Scénario G – 4
1/TRF	À 1 m de l'inclusion	2.00	2.00	4.40	2.47
	À 4 m de l'inclusion	1.28	1.28	1.35	1.27
	À 14 m de l'inclusion	1.00	1.00	1.00	1.00

Cas H

La figure 8.43 et le tableau 8.26 présentent les résultats des scénarios relatifs au cas H à une distance de 1 m de l'inclusion de roches stériles. À la figure 8.43, on observe que les 3 scénarios présentent des valeurs du facteur temps plus réduit que les résidus de référence sans inclusion de roches stériles. Le scénario H-1 présente un facteur temps plus réduit et que le scénario H-3 présente un facteur temps moins réduit (plus proche de celui des résidus de référence sans inclusion de roches stériles).

Le tableau 8.26 résume les résultats de cette figure (et ceux d'autres figures non présentées ici). On observe que le facteur 1/TRF du scenario H-1 qui était de 5.55 à 1 m de l'inclusion devient égal à 3.92 à 4 m et à 14 m de l'inclusion. Ceci indique que le facteur ne s'est pas réduit dans cet intervalle. Cette tendance du facteur 1/TRF à rester constant indique qu'il est possible que ce facteur reste constant plus loin de l'inclusion de roches stériles. Ces résultats indiquent aussi que le scénario H-3 indique un facteur 1/TRF constant à toute distance horizontale de l'inclusion.

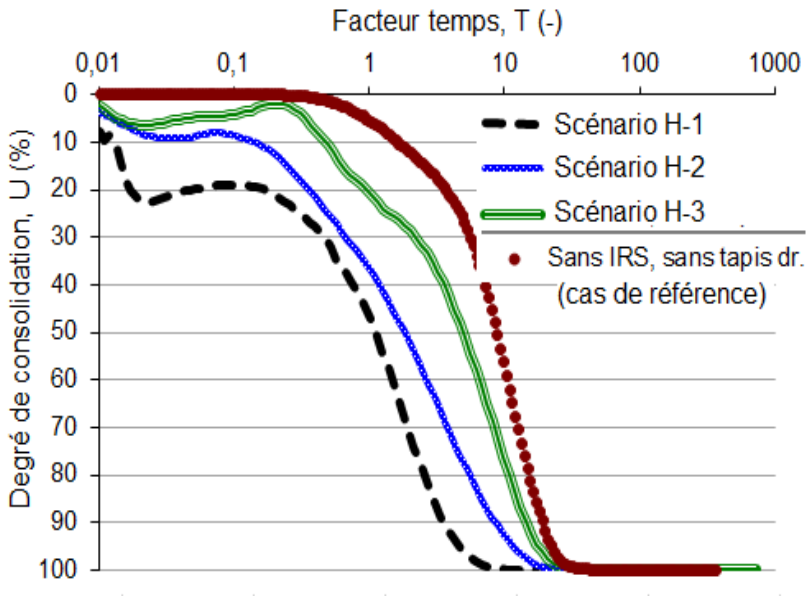

Figure 8-43 Évolution du degré de consolidation des scénarios relatifs au cas H. Résultats des simulations numériques, à 1 m de l'inclusion.

Tableau 8-26 Le facteur $1/TRF_{90}$ pour les scénarios du cas G. Résultats des simulations numériques.

Paramètre calculé	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario H-1	Scénario H-2	Scénario H-3	Sans IRS, sans tapis drainant
1/TRF	À 1 m de l'inclusion	5.55	2.00	1.32	1.00 (référence)
	À 4 m de l'inclusion	3.92	1.28		
	À 14 m de l'inclusion	3.92	1.00		

N.B. Présence d'eau dans le bassin (venues ou évacuation)

Les limitations du code Sigma/W n'ont pas permis de coupler la consolidation aux échanges atmosphériques, tels que les venues ou évacuations de l'eau à la surface des résidus. Pour évaluer l'effet de l'eau (évacuée ou apportée) dans le bassin, on se réfère aux résultats expérimentaux des essais en boîte, c'est-à-dire les divers scénarios de juxtaposition des résidus et roches stériles, avec

divers modes d'évacuation de l'eau expulsée en surface, présentés au tableau 3.5 et à la section 6.1 et analysés aux sections 6.2 et 6.3.

Selon ces résultats, le mode d'orientation (évacuation) de l'eau en surface n'affecte pas la vitesse et le temps nécessaire pour compléter la consolidation, mais a plutôt une influence sur la vitesse d'asséchement des résidus en surface et la baisse additionnelle des pressions d'eau en deca de l'équilibre hydrostatique.

8.7.1.3 Étude paramétrique selon les solutions analytiques

Une étude paramétrique complémentaire a été menée dans cette section, elle est basée sur des modèles analytiques (système axisymétrique). Les travaux de Indraratna et Redana (1997, 2000) peuvent permettre de passer d'un système de drains verticaux axisymétriques (circulaires) à un système équivalent de drains longs en déformation plane.

On utilise ici des solutions analytiques pour évaluer l'influence d'un paramètre ou d'un groupe de paramètres (conductivité hydraulique et capacité de décharge de drains, rigidité des inclusions, conductivité hydraulique de la zone remaniée, etc.) sur la vitesse (et le degré) de consolidation des matériaux mous en présence de drains (roches stériles). On introduit dans ces solutions analytiques les propriétés des résidus et des roches stériles présentées au tableau 8.1 (propriétés différentes de celles des argiles et des drains ou des graviers ou encore des sables) et on évalue ensuite l'accélération de la consolidation.

Cas I : Effet de la capacité de décharge du drain q_w

La solution analytique de Dang et al. (2013) (tableau 2.4) est utilisé ici pour évaluer l'impact de la variation (diminution) de la capacité de décharge q_w des roches stériles (drain) suivant trois (3) scénarios possibles que sont la variation linéaire de q_w avec la profondeur, la variation exponentielle de q_w avec le temps et la variation combinée de q_w avec la profondeur et le temps. Les résultats sont ensuite comparés à une situation où la capacité de décharge q_w des roches stériles (drain) ne varie pas (comme dans la solution de Hansbo, 1981).

Les résultats de différents scénarios du cas I sont présentés à la figure 8.44 et au tableau 8.27. On observe que les scénarios I-1 et I-2 sont ceux qui présentent un facteur T (à la figure 8.44) et un facteur $1/TRF_{90}$ (au tableau 8.27) relativement réduit ; selon le tableau 8.27, ce facteur $1/TRF_{90}$ est de 1.44. Ce facteur exprime le gain de temps sur la consolidation selon les modèles de Hansbo (1981) et de Deng et al. (2013), dû à une capacité de décharge q_w constante. Les autres scénarios montrent un facteur temps T et un facteur 1/TRF plus faible que celui des scénarios I-1 et I-2. Selon ces résultats, le scénario I-5 peut réduire le facteur 1/*TRF* à 1, soit un comportement sans différence avec le cas où les résidus sont mis en place sans inclusion.

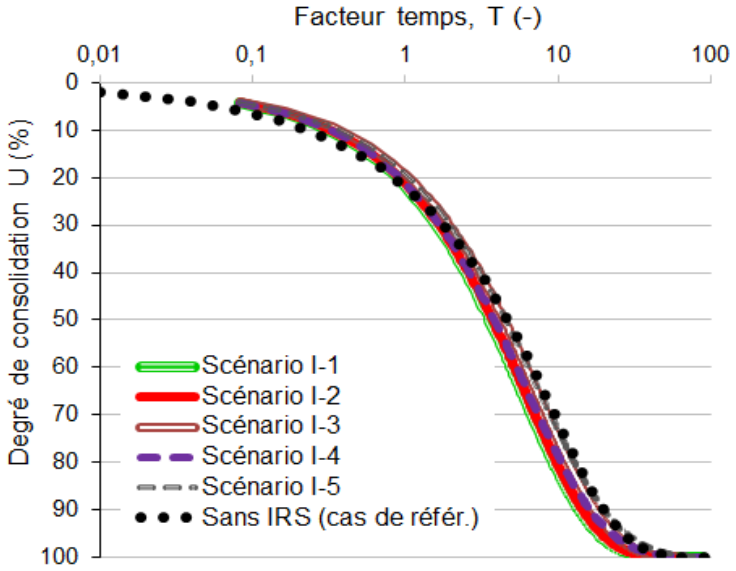

Figure 8-44 Degré de consolidation pour divers scénarios du cas I (effet de qw des roches stériles (Dang et al., 2013, tableau 2.4).

Tableau 8-27 Facteur $1/TRF_{90}$ pour divers scénarios du cas I (effet de la capacité de décharge q_w des roches stériles, Dang et al., 2013, tableau 2.4)

Paramètre calculé	Scénario I-1	Scénario I-2	Scénario I-3	Scénario I-4	Scénario I-5
1/*TRF*	1.44	1.44	1.14	1.23	1.00

Cas J : Effet de la conductivité hydraulique radiale k_{sm} dans la zone remaniée

Le modèle de Lu et al. (2015) (tableau 2.4) est utilisé pour évaluer l'impact de la conductivité hydraulique radiale dans zone remaniée k_{sm} suivant deux (2) scénarios possibles, soit la variation linéaire et la variation exponentielle de k_{sm}. Ces résultats sont comparés à une situation où la valeur de k_{sm} des roches stériles (drain) reste constante durant tout le processus de consolidation (e.g. solution de Hansbo, 1981, tableau 2.4).

Les résultats obtenus sont présentés à la figure 8.45 et au tableau 8.28. Selon la figure 8.45, Les scénarios J-3 et J-4 présentent un facteur temps T identique et sensiblement réduit comparativement au cas de référence sans inclusion de roches stériles. Les scénarios J-1 et J-2 présentent aussi un facteur temps T identique, mais plus proche de celui du cas sans inclusion de roches stériles. Le tableau 8.28 indique que le facteur 1/TRF des scénarios J-3 et J-4 est de 4.08 tandis que celui des scénarios J-1 et J-2 est de 1.44.

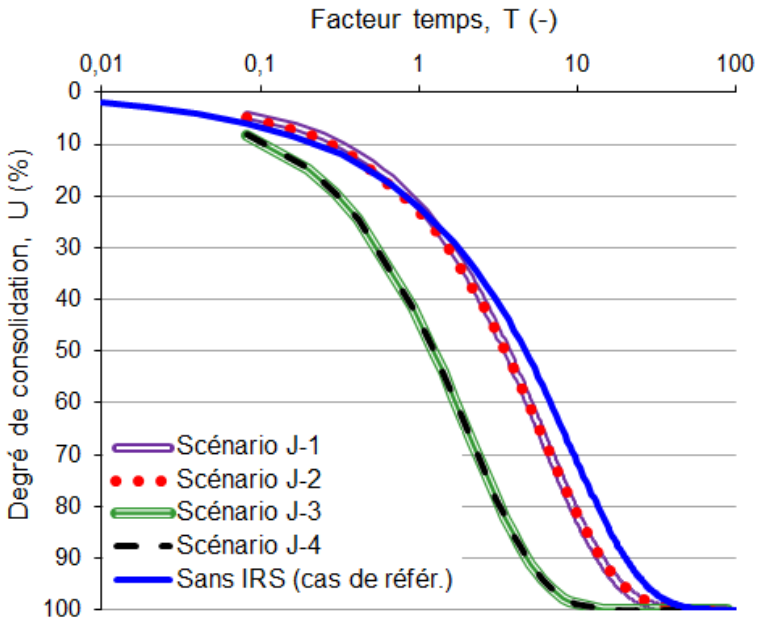

Figure 8-45 Degré de consolidation pour divers modèles de variation scénarios du cas J (effet de k_{sm}, modèle de Lu et al., 2015, tableau 2.4).

Tableau 8-28 Facteur $1/TRF_{90}$ pour divers modèles de variation de k_{sm} (selon Lu et al., 2015, tableau 2.4)

Paramètre calculé	Scénario J-1	Scénario J-2	Scénario J-3	Scénario J-4
$1/TRF$	1.44	1.44	4.08	4.08

Cas K : Effet de la rigidité des roches stériles

La solution de Han et Ye (2002) a déjà été utilisé pour analyser les essais à l'échelle de laboratoire et dans ce chapitre pour évaluer l'évolution du degré de consolidation de résidus en tenant compte de l'impact de la rigidité de l'inclusion en combinaison avec d'autres paramètres. Cette rigidité est exprimée à travers le rapport de concentration de contraintes n_S des deux matériaux en présence (résidus et roches stériles). On évalue dans ce qui suit l'impact du rapport de concentration de contraintes n_S seulement, sur base des propriétés de nos matériaux et selon les dimensions du modèle présenté au tableau 8.12. On considère des valeurs différentes de rigidité pour les résidus et/ou les roches stériles afin d'obtenir des valeurs du rapport n_S différentes.

La figure 8.46 montre l'évolution des contraintes totales σ et effectives σ' avec le facteur temps T, selon la solution de Han et Ye (2002) (tableau 2.4), pour divers rapports de concentration de contraintes n_S (= 1, 3, 7 et 50). Le tableau 8.29 présente le facteur $1/TRF$ pour chaque valeur de n_S. On observe à la figure 8.46 que pour une valeur $n_S = 1$, les contraintes totales σ restent constantes durant le processus de consolidation alors que les contraintes effectives σ' augmentent de zéro jusqu'à atteindre les valeurs des contraintes totales σ. Le facteur temps où les deux termes deviennent égaux indique le temps nécessaire pour compléter la consolidation (dissipation complète des surpressions interstitielles). Dans ce cas (avec $n_S = 1$), les résidus se comportent suivant la théorie de consolidation 1D (il n'y a pas d'accélération de la consolidation). On observe aussi à cette figure que plus le rapport n_S augmente, plus les contraintes totales au sein des résidus diminuent, et plus le temps nécessaire pour compléter la consolidation (représenté par le facteur temps T) est réduit.

Le tableau 8.29 présente les résultats de la figure 8.46 sous forme de facteur 1/TRF. On observe à ce tableau que le facteur temps T est réduit d'un facteur égal à 1.18, 1.43 et 4.10 pour des rapports de concentration de contraintes n_S respectifs de 3, 7 et 50.

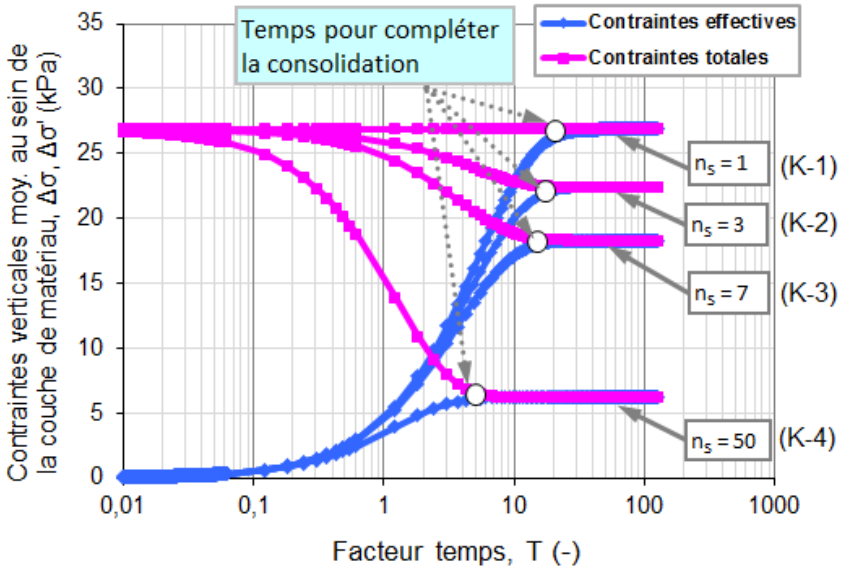

Figure 8-46 Évolution des contraintes totales et effectives lors de la consolidation des résidus en présence d'une inclusion de roches stériles, pour différents scénarios du cas K (solution de Han et Ye, 2002, tableau 2.4, couche d'épaisseur H_0 = 3 m).

Tableau 8-29 Facteur $1/TRF_{90}$ pour différents scénarios du cas K (Han et Ye, 2002, tableau 2.4)

Paramètre calculé	Scénario K-1	Scénario K-2	Scénario K-3	Scénario K-4
1/*TRF*	1.0	1.18	1.43	4.10

Variation de la conductivité hydraulique avec le temps pour le cas K

La solution de Han et Ye (2002) tient compte de la rigidité des inclusions et permet d'estimer l'accélération (et le degré) de la consolidation due à cette rigidité (et aussi au drainage). Toutefois, cette solution ne tient pas compte des possibles variations de la conductivité hydraulique des matériaux mous. Il pourrait ainsi surestimer le facteur de réduction du temps de consolidation

Il est possible d'inclure dans la solution de Han et Ye (2002) la variation de la conductivité hydraulique du matériau mou avec le temps (voir tableaux 2.6 et 2.7). Ceci suggère donc une modification de cette solution. La modification consiste ici à inclure dans la solution de Han et Ye (2002) une équation qui exprime la variation de la conductivité hydraulique des matériaux mous (résidus miniers dans notre cas) avec le temps. On détermine ensuite le degré de consolidation U_n sous forme itérative (avec n = 1, 2, 3, ... = rang de l'itération) et on retient la solution (degré de consolidation) pour laquelle $U_{n+1} = U_n$ (ou encore $U_{n-1} = U_n$).

Les étapes pour appliquer cette version modifiée de la solution de modèle de Han et Ye (proposé ici) sont schématisées à la figure 8.47. Elles peuvent être présentées comme suit (les détails des calculs sont montrés à l'annexe FF) :

- (a) On calcule le degré de consolidation initial U_0 (ou U_{n-1}, avec l'itération n = 1) comme selon Han et Ye (2002) ;
- (b) On détermine les contraintes effectives additionnelles et totales moyennes dans le matériau mou $\Delta\sigma'_S$ = fct [u_0, U_{hm}, t] et σ_S = fct [$\Delta\sigma'_S$, U_{hm}], à la boucle n = 2 (correspondant à $U_{n-1} = U_{2-1} = U_1$), en utilisant les expressions de Han et Ye (2002) (tableau 2.8) ;
- (c) La fonction exprimant le rapport des conductivités hydrauliques (k_h/k_{h0}) et contraintes effectives ($\Delta\sigma'_S$) des résidus Canadian Malartic ou CM ($k_h/k_{h0} = k_v/k_{v0}$ = fct [$\Delta\sigma'_S$]) est exprimée ici selon les essais de laboratoire menés par Essayad (2015) (voir annexe DD). Les valeurs de conductivité hydraulique saturée (initiale) k_{v0} et k_{h0} des résidus Malartic sont de 3.0E-07 m/s et 1.5E-06 m/s (voir section 6.3.3). Ceci permet de déterminer la conductivité hydraulique k_h à chaque instant t : k_h = fct [k_h/k_{h0}, t] ;
- (d) k_h permet de déterminer le facteur temps modifié du modèle de Han et Ye (2002) F'_m et le coefficient de consolidation à chaque instant t, c_h = fct [k_h] (voir tableaux 2.4 et 2.5) ;
- (e) c_h est utilisé pour déterminer le facteur temps T_{hm} = fct [c_{hm}, t], le degré de consolidation horizontal U_{hm} = fct [F'_m, T_{hm}], le coefficient de consolidation vertical c_v = fct [c_h, k_{h0}/k_{v0}], le facteur temps T_v = fct [c_v, t] et le degré de consolidation vertical U_V = fct [T_v] ;
- (f) On détermine le degré de consolidation total U_1 ou U_{n-1} (avec n = 2). La valeur de U_1 est comparée au degré de consolidation total initial (selon le modèle de Han et Ye, 2002) U_0 :

    - Si $U_1 = U_0$ (si les deux courbes se superposent), U_1 ($\equiv U_0$) est la solution retenue ;

- Si $U_1 \neq U_0$, on recommence la résolution en passant à l'itération suivante. On détermine donc U_2 (ou U_{n-1} avec n = 3), en considérant U_1 comme solution initiale.

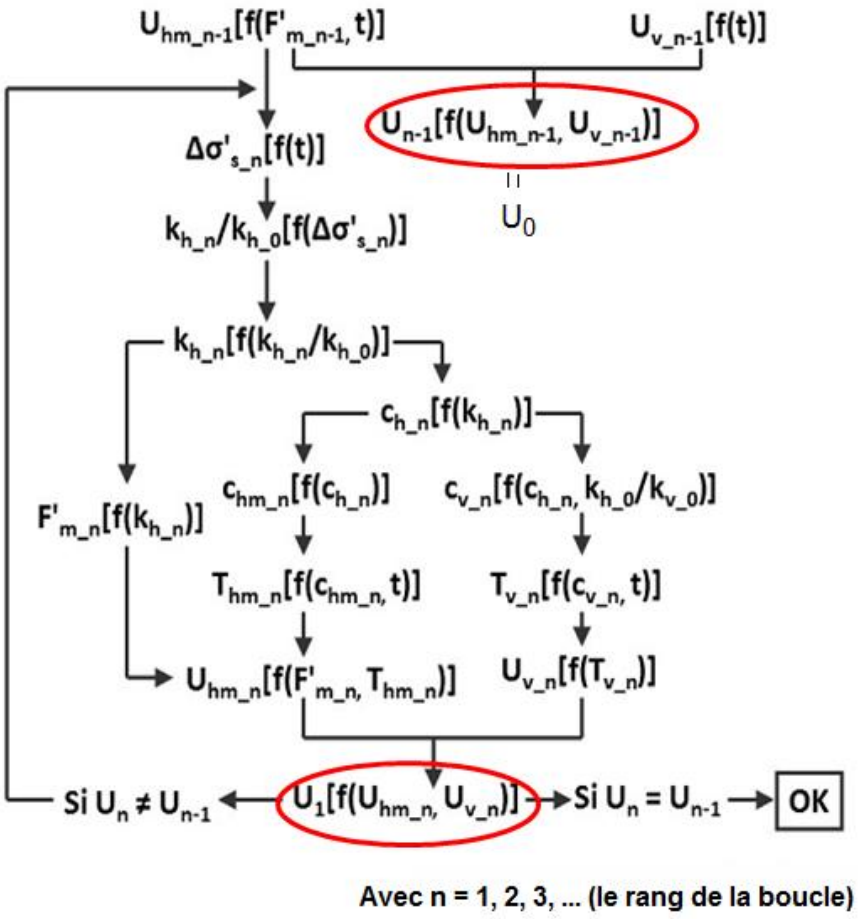

Figure 8-47 Schématisation de la solution de Han et Ye Modifiée (solution HYM).

Les résultats de l'application de la solution de Han et Ye Modifiée à l'échelle intermédiaire (dimensions de l'essai avec roches stériles dans la boîte à parois rigides : H_0 = 0.6 m ; $L = D_e$ = 0.105 m, avec les propriétés de nos matériaux) sont présentés à la figure 8.48 et au tableau 8.30 (voir aussi annexe FF). On observe une différence relative de 24.70 % entre le facteur 1/TRF initial (itération 1 découlant de la solution de Han et Ye, 2002, 1/TRF = 3.08) et le facteur 1/TRF corrigé (itération 3 découlant de la solution de Han et Ye Modifiée, 1/TRF = 2.47).

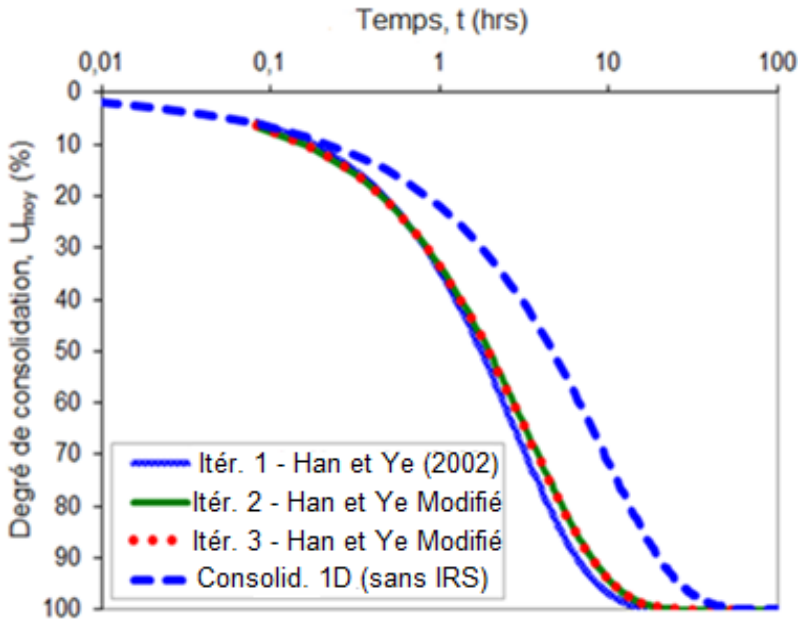

Figure 8-48 Évolution du degré de consolidation U (%) en itérations selon le modèle de Han et Ye Modifié (HYM). Épaisseur de la couche H_0 = 0.6 m (dimensions de laboratoire).

Tableau 8-30 Facteur 1/TRF selon le modèle de Han et Ye Modifié. H_0 = 0.6 m

Paramètre calculé	Boucle 1 (Han et Ye, 2002)	Boucle 2	Boucle 3
1/*TRF*	3.08	2.47	2.47

La solution de Han et Ye Modifié peut être appliquée à une échelle un peu plus grande (H_0 = 3 m, $L = D_e$ = 17.5 m, avec les propriétés de nos matériaux). Les résultats sont montrés à la figure 8.49 et au tableau 8.31. Ils indiquent une différence relative de 41.33% entre le facteur 1/TRF initial (itération 1, 1/TRF = 2.77) et le facteur 1/TRF final corrigé (itération 3, 1/TRF = 1.96).

On observe ainsi que le modèle de Han et Ye Modifié permet de ne pas surestimer l'accélération de la consolidation. On observe également que plus l'épaisseur de la couche de matériau considérée est grande, plus la correction de du facteur 1/TRF par le modèle de Han et Ye Modifié est significative.

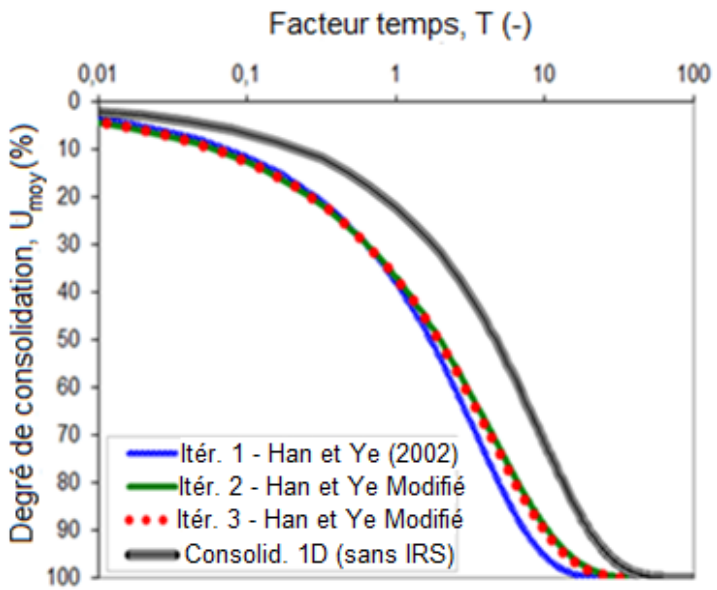

Figure 8-49 Évolution du degré de consolidation *U* (%) en boucles selon le modèle de Han et Ye Modifié (HYM). Épaisseur de la couche H_0 = 3 m.

Tableau 8-31 Facteur $1/TRF_{90}$ selon le modèle de Han et Ye Modifié. H_0 = 3.0 m

Paramètre calculé	Han et Ye (2002) – Boucle 1	Han et Ye (2002) – Boucle 2	Han et Ye (2002) – Boucle 3
1/*TRF*	2.77	1.96	1.96

8.7.2 Étude paramétrique en conditions non saturées

Dans cette section, on présente les résultats des investigations sur l'impact des paramètres importants en conditions non saturées tels que le niveau de la nappe d'eau ; la fonction de conductivité hydraulique et la courbe de rétention d'eau (CRE).

Cas L : Effet de la variation du niveau de la nappe

Le modèle conceptuel présenté à la figure 8.35.*a* représente le cas de base (référence) pour ces simulations numériques. Les résultats présentés dans ce qui suit sont ceux des scénarios L-1 et L-

2 (tableau 8.17), avec le niveau de la nappe phréatique fixé initialement aux élévations de 2 m (ou à 4 m sous la surface des résidus) et de 5 m (ou à 1 m sous la surface des résidus). Les résultats obtenus (contraintes totales, pressions interstitielles et déformations volumiques) sur toute la distance horizontale X du modèle et à une élévation de 0.12 m (proche de la base) sont présentés aux figures 8.50, 8.51 et 8.52. Selon ces résultats, lors du scénario L-1 (lorsque le niveau initial de la nappe d'eau est plus bas, c'est-à-dire à une élévation de 2 m) :

- Le transfert de contraintes totales vers l'inclusion est plus marqué, les contraintes totales dans le voisinage de l'inclusion sont plus réduites (figure 8.50) ;
- Les déformations volumiques progressent plus rapidement et elles sont beaucoup plus grande (figure 8.51) ;
- Les pressions interstitielles baissent plus rapidement (figure 8.52) :

  - Pour le scénario L-1 (cas avec nappe initiale à une élévation de 2 m,) les pressions à un temps loin de l'inclusion restent élevées alors que celles dans le voisinage de l'inclusion deviennent plus faibles rapidement ;
  - Pour le scénario L-2 (cas avec nappe initiale à une élévation de 5 m), les pressions baissent progressivement dans le voisinage de l'inclusion et restent quasi-uniformes au-delà.

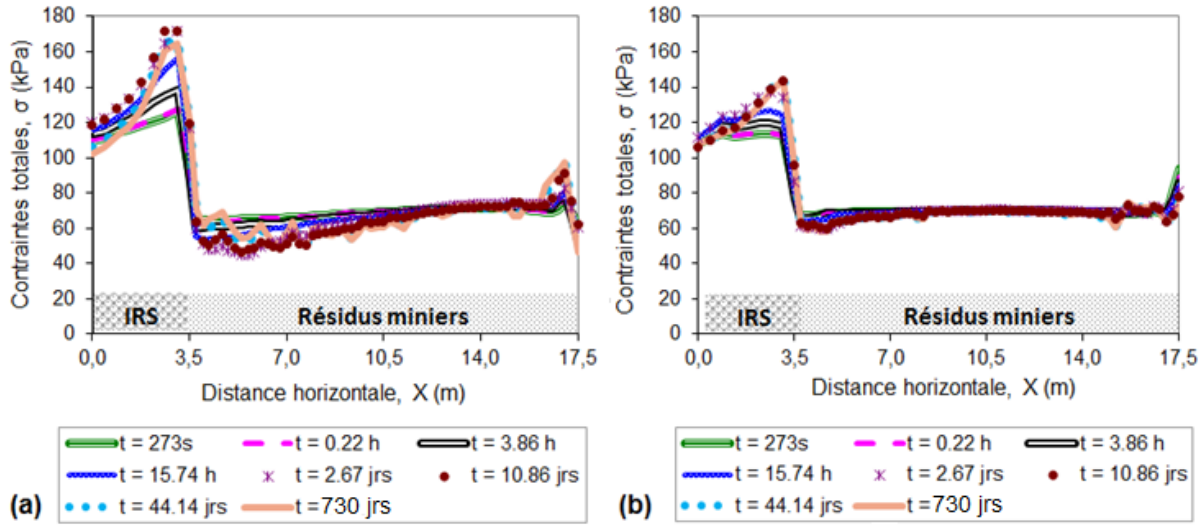

Figure 8-50 Évolution des contraintes totales (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. Niveau initial de la nappe d'eau à une élévation de (a) 2 m ou cas L-1 (b) 5 m ou cas L-2.

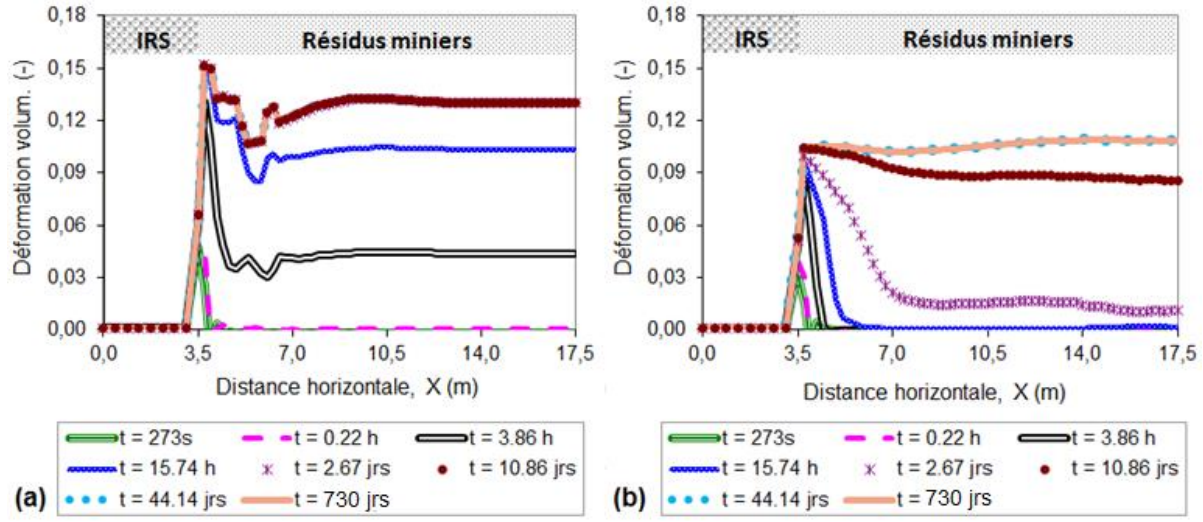

Figure 8-51 Évolution des déformations volumiques (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. Niveau initial de la nappe d'eau à une élévation de (a) 2 m ou cas L-1 (b) 5 m ou cas L-2.

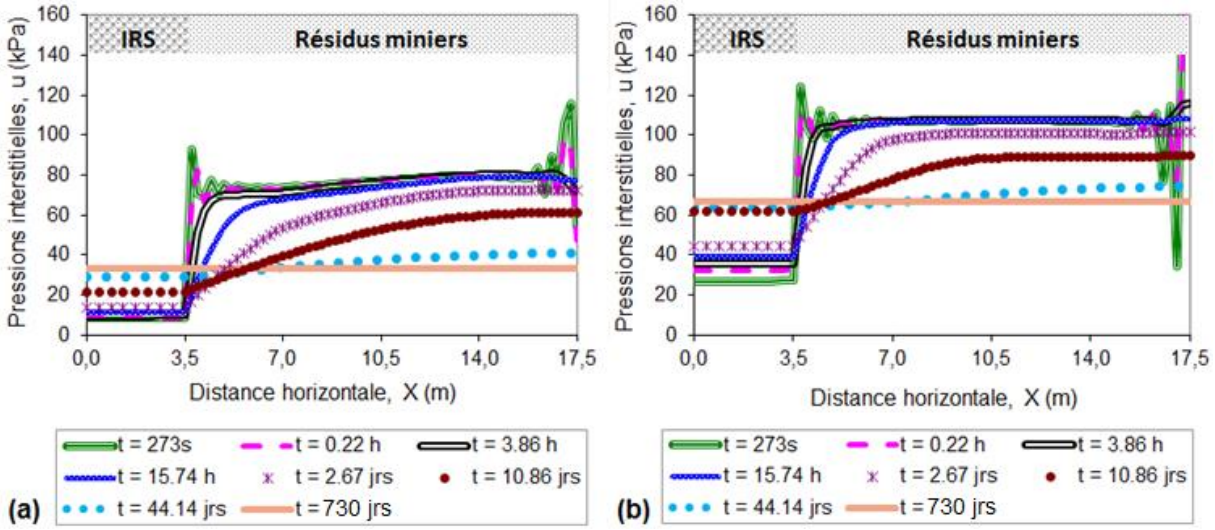

Figure 8-52 Évolution des pressions interstitielles (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. Niveau initial de la nappe d'eau à une élévation de (a) 2 m ou cas L-1 (b) 5 m ou cas L-2.

Comparaison avec le cas saturé

Dans ce qui suit, nous comparons les résultats du scénario L-1 (cas non saturé avec le niveau initial de la nappe phréatique à une élévation de 2 m) avec ceux du scénario L-3 (cas saturé avec le niveau initial de la nappe phréatique à une élévation de 6 m). Les résultats sont présentés aux figures 8.53 à 8.55. On observe que :

- Dans le cas L-1, il y a un transfert marqué des contraintes vers l'inclusion de roches stériles, qui se traduit par une baisse des contraintes totales (et effectives) dans le voisinage de l'inclusion (figure 8.53) ;
- Les pressions interstitielles baissent plus rapidement dans le scénario L-1 (figure 8.54) ; les pressions à un temps loin de l'inclusion restent élevées alors que celles dans le voisinage de l'inclusion deviennent plus faibles rapidement. Pour le cas L-3, les pressions baissent progressivement dans le voisinage de l'inclusion et restent quasi-uniformes au-delà ;
- Les déformations volumiques sont plus rapides et importantes dans le cas L-1 (figure 8.55). Les déformations sont complétées dans moins de 2.67 jours pour le scénario L-1 alors qu'elles le sont après à peu près 44.14 jours pour le scénario L-3.

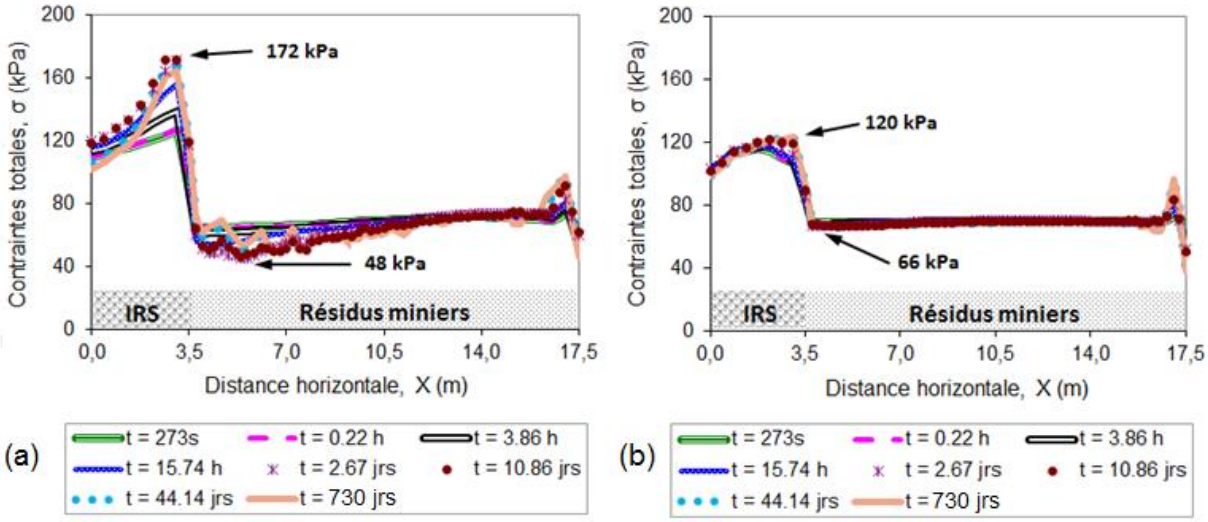

Figure 8-53 Évolution des contraintes totales (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. (a) Scénario L-1 (b) Scénario L-3.

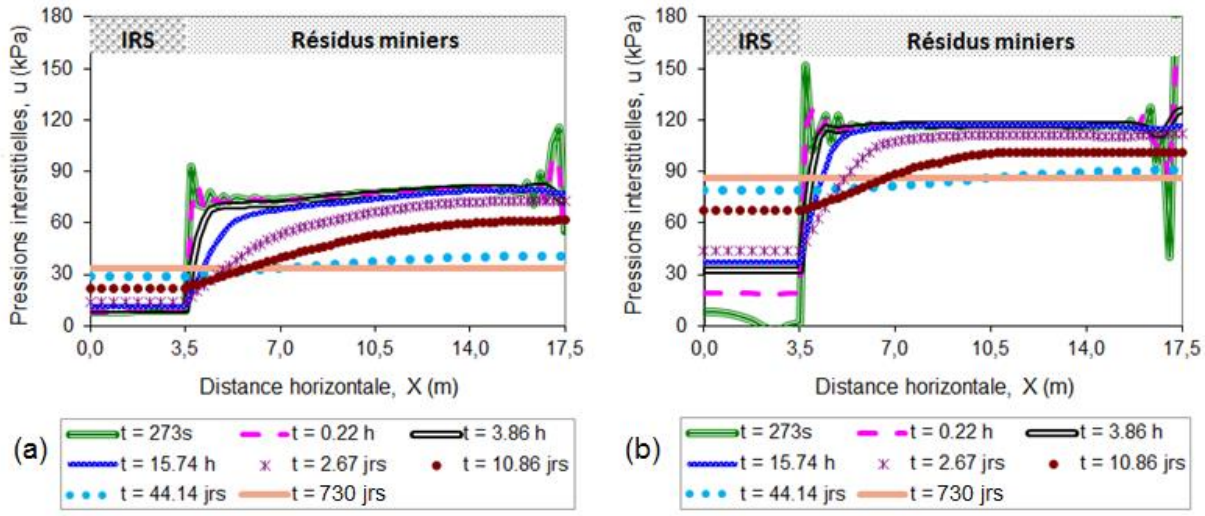

Figure 8-54 Évolution des pressions interstitielles (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. (a) Scénario L-1 (b) Scénario L-3.

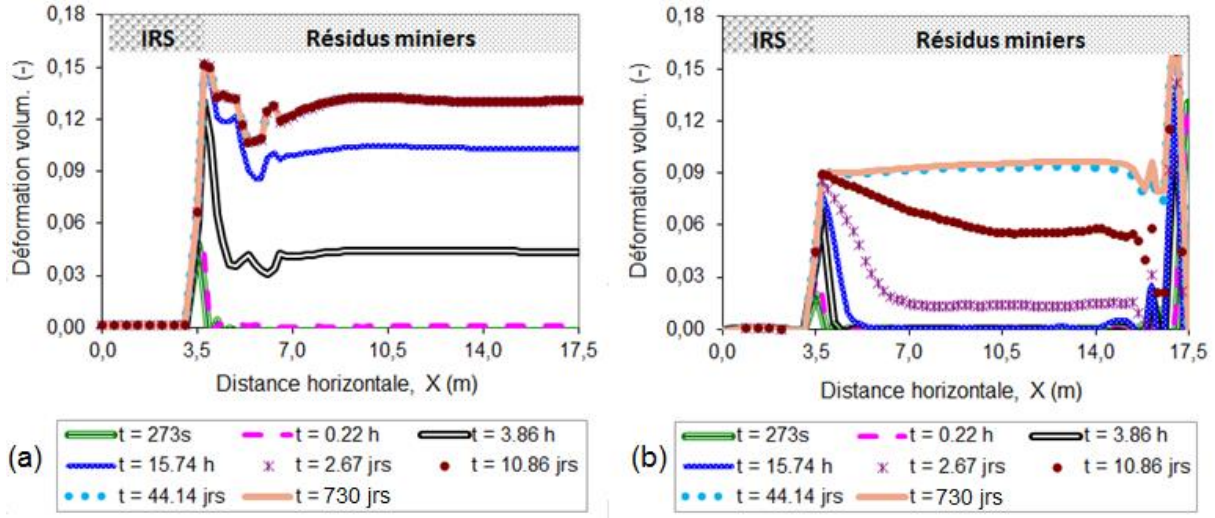

Figure 8-55 Évolution des déformations volumiques (à une élévation de 0.12 m) avec la distance horizontale X. (a) Scénario L-1 (b) Scénario L-3.

Lorsqu'on compare les figures 8.50 à 8.55, on remarque que le comportement des résidus lors du scénario L-2 (non saturée avec niveau initiale de la nappe d'eau à une élévation de 5 m) se rapproche plus de celui du scénario L-3 (cas saturé). Il y a donc peu de différence. Le comportement des résidus change lorsque la nappe d'eau initiale se trouve à un niveau beaucoup plus bas que la surface des résidus.

Profils verticaux des pressions d'eau dans le cas non saturé avec et sans inclusion

Pour mieux évaluer l'impact de l'inclusion de roches stériles, on compare dans ce qui suit les profils verticaux selon les résultats numériques (pressions interstitielles évaluées sur toute l'élévation *Y*) en conditions non saturées avec la nappe d'eau à une élévation initiale de 2 m, dans les cas avec inclusion de roches stériles (scénario L-1) et sans inclusion de roches stériles (scénarios L-4). Pour le scénario L-1 avec inclusion de roches stériles, les pressions interstitielles ont été évaluées à des distances horizontales *X* de l'inclusion de 1 m et de 11.5.

Comparaison entre résultats des scénarios L-4 et L-1 (à X = 11.5 m)

Les profils verticaux représentant les deux cas sont présentés respectivement aux figures 8.56.a et 8.56.c. On observe qu'au début du processus (jusqu'à t = 2.67 jours), les pressions dans la zone au-dessus de la nappe d'eau, mesurées au scénario L-1 à une distance horizontale *X* = 11.5 m de l'inclusion (figure 8.56.*c*) sont identiques à celles mesurées au scénario L-4, sans inclusion de roches stériles (figure 8.56.*a*). Vers la fin du processus (t = 730 jours), la couche de résidus à la figure 8.56.*a* (scénario L-4) montre des pressions finales positives sur tout le profil vertical (le niveau correspondant à la pression *u* = 0 est supposé être plus haut que la surface des résidus, la frange capillaire étant épaisse). À la figure 8.56.*c* par contre (scénario L-1, à X = 11.5 m), la partie des résidus au-dessus de la nappe d'eau indique la présence de pressions finales négatives (ou succions), causées par la présence de l'inclusion de roches stériles.

Comparaison entre résultats du scénario L-1, à X = 1 m et X = 11.5 m

À la figure 8.56.*b* qui présente les pressions interstitielles mesurées à une distance horizontale *X* = 1 m de l'inclusion lors du scénario L-1, on observe que les pressions initiales varient plus rapidement qu'à la figure 8.56.c, à une distance horizontale *X* = 11 m de l'inclusion pour le même scénario L-1 (ces pressions à la figure 8.56.b varient même plus rapidement par rapport à celles à la figure 8.56.a pour le scénario L-4 sans inclusion de roches stériles). Mais les pressions finales à la figure 8.56.b (scénario L-1, à X = 1.0 m) sont identiques à celles de la figure 8.56.*c* (scénario L-

1, à X = 11.5 m). Les deux résultats (figures 8.56.*b* et *c*) indiquent que la partie supérieure des résidus s'est désaturée, cela est dû à la présence de l'inclusion de roches stériles.

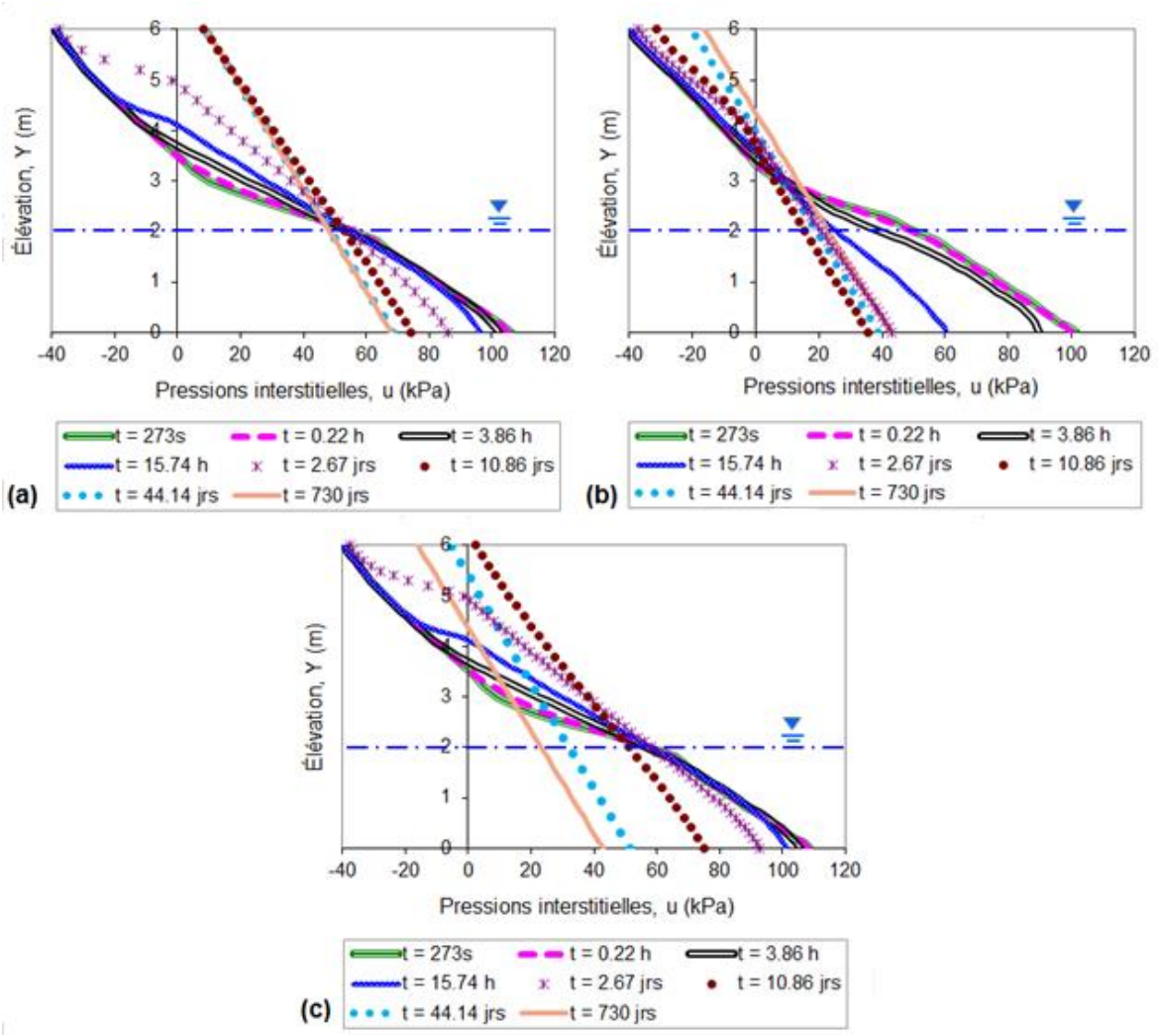

Figure 8-56 Profils verticaux des pressions interstitielles dans le cas non saturé avec la nappe d'eau à une élévation de 2 m (a) scénario L-4 (b) scénario L-1 à X = 1.0 m de l'inclusion (c) scénario L-1 à X = 11.5 m de l'inclusion.

La présence de l'inclusion de roches stériles favorise la désaturation des résidus, ce qui provoque une baisse importante des contraintes, une dissipation rapide des surpressions interstitielles et des déformations plus rapides et plus importantes.

Cas M : Effet de la fonction de conductivité hydraulique k_{unsat}

Les deux fonctions k_{unsat} considérées pour cette investigation et générées par Sigma/W selon les modèles de van Genuchten (1980) et Fredlund et al. (1994) sur base de la courbe de rétention d'eau des résidus CM sont montrées à la figure 8.33. Ceci représente respectivement les scénarios M-1 et M-2 du tableau 8.17. Le modèle considéré pour les simulations est celui présenté à la figure 8.35.a, avec le niveau de la nappe à une élévation de 2 m. Les propriétés basiques des matériaux sont celles présentées au tableau 8.1.

Les résultats (contraintes totales, pressions interstitielles et déformations volumiques suivant la distance X et à une élévation de 0.12 m pour les scénarios M-1 et M-2) n'ont pas présenté de différences significatives suivant le profil horizontal X. Ceci s'explique par le fait que l'influence des succions est plus perceptible avec l'élévation qu'avec la distance horizontale. Les différences entre résultats dans les deux cas deviennent relativement perceptibles lorsqu'on considère les profils verticaux des pressions interstitielles présentés aux figures 8.57 et 8.58.

Les figures 8.57 et 8.58 montrent les profils verticaux des pressions interstitielles mesurées à des distances horizontales respectives de X = 1 m et X = 11.5 m de l'inclusion de roches stériles, pour les scénarios M-1 et M-2. Lorsqu'on observe les pressions à t = 2.67 jours et t = 10.86 jours à la figure 8.57 (X = 1 m), on remarque une différence de vitesse de variation des succions dans la partie au-dessus de la nappe d'eau. Les pressions intermédiaires en surface sont relativement élevées pour le scénario M-1 comparativement au scénario M-2, alors que les pressions dans la partie saturée sont identiques pour les deux scénarios en tout temps. La différence est toutefois moins significative car il s'agit d'un même matériau ; les deux fonctions de conductivité hydraulique k_{unsat} générées par Sigma/W à l'aide des modèles de van Genuchten (1980) et de Fredlund et al. (1994) et présentées à la figure 8-33, sont quelque peu différentes, surtout à faible succion. L'influence de la fonction k_{unsat} proche de l'inclusion pourrait devenir significative lorsque des succions relativement marquées se développent (avec l'apparition d'une zone non saturée); cet aspect demande une évaluation plus poussée.

Lorsqu'on observe les pressions à t = 15.74 heures et t = 2.67 jours à la figure 8.58 (X = 11.5 m), on remarque aussi une très légère différence de vitesse de variation des pressions dans la partie non saturée (variation relativement rapide pour le scénario M-1 comparativement au scénario M-2) alors que les pressions dans la partie saturée sont identiques en tout temps. L'influence de la fonction k_{unsat} suivant le profil vertical et dans les régions relativement éloignées de l'inclusion (e.g. à 11.5 m de l'inclusion) existe mais est moins significative.

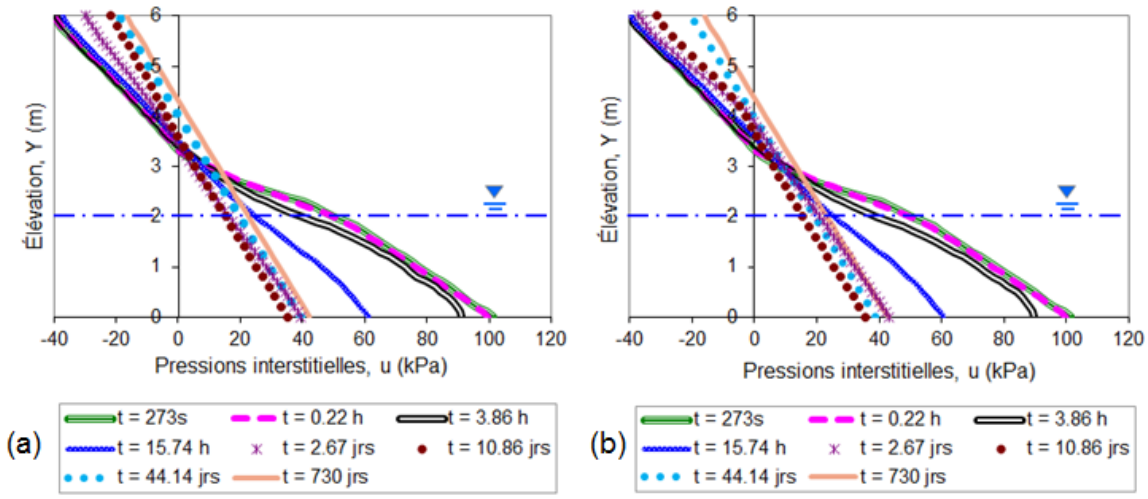

Figure 8-57 Profil vertical des pressions interstitielles à une distance X = 1 m de l'inclusion. Cas non saturé, nappe initiale à une élévation de 2 m (a) scénario M-1 (b) scénario M-2.

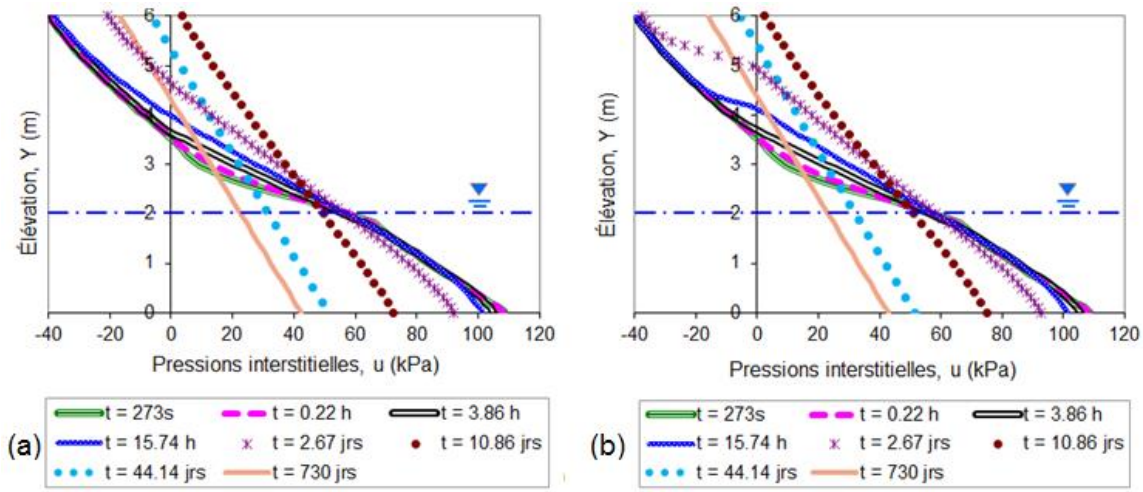

Figure 8-58 Profil vertical des pressions interstitielles à une distance X = 11.5 m de l'inclusion. Cas non saturé, nappe initiale à une élévation de 2 m (a) scénario M-1 (b) scénario M-2.

Cas N : Effet de la courbe de rétention d'eau en déposition multicouche

Les trois scénarios investigués dans cette section (N-1, N-2 et N-3) sont présentés au tableau 8.17. Le modèle conceptuel pour ces simulations et les courbes de rétention d'eau (teneur en eau volumique θ versus succion ψ et degré de saturation S_r versus succion ψ) des trois matériaux (trois résidus) investigués sont présentés aux figures 8.35.b et 8.34 respectivement. Les paramètres de rétention d'eau sont présentés au tableau 8.18 et les conditions aux frontières sont décrites à la section 8.6. On considère que les autres propriétés de base des résidus sont les mêmes et identiques à celles présentées au tableau 8.1. Les propriétés des roches stériles et des matériaux de fondation sont celles utilisées pour les simulations antérieures et présentées également au tableau 8.1.

On évalue dans ce qui suit les résultats (évolution des pressions interstitielles avec l'élévation) à une distance horizontale X = 11.5 m de l'inclusion de roches stériles. Les résultats des modélisations numériques (profils verticaux) sont présentés à la figure 8.59. Selon ces résultats :

- À la fin de l'étape 1 (à t = 365 jours), la hauteur de la frange capillaire est faible et des succions élevées pour le scénario N-1 (pour le matériau à faible AEV ou résidus n°1) ; cette hauteur est grande et des succions faibles pour le scénario N-2 (pour le matériau à AEV élevé ou résidus n°2) ;
- Durant l'étape 2 (après déposition de la deuxième couche), le remouillage progressif pour le scénario N-1 (matériau à faible AEV ou résidus n°1) est lent (voir par exemple à t = 382.05 jours). Ce remouillage est plus rapide pour le scénario N-2 (pour le matériau à AEV élevé ou résidus n°2), vu les faibles succions et la frange capillaire plus épaisse à la fin de l'étape 1.

Le scénario N-3 (pour le matériau à AEV moyen ou résidus n°3) présente un comportement intermédiaire entre celui du scénario N-1 (pour le matériau à AEV faible ou résidus n°1) et le scénario N-2 (pour le matériau à AEV élevé ou résidus n°2).

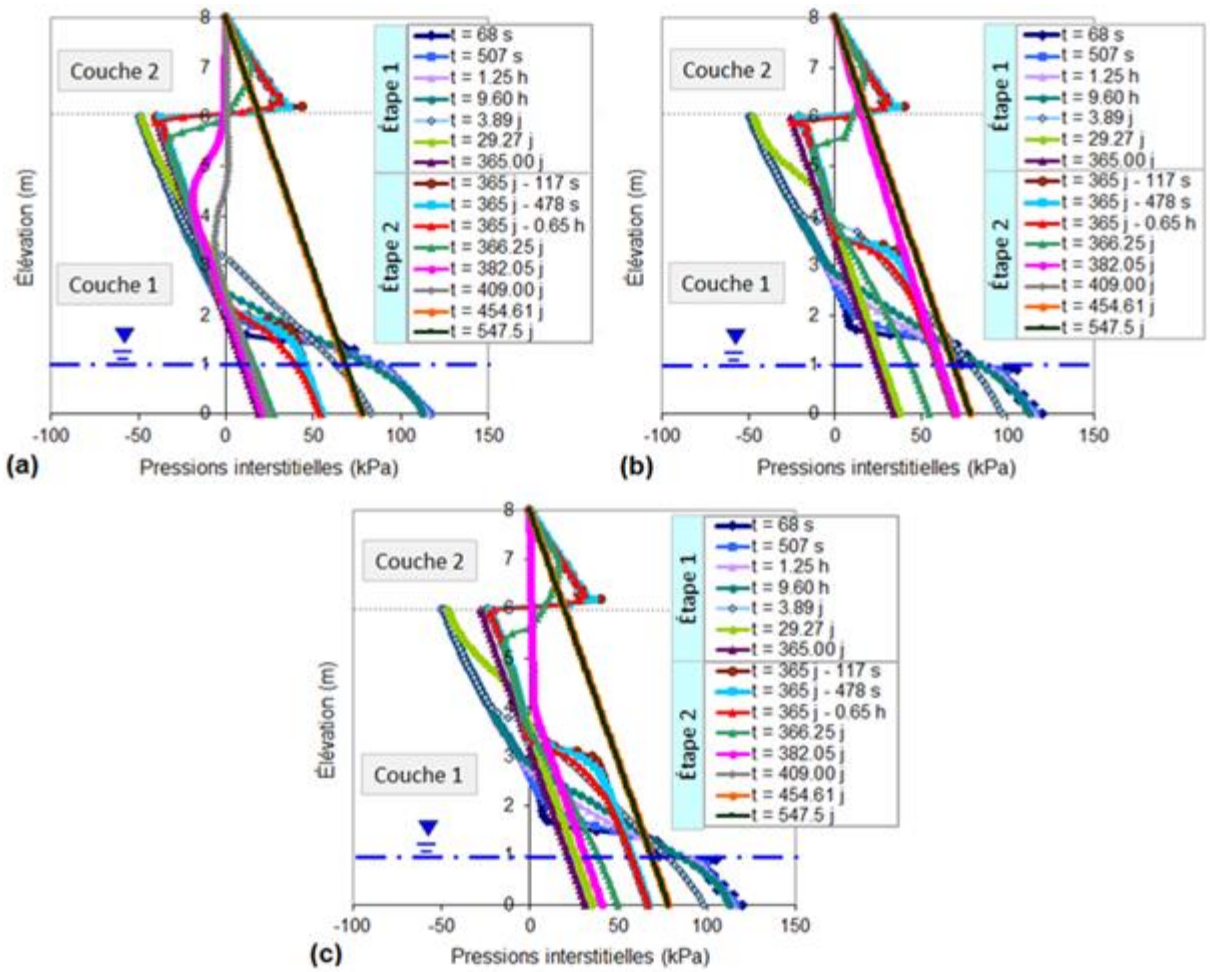

Figure 8-59 Profil vertical des pressions interstitielles à X = 11.5 m durant la déposition des résidus en 2 étapes (a) scénario N-1 (b) scénario N-2 (c) scénario N-3 (résidus de référence). Couche 1 : non saturée de 6 m à l'étape 1 (niveau initial de la nappe à l'élévation de 1 m) et couche de 2 m constamment saturée à l'étape 2.

On notera aussi que lorsque la nappe d'eau est plus haute (e.g. à une élévation de 3 m ou encore à 5 m), l'effet de la courbe de rétention d'eau suivant l'élévation *Y* est faible car presque la totalité de la couche au-dessus de la nappe d'eau est saturée (frange capillaire).

8.8 Discussion des résultats des simulations numériques

8.8.1 Analyse des essais de laboratoire

Des essais ont été réalisés en grande colonne afin, notamment, de tester la capacité du code numérique Sigma/W à reproduire les tassements et l'évolution des pressions interstitielles lors des dépositions en couches successives. On en a conclu que pour mieux décrire les essais de déposition en couches successives à l'aide du code numérique Sigma/W, il est important d'adapter les propriétés de chaque couche au début de chaque étape de déposition. Ceci consiste à évaluer l'indice des vides final e_f et la déformation $\Delta H/H_0$ de chaque couche à la fin de chaque étape en fonction de l'indice des vides initial e_0 et du rapport de surcharge $\Delta\sigma'/\sigma'_0$ dû à la surcharge (couche ajoutée). Des abaques conçus à ce propos (présentés aux figures 7.6 et 7.7) ont rendu cette adaptation des propriétés plus pratique. Lorsque les propriétés des matériaux (résidus) ne sont pas modifiées (pour chaque couche à chaque étape de déposition), les résultats des simulations numériques peuvent présenter des grandes différences par rapport aux résultats expérimentaux. Ceci illustre l'importance des tassements de chaque couche de résidus et l'évolution (changement) des propriétés telles que l'indice des vides, le poids volumique, les paramètres de consolidation (et la conductivité hydraulique).

La solution analytique de Han et Ye (2002) a été appliquée et ajustée sur les résultats expérimentaux pour une valeur du rapport de concentration de contrainte n_S (qui exprime le rapport de rigidité entre les deux matériaux en présence) se situant dans la gamme des valeurs que ces auteurs ont considérées pour des colonnes de gravier utilisées comme drains, soit $n_S = 5$. Ceci pourrait être plus valable à l'échelle de laboratoire où la consolidation est plus rapide (ce qui pourrait justifier le fait de considérer une seule valeur de la rigidité des residus). À grande échelle, les résultats obtenus à proximité des inclusions pourraient être influencés par la variation de la rigidité des résidus avec la consolidation, qui pourrait aussi entrainer une variation du rapport n_S. Pour cette raison, les calculs menés avec les solutions analytiques pour les conditions à grande échelle ont été effectuées en utilisant deux valeurs limites du rapport n_S : une limite inférieure (n_S = 5 à 7) et une limite supérieure (n_S = 100 à 150). La solution de Hansbo (1981) a été ajustée sur les résultats expérimentaux pour estimer la valeur de la capacité de décharge q_w des roches stériles.

Les résultats ont indiqué que $q_w \approx 80$ m^3/an pour une inclusion de roches stériles (incluse dans la solution). Cette valeur est supérieure à celle qui a été évaluée à l'aide de l'équation 2.27, soit q_w = 30 m^3/an (pour le même cas). Ceci pourrait être relié aux incertitudes sur la valeur de la conductivité hydraulique des roches stériles (k = 1.61 E-03 m/s considérée pour les residus de la mine Canadian Malartic). Cette valeur de q_w des inclusions de roches stériles (= 80 m^3/an) est supérieure à celle des PVD qu'on utilise comme drains pour les argiles ($q_w \approx 10$ m^3/an). Lorsqu'on regarde les équations 2.25 et 2.27, on observe que les autres paramètres influents sur la valeur de q_w sont le rayon du drain et la valeur de la conductivité hydraulique (horizontale) du matériau mou entourant le drain. Les valeurs de ces deux paramètres considérées ici pour ces inclusions sont plus grandes que celles pour les PVD, ce qui justifie une valeur de q_w plus grande pour les inclusions de roches stériles (par rapport aux PVD).

Les résultats expérimentaux et les simulations de ces essais ont montré qu'à l'ajout d'une couche sus-jacente (durant une déposition multicouche), les pressions interstitielles et les contraintes effectives évoluent initialement plus vite à la base de cette couche ajoutée (qui se consolide sous son poids propre) ainsi que dans la partie supérieure de la couche déjà en place (sous-jacente, en consolidation sous chargement de la couche ajoutée). Le poids propre de la couche mise en place agit initialement surtout sur la consolidation de la partie inférieure de nouvelle couche et sur la partie supérieure de la couche en place. L'évolution de la consolidation progresse ensuite sur l'ensemble du matériau sous-jacent.

Les résultats des calculs menés avec les solutions analytiques ont indiqué que les essais expérimentaux avec inclusion de roches stériles en cuve cylindrique (avec inclusion centrale) sont relativement bien décrits par l'expression basée uniquement sur une consolidation horizontale U_h (figure 7.24). L'expression du degré consolidation total (e.g. $U_{moy} = U_v + U_h$ selon Carillo, 1942 ; équation 2.28) tend à surestimer la consolidation des résidus pour ces essais. La faible extension latérale du modèle physique (une couche de résidus d'épaisseur H_0 de 60 cm et une zone d'influence maximale de 27.5 cm, le diamètre de la cuve étant de 55 cm) fait en sorte que le drainage horizontal domine le processus ; il y a ici une contribution négligeable de la consolidation verticale.

8.8.2 Simulations à plus grande échelle

Les résultats du cas de base pour les résidus dans une portion du parc à grande échelle (voir figures 8.8 et 8.9) ont indiqué qu'à l'ajout de chaque nouvelle couche, il y a augmentation des pressions d'eau, suivie d'une dissipation des surpressions interstitielles (et le développement des contraintes effectives) qui est plus rapide pour les points plus proches des inclusions. Tel qu'anticipé (selon les travaux de L. Bolduc, 2012) pour les points situés plus loin des inclusions, la dissipation des surpressions interstitielles est plus lente. Ce comportement est conforme aux résultats expérimentaux qui ont aussi montré que le temps nécessaire pour compléter la consolidation (par le drainage horizontal est plus court pour les points proches des interfaces car la longueur du chemin de drainage est faible. Les résultats de cas de base, à grande échelle, ont également indiqué que l'évolution des pressions interstitielles pour les points situés suffisamment loin des interfaces (e.g. à 90 m de l'interface, voir figures 8.8 et 8.9) est identique à celle des pressions pour les résidus sans inclusion. Ceci signifie que ces points ne sont pas situés dans la zone d'influence des inclusions de roches stériles.

L-Bolduc (2012) avait déjà établi que l'ampleur de la zone d'influence des roches stériles lors de la consolidation croît avec l'élévation du dépôt de résidus. Ceci a été confirmé par les résultats de nos simulations numériques, menées avec des couches de plus faible épaisseur (i.e. 0.5 m, vs 3 m typiquement dans les études antérieures). Les simulations numériques réalisées avec des couches plus épaisses (voir ligne A-B tracée à titre indicatif sur la figure 8.28.*a*), illustre la tendance observée numériquement avec la distance moyenne de la zone d'influence qui augmente avec l'élévation du dépôt ; l'extension de cette zone d'influence des inclusions est plus grande à la base du modèle que dans la partie haute. La zone d'influence a été évaluée ici selon les courbes de consolidation, en fonction du facteur temps T (ou du temps t). La consolidation (tassements et dissipations des surpressions interstitielles) se produit surtout à l'étape de mise en place de chaque couche sous leur poids propre. Plus le dépôt augmente en épaisseur, plus la consolidation de la couche située à la base du dépôt est rapide (t est réduit) car le matériau est alors plus dense et plus rigide et il contient moins d'eau à évacuer.

Lorsque la déposition se fait en couches de plus faible épaisseur, il semble que la zone d'influence de l'inclusion croit sensiblement. Cette tendance pourrait s'expliquer par l'illustration montrée à la figure 8.60 (voir aussi la figure 8.28). Dans le cas de couches plus épaisses, les iso-contours présentent initialement un plateau beaucoup plus étendu qui indique la limite de la zone d'influence (comme l'avait souligné L-Bolduc 2012). Cet iso-contour dans une couche épaisse après chargement est représenté schématiquement par le numéro 1 sur la figure 8.60. Au même instant (après chargement), l'iso-contour de pressions interstitielles dans une couche de plus faible épaisseur prend la forme indiquée au numéro 3. La ligne A-B tracée à titre indicatif montre qu'à un instant donné (après le chargement), la zone d'influence pour les couches de faible épaisseur est plus grande que celle pour les couches de grande épaisseur (voir aussi figure 8.28). L'iso-contour 1 prend un certain temps pour atteindre la position 2 à la figure 8.61. Pendant ce temps, l'iso-contour 3 aura une hauteur maximale plus faible.

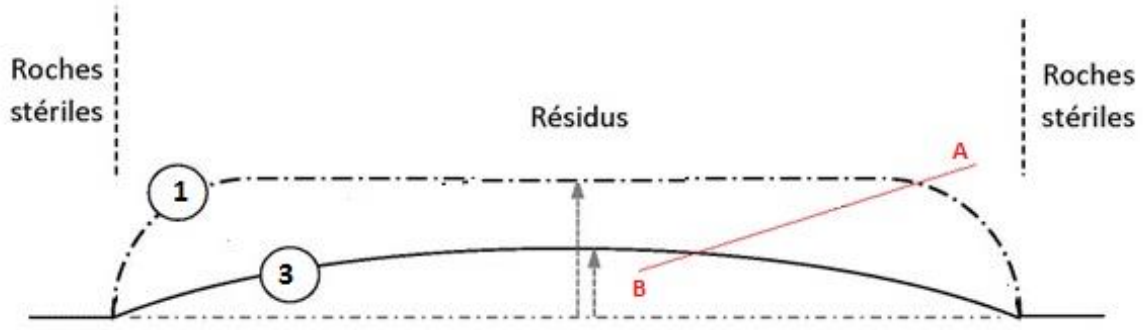

Figure 8-60 Représentation schématique des iso-contours de pression d'eau pour des couches de grande épaisseur (1) et de faible épaisseur (3) après l'ajout d'une couche en surface.

Les résultats de cette étude ont indiqué que lorsque les résidus mis en place sont beaucoup plus humides (teneur en eau initiale w_0 plus élevée), la zone d'influence diminue sensiblement. Comme l'indique l'équation 5.14, plus la teneur en eau initiale w_0 est élevée, plus l'indice de compression du matériau C_C est élevé et plus il y a une grande quantité d'eau à drainer (à expulser) lors de la consolidation. Les résultats ont aussi indiqué que les dépositions des résidus en couches de plus faibles épaisseurs limitent l'accumulation des surpressions interstitielles si on alloue à chaque couche le temps nécessaire pour compléter la consolidation. Elles limitent aussi les déformations horizontales et volumiques. Ceci s'explique par la faible contrainte additionnelle engendrée par des

couches de faible épaisseur et par le fait que la grande partie de la déformation a déjà eu lieu durant la consolidation sous le poids propre.

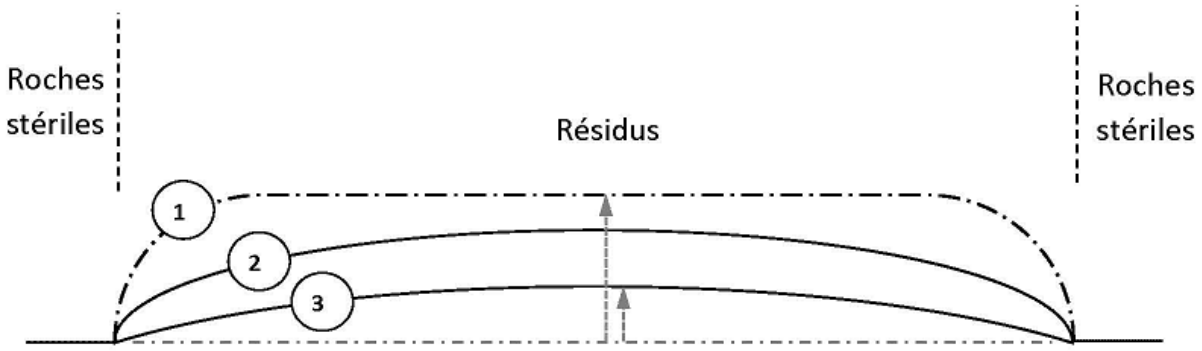

Figure 8-61 Représentation schématique des iso-contours de pressions interstitielles pour des couches de grande épaisseur (1) et de faible épaisseur (3). (2) représente un iso-contour intermédiaire (i.e. l'évolution de l'iso-contour 1 après un certain temps).

Tel qu'anticipé, l'impact des propriétés des roches stériles peut affecter les résidus, mais sur une distance limitée à des zones proches des interfaces. La variation des propriétés des résidus miniers a un impact qui s'étend à des zones relativement éloignées des inclusions de roches stériles, cet impact est d'ailleurs combiné à celui des inclusions de roches stériles. Lorsque les résidus produits ont une teneur en eau initiale w_0 faible, le facteur 1/TRF (qui exprime le nombre de fois dont le temps de consolidation est réduit par rapport à des résidus de référence) diminue au fur et à mesure qu'on s'éloigne des inclusions de roches stériles. Toutefois, ce le taux de diminution de ce facteur est progressif (moins rapide). Ceci indique que qu'on va avoir une accélération de la consolidation même loin des inclusions de roches stériles (on aura un facteur 1/TRF considérable même loin des inclusions). L'anisotropie des résidus a aussi un impact sur l'accélération de la consolidation : plus le matériau est anisotrope, plus le facteur 1/TRF est élevé proche des inclusions et aussi lorsqu'on s'éloigne des inclusions. Ceci s'explique par l'expulsion rapide de l'eau vers les inclusions (drainage horizontal plus rapide dans ce cas). Comme pour les résultats à grande échelle, discutés plus haut sur base des figures 8.60 et 8.61, les résultats de l'étude paramétrique ont aussi indiqué que l'épaisseur des couches mises en place a aussi un grand impact sur l'accélération de la consolidation ; lorsque les couches sont de faible épaisseur, le facteur 1/TRF diminue moins vite

lorsqu'on s'éloigne des inclusions. Le placement d'une couche de tapis drainant, tel que suggéré par Aubertin et al. (2002b), accélère aussi la consolidation des résidus, ceci s'explique par l'augmentation du nombre de voies de drainage (et même leur combinaison dans les régions proches des interfaces et de la base). Lorsqu'un tapis drainant (matériau grossier) est placé à la base, sous la première couche de résidus, l'eau peut se drainer vers le haut (la surface), vers l'inclusion de roches stériles (drainage horizontal), et aussi vers le tapis drainant (drainage vers le bas), ce qui accélère encore plus la consolidation. Ce drainage vers le tapis drainant peut aussi avoir pour effet une désaturation (création de succions matricielles) dans la partie haute de la couche de résidus, ce qui diminue les pressions interstitielles. Cette partie désaturée va affecter le drainage de la couche qui sera déposée en surface à l'étape suivante (couche sus-jacente), comme montré expérimentalement (essai RI-AX-3 avec ajout d'une deuxième couche) au tableau 3.6 et à la section 6.1.4 (et discuté ensuite à la section 6.2.4).

L'étude paramétrique selon les solutions analytiques a montré que la variation de la capacité de décharge du drain affecte le temps de consolidation des résidus ; elle a aussi montré que la situation la plus défavorable et qui ramène la consolidation des résidus au cas de consolidation unidimensionnelle malgré la présence du drain est la variation combinée de la capacité de décharge avec le temps et avec la profondeur. La présence de la zone de transition peut avoir un impact positif sur le temps de consolidation, puisque la conductivité hydraulique pourrait croître proche des roches stériles, favorisant un drainage de l'eau dans l'inclusion (drain). Comme l'avait souligné Han et Ye (2002), les résultats de cette étude ont également montré que la rigidité des roches stériles a un impact sur l'accélération de la consolidation. Toutefois, lorsqu'on considère une diminution possible de la conductivité hydraulique des résidus pendant la consolidation (comme dans la solution de Han et Ye Modifiée proposée ici), l'effet de la rigidité des roches stériles diminue, mais reste significatif.

Il est important de mentionner à ce niveau que la notion de zone d'influence est différente de celle d'efficacité des résidus E_f. Les deux caractéristiques n'évoluent pas forcement dans le même sens. Pour un même type de résidus (avec une même teneur en eau initiale w_0), l'efficacité E_f des

inclusions de roches stériles peut être évaluée à partir du facteur TRF défini dans ce projet, selon l'expression ci-dessous :

$$E_f = (1\text{-TRF}) \times 100 \quad (\%) \qquad (8.2)$$

Lorsqu'appliquée à nos investigations (e.g. au cas *D* relatif aux scénarios avec différentes teneurs en eau initiales des résidus), on obtient les résultats présentés au tableau 8.32.

Tableau 8-32 Calcul de l'efficacité E_f (%) des inclusions de roches stériles pour des résidus avec différentes valeurs de w_0. Résultats numériques et analytiques relatifs au cas D

Para-mètre calculé	Type de modéli-sation	Distance par rapport à l'inclusion	Scénario D-1 (w_0=40%)	Scénario D-2 (w_0=60%)	Scénario D-3 (w_0=100 %)	Scénario D-4 (w_0=120 %)	Scénario D-5 (w_0=150 %)	Scénario D-6 (w_0=200 %)
E_f (%)	Numérique (Sigma/W) **2D**	À 1 m de l'inclusion	39.92	42.86	50.00	48.46	49.45	50.85
		À 4 m de l'inclusion	9.97	15.32	21.88	19.28	22.03	21.62
		À 14 m de l'inclusion	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Analytique (Han et Ye 2002) **Axisymétr.**	Moyenne-IRS (si $E_{Résidus}$ = 500 kPa)	49.76	51.53	57.45	58.02	55.13	58.54
		Moyenne-IRS (si $E_{Résidus}$ = 10 000 kPa)	10.64	13.66	23.08	25.27	23.91	26.09

On observe au tableau 8.32 que les roches stériles sont généralement plus efficaces lorsque les résidus sont plus humides et lorsque les épaisseurs mises en place sont plus grandes, car il y a alors plus d'eau à drainer. On observe aussi que l'efficacité qui augmente avec la teneur en eau initiale w_0 et l'épaisseur des couches mises en place H_0 présente un plateau (ne varie pratiquement plus) à partir d'une certaine valeur de w_0 (e.g. $w_0 \approx 100$ % dans le cas de résultats présenté au tableau 8.32). Ce plateau apparent pourrait être relié à l'incertitude des valeurs de *k* de chaque type de résidus,

qui sont des valeurs supposées (et non calculées, ou validées, comme cela a été le cas avec tous les autres paramètres tels que e_0, γ_0, λ et κ ; voir cas D au tableau 8.14). Il semble possible (et même probable) que l'efficacité E_f augmente encore avec l'augmentation de la teneur en eau initiale w_0 si on considère des valeurs de k plus élevées pour les scénarios D-4, D-5 et D-6. Aussi, comme pour l'ampleur de la zone d'influence, l'efficacité des inclusions de roches stériles E_f devrait augmenter avec l'élévation du dépôt. L'évaluation de l'efficacité des roches stériles devrait constituer une étude complémentaire spécifique (tel que cela sera mentionné dans nos recommandations).

Lors de l'étude paramétrique (tableaux 8.19 à 8.24), lorsqu'on attribue au module de Young E des résidus une valeur de 500 kPa, la solution analytique (avec un modèle de comportement élastoplastique) montre de manière générale un facteur 1/TRF supérieur à celui du modèle numérique (avec le modèle de comportement CCM). Et lorsqu'on attribue aux résidus un module E de 10 000 kPa, la solution analytique montre un facteur 1/TRF inférieur à celui du modèle numérique. Ceci indique que les résultats de la solution analytique présentent une bonne corrélation avec ceux du modèle numérique ; ceci est aussi une indication selon laquelle le module de Young E des résidus varie durant la consolidation.

En conditions nos saturées, lorsque le niveau de la nappe est à une grande profondeur de la surface, les résultats indiquent que le transfert de contraintes est plus grand, que la dissipation des surpressions interstitielles est plus rapide et que les déformations sont plus grandes. Lorsque la nappe d'eau descend plus bas, les pressions interstitielles u en un point diminuent et les contraintes effectives σ' augmentent (si on considère que les contraintes totales $\sigma_v = \sigma_v' + u$ restent constantes). Cette augmentation de contraintes effectives σ_v' peut agir sur la contrainte additionnelle $\Delta\sigma'_v$ qui possède deux composantes dues à la surcharge (si elle est présente) et à l'abaissement du niveau de la nappe. Ceci peut avoir pour conséquence d'engendrer des déformations additionnelles. Cette augmentation de contrainte effective additionnelle et la compressibilité additionnelle qui en résulterait pourrait produire une dissipation plus rapide des surpressions interstitielles, et un transfert plus marqué des contraintes vers les roches stériles (comme le montrent les résultats des figures 8.50 à 8.55 relatifs au cas L présenté au tableau 8.17). Des investigations plus poussées de ces tendances, particulièrement à l'aide de résultats de laboratoire et du modèle numériques avec une loi de comportement élasto-plastique (non saturées ; e.g. El Mkadmi, 2012), seraient utiles

pour confirmer ces observations (notamment parce que le modèle CCM utilisé ici ne prend pas directement en compte les propriétés non saturées).

La validation des résultats des simulations numériques en conditions non saturées à l'aide des résultats expérimentaux n'est pas le seul aspect complémentaire important pour compléter ce projet. Durant les modélisations numériques, il a aussi été constaté que la fonction de conductivité hydraulique générée à l'aide du modèle de Fredlund et al. (1994) dans Sigma/W (montrée à la figure 7.5.b) peut présenter différentes tendances selon la valeur attribuée à la succion ψ initiale (comparativement au modèle de van Genuchten 1980 dont la tendance est la même quelle que soit la valeur de succion initiale). Des vérifications ont montré que cela n'a toutefois pas eu d'impact sur les résultats de la modélisation de la consolidation des résidus miniers avec et sans présence de roches stériles ; des vérifications additionnelles devraient néanmoins être faites pour évaluer l'impact sous d'autres conditions.

On rappelle enfin la grande dispersion de certaines données expérimentales, incluant les tassements (figure 7.12) et les pressions interstitielles (figures 7.13 à 7.16; aussi, avec un peu moins de dispersion, voir figures 7.17, 7.19, 7.20 et 7.21). Malgré des données expérimentales dispersées, on observe une tendance des résultats numériques. Cette dispersion des données expérimentales semble surtout due aux fluctuations dans les mesures effectuées à l'aide des capteurs de pressions et des LVDT. Aucun traitement particulier n'a été effectuer pour tenter de corriger cette dispersion.

CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS

9.1 Conclusion

L'objectif principal de ce projet de recherche était d'évaluer le comportement des résidus miniers en présence d'inclusions de roches stériles, drainantes et rigides, sous diverses conditions et d'évaluer les situations dans lesquelles les roches stériles peuvent être plus performantes pour accélérer la consolidation des résidus. Plusieurs phases ont été incluses dans la réalisation du projet.

La première étape du projet portait sur une caractérisation des deux types de matériaux (les résidus et les roches stériles) suivant les normes d'essais standards ou suivant des procédures établies spécifiquement (souvent par l'équipe de l'IRME). Après caractérisation des matériaux en laboratoire, ceux-ci ont été soumis à des essais de consolidation en présence de roches stériles ou non, dans des modèles physiques de laboratoire, à une échelle intermédiaire. Les essais sur les résidus ont d'abord été menés avec une déposition par couches successives dans une grande colonne instrumentée. Un essai sans roches stériles a ensuite été réalisé dans une boîte à parois rigides afin de fournir des données de base pour la comparaison suite aux essais sur des résidus en présence de roches stériles (avec une granulométrique tronquée à 10 cm). La même boîte a servi à réaliser des essais sur des résidus avec des roches stériles mises en place de façon à créer une inclusion de forme longitudinale à l'une des extrémités. Plusieurs essais (scénarios) ont été réalisés en variant des conditions afin d'évaluer leur impact sur le comportement des résidus en présence de roches stériles. D'autres essais avec résidus et roches stériles ont aussi été réalisés pour des inclusions de forme circulaire et de dimensions variées, placées au centre d'une cuve cylindrique.

Les résultats de ces divers essais de caractérisation et sur modèle physique en laboratoire ont permis de confirmer que les critères de filtre entre les résidus et les roches stériles utilisés (fraction tronquée à 10 cm) ne sont pas respectés pour ces conditions de laboratoire. Les résultats d'essais sur des résidus en contact direct avec les roches stériles (sans géotextile à l'interface) ont toutefois indiqué que la quantité de résidus qui a migré vers les roches stériles dans ces conditions n'affecte pas de façon significative la réponse du système (cet aspect doit cependant faire l'objet de travaux additionnels). Les essais de consolidation sur les résidus sans inclusion ont indiqué que lors d'une

déposition en couches successives, la quasi-totalité des déformations se produit lors de la phase de consolidation sous le poids propre (pour ces conditions d'essais). Toutefois, les déformations additionnelles peuvent être relativement importantes si les couches mises en place subséquemment sont relativement épaisses ou si la teneur en eau initiale est plus élevée. Lors de l'ajout d'une couche, les pressions interstitielles et les contraintes effectives évoluent initialement plus vite à la base de cette couche ajoutée (en contact avec d'autres résidus) et dans sa partie supérieure ; le haut de la couche directement sous-jacente est également influencé par l'ajout de la nouvelle couche en surface. Les essais de laboratoire avec résidus et inclusion de roches stériles ont permis de quantifier la variation de l'indice des vides e, du poids volumique γ et de la teneur en eau w des résidus durant la consolidation. La taille limitée des modèles physiques a fait en sorte que le comportement était quasi-uniforme le long de l'élévation ; ceci a été confirmé lors du démontage de la boîte (au démantèlement des essais). Ces essais ont aussi permis de quantifier expérimentalement l'effet d'une inclusion de roches stériles sur l'accélération de la consolidation des résidus, tel que postulé par Aubertin et al. (2002b). La dissipation des surpressions interstitielles mène alors à une phase d'équilibre hydrostatique (définie par $u_w = \gamma_w H_w$). Lorsque les essais se prolongent, il peut ensuite y avoir un assèchement des résidus en surface, occasionnant une baisse additionnelle des pressions interstitielles. La présence des roches stériles peut favoriser ce phénomène en réduisant la quantité d'eau disponible dans les résidus.

Les divers scénarios investigués expérimentalement (et aussi de façon analytique et numérique) ont montré que la baisse des pressions d'eau dans les résidus (i.e. dissipation des surpressions) dépend de plusieurs facteurs comme l'épaisseur de chaque couche, la présence d'un géotextile à l'interface avec les roches stériles, la teneur en eau et l'état initiale des résidus et des roches stériles (sèches ou saturées), le temps d'exposition aux conditions atmosphériques (et la possible désaturation qui pourrait s'en suivre) et l'accumulation en surface (ou non) de l'eau expulsée. A cet égard, l'accumulation de l'eau qui se draine vers la surface peut jouer un rôle sur l'ampleur des pressions interstitielles, mais elle n'affecte pas significativement la vitesse de dissipation des surpressions. Elle affecte surtout la baisse additionnelle des pressions ainsi que les valeurs finales des pressions d'eau en limitant (ou empêchant) la désaturation. Lorsque les roches stériles utilisées comme inclusion sont initialement saturées (ou presque), leur performance décroît et l'impact sur

l'accélération de la consolidation est moindre (il peut même devenir négligeable à l'échelle de laboratoire).

Les résultats des essais en cuve cylindrique ont spécifiquement montré qu'une inclusion de plus grande taille peut emmagasiner une quantité d'eau plus élevée. Ceci favorise une baisse plus marquée des pressions interstitielles et une dessiccation accélérée en surface (pour une exposition prolongée). L'effet du transfert horizontal de l'eau est moins efficace lorsque la dimension de l'inclusion est plus petite, notamment parce que la remontée et l'accumulation de l'eau au sein de l'inclusion s'effectue plus rapidement. Lors d'un ajout de surcharge en présence d'une inclusion, le transfert horizontal de l'eau vers l'inclusion limite l'ampleur des surpressions interstitielles. Les pressions diminuent à un niveau inférieur surtout en présence de la dessiccation en surface.

L'analyse des résultats d'essais de laboratoire suggère que la conductivité hydraulique saturée k_h horizontale serait supérieure à la valeur k_v dans l'axe vertical ; le rapport k_h/k_v se situerait entre 3 et 8. Cette anisotropie pourrait être liée à un réarrangement des particules lors du drainage horizontal et/ou à une certaine ségrégation des particules lors de la déposition, du drainage et de la consolidation.

Les travaux de recherche de nature expérimentale et numérique ont mené à l'avancement des connaissances en ce qui a trait à la performance des inclusions de roches stériles. Ils ont notamment permis d'étayer les résultats des simulations numériques de L-Bolduc (2012) selon lesquelles la zone d'influence des inclusions de roches stériles augmente avec leur élévation (et celle du dépôt des résidus). Les travaux menés ici ont également montré que lorsqu'on effectue le remplissage du bassin avec des couches de faible épaisseur, la consolidation est plus rapide. Lorsque les résidus sont mis en place dans un état plus humide (avec e_0 et w_0 plus grands), la consolidation est plus lente. Il semble aussi que la zone d'influence de l'inclusion soit réduite, principalement pour les couches sous-jacentes. Par exemple, pour les indices des vides considérés ici (i.e. e_0 = 2.75 pour le cas de base et e_0 = 4.125 pour un résidu plus lâche), l'ampleur de la zone d'influencé a été réduite de 2 à 4 fois. Les couches plus profondes sont celles qui sont principalement affectées par cette réduction de la zone d'influence. La déposition des résidus en couches de plus faible épaisseur tend à limiter les déformations volumiques et horizontales (surtout à proximité des inclusions) ; les

pressions interstitielles n'ont pas de temps de croitre (et de s'accumuler) dans ces conditions. Un certain nombre de configurations de systèmes avec inclusions drainantes ont aussi été analysées et comparées. Les analyses ont montré que la configuration du système peut affecter significativement la dissipation des surpressions interstitielles, le développement des contraintes et les déformations volumiques et horizontales des résidus.

Les résultats de l'étude paramétrique indiquent que la variation des propriétés des roches stériles (dans la plage typique pour ces matériaux) a un impact qui se limite à une certaine zone dans les environs de l'interface avec les résidus. La variation des propriétés des résidus a un impact plus marqué, qui peut s'étendre sur une zone plus large. D'autres facteurs comme la présence d'un tapis drainant ou l'épaisseur des couches mises en place peuvent aussi avoir un grand impact sur la consolidation.

Les connaissances apportées par ce travail ont permis d'établir que lorsque les résidus en contact avec les inclusions de roches stériles sont initialement non saturés, il peut se produire un transfert de contraintes plus important vers les roches stériles et un abaissement considérable des pressions interstitielles dans le voisinage de l'inclusion. Les déformations volumiques dans ce cas sont également plus importantes. Ceci pourrait être relié à une compressibilité additionnelle des matériaux en présence d'une succion qui accroit les contraintes effectives. Le mouillage de résidus désaturés, par l'ajout d'une autre couche de résidus saturée en surface, peut produire un transfert d'eau plus rapide si leur valeur d'entrée d'air AEV augmente. Les succions interstitielles se développent moins rapidement dans ce matériau à AEV élevée où la zone capillaire qui se forme est plus grande. Lorsqu'il est soumis à un remouillage, le matériau se restaure beaucoup plus rapidement.

Ces travaux ont démontré, par le biais d'essais et de solutions analytiques et numériques, l'influence marquée que peuvent avoir divers facteurs incluant le mode de déposition des résidus en couches successives et leur état initial. Parmi les diverses contributions issues de ce projet, on peut aussi souligné l'utilisation des sondes ECH_2O pour mener la caractérisation des résidus durant leur consolidation avec et sans présence d'inclusion de roches stériles.

9.2 Recommandations

Les travaux suivants pourraient permettre d'améliorer notre compréhension des phénomènes impliqués dans la consolidation et le drainage au sein des résidus en présence des inclusions de roches stériles. On recommande ainsi de :

- Mener une étude expérimentale dans un modèle physique plus long (plus proche des conditions de déformation plane) et plus haut, avec des résidus et des roches stériles, afin de mesurer l'évolution des pressions interstitielles à plusieurs points dans le sens vertical et horizontal ;
- Évaluer l'effet du gradient hydraulique sur la migration des fines particules des résidus vers les roches stériles ;
- Évaluer numériquement l'effet de la conductivité hydraulique des matériaux dans une zone intermédiaire entre les résidus et les inclusions de roches stériles, en considérant par exemple une conductivité hydraulique variable (croissante) des résidus vers les roches stériles ;
- Effectuer d'autres simulations en conditions non saturées avec roches stériles et résidus mis en place en plusieurs couches successives, pouvant représenter des conditions (taille) de terrain ;

Des recherches complémentaires devraient aussi porter sur :

- La définition d'une relation entre l'indice des vides e_0 et le coefficient de compression C_C sur la base de plusieurs essais, avec des teneurs en eau étalées. La relation utilisée dans ce travail est une fonction linéaire (comme la plupart de ces relations dans la littérature), mais ceci peut avoir des limitations lorsque la teneur en eau initiale des résidus est très élevée ;
- La migration des particules fines vers les roches stériles sous un écoulement horizontal et l'effet sur la conductivité hydraulique ;
- La détermination des conditions critiques qui peuvent conduire à la migration des résidus vers les inclusions de roches stériles ;
- L'évaluation des principaux facteurs d'influence sur la migration des résidus ;
- La caractérisation de la largeur de la zone pouvant être affectée par la migration des résidus ;

- L’évaluation de la performance des inclusions en cas de contamination par les particules des résidus ;
- L’évaluation des effets de migration à grande échelle (sur des parcelles expérimentales in situ).
- Mener une étude spécifique sur l’efficacité E_f des inclusions de roches stériles, qui peut être reliée au facteur TRF défini dans ce projet.

BIBLIOGRAPHIE

Anbazhagan, P., Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., & Su, L. (2010). Using a seismic survey to measure the shear modulus of clean and fouled ballast. *Geomechanics and Geoengineering, 5*, 117-126.

Arya, L. M., & Paris, J. F. (1981). A Physicoempirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-Size Distribution and Bulk Density Data. *Soil Science Society of America Journal, 45*, 1023-1030.

ASTM. (1991a). Standard test method for specific gravity of soils (D854-58). *In* 1991 Annual Book of ASTM Standards Vol. 04.08. ASTM, Philadelphia, pp. 156-158.

ASTM. (1991b). Standard test method for particle-size analysis of soils (D422-63). *In* Annual Book of ASTM Standards Vol. 04.08. ASTM, Philadelphia, pp. 87-96.

ASTM. (1991d). Standard test method for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils (D4318-84). *In* Annual Book of ASTM Standards Vol. 04.08. ASTM, Philadelphia, pp. 573-583.

ASTM. (1992). Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper (D5298). *In* Annual Book of ASTM Standards Vol. 15.09, Philadelphia, Pa, 1312-1316.

ASTM (2011). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading (D2435/D2435M-11). *In* Annual Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA. www.astm.org

ASTM (2012). Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading (D4186/D4186M-12e1). *In* Annual Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA. www.astm.org

Atkinson, J.H., & Bransby, P.L. (1978). *The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. Maidenhead: McGraw-Hill, 375 p.

Atkinson, M.S., & Eldred, P.J.L. (1981). Consolidation of soil using vertical drains. *Géotechnique 31*(1), 33-43.

Aubertin, M. (1995). Critères de stabilité physique des ouvrages pour la fermeture des sites d'entreposage des rejets miniers. Colloque sur "Les mines de demain en Abitibi-Témiscamingue", organisé par la régionale de Abitibi Témiscamingue de l'Ordre des Ingénieurs du Québec en collaboration avec l'ICM/CIM et l'URSTM, avril 1995, Rouyn-Noranda.

Aubertin, M. (2013). Waste rock disposal to improve the geotechnical and geochemical stability of piles. World Mining Congress 2013, Montreal, QC, Canada.

Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002a). *Environnement et gestion des rejets miniers*. [CD-ROM]. Montreal, QC : Les Presses Internationales de Polytechnique.

Aubertin, M., Bussiere, B., & Chapuis, R. P. (1996). Hydraulic Conductivity of Homogenized Tailings from Hard Rock Mines. *Canadian Geotechnical Journal, 33*, 470-482.

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jaouhar, E.M., Martin, V., Pépin, N., Mbonimpa, M., & Chapuis, R.P. (2011). Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la conception des ouvrages de retenue de résidus miniers. Symposium sur les Mines et l'Environnement, Rouyn-Noranda, Québec, 6-9 novembre 2011

Aubertin, M., & Chapuis, R.P. (1991). Critères de conception des ouvrages de retenue des stériles miniers dans la région de l'Abitibi. C.R. 1ère conférence canadienne de Géotechnique Environnementale, SCG-CGS, pp. 114-127

Aubertin, M., Chapuis, R.P., Aachib, M., Bussière, B., Ricard, J.-F., & Tremblay, L. (1995). Évaluation en laboratoire de barrières sèches construites à partir de résidus miniers, Rapport MEND/NEDEM 2.22.2a, 195 p.

Aubertin, M., James, M., Maknoon, M., & Bussière, B. (2013). Recommandations pour améliorer le comportement hydrogéotechnique des haldes à stériles. GeoMontreal 2013 : Geosciences for Sustainability, 66th CGS Conference, Montreal, QC, 8 p.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Chapuis, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal, 40*(6), 1104-1122

Aubertin, M., Mbonimpa, M, Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R.P., James, M., & Riffon, O. (2002b). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus Miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle. Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique – UQAT en environnement et gestion des rejets miniers.

Aubertin, M., Ricard, J.-F., & Chapuis, R.P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal, 35*(1), 55-69.

Aubertin, M., Ricard, J.-F., & Chapuis, R.P. (1999). Erratum: A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal, 36*(2), 401.

Auvray, R. (2010). Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux. Rapport University of Strathclyde Engineering & INSA Strasbourg. http://eprints2.insa-strasbourg.fr/693/1/rapport_R.Auvray.Juin_2010.pdf.pdf

Barbour, S. L. (1998). Nineteenth canadian geotechnical colloquium: The Soil-Water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal, 35*,873-894.

Barbour, S. L., & Fredlund, D. G. (1989). Mechanisms of osmotic flow and volume change in clay soils. *Canadian Geotechnical Journal. 26*, 551–562.

Barbour, S.L., Hendry, M.J., Smith, J.L., Beckie, R.D., & Wilson, G.W. (2001). A research partnership program in the mining industry for waste rock hydrology. Workshop, University of Saskatchewan, Canada.

Barnekow, U., Haase, M., & Wels, C. (1999). Geomechanical fine tailings characterization and 1D consolidation modeling of slime zones at Wismut tailings impoundments. In Proceedings of Soft Tailings Stabilization workshop, Part II: practice and experiences, Chemnitz, Germany, June 23 – 25, 1999.

Barksdale, R. D. (1987). Applications of the State of the Art of Stone Columns –Liquefaction, Local Bearing Failure, and Example Calculations, Technical Report No. REMR-GT-7, Washington DC: US Army Corps of Engineers.

Barksdale R.D., & Bachus, R.C. (1983). Design and construction of stone columns. Report No. FHWA/RD-83/026, National, Technical Information Service, Springfield, Virginia, (USA).

Barron, R.A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions of the ASCE, 113*, 718–742.

Barton, N.R. (2008). Shear Strength of rockfill, interfaces and rock joints, and their points of contact in rock dump design. *In* Rock Dumps 2008: Australian Centre for Geomechanics, Perth, 2008. A. Fourie, ed., pp. 3-17

Basu, D., Prezzi, M., & Madhav, M. R. (2010). Effect of coil disturbance on consolidation by prefabricated vertical drains installed in a rectangular pattern. *Geotech Geol Eng, 28*, 61–77.

Bergado, D.T., Alfaro, M.C., & Balasubramaniam, A.S. (1993). Improvement of soft Bangkok clay using vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes, 12* (7), 615-664.

Bergado, D.T., Balasubramaniam, A.S., Fannin, R.J., & Holtz, R.D. (2002). Prefabricated vertical drains (PVD) on soft Bangkok clay. *Canadian Geotechnical Journal*, *39*(4), 304-315.

Bergado, D.T., Chai, J.C., Alfaro, M.C., & Balasubramaniam, A.S. (1994). Ground Improvement by vertical drains. *In* Improvement techniques of soft ground in subsiding and lowland Environment. Balkema, Rotterdam, 232 p.

Bergado, D.T., Long, P.V., & Balasubramaniam, A.S. (1996). Compressibility and flow parameters form PVD improved soft Bangkok clay. *Geotechnical Engineering. Journal, 27* (1), 1-20.

Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics, 12*(2), 155–164.

Bishop, AW. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad, 106*(39), 859–863.

Bishop, A. W., & Donald, I. B. (1961). The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus. Proceedings of the 5th International Conference of Soils Mechanics and Foundation Engineering, Paris, pp 13-21.

Blight, G. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. CRC Press, Balkema, Netherlands, 634 p.

Bocking, K. (2010). Post-closure liabilities. ACG Newletter, Dec. 2010, pp. 20-23

Bolduc, F. (2012). Étude expérimentale et numérique de la consolidation des résidus et des effets d'inclusions drainantes. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

Bowles (1984). *Physical and geotechnical properties of soils*. 2nd ed., McGraw-Hill, NY, 578 p.

Brooks, R.H., & Corey, J.C. (1964). Hydraulic properties of porous medium. Colorado State University (Fort Collins), Hydrology Paper 3.

Brown, B.S., & Greenaway, G. (1999). Field experience in the use of wick drains to consolidate soft tailings. Proceedings, Workshop on Stabilization of Soft Tailings, Part 2: Practice and Experience, Chemnitz, Germany.

Bussière, B. (1993). Évaluation des propriétés hydrogéologiques de résidus miniers utilisés comme barrières de recouvrement. Mémoire de Maîtrise inédit, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Bussière, B. (1999). Étude du comportement hydrique de couvertures avec effets de barrières capillaires inclinées à l'aide de modélisations physiques et numériques. Thèse de Doctorat inédit, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, *44*, 1019–1052.

Bussière, B., Demers, I., Dawood, I. et al. (2011). Comportement géochimique et hydrogéologique des stériles de la mine lac Tio. Symposium sur les Mines et l'Environnement, Rouyn-Noranda, Québec, 6-9 novembre 2011.

Campbell, G.S. (1974). A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture release data. *Soil Science*, *117*, 311–314.

Carrillo, N. (1942). Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematical Physics 21* (1), 1–5.

Celia, M.A., Bouloutas, E.T., & Zarba, R.L. (1990). A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation. *Water Resour. Res.*, *26* (7), 1483-1496.

Chapuis, R. P. (1999). Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Québec, Canada : Les publications du Québec. 156 p.

Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal, 40* (3), 616-628.

Chapuis, R.P., & Légaré, P.P. (1992). A simple method for determining the surface aerea of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures. *In* Effects of aggregates and mineral fillers on Asphalt mixture performance, ASTM STP 1147, 177-186.

Chen, G.J., Gallipoli, D., & Ledesma, A. (2007). Chemo-hydro-mechanical coupled consolidation for a poroelastic clay buffer in a radioactive waste repository. *Trans Porous Media, 69* (2), 189–213.

Christoph, W., Robertson, A. M., & Jakubick, A. (2000). A review of dry cover placement on extremely week, compressible tailings. Technical paper. Bulletin CIM. Mineral processing. http:// pdf.library.laurentian.ca/medb/conf/Sudbury99/GrdSurfWaterRemed/GASWR23.PDF

Cobos, D.R., & Chambers, C. (2010). Calibrating ECH_2O soil moisture sensors. Decagon Devices, Inc., application note - 13393-03, 7 p.

Crump, K.S. (1976). Numerical inversion of Laplace transforms using a Fourier series approximation. *Journal of the Association for Computing Machinery, 23*(1), 89–96.

Cryer, C.W. (1963). A comparison of the three-dimensional consolidation theories of Biot and Terzaghi. *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, 16*, 401–412.

Dakshanamurthy, V., Fredlund, D.G., & Rahardjo, H. (1984). Coupled three-dimensional consolidation theory of unsaturated porous media. *In* Proceedings of the 5th International

Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, 21–23 May 1984. American Society of Civil Engineering, New York. pp. 99–103.

Dallavalle, J.M. (1943). *Micrometrics*. Pitman, London.

Decagon Devices (2010). Em50 series data collection system: user's manual - Version 7, Decagon Devices Inc., 97 p.

Decagon Devices (2015). EC-5 soil moisture sensor: operator's manual – Version of May, 2015, Decagon Devices Inc., 22 p.

Delage, P., & Cui, Y.-J. (2000). L'eau dans les sols non saturés. *In* Technique de l'Ingénieur, traité Construction, Vol C2, *C*(301), 1-20.

Deng, Y.B., Xie, K.H., & Lu, M.M. (2013). Consolidation by vertical drains when the discharge capacity varies with depth and time. *Computers and Geotechnics, 48*, 1–8.

Deng, Y.B., Xie, K.H., Lu, M.M., Tao, H.B., & Liu, G.B. (2013). Consolidation by prefabricated vertical drains considering the time dependent well resistance. *Geotext. Geomembr, 36*, 20-26.

Dere, C. (2000). Détermination de la position de la surface libre d'une nappe superficielle drainée par un fossé à paroi verticale : Etude expérimentale du phénomène de suintement. Université Pierre et Marie Curie, Université Paris-Sud, Ecole des mines de Paris & Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts, DEA, 53 p.

Disly (1991). *Le gel et son action sur les sols et les fondations.* Presses polytechniques et universitaires romandes, École polytechnique de Lausanne, Suisse.

Drucker, D.C., Gibson, R.E., & Henkel, D.J. (1957) Soil Mechanics and Work-Hardening Theories of Plasticity. *Transactions of the American Society of Civil Engineers, 122*, 338-346.

El-Mkadmi, N. (2012). Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers : effets du drainage et de la consolidation. Master thesis, École Polytechnique de Montreal, Qc, Canada.

Essayad, K. (2015). Development of experimental protocols for the characterization of saturated and unsaturated tailings consolidation from columns compression tests (text in French), Master thesis, Ecole Polytechnique de Montreal.

Fattah, M.Y., & Kadhim, F.J. (2009). Consolidation Characteristics of Unsaturated Soil. *Eng. & Tech. Journal, 27*(10), 2027-2046.

Ferdosi, B. (2014). A numerical investigation of the seismic response of tailings impoundments reinforced with waste rock inclusions. Ph.D. Thesis, Ecole Polytechnique de Montreal.

Fernandez, R. (2009). Loi de comportement CAM-CLAY. Fascicule r7.01 : Modélisations pour le Génie Civil et les géomatériaux.

Fredlund, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. 2nd Canadian Geotechnical Colloquium. *Canadian Geotechnical Journal, 16* (1), 121-139

Fredlund, D.G. (2006) Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (3), 286-321.

Fredlund, D.G., & Hasan, J.U. (1979). One-dimensional consolidation theory of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal, 16*(3), 521–531.

Fredlund, D.G., & Morgenstern, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal, 13*, 261-276.

Fredlund, D.G., & Morgenstern, N.R. (1977). Stress-state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, (ASCE), 103*(GT5), 447–466.

Fredlund, D.G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils.* New York, NY: John Wiley & Sons, Inc. 517 p.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H, & Fredlund, M.D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & sons, New Jersey, USA, 926 p.

Fredlung, D.G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal, 31*, 521-532.

Fredlund, D.G., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal, 31*, 533–546.

Gardner, W.R. (1958). Some steady state solutions of unsaturated moisture flow equations with application to evaporation from a water table. *Soil Science, 85*, 228 –232.

GeoSlope International Ltd (2007). *Stress-deformation Modeling with SIGMA/W 2007. An Engineering Methodology*. Third ed., GEO-SLOPE International Ltd.

Gibson, R.E. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Geotechnique, 8*, 171-182.

Gibson, R.E., Knight, K., & Taylor, P.W. (1963). A critical experiment to examine theories of three-dimensional consolidation. *Proc. European Conf: Soil Mech.*, Wiesbaden, 1, pp. 69-76.

Glos, G.H. (1999). Using administrative controls to reduce tailings-dam risk. *Mining Engineering, 55* (9), 31-33.

Guerra, F. (1973). Characterisctics of tailings from a soil engineer's view point. *In* proceedings of Tailings Disposal Today, Tucson, Ariz., 31 oct – 3 november 1973, Edited by C.L. Aplin and G.O. Argall, Jr. Miller Freeman Publications Inc., San Francisco, Calif., pp. 102 – 137.

Han, J., & Ye, S.L. (2001). A simplified solution for the consolidation rate of stone column reinforced foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 127* (7), 597–603.

Han, J., & Ye, S.L. (2002). A Theoretical Solution for Consolidation Rates of Stone Column-Reinforced Foundations Accounting for Smear and Well Resistance Effects. *The International Journal of Geomechanics, 2* (2), 135–151.

Hansbo, S. (1979). Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains. *Ground Engineering, 12* (5), 16–25.

Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains and lime column installation. *In* Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 15–19 June 1981. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. Vol. 3, pp. 677–682.

Haverkamp, R., & Parlange, J.-Y. (1986). Predicting the water-retention curve from particle-size distribution: 1. Sandy soils without organic matter. *Soil Science, 142*, 325–339.

Hernandez, M.A. (2007). Une étude expérimentale des propriétés hydriques des roches stériles et autres matériaux à granulométrie étalée. Mémoire Maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

Hillel, D. (1998). *Environmental Soil Physics*. Academic Press. 771 p.

Holtz, R.D. (1987). Preloading with Prefabricated vertical strip drains. *Geotextile and Geomembrane, 6*, 109-131.

Holtz, R.D., & Kovacs, W.D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, N J: Prentice Hall.

Holtz, R.D., & Kovacs, W.E. (1991). Introduction à la géotechnique (traduit par J. Lafleur). Presses Internationales Polytechniques, Montréal.

Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., & Ratnayake, A.M.P. (1994). Performance of embankment stabilised with vertical drains on soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 12*0 (2), 257–273.

Indraratna, B., Sathananthan, I., Rujikiatkamjiorn, C., & Balasubramaniam, A.S. (2005). Analytical and Numerical Modelling of Soft Soil Stabilised by PVD incorporating Vacuum Preloading. *International Journal of* Geomechanics, *ASCE, 5* (2), 114-124.

James, M. (2009). The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Ph.D. Thesis, École Polytechnique de Montreal, Qc, CANADA.

James, M., & Aubertin, M. (2009). The use of waste rock inclusions in tailings impoundments to improve geotechnical and environmental performance. *In* Proceedings, Tailings and Mine Waste 2009, Banff, Alta. pp. 233–245.

James, M., & Aubertin, M. (2010). On the dynamic response of tailings and stability of tailings impoundments for hard rock mines. Geotechnical News, Sept. 2010, pp. 39-43.

James, M., Aubertin, M., & Bussière, B. (2013). On the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France, pp. 735-738.

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Wolski, W. (1983). Precompression and speeding up consolidation, General Report, Special Session 6, Proc. 8th Europe Conf. Soil Mech. and Found. Engineering., Helsinki, Vol. 3, pp. 1201-1226.

Jaouhar E.-M. (2012). Analyse de l’effet d'inclusions drainantes sur la consolidation de sols fins et de résidus miniers. Master thesis. École Polytechnique de Montreal, Qc, Canada.

Johnson, S.J. (1970). Precompression for improving foundations soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), 96* (SM 1), 111-144.

Jolette, D. (2002). Élaboration d'un système sur simulateur sismique afin d'étudier le potentiel de liquéfaction des sols. Projet de fin d'études. École Polytechnique de Montréal.

Karstunen, M. (2012). Hardening soil model. Tiré de https://fr.scribd.com/document/269966480/Rak-50-3149-l-l12-hardening-soil-model-pdf

Kesimal, A., Yilmaz, E., & Ercikdi, B. (2004). Evaluation of paste backfill mixtures consisting of sulphide-rich mill tailings and varying cement contents. *Cement and Concrete Research, 34* (10), 1817-1822.

Ke, K.-Y., Tan, Y-C, Chen, C.-H., Chim, K.-S., & Yeh, T.-C. J. (2004). Experimental study of consolidation properties of unsaturated soils during draining. *Hydrological Processes, 18*, 2565–2578.

Kovács, G. (1981). *Seepage Hydraulics*. Elsevier Science Publishers, Amsterdam.

Kutilek M., & Nielsen D.R. (1994). Soil hydrology: texbook for students of soil science, agriculture, forestry, geoecology, hydrology, geomorphology and other related disciplines. Catena Verlag, 370 p.

Larson, M.G., & Bengzon, F. (2013). The Finite Element Method: Theory, Implementation, and Applications. Texts in Computational Science and Engineering. Springer.

Leo, C.J. (2004). Equal strain consolidation by vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), 130* (3), 316–327.

Leps, T.M. (1970). Review of Shearing Strength of rockfill. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, vol. 96(SM4), 1159-1170.

Lloret, A., & Alonso, E.E. (1980). Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour. *Geotechnique, 30* (4), 449-477.

Lu, N., & Likos, W.J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. Wiley, New York.

Lu, M.M., Wang, S.Y., Sloan, S.W. Sheng, D., & Xie, K.H. (2015). Nonlinear consolidation of vertical drains with coupled radial-vertical flow considering well resistance. *Geotextiles and Geomembranes, 43*, 182-189.

Lu, M.M., Xie, K.H., & Wang, S.Y. (2011). Consolidation of vertical drain with depth-varying stress induced by multi-stage loading. *Computers and Geotechnics, 38*, 1096–1101.

Maknoon, M. (2016). Slopes stability analyses of waste rock piles under unsaturated conditions following large precipitations. Ph.D. Thesis. Ecole Polytechnique de Montreal.

Martin, V. (2005). Étude des propriétés non saturées des stériles miniers. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montréal.

Matyas, E.L., & Radhakrisma, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique, 18* (4), 432-448.

Matyas, E.L., Welch, D.E., & Reades, D.W. (1984). Geotechnical parameters and behavior of uranium tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 21*, 489–504.

Mbonimpa, M., Aubertin, M., Asce, M., Maqsoud, A., & Bussière, B. (2006a). Predictive Model for the water retention curve of deformable clayey soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering ASCE, 132*(9), 1121-1132.

Mbonimpa, M., Aubertin, M., & Bussière, B. (2006b). Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the Modified Kovács (MK) model and statistical models. *Canadian Geotechnical Journal, 43*, 773-787.

Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R.P., & Bussière, B. (2002). Practical Pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering, 20*, 235-259.

McCarthy, D.F. (2007). *Essentials of Soils Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics*, 7th ed., Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA, 850 p.

McLemore, V. T., Fakhimi, A., Zyl, D. V., Ayakwah, G. F., Anim, K., Boakye, K., Ennin, F., Felli, P., Fredlund, D., Gutierrez. L. A. F., Nunoo, S., Tachie-Menson, S., & Viterbo, V. C. (2009). Literature Review of other rock piles: characterization, weathering, and Stability, Questa Rock Pile Weathering Stability Project. 101 p.

McLoughlin, R.P., Grounds, J., & Weatherhead, J. (2012). Nabarlek uranium mine design, construction, operation monitoring and decommissioning of the water management system. Internation Mine Water Association 2012.

Mesri, G., & Lo, D.O.K. (1991). Field performance of prefabricated vertical drains. Proc. International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development. Yokohama, 1, 231-236.

Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research, 12*, 513-522.

Muskat, M. (1946). *The flow of homogeneous fluid through porous media*. International series in physics editor.

Musy, A., & Soutter, M. (1991). *Physique des Sols*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), Collection : Gérer l'environnement. Lausanne, Suisse, 335 p.

Narasimhan, T.N. (1982). Simulation of consolidation in partially saturated soil materials. Presented at the Symposium on Unsaturated Flow and Transport Modeling Seattle, Washington, March 23-24, 1982. 43 p.

Narvaez, B. (2013). Étude expérimentale de la résistance en traction des résidus miniers non saturés à l'aide d'essais de flexion. Mémoire de Maîtrise. École Polytechnique de Montréal.

Nelson, J.D., Stepherd, T.A., & Charlie, W.A. (1977). Parameters affecting stability of tailings dams. *In* Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, Specialty Conference of the Geotechnical Engineering Division, Ann Arbour, Mich., 13-15 juin 1977, New York, pp. 444 – 459.

Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols*. Hermès Science, France, 420 p.

Onoue, A. (1988) Diagrams Considering Well Resistance for Designing Spacing Ratio of Gravel Drains. *Soils and Foundations, 28* (3), 160-168.

Orman, M., Peevers, R., & Sample, K. (2011). Waste piles and dumps. *In* SME Mining Engineering Handbook, 2011, pp 667-680. http://www.slideshare.net/ofmesan/044-8674534

Pedroni, L. (2011). Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides. Thèse de doctorat. École Polytechnique de Montréal.

Pépin, N. (2011). Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par essais sur table sismique. Master Thesis, École Polytechnique de Montréal.

Pépin, N., Aubertin, M., & James, M. (2012). A Seismic table investigation of the effect of inclusions on the cyclic behaviour of tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 49* (4), 416-426.

Pépin, N., Aubertin, M., James, M., & Leclerc, M. (2012) Seismic table testing to investigate the cyclic behaviour of tailings in an instrumented rigid box. *Geotechnical Testing Journal, 35* (3), 469-479.

Peregoedova, A. (2012). Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire. Mémoire de Maitrise, École Polytechnique de Montréal.

Peregoedova, A., Aubertin, M., & Bussière, B. (2013). Laboratory measurement and prediction of the saturated hydraulic conductivity of mine waste rock. GeoMontreal 2013: Geosciences for Sustainability, 66th CGS Conference, Montreal, QC, 6 p.

Péron, H., Laloui, L., Hueckel, T., & Hu, L. (2006). Experimental study of desiccation of soil. *In* Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils, Unsat 2006, Asce. Carefree, AZ, USA, Volume 2, pp. 1073-1084.

Péron, H., Hueckel, T., Laloui, & L. (2009). Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification. *Canadian Geotechnical Journal*, *46*, 1177-1201.

Piteau Associates Engineering Ltd (1991). Mined Rock and overbuden piles – Investigation and design manual: Interim Guidelines. Prepared for the British Columbia Mine waste rock pile research committee. May 1991, 135 p.

Poncelet, N. (2011). Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction des résidus miniers. Mémoire de Maitrise, École Polytechnique de Montréal.

Priscu, C. (1999). Behavior of mine tailings dams under high tailings deposition rates. Ph.D. Thesis. McGill University, Montreal, Quebec.

Qin, A., Sun, D, Yang, L., & Weng, Y. (2010). A semi-analytical solution to consolidation of unsaturated soils with the free drainage well. *Computers and Geotechnics, 37*, 867–875.

Qiu, Y.J., & Sego, D.C. (2001). Laboratory properties of mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 38*, 183-190.

Quine, R. L. (1993). Stability and deformation of mine waste Dumps in North-Central Nevada. Ph.D. Thesis, University of Nevada, Reno, 402 p.

Rahadrjo, H. (1990). The study of undrained and drained behavior of unsaturated soils. Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon. Canada.

Reddy, J.N. (2005). *An introduction to the finite element method*. 3rd edition, McGraw-Hill Education, Technology & Engineering, 784 p.

Richards, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids in porous mediums. *Physics, 1*, 318–333.

Rixner, J.J., Kraemer, S.R., & Smith, A.D. (1986), Prefabricated vertical drains, Vol. 1 (Eng'g. Guidelines), Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-86/168, Washingt. D.C.

Rodebush, W.H., & Buswell, A.M. (1958*)*. Properties of Water Substances. Special Report No. 40, Highway Research Board.

Roscoe, K.H., & Burland, J.B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of wet Clay. *In* Engineering Plasticity, ed: J. Heyman and Leckie, Cambridge University Press, pp 535-609.

Saleh-Mbemba, F. (2010). Évaluation de la dessiccation, du retrait et de la fissuration des matériaux silteux peu plastiques. Master Thesis. École Polytechnique de Montréal.

Saleh-Mbemba, F., Aubertin, M., & Mbonimpa, M. (2010). Desiccation and shrinkage of low plasticity tailings: Testing and preliminary modelling. Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference and the 6th Canadian Permafrost Conference. Sept 12-16, 2010, Calgary, Alberta, Canada, pp. 1411-1418.

Saleh-Mbemba, F., Aubertin, M., Mbonimpa, M., & Li, L. (2010). A new procedure to assess shrinkage of paste tailings. Proc. of the 13th International Seminar of Paste and Thickened Tailings, ACG, Toronto, ON, Canada, 1, pp. 495 – 504.

Saleh-Mbemba, F., Aubertin, M., Mbonimpa, M., & Li, L. (2016) Experimental Characterization of the Shrinkage and Water Retention Behaviour of Tailings from Hard Rock Mines. *Geotechnical Geological Engineering, 34* (1), 251-266.

Saleh-Mbemba, F., & Aubertin, M. (2016). Characterization of self-weight consolidation of tailings using moisture sensors. Submitted to the Geotechnical Testing Journal (ASTM) in March, 2016. Article with recommendations.

Sathananthan, I., & Indraratna, B. (2006). Laboratory evaluation of smear zone and correlation between permeability and moisture content, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132* (7), 942–945.

Schifmann, R.L., Vick, S.G., & Gibson, R.E. (1988). Behaviour and properties of hydraulic fills. In: D.J.A. van Zyl, S.G. Vick, (eds): Hydraulic fill structures A.S.C.E. Geotechnical special publication N°21, New York, USA, pp. 166-202.

Shamsai, A., & Narasimhan, T.N. (1991). A numerical investigation of free surface-seepage face relationship under steady state flow conditions. *Water Resour. Res., 27* (3), 409-421.

Sherard, J. L., Woodward, R. T., Gizienski, S. F., & Clevenger, W. A. (1963). *Earth and Earth-rock Dams. New* York: John Wiley & Sons, Inc.

Shepherd, R. G. (1989). Correlations of permeability and grain size. *Ground water, 27*(5), 633-638.

Schlumberger Water Services. (2014). Manuel du Diver. Version de Novembre 2014, 29 p. www.swstechnology.com

Starr, J.L., & Paltineanu, I.C. (2002). Methods for measurement of soil water content: capacitance devices. *In* Methods of soil analysis, Part 4: Physical Methods. Edited by J.H.

Stormont, J.C., & Farfan, E. (2005). Stability evaluation of a mine waste pile. *Environmental and Engineering Geoscience, 11*(1), 43-52.

Tanguy, J.-M. (2009). *Modélisation numerique.1- Généralités, différences finies, éléments finis. Traité d'hydraulique environnementale*. Édit : Hermès Sciences publ. : Lavoisier, Paris.

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: Wiley.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley: New York, USA.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3rd ed.). Toronto, ON: John Wiley & Sons Inc.

van Genuchten, M.Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal, 44*, 892-898.

van Genuchten, M.T., Leij, F.J., & Yates, S.R. (1991). The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils. 93 p.

Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., & Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal, 33*, 379-392.

Vick, S. G. (1990). *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. Vancouver, BC: BiTech Publishers Ltd.

Vick, S.G. (1996). Failure of the Omai dam. Geotechnical news, Sept. 1996, pp. 34-39.

Vick, S.G. (1997). Failure of the Omai dam: closure. Geotechnical news, March 1997, pp. 49-55.

Waggitt, P. (1989). Tailings management at Nabarlek. *Australian Science Mag, 31*, p. 27.

Wang, X.-S., & Jiao, J.J. (2004). Analysis of soil consolidation by vertical drains with double porosity model. *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics, 28*, 1385–1400.

Wickland, B.E., & Wilson, W.G. (2005b). Self-weight consolidation of mixtures of mine waste rock and tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 42*, 327-339.

Wijewickreme, D., Sanin, M.V., & Greenaway, G. (2005a). Cyclic Shear Response of Fine-grained Mine Tailings. *Canadian Geotechnical Journal, 42*, 1408-1421.

Wijewickreme, D., Sriskandakumar, S., & Byrne, P. (2005b). Cyclic Loading Response of Loose Air-pluviated Fraser River Sand for Validation of Numerical Models Simulating Centrifuge Tests. *Canadian Geotechnical Journal, 42*, 550-561.

Williams, D.J. (2000). Assessment of embankment parameters. *In* Slope Stability in Surface Mining, Society for Mining Metallurgy. pp. 275-284.

Wong, T.T., Fredlund, D.G., & Krahn, J. (1998). A numerical study of coupled consolidation in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal, 35*, 926–937.

Xie, K.H., Lu, M.M., & Liu, G.-B. (2009). Equal strain consolidation for stone columns reinforced foundation. *International Journal for numerical and analytical methods in Geomechanics, 33*, 1721–1735.

Xie, K.H., Lu, M.M., & Liu, G.B. (2009). Equal strain consolidation for stone column reinforced foundation. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 33* (15), 1721-1735.

Yoshikuni, H., & Nakanodo, H. (1974). Consolidation of soils by vertical drain wells with finite permeability. *Soils and Foundations 14* (2), 35-46.

Youngs, E.G. (1990). An examination of computed steady-state water table heights in unconfined aquifers: Dupuit-Forcheimer estimates and exact analytical results. *Journal of Hydrology, 119*, 201-214.

Zandarín, M.T., Oldecop, L.A., Rodríguez, R., & Zabala, F. (2009). The role of capillary water in the stability of tailing dams. *Engineering Geology, 105* (1–2), 108–118.

Zhang, X. (2004). Consolidation theories for saturated-unsaturated soils and numerical simulation of residential buildings on expansive soils. Dissertation of Doctor Thesis. Texas A&M University, 689 p.

Zhou, W.H. (2013). Axisymmetric Consolidation of Unsaturated Soils by Differential Quadrature Method. *Hindawi Publishing Corporation Mathematical Problems in Engineering*, Volume 2013, Article ID 497161, 14 p. http://dx.doi.org/10.1155/2013/497161.

ANNEXE A : PROPRIÉTÉS DES RÉSIDUS MINIERS ET DES ROCHES STÉRILES

A.1 Résidus miniers

Granulométrie et classification

Les résultats des analyses granulométriques servent généralement à la classification des résidus miniers. La classification la plus utilisée est le système de classification des sols unifiée (« Unified Soil Classification System », USCS, ASTM D 2487, 2000) (Holtz et Kovacs, 1981). La classification permet de dire quelle catégorie de particules contrôle les propriétés mécaniques du sol. Les résidus miniers sont souvent classifiés comme des silts de faible plasticité, ML, ou des silts/sables silteux, SM-ML (James, 2009). Le coefficient d'uniformité C_U (= D_{60}/D_{10}) donne une indication quant à l'étalement granulométrique du matériau ; une valeur élevée (≥ 6) signifie que le D_{10} et le D_{60} diffèrent considérablement et que la granulométrie du matériau est étalée. Le matériau est uniforme si le C_U est faible (≤ 3).

Le C_U des quatre résidus homogénéisés provenant des mines en roche dure analysés par Aubertin et al. (1996) variait entre 8 et 18, et le coefficient de courbure C_C (= $D_{30}^2/D_{60}D_{10}$) variait entre 0.7 et 2.1. Ces matériaux ont été classifiés (selon USCS) comme des silts sableux de faible plasticité (ML). Vick (1990) a également trouvé des plages de valeurs similaires. Le D_{10} de deux types de résidus des mines en roche dure investigués par Qui and Sego (2001) était de 0.005 mm et 0.0163 mm, le D_{60} de 0.054 mm et 0.154 mm, et le C_U de 10.8 et 9.43 respectivement ; leur classification USCS sont SM et ML. Bussière (2007) présente une synthèse de la littérature sur les caractéristiques de deux types de résidus des mines en roches dures : ceux dont les échantillons ont été pris avant déposition sur le site et ceux pris après déposition. Pour la première catégorie, les neufs types de résidus décrits dans la littérature ont les caractéristiques suivantes : un D_{10} variant entre 0.001 et 0.004 mm, un D_{60} entre 0.01 et 0.05 mm, un C_U entre 8 et 18 ; la proportion argileuse (passant à travers le tamis 2 μm) varie entre 5 et 14% et la proportion silteuse (passant au tamis 80 μm) varie entre 70 et 95%. Pour la deuxième catégorie, le D_{10} de treize matériaux décrits dans la

littérature varie entre 0.0009 mm et 0.006 mm ; le D_{60} varie entre 0.01 mm et 0.08 mm, le C_U varie entre 10 et 30 ; la fraction argileuse varie entre 4 et 20% et la fraction silteuse varie entre 60 et 100%.

Densité relative

La valeur de densité relative D_r des résidus miniers joue un rôle dans l'état de contrainte (effective et totale), qui affecte le comportement lors de la consolidation, l'évolution de la pression interstitielle, la porosité du matériau et la réponse aux chargements externes (statiques et dynamiques). Il est donc important de connaître avec précision la valeur de D_r afin d'évaluer l'état des contraintes en place dans les résidus et les sols sous-jacents.
La densité relative des grains solides (D_r) des résidus est déterminée par la composition minéralogique de la roche mère. Les valeurs de D_r des résidus des mines en roche dure sont souvent plus élevées que celles des sols naturels en raison de la présence des métaux lourds.

Selon Aubertin et al. (2002a), la densité des grains solides D_r (dite aussi G_s) peut varier de 2.6 à 4.0 (et plus, selon la minéralogie) pour les exploitations en roches dures. Selon Vick (1990), la valeur de D_r peut cependant être aussi faible que 1.4 à 1.6 pour les exploitations de charbon (roches sédimentaires). Vick (1990) rapporte sur base des analyses que la densité relative D_r des résidus provenant des mines en roches dures varie de 2.6 à 2.9. La valeur moyenne de D_r des résidus des mines de cuivre-or rapportée par Wijewickreme et al. (2005a) était de 2.78 pour les quatre échantillons analysés. Pour les 20 échantillons de résidus des mines de cuivre-or-zinc de la même mine, Wijewickreme et al. (2005b) donnent des valeurs minimale et maximale de 3.36 et 4.42 respectivement, avec une valeur moyenne de 3.73. Bussière (2007) présente deux catégories de résidus en fonction de la valeur de D_r : le D_r des résidus provenant des mines d'or (dominés par du quartz) qui varie de 2.6 à 2.9 et le D_r des résidus sulfureux qui peut varier de 2.9 à plus de 4.5. La densité relative des deux résidus des mines en roche dure analysés par Qiu and Sego (2001) était de 2.75 et 3.17. La densité relative des matériaux (surtout des résidus non sulfureux) analysés par Aubertin et al. (1996) variait de 2.78 à 2.87.

Limites de consistance

Plusieurs chercheurs ont mentionné que la limite de plasticité w_P (≡ PL) des résidus des mines en roche dure est souvent difficile à mesurer et que ces résidus sont considérés comme très peu plastiques. En se basant sur l'indice de plasticité I_P (≡ PI), Vick (1990) a noté que les minerais d'or et d'argent contiennent généralement peu ou pas de minéraux argileux et que les résidus provenant des mines en roches dures sont considérés non plastiques ou de très faible plasticité. Selon Aubertin et al. (2002a), l'indice de plasticité I_P (ou PI) des rejets des mines en roches dures est généralement inférieur à 10%, mais il peut varier avec la minéralogie, notamment en présence de minéraux argileux (qui sont usuellement peu abondants pour les mines de métaux).

Les résidus miniers analysés par Aubertin et al. (1996) ont montré une faible plasticité, avec une limite de liquidité w_L (≡ LL) d'à peu près 17.5% et un indice de plasticité I_P presque nul. Les résidus des mines en roche dure (cuivre et or) analysés par Qiu and Sego (2001) ont été identifiés comme non plastiques. Wijewickreme et al. (2005a) rapportent que les résidus des mines de cuivre-or qu'ils ont testés étaient non plastiques et que les résidus des mines de cuivre-or-zinc avaient un indice de plasticité I_P de 2. Pour Bussière (2007), les résidus miniers provenant des mines en roches dures sont légèrement plastiques, avec une limite de liquidité habituellement inférieure à 40% et une limite de plasticité w_P (lorsqu'elle est mesurée) variant entre 0% et 15%. Bussière (2007) souligne également que les résidus provenant de plusieurs mines de métaux sont peu ou non plastiques.

La limite de retrait w_S (SL) est une propriété qui n'a pas été beaucoup analysée dans la littérature. La limite de retrait des résidus des mines en roche dure analysés par Qiu and Sego (2001) était de 24.4% et 21.6%. Ces deux valeurs sont dans la plage des limites de retrait des matériaux analysés par Saleh-Mbemba (2010). Pour ce dernier, la limite de retrait w_S déterminée à partir de la courbe de retrait varie entre 20 et 25% pour quatre matériaux. Toutefois, la conclusion de cette étude indique aussi que la limite de retrait n'est pas une caractéristique unique du matériau, car elle peut varier avec la teneur en eau initiale du matériau (Saleh-Mbemba et al., 2010 ; Saleh-Mbemba, 2010).

Indice des vides, indice de densité et poids unitaire sec

Selon Vick (1990), l'indice des vides en place e_0 des résidus des mines en roche dure, à l'exclusion de la fraction fine, varie typiquement entre 0.6 et 0.9. L'indice des vides diminue avec la profondeur et la contrainte de confinement. Selon Aubertin et al. (2002a), l'indice des vides, e, usuel des rejets varie typiquement de 0.6 à 1.7 pour la fraction fine (< 0.075 mm) et de 0.6 à 0.9 pour la fraction grossière (sableuse) que l'on retrouve surtout près des points de déversement. Ces valeurs de e correspondent habituellement à un indice de densité I_D moyen variant de 30 à 50%, (reflétant un état lâche et très compressible). On peut aussi observer, mais de manière rare, des valeurs de I_D plus petites que 10% et plus grandes que 60% (Aubertin et al., 2002a).

Aubertin et al. (2002a) ajoutent que le poids unitaire sec γ_d des résidus montre une variation significative en raison des effets de variabilité de l'indice des vides, de densité spécifique et de la distribution granulométrique au sein du dépôt. Le poids unitaire sec γ_d des résidus en place varie typiquement de 11.5 à 18.0 kN/m^3 (Aubertin et al., 2002a, Aubertin, 2013). Cette faible densité en place indique que la résistance mécanique (géotechnique) des résidus est souvent minime. L'indice des vides des résidus testés en laboratoire par Aubertin et al. (1996) était pratiquement égal à 0.5; il faut noter ici que les matériaux ont été compactés et l'indice des vides ne variait donc pas. L'indice des vides initial des résidus lors de l'essai de consolidation, rapporté par Bussière (2007), variait de 0.5 à 1.38 pour les échantillons remaniés et de 0.6 à 2.0 pour les échantillons intacts. James (2009) rapporte à ce propos que, compte tenu de la gamme de densités relatives et des indices de vides typiques des résidus des mines en roche dure, les poids volumiques secs en place devraient varier de 16 à 27 kN/m^3.

Suite à des essais de laboratoire, Saleh-Mbemba (2010) est arrivé à la conclusion que l'indice des vides des résidus miniers déformables n'est pas une caractéristique unique du matériau. Il varie notamment en fonction de la teneur en en eau initiale. Toutefois, l'indice des vides final suite à une dessiccation varie généralement dans la gamme de 0.6 à 1.0.

Conductivité hydraulique saturée

Le coefficient de perméabilité k des rejets du concentrateur, qui change avec la valeur de e et de la granulométrie, est très variable, pouvant passer de 10^{-3} cm/s (et plus) pour la fraction grossière à moins de 10^{-6} cm/s pour la fraction fine (Bussière, 1993 ; Aubertin et al., 1996 ; Aubertin et al., 2002a). Ces variations affectent grandement la capacité de drainage des résidus sur le site et donc leur taux de consolidation. Vick (1990) présente une gamme typique de valeurs de conductivité hydraulique saturée des résidus des mines en roche dure de $5x10^{-7}$ cm/s pour la partie fine (*slimes*) de faible plasticité (ou non plastique) à $1.0x10^{-4}$ cm/s pour des sables ayant jusqu'à 30% de fines en poids. Qiu and Sego (2001) présentent des valeurs de k_{sat} de résidus des mines en roche dure allant de $2.7x10^{-5}$ à $9.8x10^{-5}$ cm/s. Bussière (2007) présente des valeurs de k_{sat} allant de $7x10^{-6}$ à $1x10^{-2}$ cm/s pour des échantillons remaniés, avec des indices de vides allant de 0.45 à 1.6 (et diverses granulométries), et des valeurs de k_{sat} allant de $9.5x10^{-7}$ à $1x10^{-3}$ cm/s pour des échantillons non remaniés dont les indices des vides vont de 0.48 à 1.65.

Selon Aubertin (2011), les résidus montrent souvent une conductivité hydraulique anisotrope, avec une conductivité horizontale supérieure (par un facteur pouvant atteindre 10 à 100) à la conductivité verticale, cela est notamment dû à la ségrégation naturelle des particules déposées par méthode hydraulique qui entraîne une variation de la conductivité hydraulique des matériaux selon la position latérale et verticale. Vick (1990) rapporte que le rapport r_k de la conductivité hydraulique saturée horizontale sur la verticale, $r_k = k_h/k_v$, dans les dépôts des résidus miniers est généralement de 2 à 10, mais peut être supérieur à 100 là où les méthodes de déversement ont abouti à une stratification marquée de matériaux fins et grossiers.

Propriétés de consolidation

Lors des essais de consolidation, les rejets du concentrateur montrent habituellement un indice de compression C_C compris entre 0.10 et 0.30 pour les particules fines et entre 0.05 et 0.15 pour les particules grossières (Aubertin et al., 2002a). Le coefficient de consolidation c_v varie de 10^{-3} à 10^{-1} cm^2/s pour les particules fines, et est généralement supérieur à 10^{-1} cm^2/s pour les particules grossières. Toutes ces propriétés varient avec l'indice des vides e (ou avec l'indice de densité I_D).

Les valeurs typiques de l'indice de compression C_C fournies par Vick (1990) pour les résidus des mines en roche dure varient de 0.05 à 0.28. Les valeurs typiques du coefficient de consolidation, c_v, pour les résidus des mines en roche dure varient de 10^{-2} à 10^{-4} cm^2/s pour les résidus fins (*slimes*) et de 0.5 à 100 cm^2/s pour la fraction grossière des résidus (Vick, 1990). Les valeurs de l'indice de compression, C_C, des échantillons remaniés et non remaniés de résidus de mines en roches dures présentées par Bussière (2007) varient de 0.05 à 0.54 et les valeurs des indices de recompression, C_r, sont généralement entre 5 et 20% des valeurs des indices de compression C_C. Le coefficient de consolidation, c_v, varie de 4.3×10^{-3} à 3.7×10^{-1} cm^2/s, sans différence significative entre les résultats des échantillons intacts et remaniés (Bussière, 2007). James (2009) conclut à ce propos que les gammes d'indices de compression des échantillons remaniée et non remaniés présentés par Bussière (2007) sont bien inférieures à celles normalement associées à des sols fins de très faible plasticité et les gammes du coefficient de consolidation c_v sont significativement plus élevées que celles typiques des sols fins de faible plasticité, en se basant sur des valeurs données dans Holtz & Kovacs (1981). Il conclut que cela est une indication du fait que l'ampleur de consolidation des résidus devrait être inférieure à celle des silts naturels (ML) pour une gamme similaire de contraintes, alors que le taux de consolidation devrait être plus rapide. Les valeurs de C_C et de c_v des résidus des mines en roches dures fournies par Qui and Sego (2001) varient de 0.056 à 0.156 et de 13.58 à 104.23 m^2/an (4.3×10^{-3} à 3.3×10^{-2} cm^2/s) respectivement. Aubertin et al. (1996) fournissent des valeurs de C_C, c_v et C_r variant de 0.046 à 0.130, 5.01×10^{-3} à 5.44×10^{-1} cm^2/s, et 0.003 à 0.010 respectivement.

Paramètres de résistance au cisaillement

- *Cohésion*

Selon Aubertin et al. (2002a, 2013), la valeur de la cohésion drainée c' est pratiquement nulle dans le cas de résidus des mines en roches dures (non plastiques), alors que les valeurs de cohésion non drainée c_u et de cohésion c en contrainte totale (en condition non drainée) peuvent être non négligeables, pouvant atteindre jusqu'à 50 kPa. En condition non consolidée non drainée (UU), le rapport c_u/σ'_{vo} (σ'_{vo} étant la contrainte effective verticale) serait d'environ 0.20 pour un matériau normalement consolidé (rapport de surconsolidation OCR = 1), mais ce même rapport augmenterait de façon notable avec la surconsolidation (Vick, 1990). Bussière (2007) mentionne aussi que la

cohésion c′ des résidus miniers (en roche dure) est presque égale à zéro. Aubertin (2013) rapporte qu'une cohésion apparente peut exister dans les sols non saturés et qu'il n'est pas conservateur de considérer sa contribution dans les analyses de stabilité conventionnelles. Les résultats des tests CU (essais de cisaillement consolidés non drainés) sur des résidus miniers saturés (Vick, 1990 ; Bussière, 2007) ont montré des valeurs de cohésion non drainée c varie habituellement entre 0 et 100 kPa. Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par Aubertin et al. (2002a).

- *Angle de friction interne*

L'angle de friction interne ϕ′ en condition drainée (CD) des résidus est assez élevé, typiquement de 33° à 41° pour la fraction grossière et de 30° à 37° pour la fraction fine (Aubertin et al., 2002a), mais il aurait tendance à diminuer sensiblement lorsque l'état de contrainte augmente (Vick, 1990). En conditions consolidées non drainées (CU), la valeur de ϕ est inférieure à celle de ϕ′ d'une valeur allant jusqu'à 15° (et plus). Aubertin et al. (2011) rappellent que la valeur de ϕ ne constitue pas une propriété intrinsèque du matériau car elle varie selon le mode et la vitesse de chargement ; elle ne devrait donc pas être utilisée directement dans les analyses de stabilité. Il est possible d'obtenir la résistance en condition CD à partir d'essais en condition CU en mesurant la pression interstitielle pendant l'essai (eg. McCarthy, 2007).

Bussière (2007) souligne que les valeurs de l'angle de friction interne rapportées dans la littérature et provenant des tests sur des matériaux saturés montrent que l'angle de friction ϕ′ en conditions drainées (CD) pour des résidus miniers provenant des mines en roche dure varie entre 30 et 42°. Bussière (2007) souligne, comme Mittal and Morgenstern (1977) et Vick (1990), que l'angularité des particules joue en faveur d'une valeur élevée de ϕ′. Les résultats des tests CU (essais de cisaillement consolidés non drainés) sur des résidus miniers saturés (Vick, 1990 ; Bussière, 2007) ont montré des valeurs de ϕ non drainé qui varient entre 14 et 25°. Ces résultats sont en accord avec rapportés par Aubertin et al. (2002a).

James (2009) rapporte que, comme les résidus miniers des mines en roche dure sont non plastiques ou de plasticité très faible, leur résistance au cisaillement est dérivée de la friction interne sans contribution significative de la cohésion, du moins à l'état sec ou saturé. L'angle de frottement

interne effectif (ϕ') des résidus des mines en roche dure varie entre 30° et 41° en fonction de la densité, la distribution granulométrique, de l'angularité des grains et la pression de confinement (Vick, 1990).

James (2009) résume les travaux de Chen and van Zyl (1988) qui ont réalisé 73 tests en compression triaxiale drainée (CD) et non drainée (CU) avec consolidation isotrope sur des résidus des mines de cuivre compactés, avec saturation des échantillons (sous une contre-pression). Les résidus se composaient de sables silteux bien calibrés avec 37% de particules fines ayant une densité relative D_r de 2.74. Ils ont montré que l'angle de frottement effectif ϕ' des résidus diminue avec l'augmentation de la pression effective de consolidation appliquée σ'_{conf}, soit de 48° pour σ'_{conf} = 48 kPa à 34° pour σ'_{conf} = 883 kPa. Cette variation serait due à la forte dilatation des résidus sous de faibles contraintes de confinement et aux bris de particules sous fortes contraintes de confinement.

James (2009) rapporte aussi que l'angle de frottement drainé des silts denses varie entre 33° et 37°. Ceci indique que malgré leur contenu élevé en particules fines, les résidus des mines en roche dure ont des résistances en conditions drainées plus proches de celles des sables que des silts d'origine naturelle. Mittal and Morgenstern (1977) et Vick (1990) indiquent que l'angle de friction interne effectif ϕ' des résidus de mines en roche dure est d'environ 6° plus élevé que celui des sols naturels de distribution granulométrique similaire en raison de l'angularité des grains et de la résistance des particules.

A.2 Roches stériles

Les caractéristiques des roches stériles sont fortement reliées aux propriétés de la roche mère, plus précisément la dureté, la fragilité et le type et la fréquence des discontinuités, ainsi que la méthode d'excavation (Aubertin, 2013). La grande majorité des roches excavées dans les mines en roche dure est constituée de particules allant de la taille de sable à des fragments de la taille de roches. Les roches stériles des mines en roche dure sont anguleuses. Ces matériaux ne présentent pas de cohésion significative vraie et la rétention d'eau entre les particules dans les sols faible (l'eau n'est pas liée à l'intérieur de la structure des particules) (Quine, 1993). Dans le Système de classification

des sols (USCS), ces matériaux sont généralement considérés comme des graviers bien étalés avec cailloux.

La caractérisation des stériles miniers pour les conditions en place n'est pas simple, compte tenu de leurs particularités qui incluent une granulométrie variable et très étalée, une minéralogie souvent hétérogène, et une répartition spatiale qui dépend fortement du mode déposition (Aubertin, 2013). En plus, les caractéristiques des matériaux peuvent évoluer dans le temps suite à la migration des particules fines et en raison des réactions physico-chimiques et des tassements des stériles.

Les écoulements dans les stériles se produisent essentiellement en conditions non saturées (au-dessus de la nappe phréatique), avec des conductivités hydrauliques qui dépendent de façon non linéaire de la succion (pression d'eau négative) ou de la teneur en eau locale du milieu.

Granulométrie

La granulométrie des roches stériles comporte une fraction grossière importante, avec présence d'une fraction de particules fines (< 80 μm). Barbour et al. (2001) ont proposé une enveloppe incluant l'éventail des granulométries prévues pour les haldes à stériles (figure 2.9). La figure 2.10 tirée de McLemore et al. (2009) montre également une enveloppe incluant l'éventail des granulométries pour les roches stériles. En comparant les deux figures, on observe que les deux enveloppes montrent des ressemblances, avec un D_{60} variant généralement entre 1 mm et 80 mm, un D_{50} variant entre 0.3 mm et 60 mm, et un D_{10} variant entre 0.008 mm et 6 mm. Le pourcentage de passant au tamis de 80 μm varie entre 0 et 10% (généralement < 12%). Aubertin et al. (2002a) rapportent également que les valeurs de C_U des roches stériles pour les mines en roches dures sont de l'ordre de 20 et plus.

Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique des roches stériles est fonction de la distribution granulométrique et de leur densité (ou porosité). En l'absence d'une fraction importante de particules fines, la

conductivité hydraulique des roches stériles est généralement au moins 2 à 3 (ou même plusieurs) ordres de grandeur supérieure à celle des résidus de mines en roche dure (Aubertin et al., 2002a).

Tableau A.1 Valeurs de la conductivité hydraulique pour divers stériles miniers (tiré de Gamache-Rochette, 2004)

Localisation	*Minerai exploité*	*k_{sat} (cm/s)*	*Références*
Health Steel Mine	Cu – Zn - Ag	5.2×10^{-4}	Li (2000)
Quirke Mine	Uranium	5.0×10^{-2}	Barbour et al. (2001)
Golden sunlight Mine	Or	3.4×10^{-3} à 1.0×10^{-4}	Herasymuik (1996)

D'autres valeurs de la conductivité hydraulique des roches stériles ont également été mesurées à l'aide des essais de perméabilité en laboratoire. Ces essais en colonne à grande échelles réalisés sur des fractions représentatives de roches stériles donnent des valeurs de k_{sat} supérieures à 10^{-3} cm/s (Aubertin, 2013 ; Bussière et al., 2011 ; Peregoedova, 2012). La présence d'une macroporosité secondaire dans les matériaux relativement lâches peut augmenter de 2 ordres de grandeur la valeur de k_{sat} (jusqu'à 10^{-1} cm/s et même plus) ; dans un tel cas, les stériles se comportent comme des matériaux à double porosité (Aubertin, 2013 ; Bussière et al., 2011 ; Peregoedova, 2012).

Densité sèche et densité relative

Les sols bien étalés (comme les roches stériles) peuvent être compactés à une densité sèche plus élevée comparativement aux sols uniformes, ce qui résulte en une augmentation de la résistance mécanique des matériaux (Quine, 1993). Williams (2000) indique que les valeurs de densité sèche des empilements de roches stériles varient dans la gamme de 1600 à 2200 kg/m^3, selon que les matériaux sont à l'état lâche ou compacté. McLemore et al. (2009) présentent une synthèse des valeurs de densités sèches provenant de diverses publications sur les roches stériles de diverses mines à travers le monde, ces valeurs varient généralement de 1500 à 2700 kg/m^3.

La densité relative D_r (aussi G_s) des grains peut avoir une grande influence sur le poids unitaire des roches stériles car cette valeur est très variable (Blight, 2010). McLemore et al. (2009) rapportent

des valeurs de D_r des roches stériles qui varient entre 2.1 et 2.8. Pour les roches stériles des mines souterraines de cuivre et zinc, la valeur de D_r peut varier de 2.6 à 4.8 (Kesimal et al., 2004). Certaines roches stériles des mines canadiennes contenant des sulfures présentent des valeurs de D_r de 3.8 et plus (Belem et al., 2002). Les valeurs de D_r des stériles de la mine Lac Tio présentées par Bussière et al. (2011) varient de 3.09 à 3.70, ces valeurs relativement élevées s'expliquent par la présence des minéraux à base de fer.

Angle de repos et ségrégation des particules sur la pente

L'angle de repos (schématisé sur la figure 2.11) mesuré sur plusieurs empilements de roches stériles est généralement de 37 ± 3° (Quine, 1993). Piteau Associates Engineering Ltd (1991) rapportent aussi que l'angle moyen de repos des empilements sans cohésion déversés librement est de 37°. Williams et Rohde (2008), cité par Maknoon (2016), et Orman et al. (2011) rapportent des valeurs d'un angle de repos variant de 35 à 40°, fonction de la taille des particules, de la densité relative et de la quantité d'eau présente dans l'empilement de roches stériles.

Les roches stériles déversées ou poussées à partir de la crête connaissent souvent une ségrégation de particules. Les particules plus grossières chutent au bas de la pente et les particules fines tendent à se déplacer sur une distance plus courte (Quine, 1993 ; Aubertin et al. 2002a). Ces particules fines sont donc concentrées vers la crête et ont généralement une résistance faible que les particules grossières concentrées à la base de la pente. Des hauteurs de pente plus faibles ont usuellement pour effet de réduire la quantité de ségrégation de particules (McLemore et al., 2009).

Résistance et rigidité des matériaux granulaires

La résistance au cisaillement des matériaux granulaires grossiers, comme les roches stériles, peut être élevée à très élevée. Par exemple, Sherard et al. (1963) indiquent que l'angle de frottement interne de roches stériles déversées naturellement varie de 40° à 45° et que l'angle de frottement interne de roches compactées est "beaucoup plus élevé". Leps (1970) a mené des essais triaxiaux à grande échelle pour évaluer la résistance au cisaillement des graviers grossiers de sources diverses ; l'angle de frottement moyen mesuré variait de 55° pour des faibles contraintes normales effectives

à 37° pour des contraintes normales effectives élevées (3500 kPa). La résistance de tels matériaux granulaires denses (et bien gradués) était de 5° plus élevée que la moyenne, et celle de matériaux lâches, pauvrement gradués, composés de particules friables était de 5° inférieure à la moyenne.

McLemore et al. (2009) présentent des valeurs de l'angle de friction interne ϕ (°) et de la cohésion apparente c (kPa) de certains empilements de roches stériles à travers le monde. Les valeurs typiques de cohésion apparente varient de 0 à 239 kPa et celles de l'angle de friction interne ϕ varient entre 21º et 55º, avec la presque totalité des valeurs rapportées se situant dans l'intervalle de 38º à 45º. Des mesures sur des échantillons de grandes dimensions ont montré que l'angle de friction interne ϕ', qui contrôle la résistance au cisaillement du matériau (en contrainte effective), peut varier entre 21º et 62º ; les valeurs usuelles se situant entre 34º et 45º (Stormont et Farfan 2005 ; Barton, 2008 ; McLemore et al. 2009 ; Maknoon, 2010, Aubertin, 2013). La valeur de la cohésion en conditions sèche ou drainée est très faible, usuellement nulle, et presque toujours plus petite que 5 à 10 kPa (Aubertin, 2013). La cohésion (apparente) peut cependant être assez élevée en conditions non saturées (50 kPa et plus ; Makoon, 2010) ; il est prudent de négliger cette cohésion apparente, qui est due aux effets de la capillarité, car sa valeur change avec le degré de saturation (ou avec la succion). Notons enfin que la présence de précipités (minéraux secondaires) peut ajouter une cohésion (due aux effets de cimentation) aux stériles contenant des minéraux réactifs.

Barton (2008) a investigué la résistance au cisaillement des empilements de roches stériles, des interfaces et des joints de blocs rocheux. Il a observé que les joints de blocs rocheux, les empilements de roches et les dépôts de stériles, ainsi que les interfaces entre blocs rocheux et empilements de roches stériles ont un comportement géotechnique proche parce qu'ils ont en commun une résistance mobilisable le long de "points de contact". Tous ces matériaux montrent des pressions de contact roche-à-roche très élevées aux nombreux points de contact. Les résultats obtenus indiquent une tendance commune à la non linéarité de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale. Il conclut qu'il est donc probable que des haldes de différentes hauteurs présentent des facteurs de sécurité différents tout en ayant des angles de pente égaux.

Macknoon (2010) rapporte que les facteurs qui peuvent affecter la résistance au cisaillement des roches stériles incluent la distribution granulométrique, la densité, la pression de confinement (ou la charge normale), la teneur en eau, la minéralogie et la cohésion.

Les roches stériles, surtout densifiées, peuvent avoir une rigidité assez élevée. Ainsi, le module de rigidité G peut varier de 20 à 50 MPa (Anbazhagan et al., 2010 ; Maknoon, 2016).

Pression d'entrée d'air

La connaissance de la pression ou valeur d'entrée d'air (AEV) des roches stériles est importante car le développement des conditions non saturées *in situ* peut modifier le comportement hydrogéotechnique de ces matériaux.

Les valeurs de l'AEV mesurées sur les courbes de rétention d'eau des roches stériles déterminées à l'aide des essais de laboratoire en colonnes est habituellement très petite, moins de 10 cm, ou 1 kPa (Aubertin, 2011, Bussière et al., 2011). La teneur en eau volumique résiduelle θ_r peut toutefois être assez élevée (de l'ordre de 0,06-0,08), particulièrement lorsqu'il y a présence d'une fraction fine (< D_{10}) relativement abondante et étalée. Les teneurs en eau volumiques mesurées dans les stériles *in situ* ont les mêmes ordres de grandeur que θ_r.

ANNEXE B : THÉORIE DE CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE DE TERZAGHI

Terzaghi a proposé une seule variable d'état de contrainte pour décrire le processus de consolidation d'un milieu poreux totalement saturé. Le concept de "contrainte effective" est défini par $\sigma' = \sigma - u_w$. En Dans sa théorie, Terzaghi a posé que la contrainte totale σ est constante pendant la consolidation. De cette façon, la théorie de consolidation est découplée en deux étapes (Zhang, 2004) :

- À l'instant d'application de la charge, il n'y a pas de changement de volume, et la surpression interstitielle est égale à la contrainte ou charge appliquée ;
- Par la suite, la surpression interstitielle se dissipe. Le changement de volume du sol est égal au volume d'eau écoulé.

La condition initiale du problème est donc la suivante :

$$u_{e0} = p \tag{B.1}$$

où u_{w0} est la surpression interstitielle initiale, et p est la contrainte appliquée.

Lorsqu'on considère un élément de sol de dimensions dx, dy et dz dans les directions x, y et z, au sein d'une couche de sol d'épaisseur h_d, la vitesse d'écoulement à travers l'élément dans la direction z (v_z) est donnée par la loi de Darcy qui s'exprime comme ci-dessous :

$$v_z = k\, i_z = -k\, \frac{\partial h}{\partial z} \tag{B.2}$$

Où k est le coefficient de perméabilité ; i_z est le gradient hydraulique (direction z).

En consolidation, on considère que tout changement dans la charge totale (h) à un endroit donné est dû uniquement à un changement de pression d'eau de pores en excès (u_w) :

$$v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u_w}{\partial z} \tag{B.3}$$

La condition de continuité est donnée par :

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx\, dy\, dz = \frac{dV}{dt} \tag{B.4}$$

Où dV est le changement de volume et t le temps.

En combinant les équations B.3 et B.4, on obtient :

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} dx\, dy\, dz = \frac{dV}{dt} \tag{B.5}$$

Le taux de variation de volume peut être exprimé selon m_v (défini ci-dessous) par :

$$\frac{dV}{dt} = m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} dx\, dy\, dz \tag{B.6}$$

L'augmentation de la contrainte effective est ici égale à la diminution de la pression d'eau de pores en excès. Par conséquent, le taux de variation de volume peut être exprimé par :

$$\frac{dV}{dt} = -m_v \frac{\partial u_w}{\partial t} dx\, dy\, dz \tag{B.7}$$

En combinant les équations 5.5 et 5.7, on peut écrire,

$$m_v \frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{B.8}$$

Ou encore

$$c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t} \qquad \text{(B.9)}$$

Où u_w = pression d'eau de pore [M..L^{-1}.T^{-2}]; z = coordonnée dans la direction z; t = temps [T]; c_v = coefficient de consolidation, $c_v = k_v / \gamma_w m_v$ [L^2.T^{-1}] où m_v = coefficient de compressibilité volumique du sol saturé [L.M^{-1}.T^{-2}] et k = conductivité hydraulique verticale saturée [L.T^{-1}].

L'équation différentielle ci-dessus est applicable à la consolidation 1D des sols saturés, et elle décrit la dissipation de surpression interstitielle dans le cas d'un drainage vertical seulement. Cette équation permet d'obtenir l'évolution de pression interstitielle en excès (Terzaghi et al. 1996). L'utilisation de la méthode d'expansion de Fourier conduit à la solution suivante :

$$u\,(v,t) = \Delta\sigma_V \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin\left(\frac{M\,z}{H}\right) \exp\left(-M^2 T_V\right) \quad [\text{M.L}^{-1}.\text{T}^{-2}] \qquad \text{(B.10)}$$

Avec u_e (v,t) = surpression interstitielle (de consolidation verticale à une profondeur z)
$\Delta\sigma_v$ = variation de la contrainte verticale avec la profondeur [M.L^{-1}.T^{-2}] ($\Delta\sigma_v = \Delta u_{e_0}$)

$$M = \frac{\pi}{2}(2m+1) \qquad \text{(B.11)}$$

Où m est un nombre entier allant de 0 à l'infini (i.e. très grand mais fini en pratique)

$$T_V = C_V \frac{t}{H^2} \quad [-] \qquad \text{(B.12)}$$

Avec T_v [-] = facteur temps (coefficient de durée) ; t [T] = temps à partir de l'application de la charge, H [L] = longueur du chemin de drainage le plus long, $H = h_d$ (épaisseur du dépôt) pour un drainage simple et $H = h_d/2$ pour un drainage double, c_v (déjà défini) est obtenu en laboratoire lors de l'essai de consolidation à l'odomètre pour un drainage vertical.

Le degré de consolidation U_z peut être défini en termes de variation d'indice des vides par :

$$U_z = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} \, x\, 100 \quad [\%] \qquad \text{(B.13)}$$

e_0, e_f et e représentent respectivement l'indice des vides au début de la consolidation, à la fin de la consolidation et au temps t après le début de la consolidation.

Le degré de consolidation peut aussi être exprimé en fonction des pressions d'eau de pore par :

$$U_z = \frac{u_i - u_t}{u_i} \, x\, 100\% \quad [\%] \qquad \text{(B.14)}$$

Avec U_z [%] = degré de consolidation moyen à la profondeur z et au temps t ; u_i [$M.L^{-1}.T^{-2}$] = surpression interstitielle initiale à l'application de la charge verticale ; u_t [$M.L^{-1}.T^{-2}$] = surpression interstitielle au temps t.

Lorsque $u_t = u_i$ au temps t = 0, U_z = 0 % ; lorsque u_t = 0, U_z = 100 % (Blight, 2010).

Le degré de consolidation moyen $\bar{U}_V$ dû au drainage vertical seul au temps t est donné par :

$$\bar{U}_v = 1 - \frac{\frac{1}{H}\int_0^H u_w}{u_i} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp\left(-M^2 T_v\right) \quad [-] \qquad \text{(B.15)}$$

La variation du degré de consolidation au temps t et à la profondeur z est exprimée par :

$$U\,(v,t) = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin\left(\frac{M\,z}{H}\right) \exp\left(-M^2 T_V\right) \quad [-] \qquad \text{(B.16)}$$

ANNEXE C : CONSOLIDATION DES SOLS NON SATURÉS AUTOUR DE DRAINS VERTICAUX : SOLUTION DE QI ET AL. (2010)

Tableau C.1 Modèle de Qi et al. (2010) : équations et solutions du modèle

Modèle	***Équation et solution***
Qin et al. (2010)	**Équation (s) :** ***Phase d'eau :*** $\frac{\partial u_w}{\partial t} = -C_w \frac{\partial u_a}{\partial t} - C_v^w \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u_w}{\partial r} \right)$ ***Phase d'air*** : **Darcy :** $\frac{\partial \left(\frac{\rho_a V_a}{V_0} \right)}{\partial t} = \frac{k_a}{g} \left(\frac{\partial^2 u_a}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u_a}{\partial r} \right)$ **Boyle :** $\frac{\partial \left(\frac{V_a}{V_0} \right)}{\partial t} = \frac{k_a RT}{g \bar{u}_a^0 M} \left(\frac{\partial^2 u_a}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u_a}{\partial r} \right) - \frac{u_{atm} n_0 (1 - S_{r0})}{(\bar{u}_a^0)^2} \frac{\partial u_a}{\partial t}$ **Solution** : (s = variable de Laplace) $\bar{u}_a = \frac{A_1}{(1-q_{12}q_{21})} I_0(\chi_1 r) + \frac{B_1}{(1-q_{12}q_{21})} K_0(\chi_1 r) - \frac{A_2 q_{21}}{(1-q_{12}q_{21})} I_0(\chi_2 r) - \frac{B_2 q_{21}}{(1-q_{12}q_{21})} K_0(\chi_2 r) + \frac{u_a^0}{s}$ $\bar{u}_w = \frac{A_1 q_{12}}{(q_{12}q_{21})-1} I_0(\chi_1 r) + \frac{B_1 q_{12}}{(q_{12}q_{21}-1)} K_0(\chi_1 r) - \frac{A_2}{(q_{12}q_{21}-1)} I_0(\chi_2 r) - \frac{B_2}{(q_{12}q_{21}-1)} K_0(\chi_2 r) + \frac{u_w^0}{s}$ Avec : $\begin{bmatrix} A_1 \\ B_1 \\ A_2 \\ B_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{u_a^0 - u_w^0 q_{21}}{s} \frac{K_1(\chi_1 r_e)}{K_1(\chi_1 r_e) I_0(\chi_1 r_w) + K_0(\chi_1 r_w) I_1(\chi_1 r_e)} \\ -\frac{u_a^0 - u_w^0 q_{21}}{s} \frac{I_1(\chi_1 r_e)}{K_1(\chi_1 r_e) I_0(\chi_1 r_w) + K_0(\chi_1 r_w) I_1(\chi_1 r_e)} \\ -\frac{u_a^0 q_{12} + u_w^0}{s} \frac{K_1(\chi_2 r_e)}{K_1(\chi_2 r_e) I_0(\chi_2 r_w) + K_0(\chi_2 r_w) I_1(\chi_2 r_e)} \\ -\frac{u_a^0 q_{12} + u_w^0}{s} \frac{I_1(\chi_2 r_e)}{K_1(\chi_2 r_e) I_0(\chi_2 r_w) + K_0(\chi_2 r_w) I_1(\chi_2 r_e)} \end{bmatrix}$ $\bar{w}(r,s) = (-m_{1k}^s + m_2^s)\bar{u}_a H + m_2^s \bar{u}_w H + \frac{(m_{1k}^s - m_2^s) u_a^0 + m_2^s u_w^0}{s} H$ u_a et u_w: surpression d'air et d'eau respectivement , w: tassement

Tableau C.2 Modèle de Qi et al. (2010) : paramètres du modèle

Modèle	***Paramètres du modèle***
Qin et al. (2010)	$C_w \frac{m_{1k}^w - m_2^w}{m_2^w} = \frac{1 - m_2^w / m_{1k}^w}{m_2^w / m_{1k}^w}, \quad C_v^w = \frac{k_w}{\gamma_w m_2^w}$ $C_a = \frac{m_2^a}{m_{1k}^a - m_2^a - \frac{u_{atm} n_0 (1 - S_{r0})}{(\bar{u}_a^0)^2}}, \quad C_v^a = \frac{k_a RT}{g \bar{u}_a^0 M \left(m_{1k}^s - m_2^a - \frac{u_{atm} n_0 (1 - S_{r0})}{(\bar{u}_a^0)^2} \right)}$ $W_a = \frac{C_w C_v^a}{(1 - C_a C_w)}, \quad W_w = -\frac{C_v^w}{(1 - C_a C_w)}, \quad A_a = -\frac{C_v^a}{(1 - C_a C_w)}$ $A_w = -\frac{C_a C_v^w}{(1 - C_a C_w)}, \quad q_{12} = \frac{W_a}{Q_2 - A_a} = \frac{Q_2 - W_w}{A_w}, \quad q_{21} = \frac{A_w}{Q_1 - W_w} = \frac{Q_1 - A_a}{W_a}$ $T = \frac{k_w t}{\gamma_w m_{1k}^s r_e^2}, \quad \chi_1^2 = \frac{s}{Q_1}, \quad \chi_2^2 = \frac{s}{Q_2}$ $Q_{1,2} = \frac{1}{2}\left[A_a + W_w \pm \sqrt{(A_a - W_w)^2 + 4 A_w W_a} \right]$

ANNEXE D : MODÈLES PRÉDICTIFS ET DESCRIPTIFS DE LA COURBE DE RÉTENTION D'EAU ET DE LA FONCTION DE CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE

D.1 Modèles pour la courbe de rétention d'eau (CRE)

a. Modèles prédictifs

- Modèle prédictif MK ou "*Modified Kovacs*" (Aubertin et al., 2003)

Le système d'équations du modèle MK est donné par :

$$S_r = \frac{\theta}{n} = S_C + S_a^*(1 - S_C) = 1 - \langle 1 - S_a \rangle (1 - S_C)$$

Avec $$S_a = a_C C_\psi \frac{\left(h_{co}/\psi_n\right)^{2/3}}{e^{1/3}\left(\psi/\psi_n\right)^{1/6}} = a_C \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \psi/\psi_r\right)}{\ln\left(1 + \psi_0/\psi_r\right)}\right]\left[\frac{\left(h_{co}/\psi_n\right)^{2/3}}{e^{1/3}\left(\psi/\psi_n\right)^{1/6}}\right]$$

$$S_C = 1 - \left[\left(h_{co}/\psi\right)^2 + 1\right]^m \exp\left[-m\left(h_{co}/\psi\right)^2\right] \quad (0 \le S_C \le 1)$$

S_c : composante de capillarité de la courbe de rétention d'eau ; S_a : composante d'adhésion.

Tableau D.1 Paramètres du modèle de Kovács Modifié (adapté de Aubertin et al., 2003)

Para-mètre	Description	Expression		Unité
		Sols à faible plasticité	Sols cohésifs et plastiques	
h_{CO}	Hauteur capillaire équivalente	$h_{co} = \frac{b}{e\, D_{10}}$ Avec $b = \frac{0.75}{1.17\log(C_U) + 1}$	$h_{co} = \frac{\xi}{e} w_L^{1.45}$ Avec $\xi = 0.15\,\rho_S$ Pour $12\% \le w_L \le 127\%$	cm
		$h_{co} = b_2 \psi_a^{x_2}$ b_2 et x_2 valent respectivement soit 5.3 et 1, soit 1.7 et 1.2		

Tableau D.1 Paramètres du modèle de Kovács Modifié (adapté de Aubertin et al., 2003) (suite)

Para-mètre	**Description**	**Expression**		**Unité**
		Sols à faible plasticité	**Sols cohésifs et plastiques**	
ψ_r	Succion résiduelle	$\psi_r = \frac{0.42}{(e\, D_H)^{1.26}}$ ou encore $\psi_r = 0.86\, h_{co}^{1.2}$	$\psi_r = 0.86\, h_{co}^{1.2} = 0.86 \left(\frac{\xi}{e}\right)^{1.2} w_L^{1.7}$ ou encore $\psi_r = 0.088 \left(\frac{\rho_S}{e}\right)^{1.2} w_L^{1.74}$	cm
m	Paramètre de distribution de la taille des pores	$m = 1/C_U$	$m = 3.10^{-5}$	(-)
a_C	Coefficient d'adhésion	$a_C = 0.01$	$a_C = 7.10^{-4}$	(-)
ψ_n	Paramètre de succion normalisée	$\psi_n = 1$		cm
ψ_0	Succion à l'état complètement sec	$\psi_0 = 10^7$		cm
C_ψ	Facteur de correction (de Fredlund and Xing, 1994)	$C(\psi) = 1 - \frac{\ln\left[1 + (\psi / \psi_r)\right]}{\ln\left[1 + (\psi_0 / \psi_r)\right]}$		(-)
D_H	Diamètre équivalent	$D_H = \left[1 + 1.17 \log(C_U)\right] D_{10}$		cm
C_U	Coefficient d'uniformité	$C_U = D_{60} / D_{10}$		(-)
D_{10}	Diamètre des particules à 10% de passant cumulé	Caractéristique du matériau		cm
D_{60}	Diamètre des particules à 60% de passant cumulé	Caractéristique du matériau		cm
e	Indice des vides	Caractéristique du matériau		(-)

- Modèle MK$_d$ pour matériaux compressibles (Mbonimpa et al., 2006)

Courbe de retrait volumique – Modèle MK$_d$

Une bonne description de la courbe de retrait $e(\psi)$ est obtenue par l'expression suivante (Mbonimpa *et al.*, 2006a) :

$$e(\psi) = e_S + \frac{e_0 - e_S}{1 + \alpha\left(\frac{\psi}{\psi_n}\right)^{\beta}}$$

Le paramètre h_{co} pour les sols argileux est exprimé en fonction de la succion et de l'indice des vides, h (ψ, e) par :

$$h_{co}\ (e(\psi)) = \frac{\xi}{e\ (\psi)} w_L^{1.45} = \frac{0.15\ \rho_S}{e\ (\psi)}\ w_L^{1.45}$$

Dans ce système, la succion résiduelle ψ_r du modèle MK est remplacée par h_{co} car la succion résiduelle n'est pas très bien définie sur la courbe de rétention d'eau des sols argileux. Les deux paramètres sont toutefois reliés entre eux. Ceci permet d'exprimer S_r en fonction de ψ et e

$$S_r = \frac{\theta}{n} = 1 - \langle 1 - S_a \rangle (1 - S_c)$$

Avec $$S_a = a_C \cdot \left[1 - \frac{\ln(1 + \psi/h_{co})}{\ln(1 + \psi_0/h_{co})}\right]\left[\frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}\,(\psi/\psi_n)^{1/6}}\right]$$

$$S_C = 1 - \left[(h_{co}/\psi)^2 + 1\right]^m \exp\left[-m(h_{co}/\psi)^2\right] \quad (0 \le S_C \le 1)$$

Tableau D.2 Paramètres du modèle MK_d

Paramètre	***Description***	***Expression***	***Unité***
α	Paramètre du modèle	$\alpha = 8.7\ x\,10^{-3}\left(\frac{e_0}{e_L}\right)^{3.09}$	(-)
β	Paramètre du modèle	$\beta = 0.63\left(\frac{e_L}{e_0 - e_s}\right)^{0.22}$	(-)
e_0	Indice des vides initial	Dépend de l'état initial du sol	(-)
e_S	Indice des vides à la limite de retrait	$e_s = D_r\ w_s\ /100$	(-)
e_L	Indice des vides correspondant à la limite de liquidité	$e_L = D_r w_L\ /100$ avec $w_S = w_L - 1.22\ I_P = 1.22\ w_P - 0.22\ w_L$ Valable si $w_L \leq 5.6\ w_P$	(-)
a_C	Coefficient d'adhésion	Constante. $a_C = 7x10^{-4}$	(-)
m	Paramètre de distribution de la taille des pores	$m = 3\ x\,10^{-5} + 0.04\left(\frac{e_0 - e_s}{e_0}\right)^{3.3}$	(-)

b. Modèles descriptifs

Tableau D.3 Modèles descriptifs de la courbe de rétention d'eau utilisés dans ce projet

1. Modèle de van Genuchten, vG (1980)

$$\Theta(\psi) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_S - \theta_r} = \left[\frac{1}{1 + (\alpha_{vG}\,\psi)^{n_{vG}}}\right]^{m_{vG}}$$

$\Theta(\psi)$	Teneur en eau volumique effective
α_{vG}	Paramètre du sol lié à la hauteur de la frange capillaire
n_{vG} et m_{VG}	Paramètres du modèle vG, liés à la distribution granulométrique. Relations entre n et m : - Modèle de Mualem (1976) : $n_{vG} = 1 / (1 - m_{vG})$ ou $m_{vG} = 1 - 1/n_{vG}$ - Modèle de Burdine (1953) : $n_{vG} = 2 / (1 - m_{vG})$ ou $m_{vG} = 1 - 2/n_{vG}$
θ_r et θ_S	Teneur en eau résiduelle et à saturation complète

Tableau D.3 Modèles descriptifs de la courbe de rétention d'eau utilisés dans ce projet (suite)

2. Modèle de Fredlund et Xing (1994)

$$\theta = C(\psi)\frac{\theta_s}{\left\{\ln\left[e+\left(\frac{\psi}{a_f}\right)^{n_f}\right]\right\}^{m_f}}$$

Avec $C(\psi) = 1 - \frac{\ln[1+(\psi/\psi_r)]}{\ln[1+(\psi_0/\psi_r)]}$

$C(\psi)$	Facteur de correction pour l'état complètement drainé
e	Nombre naturel (e = 2.7182818…)
n_f	Paramètre d'ajustement relié à la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau
m_f	Paramètre d'ajustement de la courbe relié à la teneur en eau résiduelle et au facteur de correction
a_f	Valeur approximative de la valeur d'entrée d'air
ψ_r	Succion à la saturation résiduelle
ψ_0	Succion à l'état complètement drainé ($\psi_0 = 10^7$ cm ou 10^6 kPa)

D.2 Modèles pour la fonction de conductivité hydraulique (k_{unsat})

Tableau D.4 Modèles pour la fonction de conductivité hydraulique, k_{unsat}

1. Van Genuchten (1980) - Mualem (1976)	
$$k(\theta) = k_S\, k_r(\theta) = k_S\, \Theta^l \left[1 - \left(1 - \Theta^{1/m_{vG}} \right)^{m_{vG}} \right]^2$$	
ou $$k(\psi) = k_s\, k_r(\psi) = k_s \frac{\left\{ 1 - (\alpha_{vG}\, \psi)^{n_{vG}-1} \left[1 + (\alpha\, \psi)^{n_{vG}} \right]^{-m_{vG}} \right\}^2}{\left[1 + (\alpha_{vG}\, \psi)^{n_{vG}} \right]^{m_{vG}/2}}$$	
$\Theta = \dfrac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	Teneur en eau volumique effective
l	Coefficient de connexion des pores. Selon le modèle de Mualem (1976), l =1/2
α_{vG}	Paramètre du sol lié à la hauteur de la frange capillaire ($\alpha_{vG} \approx 1/\psi_a$)
n_{vG} et m_{vG}	Paramètres du modèle vG, liés à la distribution granulométrique. Relations entre n et m : $n_{vG} = 1 / (1 - m_{vG})$ ou $m_{vG} = 1 - 1/n_{vG}$ selon Mualem (1976)

2. Fredlund and al. (1994)	
$$k(\psi) = k_s \frac{\sum_{i=j}^{N} \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})}{\sum_{i=1}^{N} \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})}$$	
y	Variable factice de l'intégration représentant le logarithme de la succion
i	L'intervalle dans la gamme de J à N
j	Succion minimale décrite par la fonction finale
N	Succion maximale décrite par la fonction finale
e	Nombre naturel (e = 2.7182818…)
θ'	La dérivée première par rapport à ψ de la fonction de rétention capillaire

ANNEXE E : ÉQUATIONS PRÉDICTIVES DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE SATURÉE

E.1 Conductivité hydraulique saturée k_{sat} des résidus

- Modèle KC (Chapuis et Aubertin 2003)

$$\log k_{prédit} = constante + \log \frac{e^3}{G_s S_m^2 (1+e)}$$

Avec : Constante : $C = 0.5$

e : indice des vides

G_S (ou D_r) : densité relative des grains

S_S (ou S_m) : surface spécifique (m^2/kg)

- Expression corrigée de KC, applicable aux résidus miniers :

$$\log k_{mesuré} = 1{,}5 \log k_{prédit} + 2,$$

ou encore

$$\log\left[\frac{k}{1m/s}\right] = 1{,}5\left\{0{,}5 + \log\left[\frac{e^3}{G_S^2 S_m^2 (1+e)}\right]\right\} + 2$$

- Équation de Kozeny-Carman Modifié (KCM) pour k_{sat}

L'équation de Kozeny – Carman modifié est un développement de l'équation de Kozeny – Carman qui exprime la conductivité hydraulique saturée comme un produit des fonctions de pedotransfert. La conductivité hydraulique saturée est fonction des propriétés du fluide en écoulement f_f, des propriétés de l'espace poreux f_v et de la fonction de la surface spécifique du sol f_S (Aubertin et al., 1996) :

$$k = f_f f_V f_S$$

Tableau E.1 Modèle de Kozeny – Carman Modifié (Aubertin et al., 1996 ; Mbonimpa et al., 2002)

Fonction	***Sols granulaires***	***Sols plastiques et cohésifs***
f_f	$f_f = \frac{\gamma_w}{\mu_w}$	
f_v	$f_e = \frac{e^{3+x}}{1+e}$ Avec x ≈ 2	$f_e = \frac{e^{3+x}}{1+e}$, avec $x = 7.7 w_L^{-0.15} - 3$ Applicable pour 20% ≤ w_L ≤ 397%
f_s	$f_s = C_U^{1/3} D_{10}^2$	$f_s = \frac{1}{\rho_s^2 \lambda^2 w_L^{2\chi}}$, avec $\lambda = 4 \times 10^{-6}$ m²/g Avec 25% ≤ w_L ≤ 127%
$k = f_f \cdot f_v \cdot f_s$	$k = C_G \left[\frac{\gamma_w}{\mu_w}\right]\left[\frac{e^{3+x}}{1+e}\right]\left[C_U^{1/3} D_{10}^2\right]$	$k = C_P \left[\frac{\gamma_w}{\mu_w}\right]\left[\frac{e^{3+x}}{1+e}\right]\left[\frac{1}{\rho_s^2 w_L^{2\chi}}\right]$

E.2 Conductivité hydraulique saturée k_{sat} des roches stériles

- Équation de Taylor (1948) :

$$k_{sat}\ (cm/s) = C_1 \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^3}{1+e} D_{50}^{1.5}$$

Avec : C_1 = constante, facteur de forme

γ_w: poids unitaire de l'eau (γ_w = 9.8 kN/m^3)

μ_w : viscosité dynamique de l'eau (μ_w = 10^{-3} N.s/m^3 à 20°C)

D_{50} : diamètre des grains correspondant à 50% passant sur la courbe granulométrique (cm).

- Équation de Shepherd (1989) :

$$k_{sat}\ (cm/s) = 3.53 \times 10^{\ 4}\ \lfloor 100\ D_{50}^{1.5} \rfloor$$

Avec D_{50} : diamètre des grains correspondant à 50% passant sur la courbe granulométrique (cm)

3.53 x 10-4 : constante pour la conversion des unités en cm/s.

ANNEXE F : COURBES DE CALIBRATION DES CAPTEURS DE PRESSION OMEGA

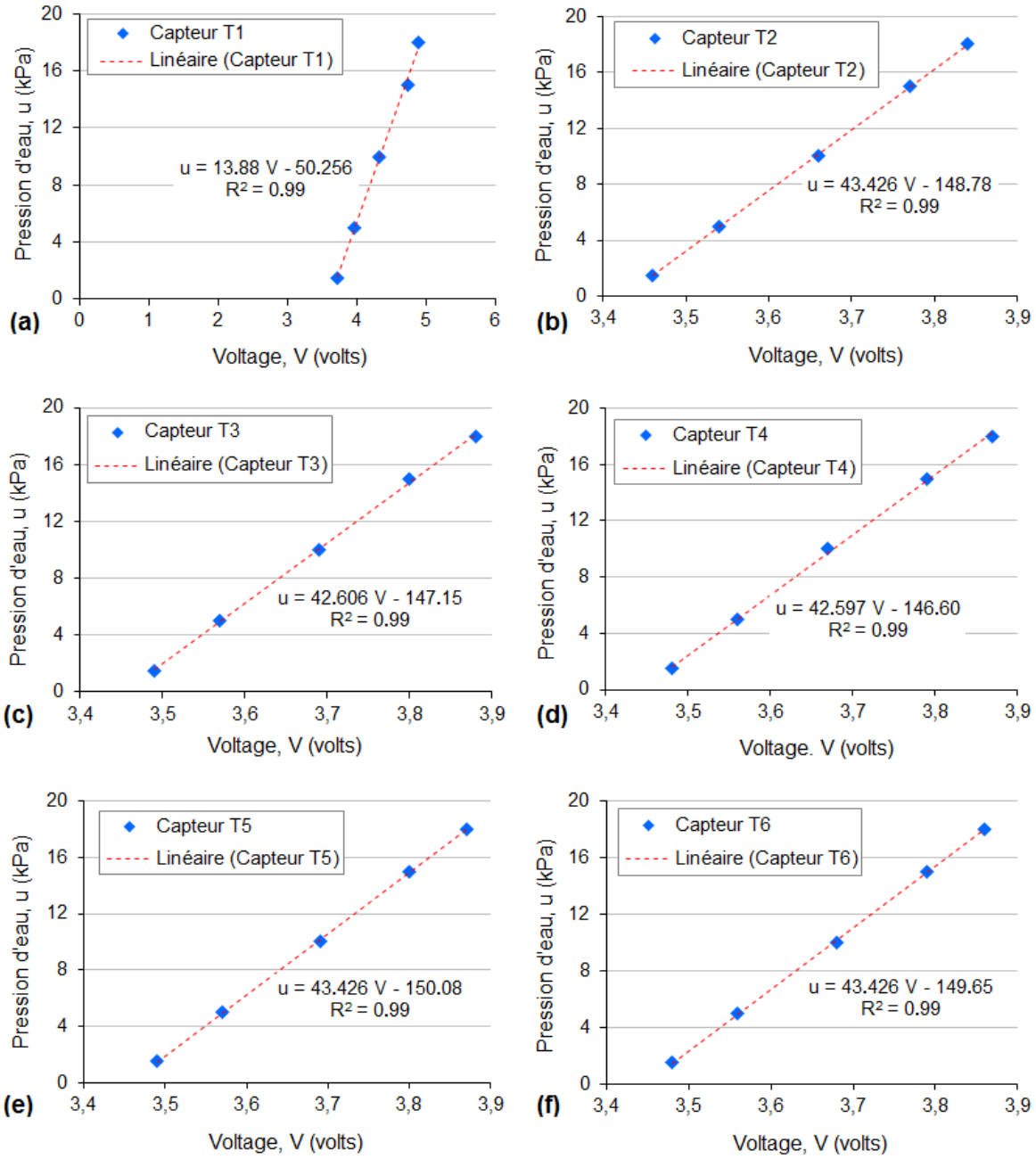

Figure F.1 Courbes de calibration de 6 capteurs de pressions utilisés durant le projet.

ANNEXE G : THÉORIE DE MESURE DE LA SONDE MICRO-DIVER

(Tiré de Schlumberger Water Services 2014)

Si on considère que sur la figure G.1 :

NE = niveau d'eau par rapport au niveau de référence vertical

TP = tête du puits

LC = longueur du câble sur lequel est suspendu le Diver

Le Baro-Diver mesure la pression atmosphérique (p_{baro}) et le Diver mesure la pression exercée par la colonne d'eau (CE) et la pression atmosphérique (p_{Diver}). La colonne (CE) au-dessus du Diver peut être exprimée par :

$$CE = 9806.65 \frac{p_{Diver} - p_{Baro}}{\rho_w \, g} \qquad \text{(G.1)}$$

Avec p = pression (cm H_2O), g = accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s^2). La densité de l'eau ρ_w =. 1000 kg/m^3.

Le niveau de l'eau (NE) par rapport au niveau de référence vertical peut être calculé par

:

$$NE = TP - LC + CE \qquad \text{(G.2)}$$

Ce qui nous amène à écrire :

$$NE = TP - LC + 9806.65 \frac{p_{Diver} - p_{Baro}}{\rho_w \, g} \qquad \text{(G.3)}$$

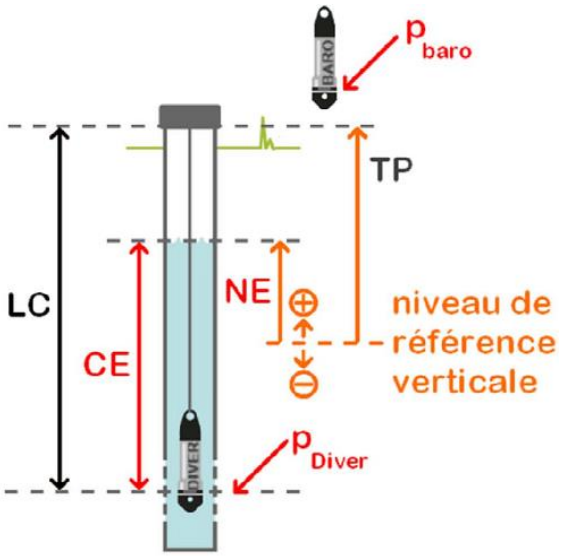

Figure G.1 Exemple typique de piézomètre dans lequel un Diver est installé (tiré de *Schlumberger Water Services*, 2014).

ANNEXE H : COURBES DE CALIBRATION DES LVDT

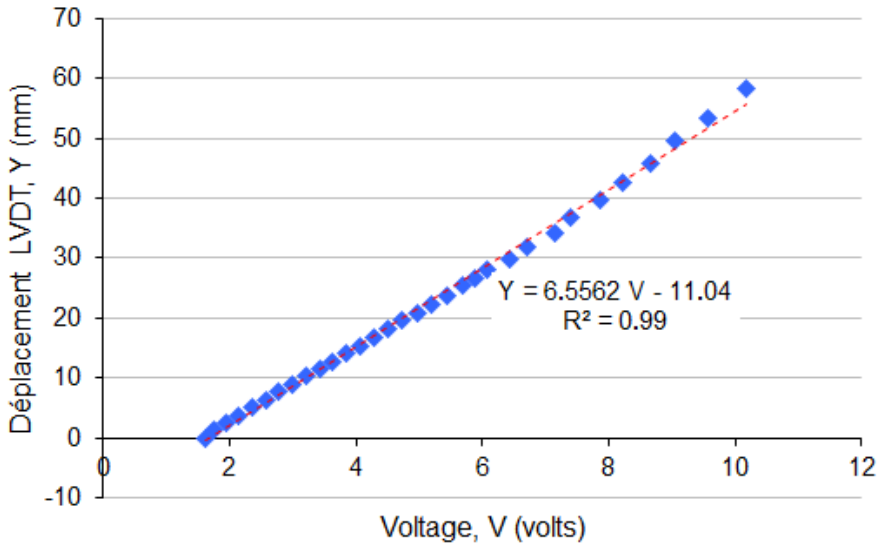

Figure H.1 Courbe de calibration du LVDT de longueur 5 cm

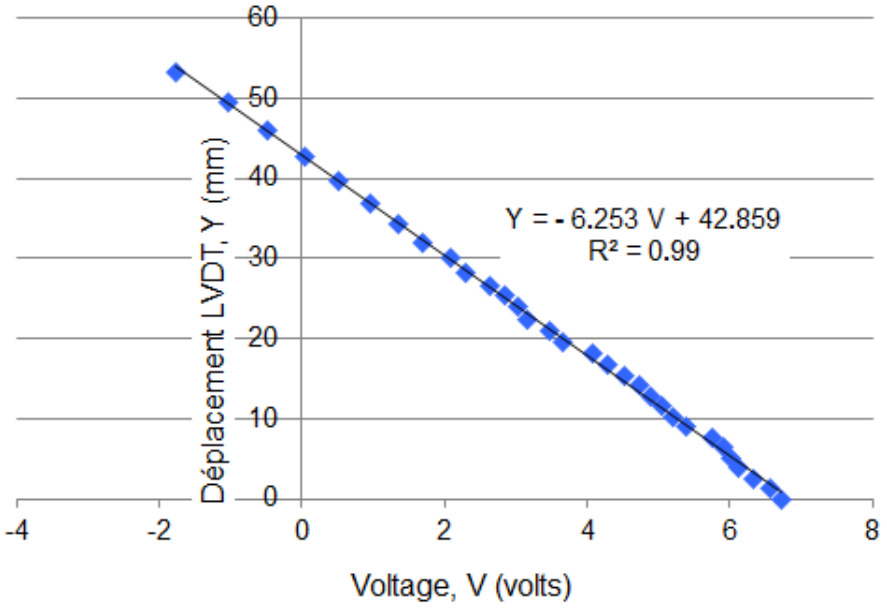

Figure H.2 Courbe de calibration du LVDT de longueur 7 cm

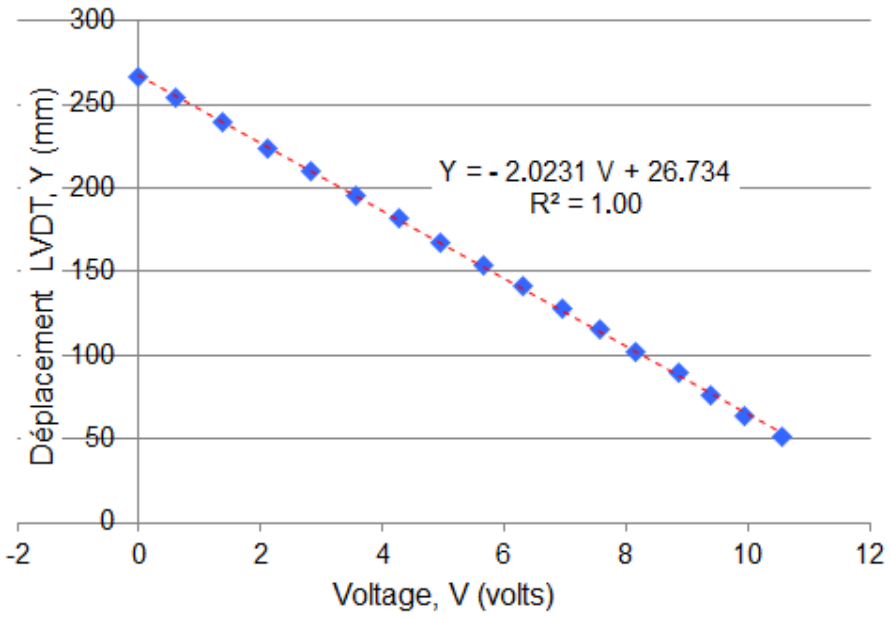

Figure H.3 Courbe de calibration du LVDT de longueur 25 cm

Un LVDT de longueur *L* présente toujours une certaine marge, ceci signifie qu'avec un LVDT de 5 cm de longueur, il est possible de mesurer des tassements allant jusqu'à 6 cm par exemple. Toutefois, il est recommandé de ne pas utiliser le LVDT pour des mesures au-delà de la plage donnée par le fabriquant. C'est ainsi qu'on observe à la figure H.1 (LVDT de longueur L = 5 cm) que la courbe de calibration devient de moins en moins linéaire lorsqu'on essaie de calibrer le LVDT sur une longueur au-delà de la plage de mesure donnée par le fabriquant. Dans ce cas précis, il faut recommencer la calibration en respectant la plage de mesure donnée par le fabriquant.

ANNEXE I : PROCÉDURE ET COURBES DE CALIBRATION DES SONDES ECH$_2$O, ET EXEMPLE DE CALCULS DES PARAMÈTRES DES MATÉRIAUX

I.1 Préparation des matériaux et procédure de calibration

Tous les échantillons de matériaux sont d'abord préparés à une même teneur en eau massique initiale w_0 (et ainsi la même teneur en eau volumique initiale θ_0, indice des vides e_0, densité apparente $\rho_{d\text{-}0}$, et poids unitaire γ_0). Une valeur représentative de w_0 est choisie pour la pulpe homogène (e.g. $w_0 = 43.0 \pm 0.5\%$). Cette valeur est utilisée pour lancer le test de consolidation afin d'éviter la ségrégation des particules lors du tassement ; cette valeur est aussi celle des résidus lors de l'essai de consolidation.

Un échantillon de matériau est ensuite placé dans le contenant cylindrique pour la calibration. Le contenant est initialement rempli de matériau ; la hauteur initiale de l'échantillon H_0 est la même que celle du contenant, soit $H_0 = 15$ cm. L'aire intérieure du contenant A est la même que la section transversale de l'échantillon, soit $A = 7.5$ cm. Ces deux valeurs permettent de calculer le volume initial de l'échantillon $V_0 = H_0 * A$.

La procédure de calibration a été étalée sur 72 heures pour permettre la prise de plusieurs mesures pendant que les caractéristiques de l'échantillon de matériau changent avec la consolidation. Chaque capteur d'humidité est calibré en utilisant un certain nombre de mesures pour établir une corrélation fiable entre la teneur en eau volumique θ mesurée et la constante diélectrique (courbe de calibration, fonction affine, ayant un coefficient de régression R^2 élevé). Comme la consolidation est généralement plus rapide au début, le temps entre les mesures successives est plus court au cours de la phase initiale. La première mesure correspond à l'état initial des résidus ; les deuxième, troisième, quatrième et cinquième mesures ont été prises respectivement au bout de 2 heures, 4 heures, 8 heures et 14 heures après le début de chaque test. Les trois autres mesures ont été prises au cours de la période restante relativement longue.

Les sondes ECH_2O sont insérées séparément (l'une après l'autre) en position verticale dans le contenant rempli de résidus. Les précautions recommandées par Cobos et Chambers (2010) à ce propos sont prises en compte. Les données ou lectures des sondes doivent être enregistrées à chaque étape de calibration, en utilisant un dispositif d'acquisition des données, décrit plus bas.

À une étape donnée de calibration, l'eau surnageant au-dessus de l'échantillon qui se consolide dans le contenant est évacuée avec précaution (à l'aide d'une petite pompe, avec un débit très faible) et mesurée (n.b. ceci n'a pas d'effet sur les contraintes effectives). Le tassement total de l'échantillon à cette étape de calibration (S_{t_i}) est mesuré à différents points de la surface à l'aide du vernier (précision de 0.025 mm) ; une valeur moyenne est ensuite déterminée. Ceci permet de déterminer la hauteur actuelle de l'échantillon à l'étape i, H_{f_i} (cm) = H_0 - S_{t_i}, et le volume actuel de l'échantillon, V_{f_i} (cm^3) = $A \times H_{f_i}$, avec A la section transversale (aire) de l'échantillon, en cm^2. La masse de l'échantillon humide M_{h_i} (g) est aussi mesurée à chaque étape à l'aide de la balance (précision de 0.1 g). Les sondes d'humidité sont alors réinsérées dans l'échantillon pour la prise des mesures à cette étape de calibration.

Lorsque la procédure de calibration est complétée (après 8 mesures dans le temps), l'échantillon est séché au four (105°C, pendant 24 heures) pour obtenir la masse des solides, M_S (et le volume des solides V_S) ainsi que les valeurs correspondantes de l'indice des vides e_i (-) = (V_{t_i} / V_S) – 1, teneur en eau w_i (-) = M_{w_i} /M_S et teneur en eau volumique θ_i (-) = w_i *(1 – n_i)*D_r, pour chaque étape i (n_i = e_i / 1+e_i est la porosité à l'étape i).

D'autres paramètres peuvent être obtenus à partir de ces mêmes mesures, incluant le poids volumique γ_i (kN/m^3) = [(1 + w_i) / (1 + e_i)]*D_r*γ_w, la densité sèche ρ_{d_i} (kg/m^3) = M_S / V_{t_i} et le degré de saturation S_{r_i} (-) = [(M_{h_i} – M_S) / ρ_w] / (V_{t_i} – V_S) (qui est toutefois sensé rester égal à 100% durant la consolidation 1D).

Les résultats de cette calibration sont utilisés pour définir les équations de corrélation pour chaque sonde ECH_2O, en se basant sur la constante diélectrique mesurée et la teneur en eau volumique θ_{ECH2O}, obtenue à partir des sondes, selon les valeurs mesurées sur l'échantillon (i.e. masses et volumes, voir plus haut).

En principe un seul échantillon de matériau suffit ici pour la calibration de toutes les sondes ECH_2O utilisées pour le suivi de la consolidation.

I.2 Formulations basiques pour évaluer les pressions interstitielles, les contraintes effectives et les tassements

Les données recueillies au cours des essais de consolidation à l'aide des sondes d'humidité ECH_2O peuvent être utilisées pour évaluer le degré de consolidation U_i (-), qui peut être calculée en utilisant l'équation suivante (e.g. Terzaghi et al. 1996) :

$$U_i = (e_0 - e_i) / (e_0 - e_f) = (u_{e_0} - u_{e_i}) / u_{e_0} \qquad \text{(I.1)}$$

Où e_0 [-] est l'indice des vides initial, e_i [-] est l'indice des vides actuel (calculé) au temps i, e_f [-] est l'indice des vides final, u_{e_0} [kPa] est la surpression interstitielle initiale et u_{e_i} [kPa] est la surpression interstitielle actuelle (calculé) au temps i.
La surpression interstitielle u_{e_i} au temps i et à l'élévation Y [m] (ou à la profondeur z [m] = $H_0 - Y$) peut s'exprimer à partir de la relation ci-dessous, obtenue à partir de la relation I.1 :

$$u_{e_i} = u_{e-0} \frac{e_i - e_f}{e_0 - e_f} = u_{e_0} \frac{e_i - e_f}{\Delta e} \qquad \text{(I.2)}$$

La pression interstitielle initiale peut être obtenue à partir de l'expression suivante :

$$u_{e_0} = [(\gamma_0 - \gamma_w)(H_0 - Y)] \qquad \text{(I.3)}$$

Avec le poids volumique total γ_0 [kN/m^3)] = [(1 + w_0) / (1 + e_0)] * D_r*γ_w ; le poids volumique de l'eau γ_w = 9.81 kN/m^3. Comme mentionné plus haut, H_0 [m] représente l'épaisseur initiale de la couche de résidus ; l'élévation Y [m] à partir de la base de la boîte (ou la profondeur z [m] = H_0 –

Y à partir de la surface des résidus) représente la position de la sonde d'humidité ECH_2O considérée, au sein des résidus (où les mesures sont prises).

L'équation A.3.4.2 peut ainsi être réécrite sous la forme :

$$u_{e_i} = \left[(\gamma_0 - \gamma_w)(H_0 - Y)\right] x \frac{e_i - e_f}{e_0 - e_f} \qquad \text{(I.4)}$$

La pression d'eau de pores totale u_i ou u_{t_i} au temps i et à l'élévation *Y* est obtenue comme la somme de la surpression interstitielle u_{e_i} et la pression d'eau (hydrostatique) u_w, comme suit :

$$u_i = u_{t-i} = u_{e_i} + u_w = u_{e_i} + \gamma_w (H_0 - Y) \qquad \text{(I.5)}$$

La contrainte effective σ'_i au temps i et à l'élévation *Y* est donnée par la différence entre la surpression interstitielle initiale, u_{e_0}, et la surpression interstitielle actuelle (ou calculée), u_{e_i} :

$$\sigma'_i = u_{e_0} - u_{e_i} \qquad \text{(I.6)}$$

Le tassement S_{t_i} à l'instant i et à l'élévation *Y* est obtenu à partir de l'expression suivante :

$$S_{t_i} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} H_0 \qquad \text{(I.7)}$$

I.3 Courbes de calibration d'une sonde ECH_2O

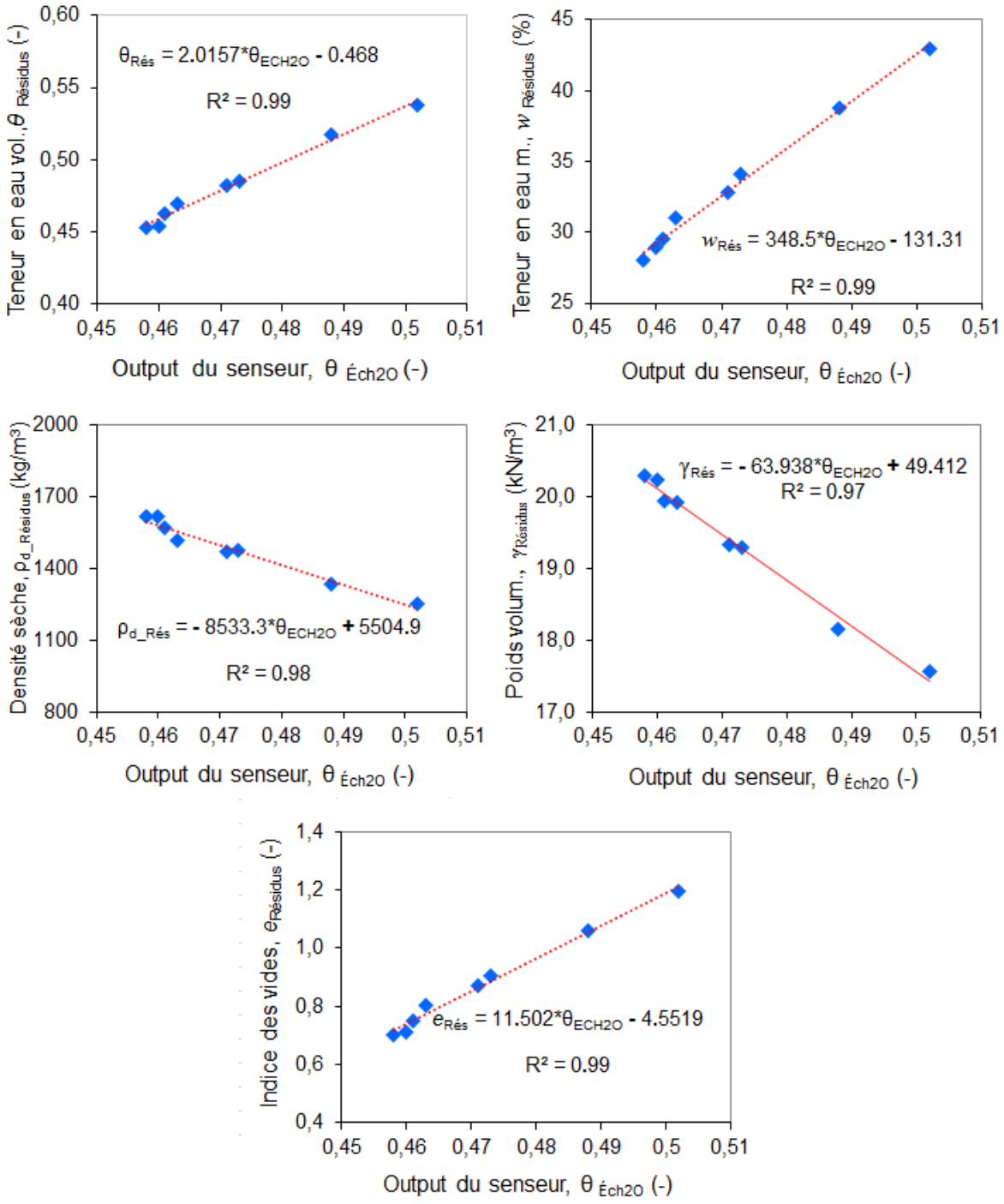

Figure I.1 Courbes de calibration d'une sonde ECH_2O (placée à une élévation de 30 cm).

I.4 Exemple de calcul des paramètres des matériaux

Lors de l'essai RS-2D-1 en laboratoire, la teneur en eau initiale w_0 des résidus est de 43.5% et l'épaisseur de la couche totale mise en place H_0 = 0.60 m. D'autres propriétés reliées à la teneur en eau initiale w_0 sont obtenues par des relations hydrogéotechniques, il s'agit de :

- L'indice des vides initiale e_0 = 1.20
- Le poids volumique γ_0 = 17.60 kN/m^3
- La masse volumique sèche ρ_{d_0} = 1250 kg/m^3
- La teneur en eau volumique θ_0 = 0.54

Lorsque la sonde ECH_2O calibrée (placée à une élévation de 30 cm et dont les courbes de calibration sont montrées à la figure I.1) mesure à un pas de temps donné une teneur en eau (brute) de 0.49 (voir aussi sur la figure 5.1), on obtient les paramètres suivants (à une élévation de 30 cm) grâce aux équations de calibration indiquées aussi sur la figure I.1 :

- Masse volumique sèche :
  ρ_d = - 8533.3*(0.49) + 5504.9 = 1323.58 kg/m^3

- Poids volumique
  γ = - 63.938*(0.49)+49.412 = 18.08 kN/m^3

- Teneur en eau massique
  w = 348.5*(0.49) – 131.31 = 39.45 %

- Teneur en eau volumique
  θ = 2.0157*(0.49) - 0.468 = 0.520

- Indice des vides
  e = 11.502*(0.49) – 4.5519 = 1.084

Ces propriétés sont calculées dans Excel pour tout le processus de consolidation (pour toutes les valeurs lues par la sonde ECH_2O, du premier au dernier pas de temps).

L'indice des vides final e_f à l'élévation de 30 cm qui va intervenir dans les calculs de pressions interstitielles et des tassements, est obtenu grâce à la dernière lecture (ou lecture finale) de la sonde ECH_2O (à 30 cm) : $\theta_{f_ECH2O} = 0.484$. On obtient ainsi :

$$e_f = 11.502*(0.484) - 4.5519 = 1.02.$$

On peut ainsi calculer les paramètres suivants à l'élévation de 30 cm au pas de temps considéré (avec $e = 1.084$, e_0 et e_f étant constantes et de 1.20 et 1.02 respectivement) :

1) Le tassement

   Pour la sonde placée à une élévation de $Y = 30$ cm, le tassement est calculé à une élévation de 30 cm ou à une profondeur de 60 cm – 30 cm = 30 cm ($H_0 = 60$ cm étant l'épaisseur totale de la couche mise en place). On obtient ainsi :

   $$S_t = [(e_0 - e)/(1 + e_0)]*Y = [(1.20 - 1.084)/(1 + 1.20)]*30 \text{ cm} = 1.63 \text{ cm}$$

2) La position d'un point situé initialement à une élévation de $Y = 30$ cm

   $$Y_i = Y - S_t = (30 - 1.63) \text{ cm} = 28.37 \text{ cm}$$

3) La surpression interstitielle u_e ou u_{e_t} à l'élévation de 30 cm :

   $$u_e = (\gamma_0 - \gamma_w) * (H_0 - Y)*[(e - e_f) / (e_0 - e_f)]$$
   $$= (17.60 \text{ kN/m}^3 - 9.81 \text{ kN/m}^3) * (0.60 \text{ m} - 0.30 \text{ m}) * [(1.084 - 1.02) / (1.20 - 1.02)]$$
   $$= 0.83 \text{ kPa}$$

4) La pression interstitielle totale à l'élévation de 30 cm :

   $$u_{tot_t} = u_e + \gamma_w*(H_0 - Y)$$
   $$= 0.83 \text{ kPa} + 9.81 \text{ kN/m}^3*(0.60 \text{ m} - 0.30 \text{ m})$$
   $$= 3.773 \text{ kPa}$$

5) La contrainte effective à l'élévation de 30 cm :

$\sigma' = u_{e_0} - u_{e_t}$

Avec u_{e_0} = surpressions interstitielles initiales

$= (\gamma_{tot_0} - \gamma_w) * (H_0 - Y) = (17.60 - 9.81)\ kN/m^3 * (0.60 - 0.30)\ m$

$= 2.337$ kPa

D'où $\sigma' = u_{e_0} - u_{e_t}$

$= (2.337 - 0.83)$ kPa

$= 1.507$ kPa

Les calculs ci-dessus sont relatifs à un seul pas de temps et sont fait dans Excel pour tous les pas de temps considérés.

ANNEXE J : DÉTERMINATION DE L'ÉVOLUTION DES PARAMÈTRES DES RÉSIDUS LORS DES ESSAIS DE CONSOLIDATION

Ce procédé concerne les couches simples en boîte ou en colonne. Dans le cas de dépôts multicouches, il ne s'applique qu'à la première couche (qui est une couche simple). La procédure pour les autres couches d'un dépôt multicouche est beaucoup plus complexe.

Lors de l'essai de laboratoire, on connait :

(1) l'aire transversale A occupée par les résidus :

- Pour les essais en colonne : $A = \pi * r^2 = 3.14\ (0.15\ \text{m})^2 = 0.07065\ \text{m}^2$
- Pour les essais en boite à parois rigides : A = côté * côté = 1.05 m * 1.05 m = 1.1025 m^2

(2) L'épaisseur de la couche de résidus mise en place H_0 (en m)

(3) Le volume des résidus dans le contenant est donné par :

$$V_0\ (\text{m}^3) = A\ (\text{m}^2) * H_0\ (\text{m}).$$

La teneur en eau initiale ($w_0 = 43 \pm 0.5$ %) permet d'obtenir l'indice des vides initial ($e_0 = wD_r$ pour des matériau saturés) et la porosité initiale ($n_0 = e_0 / (1 + e_0)$). Connaissant la densité relative des grains solides D_r, on peut déterminer le poids volumique initial γ_0 (kN/m^3) = $[(1 + w_0) / (1 + e_0)] * \gamma_S$, la masse volumique initiale ρ_0 (kg/m^3) = γ_0 / g ainsi que la masse initiale des résidus $M_0 = M_{h_0}$ (kg) = V_0 (m^3)*ρ_0(kg/m^3).

On peut obtenir le volume initial de l'eau au sein des résidus (avant toute expulsion) comme suit :

La masse des solides M_S et le volume des solides V_S sont déterminés par :

$$M_S\ (\text{kg}) = M_0 / (1 + w)$$

et

$$V_S\ (\text{m}^3) = M_S / D_r * \rho_w$$

Avec $\rho_w = 1000$ kg/m^3

Les résidus étant saturés, le volume d'eau initial V_{w_0} est obtenu par la différence :

V_{w_0} (= V_{V_0}) (m^3) = V_0 - V_S

Avec V_{V_0} le volume des vides initial.

La masse volumique initiale ρ_0 et le poids volumique initial γ_0 peuvent aussi être obtenus par :

ρ_0 (kg/m^3) = M_0 / V_0

et

$\gamma_0 = (\rho_0 * g)/1000$

Avec g = 9.81 m/s^2 (accélération de la pesanteur)

À chaque pas de temps, le tassement S_t (m) est mesuré à l'aide du LVDT. Ce tassement fournit le volume d'eau expulsé lors de la consolidation ΔV_{w_t} (m^3) = S_t(m)*A(m^2). Ce volume d'eau expulsé ΔV_{w_t} (m^3) permet d'obtenir à chaque pas de temps :

- La masse d'eau expulsée à ce pas de temps considéré :

ΔM_{w_t} (Kg) = $\Delta V_{w_t} * \rho_w$

- La masse d'eau après expulsion ou masse humide présente au sein des résidus au pas de temps t :

$M_{h\text{-}t} = M_0 - \Delta M_{w_t}$

- La teneur en eau w_t au pas de temps t :

w_t (%) = ($M_{h\text{-}t} - M_S$) / M_S * 100

- Le volume total V_{t_t} occupé par les résidus au pas de temps t :

$$V_{t_t} = V_0 - \Delta V_{w_t}$$

- L'indice des vides moyen e_{moy_t} au pas de temps t :

$$e_{moy_t} = (V_{t\text{-}t} - V_S) / V_S$$

- La masse volumique au pas de temps t :

$$\rho_t \text{ (kg/m}^3\text{)} = M_{h\text{-}t} / V_{t\text{-}t}$$

- Le poids volumique au pas de temps t :

$$\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)} = (\rho_t * g)/1000$$

- La masse volumique sèche au pas de temps t :

$$\rho_{d_t} \text{ (kg/m}^3\text{)} = M_S / V_{t\text{-}t}$$

- La teneur en eau volumique moyenne θ_t moyenne :

$$\theta_t \text{ (m}^3\text{/m}^3\text{)} = (V_{w_0} - \Delta V_{w_t}) / V_{t\text{-}t}$$

- Le degré de saturation au pas de temps t :

$$S_{r_t} \text{ (\%)} = V_{w_t} / V_v = \{[(M_t - M_S) / \rho_w] / (V_{t\text{-}t} - V_S)\} * 100$$

ANNEXE K : PROCÉDURE DE CARACTÉRISATION DE LA CONSOLIDATION SOUS LE POIDS PROPRE DES RÉSIDUS MINIERS À L'AIDE DES SONDES D'HUMIDITÉ

Resumé de l'annexe

Cet annexe présente une procédure expérimentale et des résultats d'essais sur la consolidation des résidus saturés, sur la base des mesures effectuées à l'aide des capteurs ou sondes d'humidité (ECH_2O). Une procédure spéciale de calibration a été dévelopée pour des mesures précises de la teneur en eau, afin de refléter le changement progressif de la densité et de l'indice des vides au sein des résidus miniers à l'état lâche. Les lectures des capteurs d'humidité sont utilisées pour évaluer les paramètres clés lors de la consolidation sous le poids propre, ce qui permet d'évaluer le taux et l'ampleur des tassements. Les résultats indiquent que les caractéristiques des résidus mous évoluent de façon significative lors de la consolidation sous le poids propre. Les paramètres déterminés expérimentalement sont dans la fourchette fournie par d'autres études effectuées sur les mêmes matériaux. On montre également que les pressions interstitielles déduites de ces mesures correspondent bien aux profils obtenus à partir de la théorie de consolidation unidimensionnelle.

Introduction

Les analyses de laboratoire constituent un élément fondamental de l'étude géotechnique. L'optimisation du programme de test est importante pour obtenir des données fiables dans un délai raisonnable et à un coût abordable. Les essais de consolidation sont couramment utilisés pour évaluer l'ampleur et le taux des tassements dans des sols déformables (mous) soumis à des contraintes verticales. Les procédures générales sont présentées sous la forme de normes (par exemple ASTM D2435 / D2435M-11, D4186 / D4186M-12e1). Les principales caractéristiques de consolidation sont les contraintes et les pressions interstitielles dans le temps.

Les résidus des mines de roches dures sont également soumis à une consolidation durant leur déposition, sous le poids propre des couches sus-jacentes. La plupart des études sur la consolidation des résidus ont toutefois été consacrées à l'évaluation des tassements et de la dissipation des pressions interstitielles sous des charges mécaniques (externes) (par exemple Vick, 1990, Aubertin et al., 1996). La consolidation sous le poids propre n'a pas été étudiée autant, mais ce comportement est très important pour les résidus déposés progressivement dans les parcs à résidus en surface (Mittal et Morgernstern, 1976, L-Bolduc et Aubertin, 2014). L'étude de cet aspect nécessite des essais et des instruments expérimentaux bien adaptés pour suivre le processus de consolidation des résidus très lâches.

Sélection de l'instrumentation

Une instrumentation spécifique est nécessaire pour caractériser le processus de consolidation sous le poids propre en termes de tassements, de changements de volume, de pressions interstitielles et de contraintes effectives associées. D’autres caractéristiques associées telles que la densité du matériau (ou encore le poids unitaire) et la teneur en eau le long du profil vertical peuvent également être utiles (Pedroni et Aubertin, 2013).

Plusieurs types d'instruments sont disponibles pour le monitoring de la consolidation, y compris les capteurs de pression interstitielle et les dispositifs pour le tassement vertical. Les capteurs ou sondes d'humidité sont typiquement utilisés pour mesurer la teneur en eau volumétrique (par

exemple Starr et Paltineanu, 2002) ; comme on le montrera ici, ils peuvent également être utilisés pour évaluer les déformations volumiques de résidus saturés.

Une étude de laboratoire a été menée avec des capteurs (sondes) d'humidité comme principal instrument de monitoring de la consolidation des résidus. L'annexe décrit le protocole expérimental et la procédure d'interprétation pour évaluer les caractéristiques de consolidation sous le poids propre et les paramètres connexes.

Matériau et procédure d'essai

Propriétés de base des résidus

Des résidus fins échantillonnés dans une installation d'exploitation de mines d'or ont été soumis à des essais en laboratoire afin d'évaluer leurs principales caractéristiques, y compris la distribution granulométrique (analyse de tamisage et de sédimentation), la densité des grains solides D_r ou G_S et la conductivité hydraulique saturée k_{sat}.

Les courbes de distribution granulométrique indiquent que le diamètre D_{10} = 0.0042 mm et le coefficient d'uniformité C_U $(= D_{60}/D_{10})$ = 9.05; 94% des particules sont inférieures à 75 μm et 7% ont une taille inférieure à 2 μm. La densité G_S = 2.75. Selon le Système de classification unifié des sols (USCS), ces résidus des mines en roches dures sont classés comme des limons à faible plasticité (ML).

La conductivité hydraulique saturée k_{sat} des résidus, mesurée en utilisant des essais triaxiaux à un indice des vides de 0.76, est d'environ 2.5×10^{-5} cm/s.

Équipement

Des essais de consolidation sous le poids propre ont été effectués dans une boîte à parois rigides ayant une section de 1.05 m × 1.05 m à la base et une hauteur maximale de 0.75 m ; la même boîte a été utilisée pour effectuer d'autres types d'essais sur les résidus (Pépin et al., 2012). Un côté de

cette boîte en aluminium est fait d'une plaque transparente de Plexiglas pour l'observation visuelle. La figure K.1.a montre une illustration schématique de l'équipement et la figure K.1.b montre une photo des résidus dans la boîte, avec l'équipement de mesure.

Quatre capteurs (sondes) d'humidité ECH_2O calibrés (type *EC-5*, de Decagon) ont été installés dans la boîte à des hauteurs (élévations) spécifiques de 10 cm, 20 cm, 30 cm et 40 cm le long d'une tige fixe, comme le montrent les figures 1 (a et b). Les spécifications de ces capteurs sont présentées au tableau K.1 (tiré de Decagon Devices, 2015). Un LVDT a également été utilisé pour mesurer les tassements à la surface des résidus (Figure K.1).

Calibration des capteurs d'humidité

Les capteurs (sondes) d'humidité utilisés ici donnent la teneur en eau volumétrique θ (= volume d'eau/volume total) du milieu poreux (sols, résidus) en mesurant la constante diélectrique ε qui peut être liée à θ (Starr et Paltineanu, 2002 ; Cobos et Chambers, 2010). Le fournisseur d'équipement recommande une calibration spécifique de ces capteurs pour une meilleure précision des mesures de la teneur en eau volumique.

Cependant, la procédure de calibration habituelle de ce type de capteurs d'humidité, décrite par Starr et Paltineanu (2002) et Cobos et Chambers (2010), n'est pas directement applicable à un matériau en consolidation en raison de la densité (et de l'indice des vides) qui évoluent. De plus, les résidus restent saturés au cours de ces essais de consolidation (1D) ; il n'est donc pas pertinent d'évaluer la variation du degré de saturation, comme c'est le cas avec la procédure couramment utilisée.

Une procédure de calibration spéciale a ainsi été développée pour les résidus en consolidation. Il prend en compte la réduction du volume spécifique V_S (= volume/masse), de la teneur en eau volumique θ, de l'indice des vides e, de la densité sèche ρ_d et du poids unitaire γ à un degré de saturation S_r constant (= 100%).

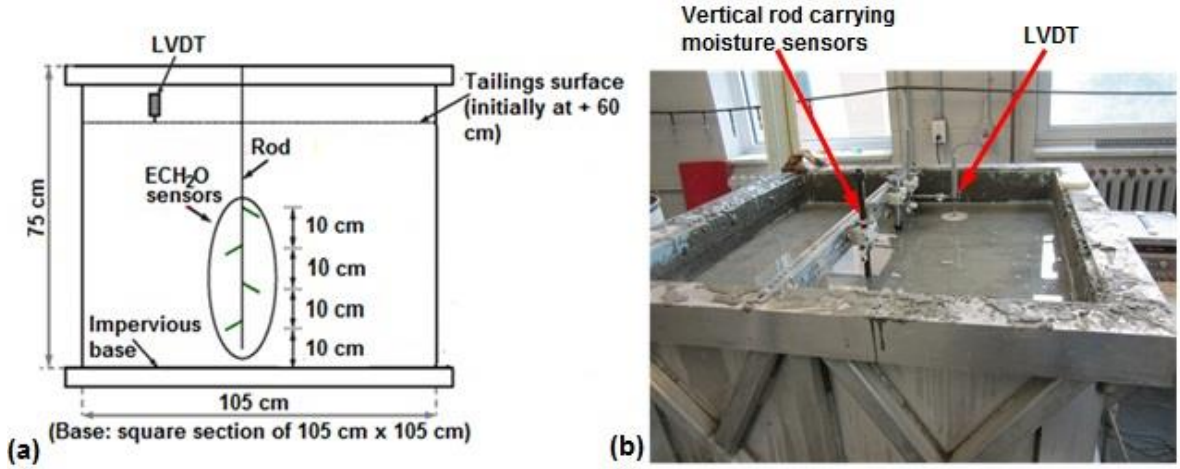

Figure K.1 (a) Illustration schématique (vue 2D) de l'équipement d'essai de consolidation sous le poids propre (b) Photographie des résidus dans la boîte, avec les équipements de mesure.

Tableau K.1 Spécifications des capteurs d'humidité ECH_2O, type *EC-5* (Decagon Devices, 2015)

Description	Spécification(s)
Pécision	± 0.03 m^3/m^3 ou ± 3% (avec une calibration spécifique : ± 2%)
Environnement	0 à 50°C (ou températures plus hautes sous certaines conditions)
Plage de mesure	Sol sec ($\theta = 0$) à matériau saturé (générallement $\theta = 0.4$ à 0.6)
Dimensions	8.9 cm × 1.8 cm × 0.7 cm

Chaque échantillon de sol saturé est préparé à la même teneur en eau gravimétrique initiale w_0 (c'est-à-dire la même teneur en eau volumique initiale θ_0, l'indice des vides e_0, la densité sèche ρ_{d-0}, le poids unitaire γ_0). Une valeur représentative a été choisie pour amorcer le test de consolidation d'une boue (résidus mous) homogène (afin d'éviter la ségrégation des particules lors du tassement).

L'échantillon est placé dans le récipient cylindrique servant à la calibration, de hauteur initiale H_0 ; le volume initial est $V_0 = H_0 * A$, où A est l'aire interne du contenant en plastique rigide. Ce contenant mesure 15 cm de hauteur et a un diamètre de 7.5 cm.

La calibration a lieu sur une période d'environ 72 heures, avec plusieurs mesures lors de la consolidation des résidus. Chaque capteur d'humidité est calibré en utilisant un certain nombre de mesures pour établir une corrélation fiable entre la constante diélectrique mesurée et la teneur en eau volumique. Comme la consolidation se produit généralement plus rapidement au début, le temps entre les mesures successives est plus court au début. La première mesure correspond à l'état initial des résidus ; les deuxième, troisième, quatrième et cinquième mesures ont été effectuées respectivement après 2 heures, 4 heures, 8 heures et 14 heures après le début du test. Les trois autres mesures (étapes) ont été effectuées pendant la période restante.

Les capteurs d'humidité sont insérés séparément l'un après l'autre en position verticale à l'intérieur du récipient rempli de résidus (échantillon). Les précautions recommandées par Decagon (Cobos et Chambers, 2010) sont appliquées. Les mesures des capteurs sont enregistrées à chaque étape de calibration avec l'enregistreur *Em*50. Le logiciel utilitaire ECH_2O a été utilisé avec la configuration de l'enregistreur de données de base, configuration permettant un téléchargement direct des données au format MS Excel.

À l'étape *i* de calibration, l'eau surnageante apparaissant au-dessus de l'échantillon en consolidation dans le récipient est retirée avec soin et la quantité est mesurée (on note que cela n'a aucun effet sur les contraintes effectives). La mesure totale S_t (cm) de l'échantillon à l'étape *i* est mesurée à différents endroits en surface à l'aide d'un vernier coulissant (précision de 0.025 mm) ; une valeur moyenne S_{t_i} (cm) est ainsi déterminée. Ceci donne la hauteur courante H_{t_i} (cm) = H_0 - S_{t_i} et le volume de l'échantillon, V_{t_i} (cm^3) = $A*H_{t_i}$ (avec la surface A en cm^2). La masse humide de l'échantillon M_{h_i} (g) est également mesurée à chaque étape *i* à l'aide d'une balance (précision de 0.1 g). Les capteurs d'humidité sont alors insérés dans l'échantillon mou pour des mesures directes.

Lorsque cette procédure est terminée, l'échantillon est séché au four pour obtenir la masse de solides M_S (et volume V_S) et l'indice des vides correspondant e_i (-) = (V_{t_i}/V_S) – 1, la teneur en eau w_i (-) = M_{w_i}/M_S et la teneur en eau volumique θ_i (-) = w_i *(1 – n_i)*G_S, pour chaque étape *i* (n_i = e_i/1+e_i est la porosité à l'étape *i*). On peut également obtenir d'autres paramètres à partir de ces mêmes mesures, y compris le poids unitaire γ_i (kN/m^3) = [(1 + w_i) / (1 + e_i)]*G_S*γ_w, la densité sèche

ρ_{d_i} (kg/m^3) = M_S/V_{t_i} et le degré de saturation S_{r_i} (-) = [(Mh_i – M_S) / ρ_w] / (V_{t_i} – V_S) (qui devrait rester à 1 ou 100%).

Les résultats de cette calibration sont utilisés pour définir les équations de corrélation pour chaque capteur, sur la base de la constante diélectrique mesurée et de θ_{ECH2O} connexe obtenu à partir des sondes, qui est lié aux valeurs mesurées pour l'échantillon (c'est-à-dire les masses et les volumes, voir ci-dessus), i.e. $\theta_{\text{échantillon}}$ (-), $e_{\text{échantillon}}$ (-), $w_{\text{échantillon}}$ (%), $\gamma_{\text{échantillon}}$ (kN/m^3), $\rho_{\text{d_échantillon}}$ (kg/m^3) et $S_{\text{r_échantillon}}$ (-).

Tests de consolidation

Comme indiqué ci-dessus, chaque capteur d'humidité calibré est fixé à l'élévation (hauteur) souhaitée dans la boîte pour le test. Les résidus sont préparés à une teneur en eau initiale w_0 de 43.0 ± 0.5% (ou e_0 de 1.18 ± 0.02, également utilisée pour la calibration) et homogénéisées avant placement dans la boîte. La boue de résidus est lentement déchargée dans la boîte avec des pompes jusqu'à une épaisseur H_0 = 60 cm. Des capteurs d'humidité, déjà placés le long de la tige verticale, sont connectés à l'enregistreur *Em*50 pour enregistrer les mesures à des intervalles de 60 secondes durant tout le test de consolidation.

Résultats des tests

Quelques données représentatives sont présentées ci-dessous pour illustrer la procédure, sur la base de mesures effectuées à des hauteurs de 10 cm, 30 cm et 40 cm (élévation au-dessus de la base de la boîte).

La figure K.2 montre l'évolution de la teneur en eau volumique θ, de la teneur en eau gravimétrique *w*, de la densité sèche ρ_d et de l'indice des vides *e* durant l'un des essais. Les valeurs initiales et finales (moyennes) de ces paramètres aux élévations choisies sont résumées au tableau K.2. Au début de l'essai, les résidus homogènes présentent les mêmes valeurs de paramètres (constantes) le long du profil vertical. Les valeurs mesurées commencent à changer après environ 20 minutes après le début du test, en particulier près de la base de la boîte, conduisant à un profil vertical non

uniforme. Les résultats montrent également qu'un profil stable (équilibre) est atteint après environ 13 heures après le début du test.

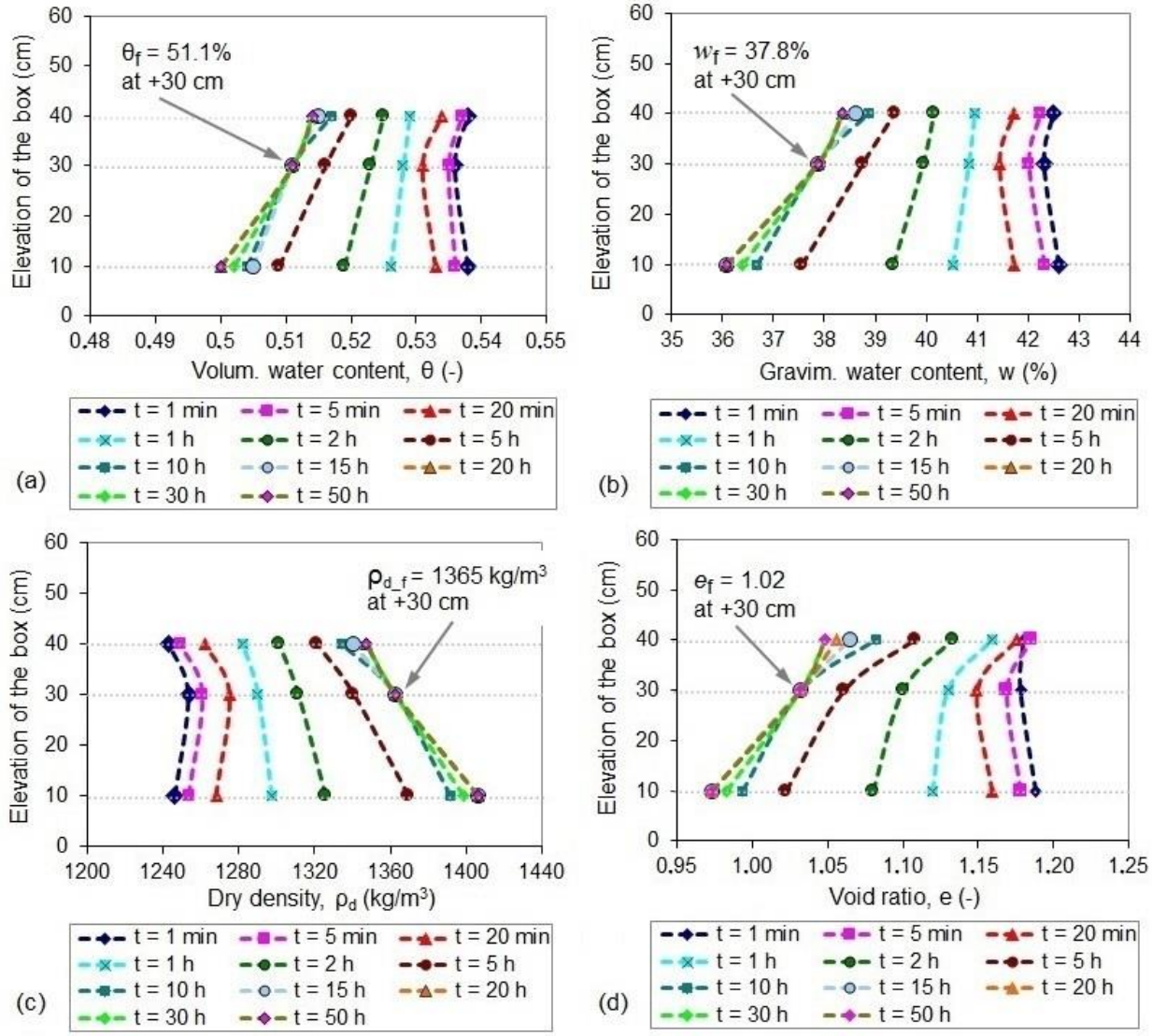

Figure K.2 Résultats des essais sur la base de mesures effectuées à différentes élévations au cours du test de consolidation sous le poids propre a) teneur en eau volumique θ b) teneur en eau gravimétrique *w* c) indice des vides *e* d) densité sèche ρ_d pour des périodes sélectionnées.

Tableau K.2 Résultats des essais de consolidation sous poids propre sur les résidus

Type de mesures	Symbole (unit)	Valeur initiale (moyenne) le long du profil vertical	Valeur finale à l'élévation de		
			10 cm	30 cm	40 cm
Teneur en eau volumique	θ (-)	0.54	0.50	0.51	0.52
Teneur en eau gravimétrique	*w* (%)	42.9	36.1	37.8	38.5
Densité sèche	ρ_d (kg/m^3)	1245	1405	1365	1347
Poids unitaire	γ (kN/m^3)	17.50	18.70	18.37	18.30
Indice des vides	*e* (-)	1.19	0.97	1.02	1.05

Les résultats de la figure K.2 et du tableau K.2 démontrent que la consolidation des résidus sous le poids propre entraîne des changements significatifs dans la teneur en eau, la densité et l'indice des vides. Pour ces tests, la variation relative est de 12% pour *w* et de 14% pour *e* (voir tableau K.2).

Évolution des pressions interstitielles et des tassements

Formulations de base

Les données recueillies lors des essais de consolidation sous le poids propre à l'aide des capteurs ou sondes d'humidité ECH_2O peuvent être utilisées pour évaluer le degré de consolidation U_i (-), qui peut être calculé en utilisant l'équation suivante (par exemple Terzaghi et al., 1996) :

$$U_i = (e_0 - e_i) / (e_0 - e_f) = (u_{e_0} - u_{e_i}) / u_{e_0} \qquad \text{(K.1)}$$

Où e_0 [-] est l'indice des vides initial, e_i [-] est l'indice des vides actuel au temps t_i, e_f [-] est l'indice des vides final, u_{e_0} [kPa] est la surpression interstitielle initiale et u_{e_i} [kPa] est la surpression interstitielle actuelle au temps t_i.

On peut donc exprimer la surpression interstitielle (EPWP) u_{e_i} au temps t_i et à l'élévation *Y* [m] (ou à la profondeur *z* [m] = H_0 - *Y*) à partir de l'équation suivante (provenant de l'équation K.1) :

$$u_{e_i} = u_{e_0} \frac{e_i - e_f}{e_0 - e_f} = u_{e_0} \frac{e_i - e_f}{\Delta e} \qquad \text{(K.2)}$$

La surpression interstitielle initiale u_{e_0} à l'élévation Y [m] est donnée par :

$$u_{e_0} = \left[(\gamma_0 - \gamma_w)(H_0 - Y)\right] \qquad \text{(K.3)}$$

Avec le poids unitaire total initial γ_0 [kN/m^3)] = [(1 + w_0) / (1 + e_0)]*G_S*γ_w ; le poids unitaire de l'eau γ_w = 9.81 kN/m^3. Comme indiqué précédemment, H_0 [m] représente l'épaisseur initiale de la couche de résidus, l'élévation Y [m] (ou la profondeur z [m] = H_0 - Y à partir de la surface des résidus) représente la position du capteur d'humidité ECH_2O au sein des résidus (où les mesures sont effectuées).

L'équation (K.2) peut alors être réécrite comme suit :

$$u_{e_i} = \left[(\gamma_0 - \gamma_w)(H_0 - Y)\right] \frac{e_i - e_f}{e_0 - e_f} \qquad \text{(K.4)}$$

La pression interstitielle totale $u_i = u_{t_i}$ (au temps t_i et à l'élévation Y) est la somme de la surpression interstitielle u_{e_i} et de la pression hydrostatique u_w :

$$u_i = u_{t_i} = u_{e_i} + u_w = u_{e_i} + \gamma_w (H_0 - Y) \qquad \text{(K.5)}$$

La contrainte verticale effective σ'_i [kPa] au temps t_i (et à l'élévation Y) est donnée par la différence entre la surpression interstitielle initiale, u_{e_0}, et la surpression interstitielle courante u_{e_i} :

$$\sigma'_i = u_{e_0} - u_{e_i} \qquad \text{(K.6)}$$

Le tassement S_{t_i} [m] au temps t_i et à l'élévation Y [m] est obtenu à partir de l'équation suivante :

$$S_{t_i} = \frac{\Delta e}{1+e_0} Y = \frac{e_0 - e_i}{1+e_0} Y \qquad \text{(K.7)}$$

Résultats

Les résultats de la figure K.3 (a et b) montrent les profils verticaux théoriques et expérimentaux des pressions interstitielles u et des contraintes effectives σ' à des moments sélectionnés. Cette figure indique que les pressions et contraintes obtenues à partir des sorties (ou lectures) des capteurs ou sondes ECH_2O correspondent bien aux profils théoriques pour les conditions initiales et finales. Les pressions interstitielles calculées au début du test (à t ≈ 1 minute) sont très proches des pressions théoriques données par la contrainte verticale totale ($u_0 = \sigma = \gamma_h \times z$), lorsque les contraintes effectives initiales sont nulles. Les résultats de la figure K.3 (a et b) indiquent également qu'un équilibre hydrostatique est atteint après environ 13 heures ; la pression finale de l'eau interstitielle est alors égale à la pression hydrostatique. Ces profils convergent vers une valeur nulle ($u = 0$) à la surface des résidus.

La figure K.4 (a et b) montre l'évolution des déplacements verticaux (ou des tassements) S_t (en cm) et des pressions interstitielles u (en kPa) avec le temps, sur la base des données enregistrées à des intervalles de 1 minute. La figure K.4.a indique que les tassements locaux finaux à des hauteurs (élévations) de 10 cm, 30 cm et 40 cm sont respectivement de 1.1 cm, 2.4 cm et 3.2 cm. Comme anticipé, ces valeurs sont inférieures au tassement total (S_t = 5.2 cm) mesuré à la surface des résidus à l'aide du LVDT. Les résultats de la figure K.4 (a et b) confirment également qu'un équilibre hydrostatique (c.-à-d la fin du tassement de consolidation primaire) est atteint après environ 13 heures après le début du test.

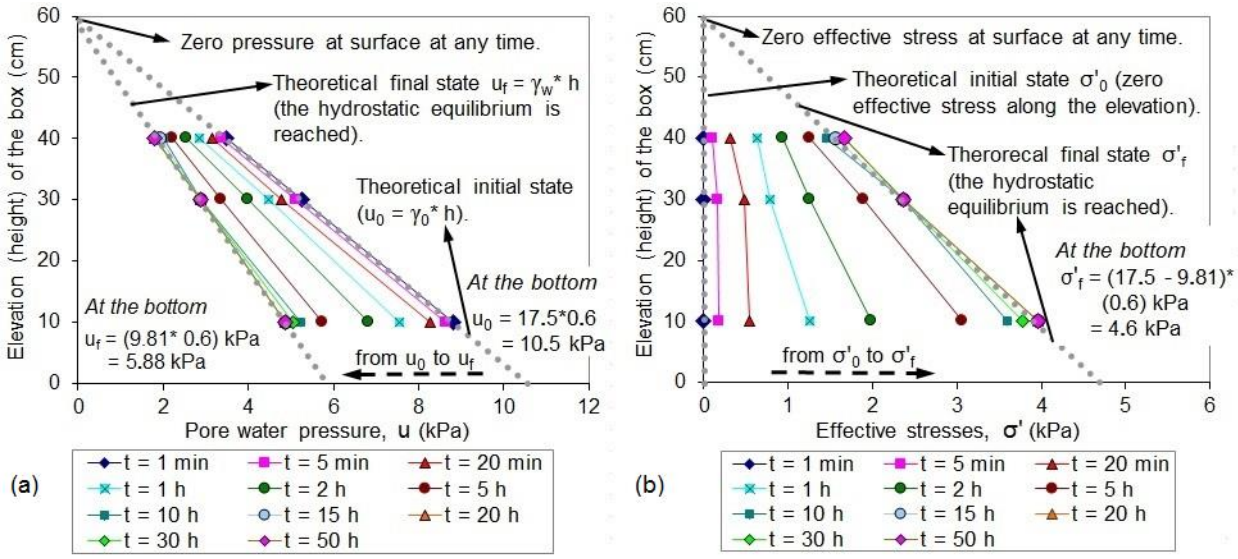

Figure K.3 (a) pressions d'eau interstitielle *u* et (b) contraintes effectives σ', le long du profil vertical, pour des périodes de temps choisies. Les indices 0 et f expriment les états initial et final.

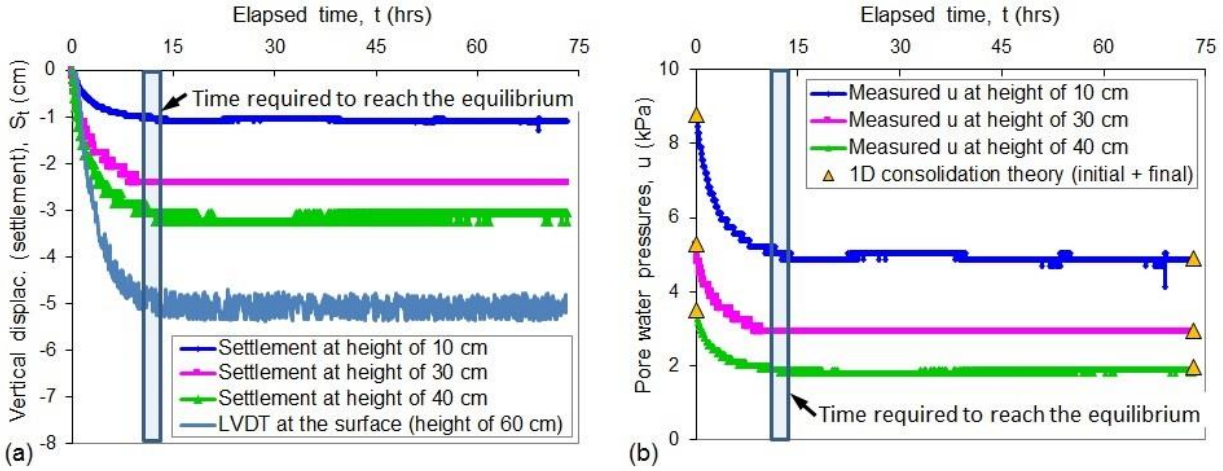

Figure K.4 Évolution avec le temps (a) du déplacement vertical (b) des pressions interstitielles.

Paramètres de consolidation

Différents paramètres de consolidation peuvent également être évalués à partir des sorties (lectures) des capteurs ou sondes d'humidité ECH_2O, comme indiqué ci-dessous.

Le coefficient de consolidation c_v peut être estimé en utilisant des valeurs expérimentales et théoriques du degré de consolidation U (-). Les profils théoriques de U sont obtenus à partir de la théorie de la consolidation 1D (Terzaghi et al., 1996) qui donne la valeur du degré de consolidation à la profondeur z et au temps t, basé sur le facteur temps T [-] = c_v*t/H_{dr}^2 et la profondeur relative Z [-] = z/H_{dr} (z et H_{dr} étant respectivement la profondeur à partir de la surface et la longueur du chemin de drainage). Les profils expérimentaux de U sont déterminés à partir des sorties (lectures) des capteurs (sondes) d'humidité ECH_2O (à l'aide de l'équation K.1) à des hauteurs ou élévations de 10 cm, 30 cm et 40 cm (ou à des profondeurs z de 50 cm, 30 cm et 20 cm de la surface) qui correspondent aux profondeurs relatives $Z = z/H_{dr}$ de 0.83, 0.5 et 0.33 respectivement, comme le montre la figure K.5. Les valeurs de c_v sont sélectionnées itérativement dans la plage représentant le comportement des résidus pour une distribution de taille de grain similaire (par exemple, Bussière, 2007) ; la valeur finale de c_v est obtenue en ajustant les différents profils théoriques (calculés) U *versus* z/H_{dr} aux données expérimentales, comme illustré à la figure K.5.

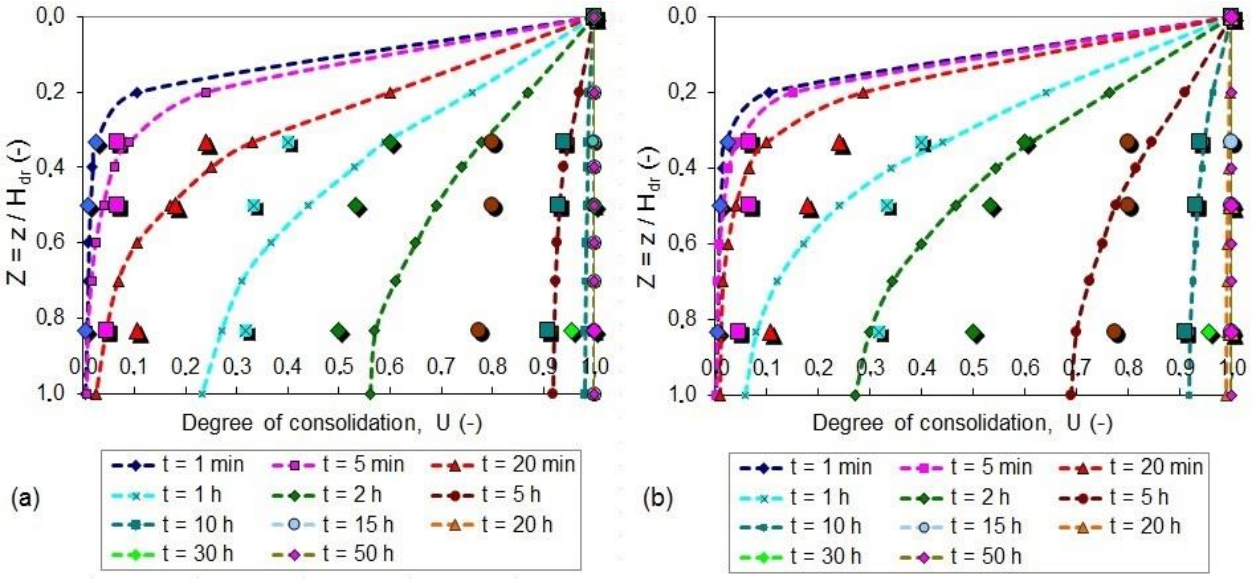

Figure K.5 Ajustement des profils (théoriques) calculés du degré de consolidation U aux données expérimentales. Les résultats expérimentaux sont présentés par des points ; les profils théoriques sont présentés en pointillés pour des valeurs c_v de (a) 0.20 cm^2/s (b) 0.10 cm^2/s.

Les résultats présentés dans la figure K.5 indiquent que les profils verticaux initiaux correspondent à $c_v \approx 0.20$ cm^2/s (côté gauche) ; près de la fin de l'essai, les courbes théoriques correspondent à c_v

≈ 0.10 cm^2/s (côté droit). Cette variation (réduction) de la valeur c_v lors de la consolidation reflète principalement la rigidité croissante des résidus.

Le coefficient de consolidation c_v a également été évalué expérimentalement en utilisant l'évolution du déplacement vertical (ou tassement) S_t en fonction du temps t (représenté sur la figure K.4.a), sur la base de l'interprétation bien connue proposée par Casagrande (log t) Taylor ($\sqrt{t}$) (par exemple McCarthy, 2007). Les valeurs calculées de c_v à des hauteurs (élévations) de 10 cm, 30 cm et 40 cm sont présentées au tableau K.3; ces valeurs se situent dans la plage de 0.09 $cm^2/s \leq c_v \leq$ 0.16 cm^2/s et sont donc très proches de celles évaluées à partir de la figure K.5 (entre 0.10 et 0.20 cm^2/s).

Les valeurs de c_v obtenues à partir de ces différentes méthodes (tableau K.3) sont également assez proches de celles déterminées à partir des essais de compression dans les colonnes instrumentées réalisées sur les mêmes résidus par Essayad (2015) ; ces essais ont donné des valeurs c_v comprises entre 0.26 - 0.38 cm^2/s pour des contraintes verticales relativement faibles (≤ 25 kPa).

Tableau K.3 Coefficient de consolidation c_v déterminé à partir de différentes méthodes et types de tests

Hauteur à partir de la base (cm)	Coefficient de consolidation, c_v (cm^2/s)			
	Méthode de Casagrande	Méthode de Taylor	Comparaison avec la méthode des profils de *U* (Figure 5)	Essayad (2015)
10	0.09	0.16	0.10 to 0.20[(a)]	0.26 to 0.38[(b)]
30	0.12	0.10		
40	0.13	0.13		

[(a)] Valeurs obtenues lors des essais de consolidation sous le poids propre, pour des contraintes effectives verticales moyennes d'environ 2.3 kPa.

[(b)] Valeurs obtenues lors des essais de compression en colonnes, avec de faibles charges verticales appliquées (≤ 25 kPa).

La conductivité hydraulique peut également être estimée à partir de ces tests, sur la base de la loi de Darcy :

$$k_i = \left(Q_i * \Delta L\right) / \left(A * \Delta H_i\right) \quad \text{[L/T]} \qquad \text{(K.8)}$$

Où Q_i est le flux d'eau expulsée [L^3/T] au temps t_i; $\Delta H_i/L$ est le gradient hydraulique [-]; ΔH_i est la différence de charge hydraulique entre deux points de mesure [L] au temps t_i; ΔL est la distance entre ces mêmes points de mesure [L]; A est l'aire à travers laquelle l'eau est expulsée [L^2]. Cette équation donne aussi la décharge spécifique $q = Q_i/A$, [L/T].

Pour la conductivité hydraulique verticale k_{v_i}, le débit Q_{v_i} peut être estimé à partir du volume V_i d'eau drainée (expulsée) verticalement au temps t_i, sur la base des tassements.

La valeur de la conductivité hydraulique verticale k_v obtenue avec cette approche varie d'environ 2.5×10^{-6} m/s au début de l'essai (e ≈ 1.18) à environ 2.3×10^{-7} m/s à l'approche de l'équilibre hydrostatique (avec e ≈ 1.0). Cette valeur initiale de k_v est assez proche des valeurs de k_v obtenues à partir des essais de compression en colonnes instrumentées (Essayad, 2015), qui ont conduit à $k \approx 1\times10^{-6}$ m/s (pour $\sigma' \leq 25$ kPa). Il est également intéressant de noter que la valeur k_v prédite par l'équation de KCM (Mbonimpa et al., 2002) est également proche de 10^{-6} m/s pour un indice des vides de e = 1.0. Comme indiqué précédemment, des essais triaxiaux sur les mêmes résidus ont donné $k_v = 2.5\times10^{-7}$ m/s pour un indice des vides de $e = 0.76$.

Le tableau K.4 résume certaines des caractéristiques des résidus obtenus lors des essais de consolidation sous le poids propre. Celles-ci peuvent être utilisées pour évaluer d'autres paramètres de consolidation, sur la base des relations couramment utilisées présentées au Tableau K.5. Les valeurs des paramètres obtenus à partir de ces équations sont résumées au tableau K.6. Ces valeurs sont proches de celles obtenues par Essayad (2015) à partir de tests de compression en colonne sous de faibles contraintes sur les mêmes résidus.

Tableau K.4 Résumé des propriétés des résidus lors des essais de consolidation sous le poids propre

Propriété	Symbole (unité)	Valeur
Indice des vides initial	e_0 (-)	1.19
Coefficient de consolidation (moyen)	c_{v_avg} (cm^2/s)	0.15
Conductivité hydraulique verticale initiale	k_{v_avg} (cm/s)	2.5 E-06
Variation (moyenne) de l'indice des vides	$\Delta e_{avg} = e_0 - e_f$ (-)	0.17
Contrainte effective verticale additionnelle (induite)	$\Delta\sigma'_{v_avg}$ (kPa)	2.3

Tableau K.5 Expressions utilisées pour déterminer les paramètres de consolidation

Paramètre	Symbole (unité)	Equation(s)
Coefficient de compressibilité	a_{v_avg} (1/kPa)	$a_{v_avg} = \dfrac{k_{avg}\,(1+e)}{c_{v_avg}\,\gamma_w}$ ou $a_{v_avg} = \dfrac{\Delta e}{\Delta\sigma'_{avg}}$
Coefficient de compressibilité volumique	m_{v_avg} (1/kPa)	$m_{v_avg} = \dfrac{a_{v_avg}}{1+e_0}$
Module oedométrique (contraint)	E_{oed} ou M (kPa)	$E_{oed_avg} = M = \dfrac{1}{m_{v_avg}}$
Module de Young (déformation)	E_{def} ou E (kPa)	$E_{def} = E_{oed} \times \left(1 - \dfrac{2\nu^2}{1-\nu}\right)$
Indice de compression	C_C (-)	$C_C = \dfrac{\Delta e}{log\left(\dfrac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)} = \left(m_{v_avg}\right)\left(1+e_0\right)\dfrac{\Delta\sigma'}{log\left(\dfrac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)}$

Dans ces équations, on suppose que le coefficient de Poisson ν des résidus lâches est de 0.33 et que la contrainte effective initiale σ'_0 est supposée égale à 0.01 kPa.

Tableau K.6 Valeurs des paramètres de consolidation obtenus à partir des essais sur les résidus

Paramètre (unité)	$a_{v\ (avg)}$ (1/kPa)	$m_{v\ (avg)}$ (1/kPa)	E_{oed} (kPa)	E_{def} (kPa)	C_C (-)
Valeur	0.030 – 0.69	0.014 – 0.032	31.3 - 73.5	21.1 - 49.6	0.03 - 0.07

Ces résultats tendent à indiquer que la procédure d'essai et d'instrumentation développée pour évaluer la consolidation sous le poids propre avec les capteurs ou sondes d'humidité conduit à des résultats réalistes. Cette approche est cependant quelque peu plus simple que d'autres approches expérimentales applicables à la boue de résidus très lâches.

ANNEXE L : CALCUL DE LA SURFACE SPÉCIFIQUE DES RÉSIDUS DE LA MINE CANADIAN MALARTIC À L'AIDE DE L'APPROCHE DE CHAPUIS ET LEGARÉ (1992)

La surface spécifique S_S ou S_m d'un sol granulaire peut être déterminée à partir de sa courbe granulométrique. L'approche est proposée par Chapuis et Légaré (1992) et utilise des considérations géométriques pour estimer la surface spécifique des sols pulvérulents, non plastiques.

L'équation proposée est la suivante :

$$S_m = \frac{6}{\rho_s} \sum \left(\frac{P_{NoD} - P_{Nod}}{d} \right) = \frac{6}{\rho_S .d} \sum \left(P_{NàD} - P_{Nod} \right) = \sum \frac{6}{\rho_S .d} X \quad \left[m^2 / kg \right] \qquad \text{(L.1)}$$

où X = P_{NoD} - P_{Nod} est le pourcentage en poids plus petit que la taille D et plus grand que la taille suivante d.

Il est également défini dans cette méthode une taille équivalente $d_{éq}$ pour les particules plus petites que la taille des particules mesurables minimum donnée D_{min}. Elle est définie par :

$$d_{éq}^2 = \frac{D_{\min}^2}{3} \qquad \text{(L.2)}$$

Tableau L.1 Calcul de la surface spécifique S_s (ou S_m) des résidus du Baril 1 à l'aide de la méthode de Chapuis et Legaré (1992)

	Taille (mm)	*Passant cumulé (%)*	*Différence X* ($P_{N°D}$ - $P_{N°d}$)	$S = 6 / d\rho_s$ (m^2/kg)	*XS* (m^2/kg)
	5.000	100			
	2.500	100	0	0.87	0
	1.250	100	0	1.75	0
	0.630	100	0	3.46	0
	0.315	100	0	6.93	0
	0.160	100	0	13.64	0
	0.080	94	0.058	27.27	1.58
	0.057	68.4	0.258	38.34	9.90
	0.042	59.8	0.085	52.57	4.49
	0.030	53.4	0.064	72.73	4.66
	0.022	43.8	0.096	99.70	9.59
	0.016	35.3	0.085	137.36	11.74
	0.012	26.7	0.085	183.47	15.68
	0.009	20.3	0.064	254.87	16.34
	0.006	12.8	0.075	353.27	26.42
	0.004	9.6	0.032	495.44	15.88
	0.003	7.5	0.021	696.82	14.89
	0.002	5.3	0.021	980.10	20.94
	0.001	4.3	0.011	1693.02	18.09
$d_{éq}$	0.00074	0.0	0.043	2932.39	125.32
					295.52

ANNEXE M : RÉSULTATS DES MESURES DE LA DENSITÉ RELATIVE DES GRAINS DES RÉSIDUS DE LA MINE CANADIAN MALARTIC

BARIL 1

Pycnomètre n°	21	17	11
D_r (20°C)	2.716	2.692	2.706

Max D_r	Min D_r	Différence
2.716	2.692	0.025

BARIL 2

Pycnomètre n°	21	17	11
D_r (20°C)	2.736	2.736	2.808

Max D_r	Min D_r	Différence
2.808	2.736	0.073

BARIL 3

Pycnomètre n°	17	11	3
D_r (20°C)	2.768	2.745	2.733

Max D_r	Min D_r	Différence
2.768	2.733	0.035

BARIL 4

Pycnomètre n°	17	11	3
D_r (20°C)	2.757	2.752	2.747

Max D_r	Min D_r	Différence
2.757	2.747	0.010

MÉLANGE DES BARILS

Pycnomètre n°	11	14	21
D_r (20°C)	2.774	2.769	2.752

Max D_r	Min D_r	Différence
2.774	2.752	0.023

Moyenne Max D_r	Moyenne Min D_r	Valeur moy de D_r
2.764	2.732	2.748

ANNEXE N : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉTENTION D'EAU EN CELLULE DE PRESSION SUR LES RÉSIDUS DE LA MINE CANADIAN MALARTIC

Tableau N.1 Résultats des essais de rétention d'eau en cellule de pression sur les résidus de la mine Canadian Malartic (CM)

ψ (kPa)	*w* (%)	*e* (-)	θ (-)	S_r (%)
0.01	40.05	1.11	0.5223	100
12	29.34	0.84	0.4497	99.26
19	29.28	0.82	0.4412	99.5
30	28.22	0.79	0.4396	98.17
40	27.46	0.78	0.4211	97.48
55	26.67	0.78	0.4227	95.84
72	26.79	0.8	0.4177	95.26
84	24.35	0.78	0.3766	86.07
100	23.76	0.77	0.3723	84.29
140	21.15	0.76	0.3297	76.13
162	21.46	0.79	0.3599	79.71
210	19.46	0.78	0.3002	68.39
300	11.85	0.77	0.1645	42.55
550	9.23	0.79	0.1414	31.94
1000	4.7	0.77	0.0732	16.87
1800	4.0	0.76	0.0626	15.82
2700	3.24	0.78	0.05	11.4
3450	2.37	0.76	0.037	8.54

ANNEXE O : ESTIMATION DE LA POROSITÉ DES ROCHES STÉRILES DE LA MINE CANADIAN MALARTIC

.

Tableau O.1 Calculs de la porosité des roches stériles de la mine Canadian Malartic (CM)

Identification Contenant	*1*	*2*	*3*	*63*	*237,1*	*CR7*
Masse contenant (g)	74.4	608.2	818.4	315.4	237.2	669.8
Volume contenant, V_t (g = cm^3)	690	4075	5677	1853.4	3524	6415.3
Masse contenant + sol sec (g)	1143,8	7718	10134,1	3545,3	7563,7	12640,8
Masse sol sec, M_S (g)	1069,4	7109,8	9315,7	3229,9	7326,5	11971
Volume sol sec, VS (g = cm^3)	396,1	2633,3	3450,3	1196,3	2713,5	4433,7
Masse contenant + sol saturé (g)	1436,5	9298,6	12438,2	4201,1	8429,4	14585,6
Masse d'eau (g) = volume d'eau, V_w (cm^3) (nécessaire pour la saturation) = volume des vides, V_V (g)	292.7	1580.6	2304.1	655.8	865.7	1944.8
Identification tare - pour séchage au four	63	CR44	R3	C6	CR2	R6
Masse tage (g) (pour séchage au four)	315.4	866.3	1242	716.6	867.3	1287.6
Porosité, n (V_V / V_t)	0.424	0.388	0.406	0.354	0.246	0.303
Indice des vides, e [V_V/V_S = (V_t - V_S)/V_S]	0.739	0.600	0.668	0.548	0.319	0.439
Poids unitaire sec, γ_d (kN/m^3)	15.534	16.514	16.028	17.432	20.350	18.799
Masse de l'eau, M_w (g)	292.7	1580.6	2304.1	655.8	865.7	1944.8
Volume de l'eau, V_w (cm^3)	292.7	1580.6	2304.1	655.8	865.7	1944.8
Degré de saturation, S_r (%)	99.58	109.63	103.47	99.80	106.81	98.14

Porosité moyenne	0.39
Indice des vides moyen	0.64

ANNEXE P : CALCUL L'INDICE DES VIDES MOYEN LORS DE L'ESSAI RS-2D-1 SANS INCLUSION EN BOÎTE À PAROIS RIGIDES

a. Calcul de e_{1_moyen} (ou e_{t_1} au pas de temps t) évalué à partir de l'expression de l'indice des vides

Pour cet essai (RS-2D-1), on connait :

$e_0 = 1.20$

$H_0 = 0.60$ m

$w_0 = 43.5$ %

$A = 1.05$ m * 1.05 m = 1.1025 m^2 (aire transversale occupée par les résidus)

$\gamma_{sat_0} = 17.60$ kN/m^3 (relié à w_0)

$V_0 = A*H_0 = 0.6615$ m^3

$M_{h_0} = \rho_{sat_0} * V_0 = (\gamma_{sat_0}/g) * V_0$ =1186.79 kg

$M_S = M_{h_0} / (1 + w_0) = 827.03$ kg

$V_S = M_S/\rho_S = M_S / (D_r*\rho_w) = 0.30$ m^3

$M_{w_0} = M_{h_0} - M_S = 359.76$ kg

$V_{w_0} = M_{w_0} / \rho_w = 0.36$ m3

À chaque pas de temps t, on détermine :

(a) Le volume d'eau expulsée :

$\Delta V_{w\text{-}t}$ (m^3) = $A * S_t$

(b) La masse d'eau expulsée :

$\Delta M_{w\text{-}t}$ (Kg) = $\Delta V_{w\text{-}t} * \rho_w$

(c) La masse humide des résidus au pas de temps t :

$M_{h\text{-}t} = M_{h_0} - \Delta M_{w\text{-}t}$

(d) La teneur en eau des résidus :

w_t (%) = $(M_{h\text{-}t} - M_S) / M_S * 100$

(e) Le volume total des résidus :

$V_{t\text{-}t} = V_0 - \Delta V_{w\text{-}t}$

(f) L'indice des vides

$e_{t_1} = (V_{t\text{-}t} - V_S) / V_S$

b. Calcul de e_{2_moyen} (ou e_{t_2} au temps t) évalué à partir de l'expression générale du tassement (Terzaghi et al.,1996*)*

$$S_t = \left[\Delta e / \left(1 + e_0\right)\right] H_0 = \left[\left(e_0 - e_{t_2}\right) / \left(1 + e_0\right)\right] H_0$$

Cette équation permet d'écrire l'equation de l'indice des vides :

$$e_{t_2} = e_0 - S_t (1 + e_0) / H_0$$

À chaque pas de temps, le tassement S_t est mesuré par le LVDT.

À l'étape initial, $S_t = 0$; à l'étape final, S_t (mesuré) = 5.2 cm = 0.052 m

ANNEXE Q : DÉTERMINATION DU PROFIL VERTICAL THÉORIQUE DU DEGRÉ DE CONSOLIDATION. ESSAI RS-2D-1 SANS INCLUSION DE ROCHES STÉRILES

Tableau Q.1 Valeurs de U en fonction de Z (= z/H_{dr}) et de T (= $c_v.t/H_{dr}^2$) pour c_v = 0.1 cm^2/s

	U (-)								
$Z = z/H_{dr}$ / $T = c_v.t/H_{dr}^2$	0	0.2	0.333	0.4	0.5	0.6	0.7	0.833	1
0.002	1	0.104	0.020	0.016	0.010	0.008	0.007	0.005	0.002
0.008	1	0.150	0.044	0.026	0.015	0.008	0.005	0.003	0.001
0.033	1	0.286	0.098	0.065	0.040	0.025	0.016	0.012	0.010
0.101	1	0.640	0.440	0.340	0.240	0.170	0.120	0.080	0.058
0.214	1	0.764	0.610	0.544	0.465	0.400	0.344	0.300	0.272
0.568	1	0.910	0.845	0.815	0.775	0.750	0.725	0.700	0.690
1.180	1	0.963	0.947	0.942	0.934	0.930	0.925	0.920	0.918
1.775	1	0.990	0.989	0.987	0.985	0..983	0.982	0.981	0.980
2.366	1	0.996	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.991	0.990
3.542	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5.933	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Exemple de calcul :

H_{dr} = 60 cm (drainage simple vers le haut dans la boîte à parois rigides)

On considère pour ces calculs une valeur de c_v = 0.1 cm^2/s.

Si on considère une profondeur z = 24 cm (ou une élévation de 36 cm) :

$Z = z/H_{dr}$ = 0.4 (voir tableau A.5.2.1)

Au temps t = 0.083333 h (ou t = 300s s) :

$$T = c_v * t / H_{dr}^2$$
$$= (0.1\ cm^2/s \quad * 300\ s) / (60\ cm)^2$$
$$= 0.008 \text{ (voir tableau A.5.2.1)}$$

En utilisant les solutions graphiques de Terzaghi (e.g. Holtz et Kovacs, 199), pour $Z = 0.4$ et $T = 0.008$, on obtient $U = 0.026 = 2.6\%$ (voir tableau A.5.2.1).

Tableau Q.2 Valeurs de U en fonction de Z (= z/H_{dr}) et de T (= $c_v.t/H_{dr}^2$) pour $c_v = 0.2\ cm^2/s$

	U (-)								
$Z = z/H_{dr}$ / $T = c_v.t/H_{dr}^2$	0	0.2	0.333	0.4	0.5	0.6	0.7	0.833	1
0.003	1	0.105	0.025	0.018	0.013	0.010	0.009	0.007	0.003
0.017	1	0.240	0.091	0.060	0.040	0.025	0.017	0.010	0.008
0.067	1	0.600	0.330	0.250	0.170	0.105	0.068	0.045	0.025
0.202	1	0.760	0.590	0.530	0.440	0.366	0.310	0.270	0.232
0.429	1	0.870	0.780	0.740	0.690	0.650	0.610	0.570	0.560
1.135	1	0.970	0.950	0.939	0.931	0.926	0.923	0.920	0.918
2.360	1	0.989	0.987	0.986	0.985	0.983	0.982	0.981	0.980
3.550	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999
4.733	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7.083	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11.867	1	1	1	1	1	1	1	1	1

ANNEXE R : DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION PAR LA MÉTHODE DE TAYLOR ET DE CASAGRANDE. ESSAI RS-2D-1 SANS INCLUSION DE ROCHES STÉRILES

Tableau R.1 Valeurs de c_v obtenues à l'aide des méthodes de Taylor et de Casagrande (essai RS-2D-1)

Elevation from the bottom (cm)	Casagrande Method		Taylor method	
	t_{50} (min)	c_v (cm^2/s)	t_{90} (min)	c_v (cm^2/s)
+ 10	125	0.09	324	0.16
+ 30	100	0.12	529	0.10
+ 40	90	0.13	400	0.13

Exemple de Calcul :

Méthode de Casagrande

Pour t_{50} = 125 min (H_{dr} = 0.6 m),

$c_v = 0.197 * H_{dr}^2/t_{50}$

$= 0.197\ (0.6\ \text{m})^2/125\ \text{min}$

$= 0.000567\ \text{m}^2/\text{min}$

$= 0.09\ \text{cm}^2/\text{s}$

Méthode de Taylor

Pour t_{90} = 324 min (H_{dr} = 0.6 m),

$c_v = 0.848 * H_{dr}^2/t_{50}$

$= 0.848\ (0.6\ \text{m})^2/324\ \text{min}$

$= 0.000942\ \text{m}^2/\text{min}$

$= 0.16\ \text{cm}^2/\text{s}$

ANNEXE S : CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE VERTICALE SATURÉE ÉVALUÉE À L'AIDE DE LA LOI DE DARCY : EXEMPLE DE CALCUL

L'aire transversale occupée par les résidus dans la boîte à parois rigides lors de l'essai RS-2D-1 (sans inclusion) vaut A = 1.05 m * 1.05 m = 1.1025 m^2.

On considère les pressions interstitielles u obtenue à l'aide des lectures des sondes ECH_2O à deux élévations lors de l'essai RS-2D-1 sans roches stériles (H_0 = 60 cm). À t = 20 minutes, les pressions interstitielles obtenues à l'aide des lectures des sondes ECH_2O sont (données) :

- u = 8.480 kPa à une élévation de 10 cm (ou une profondeur de 50 cm)
- u = 4.784 kPa à une élévation de 30 cm (ou une profondeur de 30 cm)

Dans le cas de sondes ECH_2O, les tassements sont mesurés à des élévations différentes. Les tassements mesurés à t = 5 minutes (pas de temps précèdent) et à t = 20 minutes (pas de temps considéré) valent :

À t = 5 min

S_t à l'élévation de 10 cm = - 0.06 cm

S_t à l'élévation de 30 cm = - 0.13 cm

À t = 20 min

S_t à l'élévation de 10 cm = - 0.15 cm

S_t à l'élévation de 30 cm = - 0.32 cm

On obtient ainsi la différence de tassement entre les deux élévations ΔS_t (qui donne l'indication de la quantité d'eau expulsée) comme suit :

ΔS_t = (0.32-0.15) – (0.13-0.06)

= 0.10 cm

= 10 E-04 m

Le temps entre les deux mesures successives de tassement vaut :

Δt = 20 min – 5 min

= 15 min

= 900 s

La charge totale entre les deux points de mesures (aux élévations de 10 cm et 30 cm) vaut :

Δh en m = $[(u_1/9.81) + L_{1_2}] - (u_2/9.81)$

= [(8.480/9.81) + 0.20] – (4.784/9.81)

= 0.576 m

Au pas de temps considéré, le débit traversant verticalement l'élément de matériau vaut :

Q = A*($\Delta S_t/\Delta t$)

= 1.1025 m^2 *(10 E-04 m/900 s)

= 1.225 E-06 m^3/s

En appliquant la loi de Darcy, on détermine la conductivité hydraulique verticale saturée comme suit :

k_v = (Q*ΔL)/(A*Δh)

= (Q*L_{1_2})/(A*Δh)

= (1.225 E-06 m^3/s* 0.20 m) / (1.1025 m^2 * 0.576 m)

= 3.85 E-07 m/s

ANNEXE T : TASSEMENT DIFFÉRENTIEL LORS DES ESSAIS RI-2D-4 ET RI-AX-2 AVEC INCLUSION DE ROCHES STÉRILES

Lors des essais sur des résidus avec inclusion de roches stériles, les résidus étaient sujets à des tassements différentiels, avec un niveau plus élevé dans le voisinage des roches stériles, comme montré à la figure T.1 (*a* et *b*, essais RI-2D-4 et RI-AX-2). Les tiretés sur la figure T.1.a montrent la surface des résidus (sur la paroi) de l'interface jusqu'à l'extrémité opposée où sont situés les capteurs de pressions. À la figure T.1.*b*, ces tiretés indiquent la limite de la zone surélevée, au-delà de laquelle le tassement devient uniforme.

Ce tassement affecte une zone autour de l'inclusion comme montré par les tiretés sur la figure T.1.b. Au-delà de cette zone, le tassement est uniforme. La zone dans le voisinage de l'inclusion de roches stériles connait donc un faible déplacement vertical.

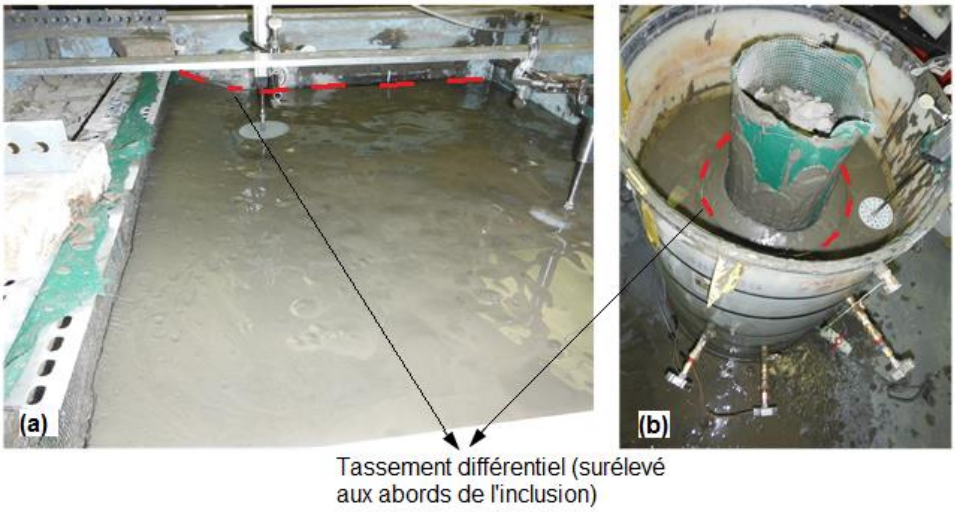

Figure T.1 Tassements différentiels lors des essais sur des résidus en présence d'une inclusion de roches stériles (a) Essai RI-2D-4 (b) Essai RI-AX-2.

ANNEXE U : RELATION ENTRE PRESSIONS INTERSTITIELLES ET ÉLÉVATION DANS LA BOÎTE. ESSAI RI-2D-4

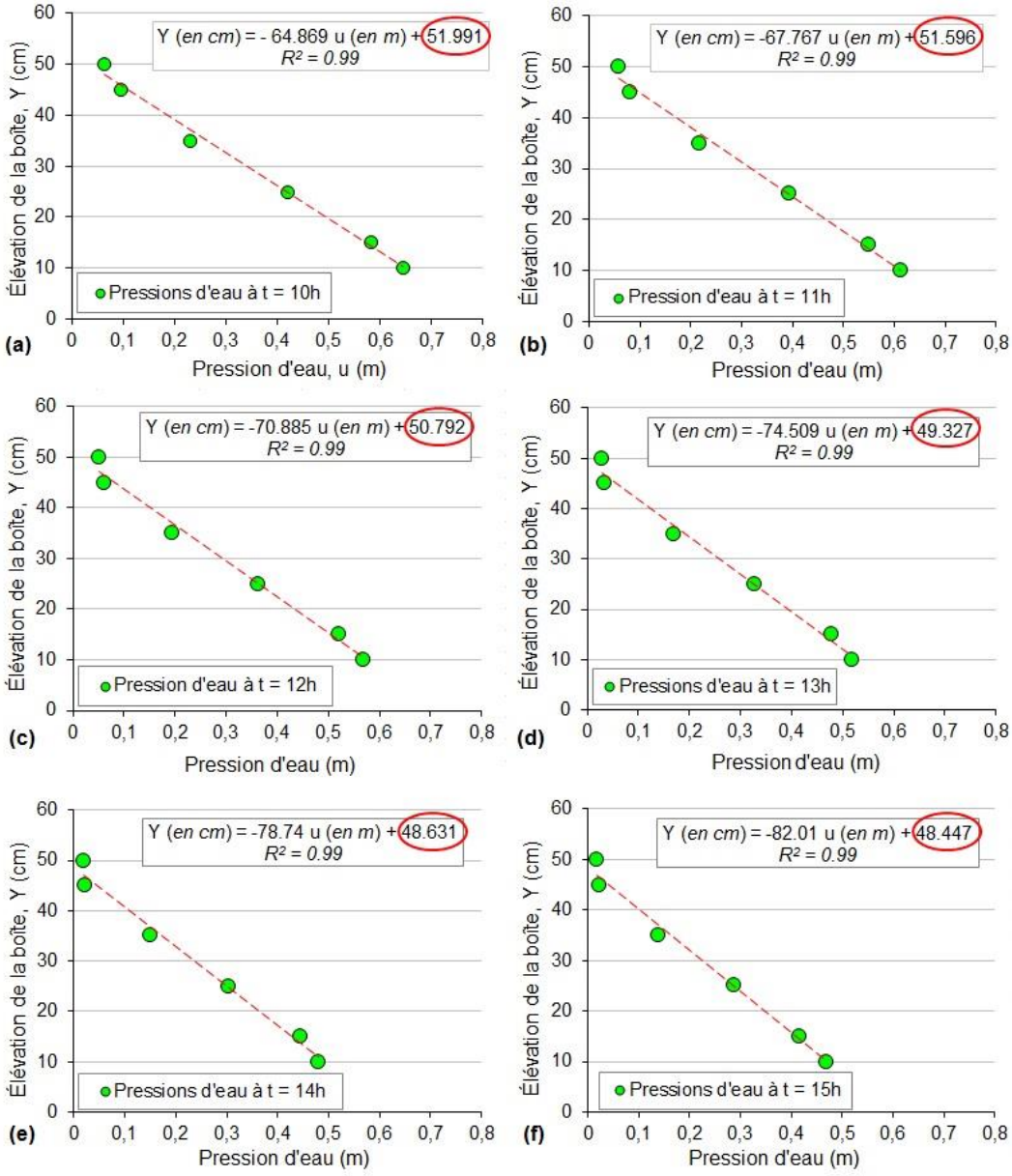

Figure U.1 Relation entre pressions interstitielles *u* et élévation dans la boîte *Y*, avec l'équation linéaire servant à la détermination du niveau de l'eau (ou *u* = 0) dans les résidus au pas de temps t = 10 h, par extrapolation de pressions interstitielles.

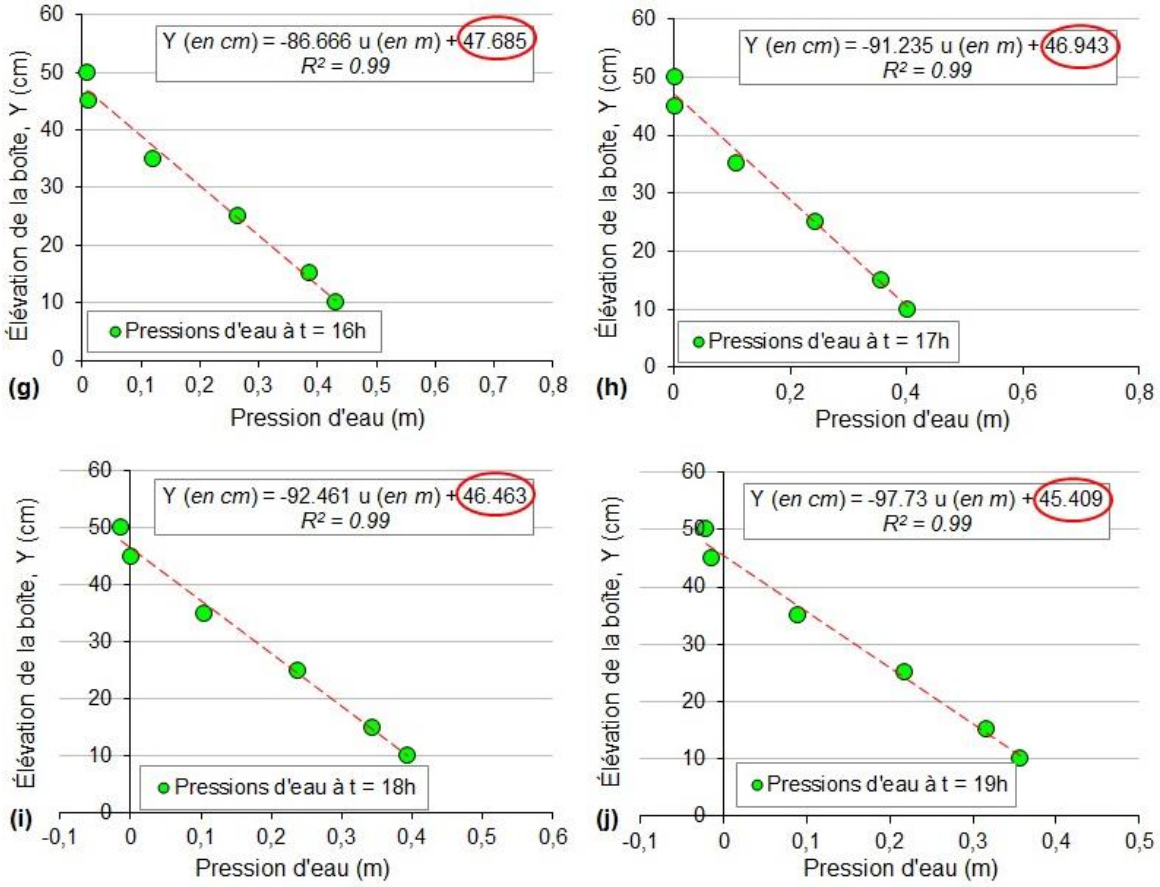

Figure U.1 Relation entre pressions interstitielles *u* et élévation dans la boîte *Y*, avec l'équation linéaire servant à la détermination du niveau de l'eau (ou *u* = 0) dans les résidus au pas de temps t = 10 h, par extrapolation de pressions interstitielles (suite).

ANNEXE V : ÉVALUATION DU DÉBIT ET DU FLUX D'EAU TRAVERSANT HORIZONTALEMENT L'INTERFACE ENTRE LES RÉSIDUS ET LES ROCHES STÉRILES. ESSAIS EN BOÎTE À PAROIS RIGIDES

Lors de cet essai (RI-2D-4), on connait :

- l'aire transversale *A* du compartiment occupé par les roches stériles = 0.25 m * 1.05 m
- la porosité des roches stériles : $n = 0.39$

Le niveau de l'eau au sein des roches stériles, colonne [F] au tableau A.6.3.1, a été mesuré à chaque pas de temps.

Connaissant l'aire transversale *A*, on peut déterminer à chaque pas de temps i le volume des stériles dans partie mouillée [colonne G_i] en cm^3 :

Volume total des stériles, partie mouillée (saturée), en m^3 :

$$[G_i] = 0.25 \text{ m} \times 1.05 \text{ m} \times [H_i \text{ en cm}] / 100)$$

Grace à la porosité des roches stériles *n*, on peut calculer le volume total d'eau dans les roches stériles = volume des vides à chaque pas de temps [H_i], en m^3, par :

$$[H_i] = [G_i] \times \text{porosité } (n = 0.39)$$

On détermine l'incrément de volume d'eau à chaque pas de temps i [I_i], en m^3, par :

$$[I_i] = [H_i] - [H_{i-1}]$$

À chaque pas de temps i, le niveau d'eau au sein des résidus [J_i] a été mesuré. Ce niveau d'eau, situé initialement à la surface des résidus, a d'abord été mesuré à chaque pas de temps à l'aide des LVDT. Ensuite ces mesures ont été complétées par extrapolation lorsque le niveau de l'eau a

commencé à descendre au sein des résidus (la procédure de mesure du niveau d'eau par extrapolation a été expliquée plus haut, voir aussi figures à l'annexe U). Ceci permet de déterminer à chaque pas de temps i la différence de niveaux d'eau $[K_i]$ en *m*, entre les résidus (au droit des capteurs de pression) et les roches stériles par :

$$[K_i] \text{ en } m = \{[J_i] - [F_i]\} / 100$$

La section mouillée à l'interface $[L_i]$, en m^2, est déterminée par :

$$[L_i] \text{ en } m^2 = [K_i] \times 1.05$$

Le débit horizontal $[M_i]$, en m^3/s, est donné par :

$$[M_i] \text{ en } m^3/s = [I_i] / [E_i]$$

Le flux horizontal [Ni], en m/s, est obtenu par :

$$[N_i] \text{ en m/s} = [M_i] / [L_i]$$

Tableau V.1 Débit Q_h et du flux q_h d'eau traversant horizontalement l'interface résidus - roches stériles. Essais en boîte à parois rigides

(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)	(H)	(I)	(J)	(K)	(L)	(M)	(N)
Heure	Temps écoulé. min	Temps écoulé. hrs	Temps écoulé. Sec	Incrément de temps (sec)	Niveau d'eau - stériles . cm	Volume total des stériles. partie mouillée (m^3)	Volume d'eau dans les stériles = vol. vides (m^3). n = 0.39	Incrément de volume d'eau (m^3)	Niveau d'eau - résidus. (cm)	ΔH - eau. Interface résidus - stériles (m)	Section mouillée (m^2)	Débit Q_h (m^3/s)	Flux q_h (m/s)
11h30	0	0,00	0		0	0,0000	0,0000		61,00	0,610			
12h00	30	0,50	1800	1800	2,7	0,0071	0,0028	0,0028	60,70	0,580	0,641	1,5E-06	2,4E-06
12h20	50	0,83	3000	1200	4,4	0,0116	0,0045	0,0017	60,40	0,560	0,609	1,5E-06	2,4E-06
12h30	60	1,00	3600	600	5,6	0,0147	0,0057	0,0012	60,00	0,544	0,588	2,0E-06	3,5E-06
12h36	66	1,10	3960	360	6	0,0158	0,0061	0,0004	59,70	0,537	0,571	1,1E-06	2,0E-06
12h45	75	1,25	4500	540	6,35	0,0167	0,0065	0,0004	59,40	0,531	0,564	6,6E-07	1,2E-06
12h54	84	1,40	5040	540	6,9	0,0181	0,0071	0,0006	59,10	0,522	0,557	1,0E-06	1,9E-06
13h06	96	1,60	5760	720	7,5	0,0197	0,0077	0,0006	58,80	0,513	0,548	8,5E-07	1,6E-06
13h15	105	1,75	6300	540	7,9	0,0207	0,0081	0,0004	58,40	0,505	0,539	7,6E-07	1,4E-06
13h26	116	1,93	6960	660	8,4	0,0221	0,0086	0,0005	58,10	0,497	0,530	7,8E-07	1,5E-06
13h38	128	2,13	7680	720	8,9	0,0234	0,0091	0,0005	57,90	0,490	0,522	7,1E-07	1,4E-06
14h05	155	2,58	9300	1620	9,9	0,0260	0,0101	0,0010	57,50	0,476	0,515	6,3E-07	1,2E-06
14h40	190	3,17	11400	2100	11	0,0289	0,0113	0,0011	57,20	0,462	0,500	5,4E-07	1,1E-06
15h23	233	3,88	13980	2580	12,4	0,0326	0,0127	0,0014	56,70	0,443	0,485	5,6E-07	1,1E-06
16h00	270	4,50	16200	2220	13,4	0,0352	0,0137	0,0010	55,90	0,425	0,465	4,6E-07	9,9E-07
16h45	315	5,25	18900	2700	14,4	0,0378	0,0147	0,0010	55,10	0,407	0,446	3,8E-07	8,5E-07
17h30	360	6,00	21600	2700	15,2	0,0399	0,0156	0,0008	54,90	0,397	0,427	3,0E-07	7,1E-07
18h30	420	7,00	25200	3600	16,3	0,0428	0,0167	0,0011	54,10	0,378	0,417	3,1E-07	7,5E-07
19h30	480	8,00	28800	3600	17,3	0,0454	0,0177	0,0010	53,10	0,358	0,397	2,8E-07	7,2E-07
20h30	540	9,00	32400	3600	18,15	0,0476	0,0186	0,0009	52,40	0,343	0,376	2,4E-07	6,4E-07
21h30	600	10,00	36000	3600	19,05	0,0500	0,0195	0,0009	51,99	0,329	0,360	2,6E-07	7,1E-07
22h30	660	11,00	39600	3600	19,7	0,0517	0,0202	0,0007	51,60	0,319	0,346	1,8E-07	5,3E-07
23h30	720	12,00	43200	3600	20,3	0,0533	0,0208	0,0006	50,79	0,305	0,335	1,7E-07	5,1E-07
00h30	780	13,00	46800	3600	20,7	0,0543	0,0212	0,0004	49,33	0,286	0,320	1,1E-07	3,6E-07
01h30	840	14,00	50400	3600	21,1	0,0554	0,0216	0,0004	48,63	0,275	0,301	1,1E-07	3,8E-07
02h30	900	15,00	54000	3600	21,5	0,0564	0,0220	0,0004	48,45	0,269	0,289	1,1E-07	3,9E-07
03h30	960	16,00	57600	3600	21,9	0,0575	0,0224	0,0004	47,69	0,258	0,283	1,1E-07	4,0E-07
04h30	1020	17,00	61200	3600	22,2	0,0583	0,0227	0,0003	46,94	0,247	0,271	8,5E-08	3,2E-07
05h30	1080	18,00	64800	3600	22,5	0,0591	0,0230	0,0003	46,46	0,240	0,260	8,5E-08	3,3E-07
06h30	1140	19,00	68400	3600	22,8	0,0599	0,0233	0,0003	45,41	0,226	0,252	8,5E-08	3,4E-07

ANNEXE W : CALCUL DU DÉBIT HORIZONTAL À L'INTERFACE ENTRE LES RÉSIDUS ET LES ROCHES STÉRILES. ESSAI RI-AX-1 ET RI-AX-2 AVEC DRAINAGE AXISYMÉTRIQUE

La procédure est identique à celle décrite à l'annexe V, mais on a cette fois-ci des inclusions cylindriques centrales et une cuve cylindrique aussi. On a donc un cylindre occupé par les roches stériles dans un cylindre occupé par les résidus.

On notera ici que la section mouillée à l'interface sera donnée par :

Section mouillée = Différence de niveaux d'eau * circonférence de l'inclusion

Section mouillée = ΔH_{amont_aval} * 2πr (avec r = rayon de l'inclusion cylindrique)

r = 0.15 m / 2 pour l'essai RI-AX-1

r = 0.20 m / 2 pour l'essai RI-AX-2

Tableau W.1 Illustration des calculs et étapes suivies pour la détermination du débit horizontal Q_h lors des essais avec drainage axisymétrique (essai RI-AX-1)

Temps, t (sec)	Incrément de temps, Δt (sec)	Niveau d'eau - stériles, H_{aval} (cm)	Volume total des stériles. Partie mouillée (m^3)	Volume d'eau dans les stériles = volume vides (m^3) [porosité n = 0.39]	Incrément de volume d'eau à Δt - stériles, ΔV_{eau} (m^3)	Niveau d'eau - résidus, H_{amont} (cm)	$\Delta H_{amont-aval}$ (m)	Section mouillée à l'interface, A_s (m^2)	Débit horiz, Q_h (m^3/s)
0		0,0	0,0000	0,0000		50,00	0,500	0,236	
300	300	5,9	0,0010	0,0004	0,0004	49,90	0,440	0,207	1,4E-06
600	300	9,8	0,0017	0,0007	0,0003	49,70	0,399	0,188	9,0E-07
900	300	13,9	0,0025	0,0010	0,0003	49,60	0,357	0,168	9,4E-07
1200	300	18,1	0,0032	0,0012	0,0003	49,40	0,313	0,147	9,6E-07
1500	300	23,8	0,0042	0,0016	0,0004	49,25	0,255	0,120	1,3E-06
1800	300	28,2	0,0050	0,0019	0,0003	49,15	0,210	0,099	1,0E-06
2100	300	32,3	0,0057	0,0022	0,0003	49,07	0,168	0,079	9,4E-07
2400	300	36,2	0,0064	0,0025	0,0003	48,88	0,127	0,060	9,0E-07
2700	300	38,7	0,0068	0,0027	0,0002	48,71	0,100	0,047	5,7E-07
3000	300	41,4	0,0073	0,0029	0,0002	48,56	0,072	0,034	6,2E-07
3300	300	43,7	0,0077	0,0030	0,0002	48,42	0,047	0,022	5,3E-07
3600	300	45,3	0,0080	0,0031	0,0001	48,30	0,030	0,014	3,7E-07
3900	300	46,5	0,0082	0,0032	0,0001	48,19	0,017	0,008	2,8E-07
4200	300	47,1	0,0083	0,0032	0,0000	48,08	0,010	0,005	1,4E-07
4500	300	47,9	0,0085	0,0033	0,0001	47,98	0,001	0,000	1,8E-07

Tableau W.2 Illustration des calculs et étapes suivies pour la détermination du débit horizontal Q_h lors des essais avec drainage axisymétrique (essai RI-AX-2)

Temps, t (sec)	Incrément de temps, Δt (sec)	Niveau d'eau - stériles, H_{aval} (cm)	Volume total des stériles. Partie mouillée (m^3)	Volume d'eau dans les stériles = volume vides (m^3) [porosité n = 0.39]	Incrément de volume d'eau à Δt - stériles, ΔV_{eau} (m^3)	Niveau d'eau - résidus, H_{amont} (cm)	$\Delta H_{amont\text{-}aval}$ (cm)	Section mouillée à l'interface, A_s (m^2)	Débit horiz, Q_h (m^3/s)
0		0	0,0000	0,0000		60,00	0,60	0,377	
298	298	6,9	0,0022	0,0008	0,0008	59,90	0,53	0,333	2,8E-06
598	300	13,4	0,0042	0,0016	0,0008	59,80	0,46	0,292	2,7E-06
898	300	20,3	0,0064	0,0025	0,0008	59,65	0,39	0,247	2,8E-06
1198	300	24,6	0,0077	0,0030	0,0005	59,50	0,35	0,219	1,8E-06
1498	300	28,7	0,0090	0,0035	0,0005	59,35	0,31	0,193	1,7E-06
1798	300	32,4	0,0102	0,0040	0,0005	59,20	0,27	0,168	1,5E-06
2098	300	35,8	0,0112	0,0044	0,0004	59,07	0,23	0,146	1,4E-06
2398	300	38,8	0,0122	0,0048	0,0004	58,88	0,20	0,126	1,2E-06
2698	300	40,8	0,0128	0,0050	0,0002	58,71	0,18	0,113	8,2E-07
2998	300	43,3	0,0136	0,0053	0,0003	58,56	0,15	0,096	1,0E-06
3298	300	45,7	0,0144	0,0056	0,0003	58,42	0,13	0,080	9,8E-07
3598	300	47,2	0,0148	0,0058	0,0002	58,30	0,11	0,070	6,1E-07
3898	300	48,9	0,0154	0,0060	0,0002	58,19	0,09	0,058	6,9E-07
4198	300	50,2	0,0158	0,0062	0,0002	58,08	0,08	0,050	5,3E-07
4498	300	51,4	0,0161	0,0063	0,0001	57,98	0,07	0,041	4,9E-07
4798	300	52,3	0,0164	0,0064	0,0001	57,89	0,06	0,035	3,7E-07
5098	300	53,4	0,0168	0,0065	0,0001	57,81	0,04	0,028	4,5E-07
5398	300	54,4	0,0171	0,0067	0,0001	57,72	0,03	0,021	4,1E-07
5698	300	54,8	0,0172	0,0067	0,0000	57,65	0,03	0,018	1,6E-07
5998	300	56,2	0,0177	0,0069	0,0002	57,58	0,01	0,009	5,7E-07
6298	300	57,1	0,0179	0,0070	0,0001	57,51	0,00	0,003	3,7E-07
6598	300	57,4	0,0180	0,0070	0,0000	57,44	0,00	0,000	1,2E-07

ANNEXE X : ÉLABORATION DES OUTILS (ABAQUES) SERVANT À L'AJUSTEMENT DES PARAMÈTRES DE CHAQUE COUCHE À CHAQUE ÉTAPE DE DÉPOSITION LORS DES ESSAIS SUR LES RÉSIDUS DE LA MINE CANADIAN MALARTIC

Lors d'une déposition multicouche, pour prendre en compte la variation de l'indice de compression C_C durant la consolidation et exprimer ainsi les déformations des couches correspondant à toute charge additionnelle, C_C peut être exprimé comme une fonction de l'indice des vides initial e_0. L'expression générale de cette relation est de la forme :

$$C_C = a e_0 + b = a\left(e_0 + b/a\right) \qquad \text{(X.1)}$$

Expression des déformations des dépôts multicouches de résidus

Si j = 1, 2, 3, …, n, représente le nombre d'étapes et i = 1, 2, 3, …, n, représente le nombre de couches durant une déposition multicouche, chaque étape de déposition sera constituée d'une ou de plusieurs couches (exemple : une seule couche à l'étape 1 ; couches 1 et 2 à l'étape 2 ; couches 1, 2 et 3 à l'étape 3, etc.). Ainsi, on peut écrire à tout instant : i ≤ j.

En considérant la relation X.1, à une étape de déposition j, le tassement de la couche i, S_{t_ij}, peut être obtenu par l'expression suivante :

$$S_{t_ij} = \frac{a\,(e_{0_ij} + b/a)}{1 + e_{0_ij}} H_{0_ij} \log(\sigma'_{f_ij} / \sigma'_{0_ij}) \qquad \text{(X.2)}$$

Ou encore $$S_{t_ij} = \frac{a\,(e_{0_ij} + b/a)}{1 + e_{0_ij}} H_{0_ij} \log\left[1 + \left(\Delta\sigma'_{ij} / \sigma'_{0_ij}\right)\right] \qquad \text{(X.3)}$$

Avec :

$e_{0_ij} = e_{f_i\,(j-1)}$: l'indice des vides initial e_0 de la couche i à l'étape de déposition j, qui est égal à l'indice des vides final e_f de la même couche i à l'étape j - 1 (ou étape précédente);

$H_{0_ij} = H_{f_i(j-1)}$: l'épaisseur initiale H_0 de la couche i à l'étape j, qui est égale à l'épaisseur finale H_f de la même couche i à l'étape j - 1 (ou étape précédente), avec :

$$H_{f_i(j-1)} = H_{0_i(j-1)} - S_{t_i(j-1)} \qquad \text{(X.4)}$$

À l'étape de déposition j :

- La contrainte effective initiale de la couche sus-jacente (ou la couche en surface) est nulle. Une faible valeur, e.g. $\sigma'_0 = 0.01$ kPa, sera considérée dans les calculs ;

- La contrainte effective additionnelle de la couche en surface (d'épaisseur H_0 et de poids unitaire γ_0) est due à son poids propre ;

- La contrainte effective initiale dans chacune des couches sous-jacentes (déjà en consolidation), σ'_{0_ij}, est égale à la somme des contraintes effectives dans la couche considérée, à chaque étape précédente ;

- La contrainte effective additionnelle dans chacune des couches sous-jacentes i est la même pour toutes ces sous-couches et est due à la couche d'épaisseur H_0 ajoutée en surface à l'étape considérée (étape j) : $\Delta\sigma' = (\gamma_0 - \gamma_w) * H_0$ [kPa].

Ainsi, le tassement total à la fin d'une déposition multicouche de i couches et j étapes est donné par la sommation des tassements de chaque couche, à chaque étape de déposition :

$$S_t = \sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} S_{t_ij} \qquad \text{(X.5)}$$

Élaboration des outils (abaques) pour l'évaluation des déformations

Pour les résidus sous investigation (résidus Malartic), la relation entre l'état initial (teneur en eau initiale w_0 ou indice des vides initial e_0) et l'indice de compression C_C a été définie au chapitre 4 (équation 4.8). Les dépôts des résidus étant normalement consolidés, le tassement peut être obtenu par l'expression X.3, qui peut être réécrite sous la forme suivante :

$$C_C = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right)} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)} \qquad \text{(X.6)}$$

En considérant l'équation X.3, le tassement peut être obtenu à partir de l'expression suivante :

$$\Delta H = S_t = \frac{0.1\left(e_0 - 0.4\right)}{1 + e_0} H_0 \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_f} + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_f}\right) \qquad \text{(X.7)}$$

Ce qui conduit à l'expression ci-dessous :

$$\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_f} = 10^{\frac{\Delta H / H_0}{0.1\left(e_0 - 0.4\right)/(1 + e_0)}} - 1 \qquad \text{(X.8)}$$

L'équation X.8 permet de tracer l'abaque présenté à la figure X.1. Cette figure peut aussi être présentée sous la deuxième forme montrée à la figure X.2.

Exploitation de la figure X.1 : à l'étape t, connaissant l'indice des vides initial e_0 (d'une couche d'épaisseur H_0) et le rapport entre contrainte effective additionnelle et initiale ($\Delta\sigma'/\sigma'_0$) de la couche, il est possible de déterminer le tassement relatif (ou normalisé) de la couche, S_{t_t}/H_0 ou $\Delta H_i/H_0$, et ensuite son tassement, $S_{t_t} = \Delta H_t$ (l'épaisseur initiale H_0 étant connue).

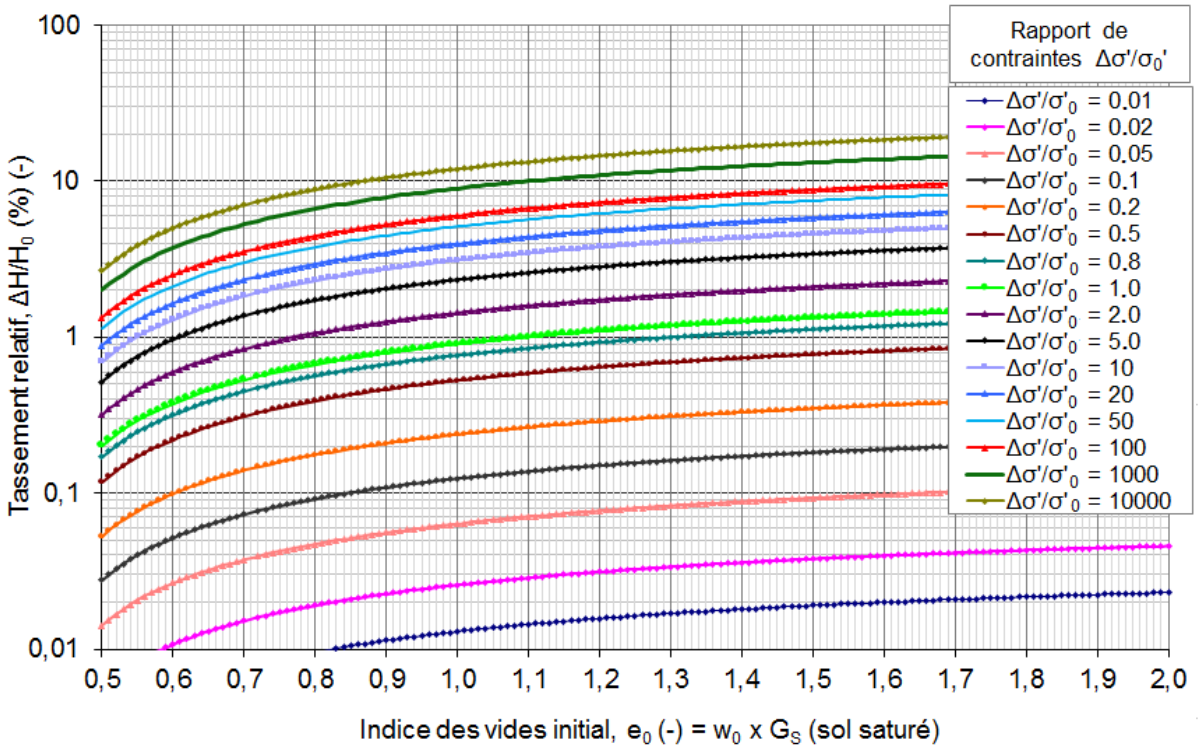

Figure X.1 Relation entre déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$) et indice des vides initial e_0 pour différents rapports de contraintes ($\Delta\sigma'/\sigma'_0$).

L'équation X.9 est une expression connue reliant le tassement relatif (ou normalisé) S_{t_t}/H_0 ou $\Delta H_i/H_0$, l'indice des vides initial e_0 et l'indice des vides final au temps t, e_{f_t} :

$$\frac{S_t}{H_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} \qquad \text{(X.9)}$$

Cette équation conduit à l'expression de l'indice des vides suivante :

$$e_f = e_0 - (1+e_0)\frac{\Delta H}{H_0} = e_0 - (1+e_0)\frac{S_t}{H_0} \qquad \text{(X.10)}$$

L'équation X.10 permet de tracer l'abaque présenté à la figure X.3.

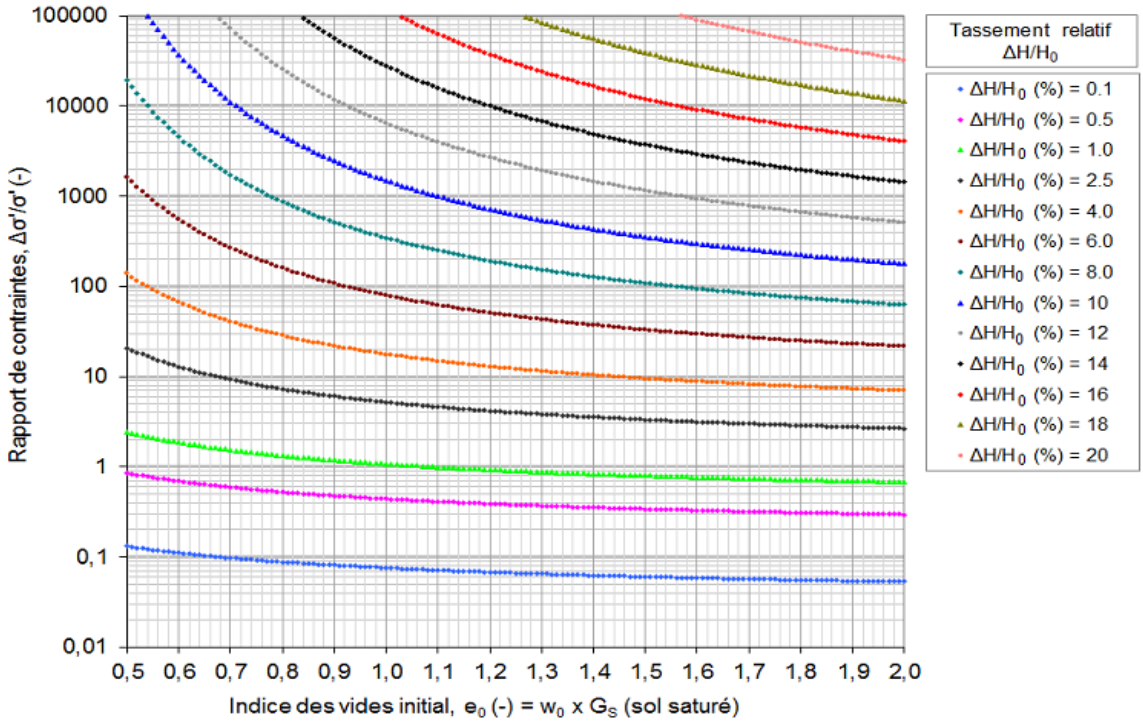

Figure X.2 Relation entre rapport de contraintes ($\Delta\sigma'/\sigma'_0$) et indice des vides initial e_0 pour différents tassements relatifs, $\Delta H/H_0$).

Exploitation de la figure X.3 : connaissant l'indice des vides initial e_0 de la couche de résidus d'épaisseur H_0 et le tassement relatif (ou normalisé) S_t/H_0 ou $\Delta H/H_0$ (déterminé à partir de figure X.1), il est possible de déterminer l'indice des vides final e_f de la couche de résidus.

Les figures X.4 et X.5 représentent les mêmes figures X.1 et X.3, mais pour des indices des vides initiaux e_0 couvrant toute la gamme dans le cas des résidus, c'est-à-dire des résidus concentrés aux résidus en pulpe (e allant donc de 0.5 à presque 6).

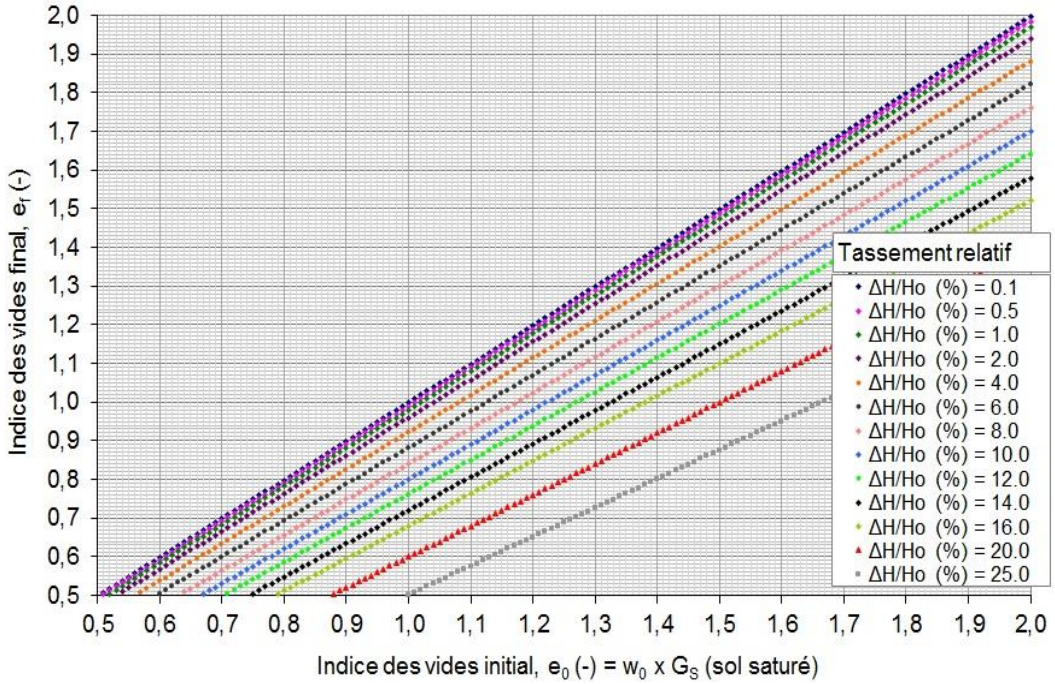

Figure X.3 Relation entre l'indice des vides final e_f, la déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$) et l'indice des vides initial e_0 pour les résidus miniers investigués.

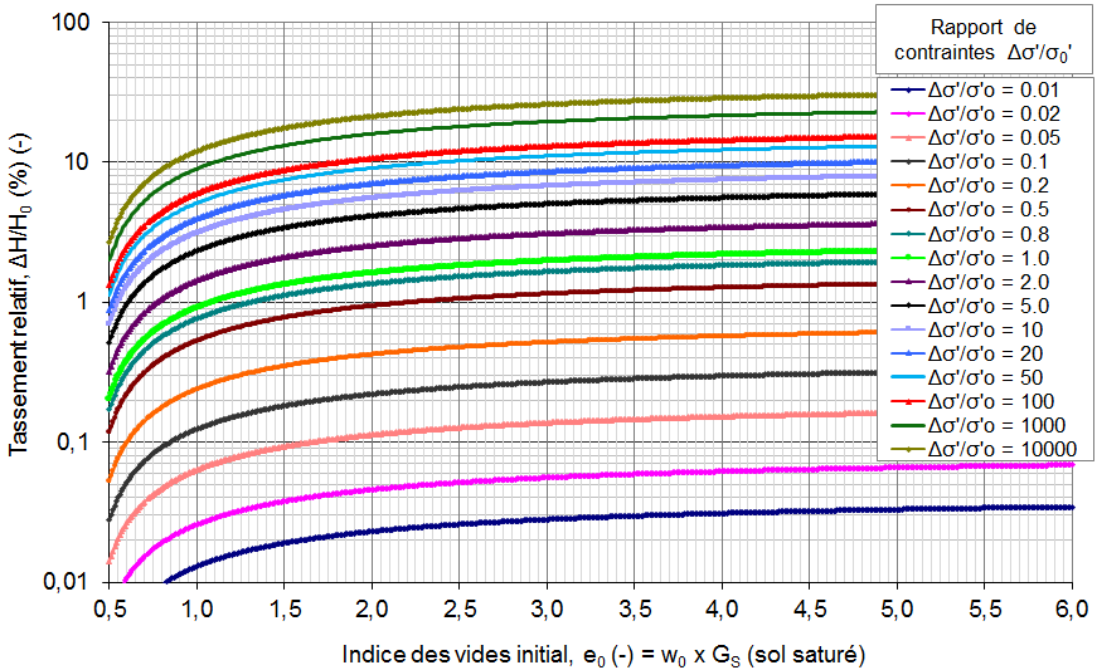

Figure X.4 Relation entre déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$), rapport de contraintes ($\Delta\sigma'/\sigma'_0$) et indice des vides initial e_0 pour les résidus miniers investigués ($0.5 \leq e_0 \leq 6.0$).

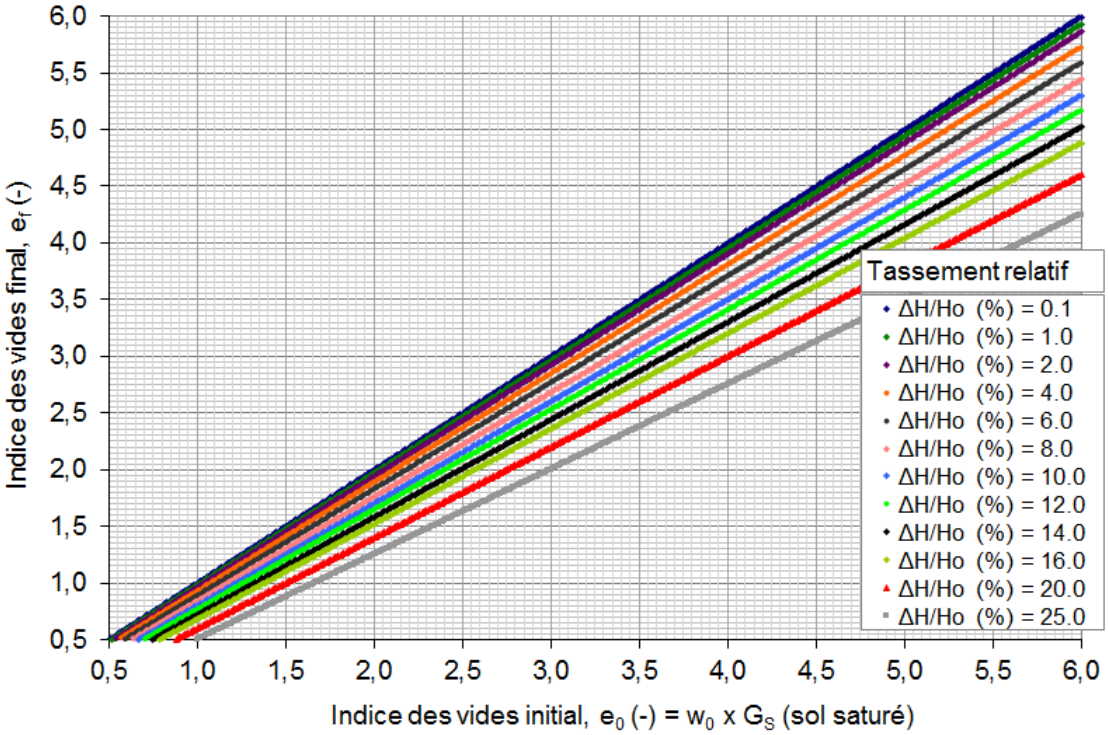

Figure X.5 Relation entre indice des vides final e_f, déformation (tassement relatif, $\Delta H/H_0$) et indice des vides initial e_0 pour les résidus miniers investigués ($0.5 \leq e_0 \leq 6.0$).

ANNEXE Y : EXEMPLE DE CALCUL DES TASSEMENTS ET INDICES DES VIDES DES ESSAIS EN GRANDE COLONNE À L'AIDE DES ABAQUES. VALIDATION PAR COMPARAISONS AVEC LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce paragraphe montre comment se fait le calcul des tassements et indices des vides pour chaque couche et à chaque étape de déposition, sous forme d'un tableau, pour les essais des séries RMC-A et RMC-B réalisé avec plusieurs couches dans la grande colonne. Les valeurs de déformation relative $\Delta H/H_0$ et de l`indice des vides final e_f sont lues sur les abaques.

Les valeurs des propriétés et différents paramètres obtenues à chaque étape sont celles qui sont ensuite introduites dans le modèle numérique afin de reproduire les déformations (indice des vides et tassements) observées durant l'essai expérimental.

Légende :

LA = Lecture faite sur l'abaque

Y.1. Essais en colonne avec mesures des tassements de chaque couche (série RMC-B)

Tableau Y.1 Calcul des déformations, tassements et indices des vides - Essai RMC - B1

STEP 1

Layer 1		
H_0	40	*(cm)*
e_0	1.19	
σ_0'	0.01	*(kPa)*
$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	3.208	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	320.8	
$\Delta H/H_0$	8.80 *(LA)*	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	3.52	*(cm)*
H_f	36.48	*(cm)*
e_f	0.995 *(LA)*	

STEP 2

Layer 1			*Layer 2*		
H_0	36.48	*(m)*	H_0	30	*(cm)*
e_0	0.995		e_0	1.19	
σ_0'	3.208	*(kPa)*	σ_0'	0.01	*(kPa)*
$\Delta\sigma'$	2.406		$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	2.406	*(kPa)*		2.406	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	0.75		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	240.6	
$\Delta H/H_0$	0.75 *(LA)*	*(%)*	$\Delta H/H_0$	8.50 *(LA)*	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	0.274	*(cm)*		2.55	*(cm)*
H_f	36.206	*(cm)*	H_f	27.45	*(cm)*
e_f	0.98 *(LA)*		e_f	1.00 *(LA)*	

STEP 3

Layer 1			*Layer 2*			*Layer 3*		
H_0	36.206	*(cm)*	H_0	27.45	*(cm)*	H_0	45	*(cm)*
e_0	0.98		e_0	1.00		e_0	1.19	
σ_0'	5.614	*(kPa)*	σ_0'	2.406	*(kPa)*	σ_0'	0.01	*(kPa)*
	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$		$\Delta\sigma'$	3.609		$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
$\Delta\sigma'$	3.609	*(kPa)*		3.609	*(kPa)*		3.609	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	0.643		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	1.50		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	360.9	
$\Delta H/H_0$	0.72 *(LA)*	*(%)*	$\Delta H/H_0$	1.35 *(LA)*	*(%)*	$\Delta H/H_0$	8.80 *(LA)*	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	0.261	*(cm)*		0.371	*(cm)*		3.96	*(cm)*
H_f	35.946	*(cm)*	H_f	27.079	*(cm)*	H_f	41.04	*(cm)*
e_f	0.965 *(LA)*		e_f	0.975 *(LA)*		e_f	0.995 *(LA)*	

*LA : Lecture Abaque

Tableau Y.2 Synthèse des tassements - Essai RMC - B1

	Step 1	Step 2	Step 3	Settlement by layer (cm)
Layer 1	3.520	0.274	0.261	4.054
Layer 2		2.550	0.371	2.921
Layer 3			3.960	3.960
Settlement by step (cm)	3.520	2.824	4.591	10.935
Cumulative settlement (cm)	3.520	6.344	10.935	

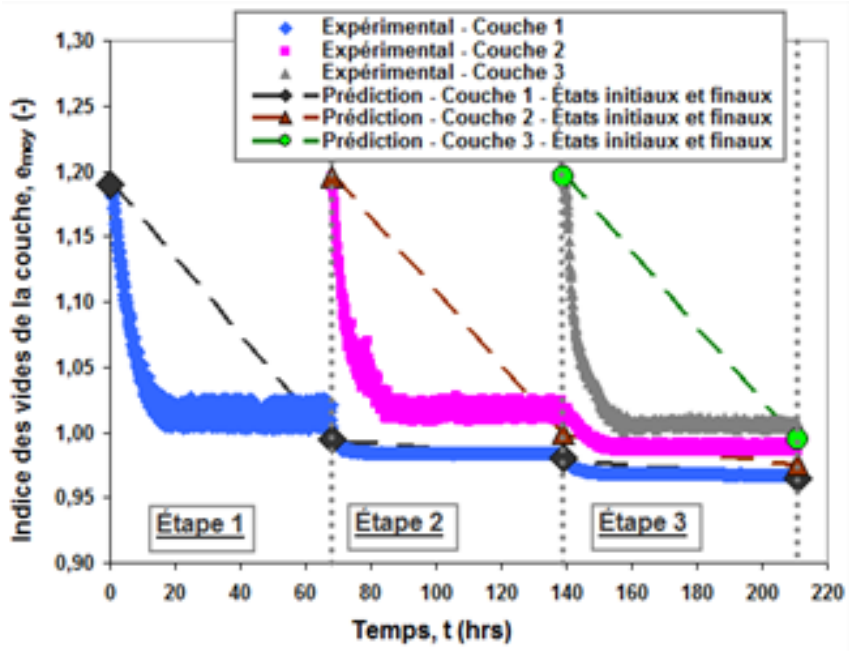

Figure Y.1 Évolution de l'indice des vides par couche. Résultats expérimentaux (essai RMC – B1) et prédiction des abaques (états initiaux et finaux).

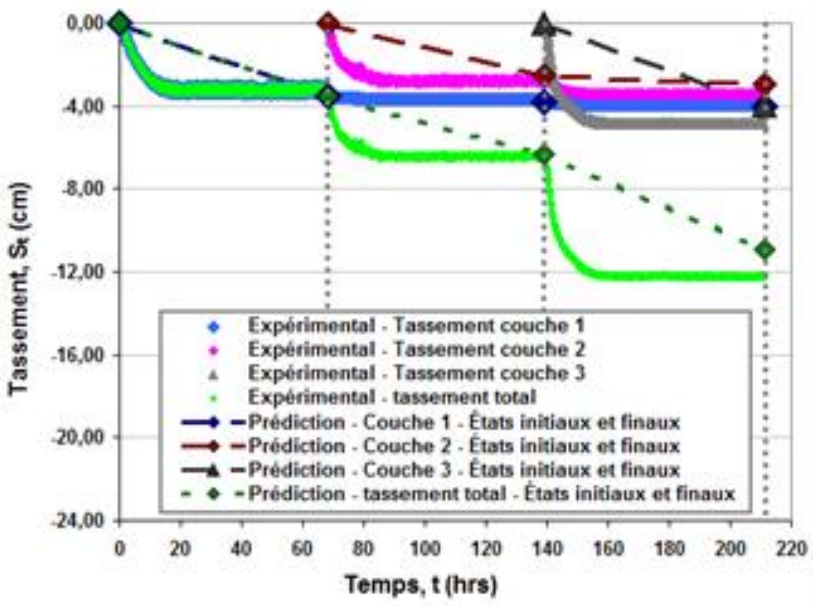

Figure Y.2 Évolution des tassements par couche. Résultats expérimentaux (essai RMC – B1) et prédiction des abaques (états initiaux et finaux).

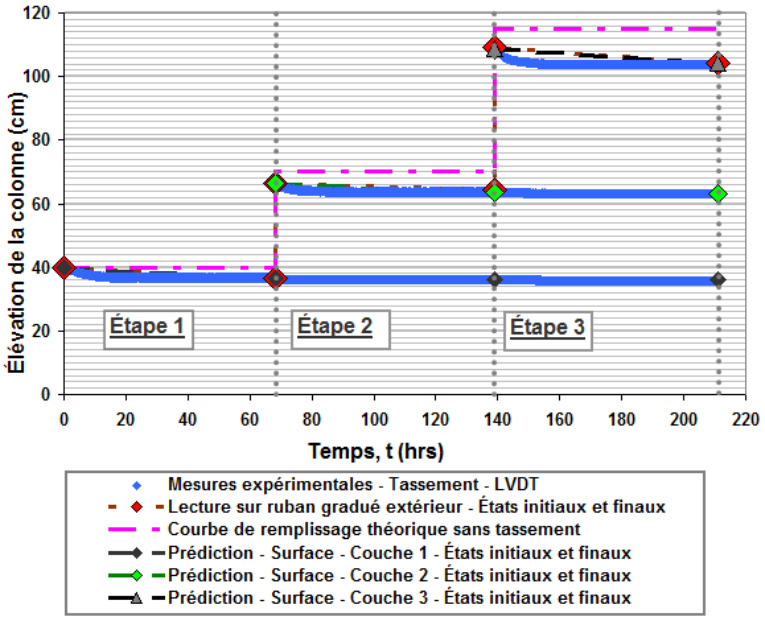

Figure Y.3 Courbes de remplissage théorique (sans tassement) et réelles (mesures des LVDT, mesures des rubans gradués et prédictions des abaques). Essai RMC – B1

Tableau Y.3 Calcul des déformations, tassements et indices des vides - Essai RMC-B2

STEP 1

Layer 1		
H_0	40	*(cm)*
e_0	1.17	
σ_0'	0.01	*(kPa)*
$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	3.244	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	324.4	
$\Delta H/H_0$	8.60 *(LA)*	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	3.44	*(cm)*
H_f	36.56	*(cm)*
e_f	0.985 *(LA)*	

STEP 2

Layer 1			***Layer 2***		
H_0	36.56	*(cm)*	H_0	75	*(cm)*
e_0	0.985		e_0	1.17	
σ_0'	3.244	*(kPa)*	σ_0'	0.01	*(kPa)*
$\Delta\sigma'$	6.083		$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	6.083	*(kPa)*		6.0825	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	1.875		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	608.25	
$\Delta H/H_0$	1.40 *(LA)*	*(%)*	$\Delta H/H_0$	9.60 *(LA)*	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	0.5118	*(cm)*		7.2	*(cm)*
H_f	36.048	*(cm)*	H_f	67.8	*(cm)*
e_f	0.955 *(LA)*		e_f	0.97 *(LA)*	

Tableau Y.4 Synthèse des tassements - Essai RMC-B2

	Step 1	**Step 2**	**Settlement by layer (cm)**
Layer 1	3.440	0.512	3.952
Layer 2		7.200	7.200
Settlement by step (cm)	3.440	7.712	11.152
Cumulative settlement (cm)	3.440	11.152	

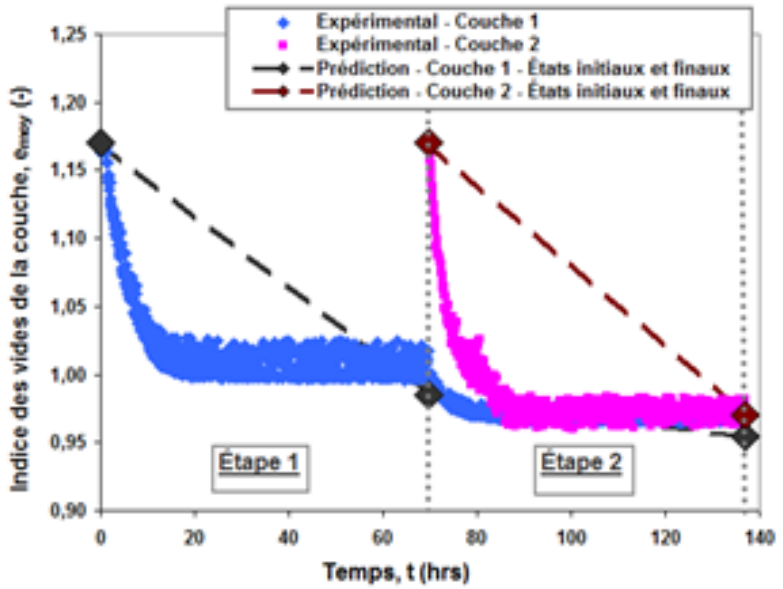

Figure Y.4 Évolution de l'indice des vides par couche. Résultats expérimentaux (essai RMC – B2) et prédiction des abaques (états initiaux et finaux).

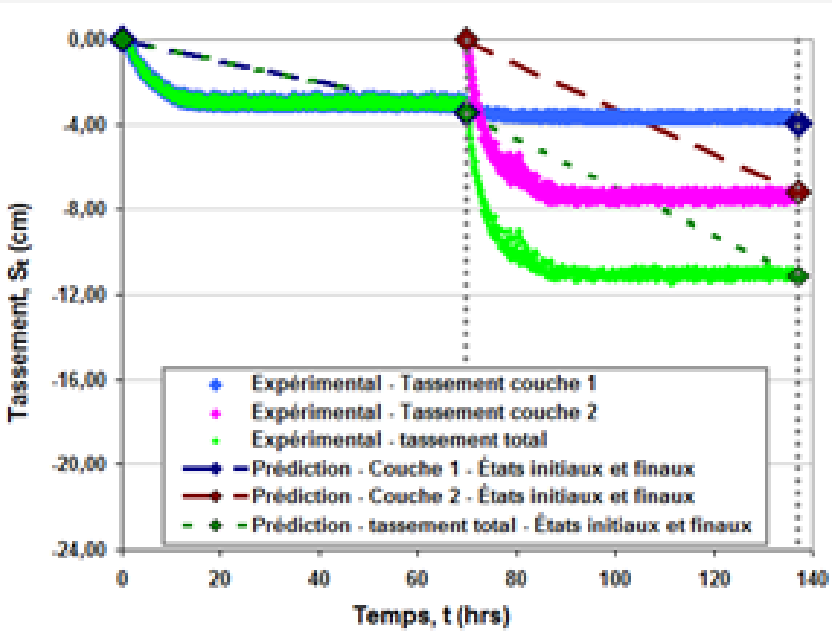

Figure Y.5 Évolution des tassements par couche. Résultats expérimentaux (essai RMC – B2) et prédiction des abaques (états initiaux et finaux).

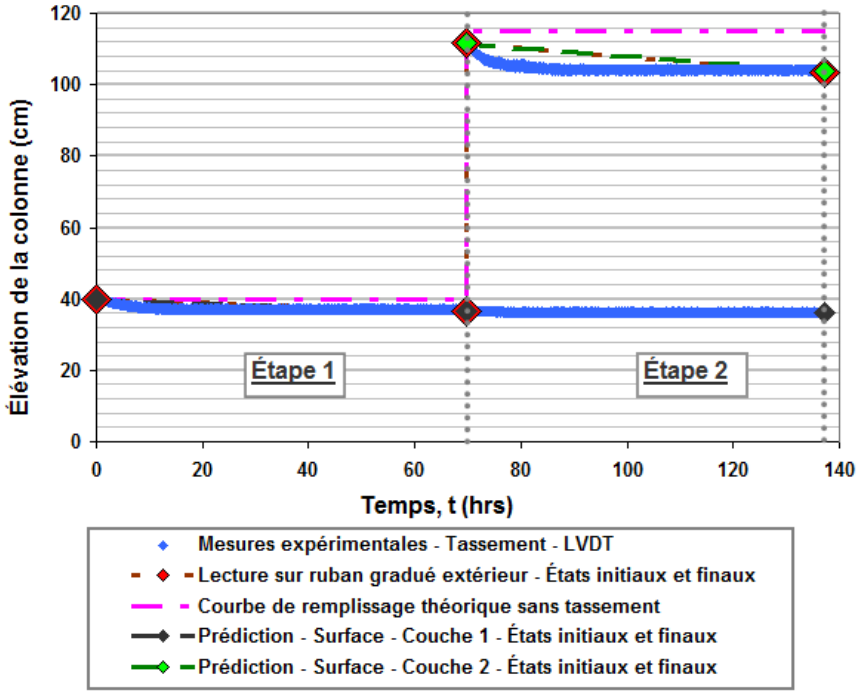

Figure Y.6 Courbes de remplissage théorique (sans tassement) et réelles (mesures des LVDT, mesures des rubans gradués et prédictions des abaques). Essai RMC – B2.

Y.2. Essais en colonne avec mesure des tassements de la couche en surface (série RMC - A)

Tableau Y.5 Calcul des déformations, tassements et indices des vides - Essai RMC-A1

ÉTAPE 1		
Couche 1		
H_0	48	*(cm)*
e_0	1,18	
σ_0'	0,01	*(kPa)*
$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	3,864	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	386,4	
$\Delta H/H_0$	8,8	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	4,2240	*(cm)*
H_f	43,7760	*(cm)*
e_f	0,985	

ÉTAPE 2					
Couche 1			Couche 2		
H_0	43,776	*(cm)*	H_0	39,5	*(cm)*
e_0	0,985		e_0	1,18	
σ_0'	3,864	*(kPa)*	σ_0'	0,01	*(kPa)*
$\Delta\sigma'$	3,1798		$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	3,1798	*(kPa)*		3,1798	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	0,8229		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	317,975	
$\Delta H/H_0$	0,85	*(%)*	$\Delta H/H_0$	8,6	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	0,3721	*(cm)*		3,3970	*(cm)*
H_f	43,4039	*(cm)*	H_f	36,1030	*(cm)*
e_f	0,975		e_f	0,99	

ÉTAPE 3								
Couche 1			Couche 2			Couche 3		
H_0	43,4039	*(m)*	H_0	36,1030	*(cm)*	H_0	28,5	*(cm)*
e_0	0,975		e_0	0,99		e_0	1,18	
σ_0'	7,0438	*(kPa)*	σ_0'	3,1798	*(kPa)*	σ_0'	0,01	*(kPa)*
	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$		$\Delta\sigma'$	2,2943		$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
$\Delta\sigma'$	2,2943	*(kPa)*		2,2943	*(kPa)*		2,29425	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	0,3257		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	0,7215		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	229,425	
$\Delta H/H_0$	0,4	*(%)*	$\Delta H/H_0$	0,78	*(%)*	$\Delta H/H_0$	8,2	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	0,1736	*(cm)*		0,2816	*(cm)*		2,3370	*(cm)*
H_f	43,2303	*(cm)*	H_f	35,8214	*(cm)*	H_f	26,1630	*(cm)*
e_f	0,965		e_f	0,975		e_f	1	

Tableau Y.6 Synthèse des tassements - Essai RMC-A1

	Étape 1	Étape 2	Étape 3	Tassement par couche (cm)
Couche 1	4,2240	0,3721	0,1736	4,7697
Couche 2		3,3970	0,2816	3,6786034
Couche 3			2,3370	2,337
Tassement par étape (cm)	4,2240	3,7691	2,7922	10,7853
Tassement cumulé (cm)	4,2240	7,9931	10,7853	

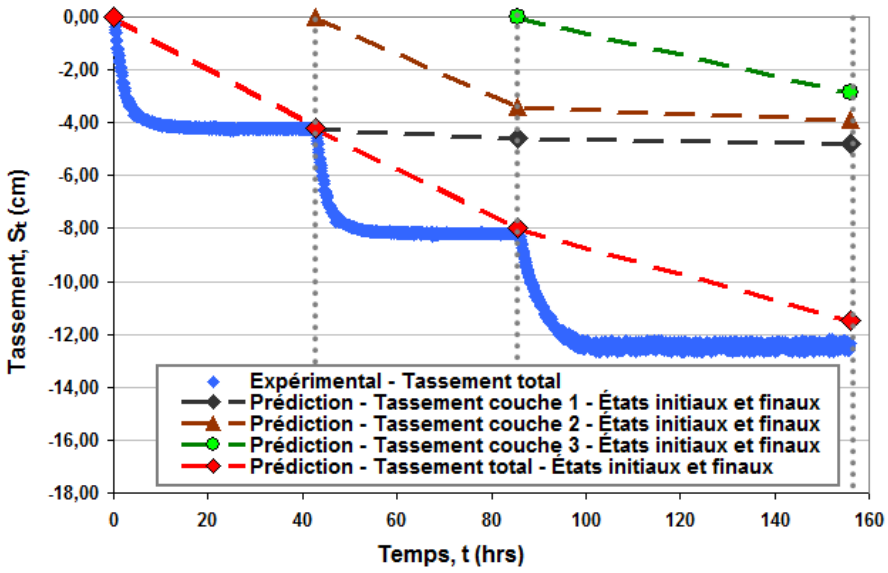

Figure Y.7 Évolution des tassements. Résultats expérimentaux (essai RMC – A1) et prédiction des abaques (états initiaux et finaux).

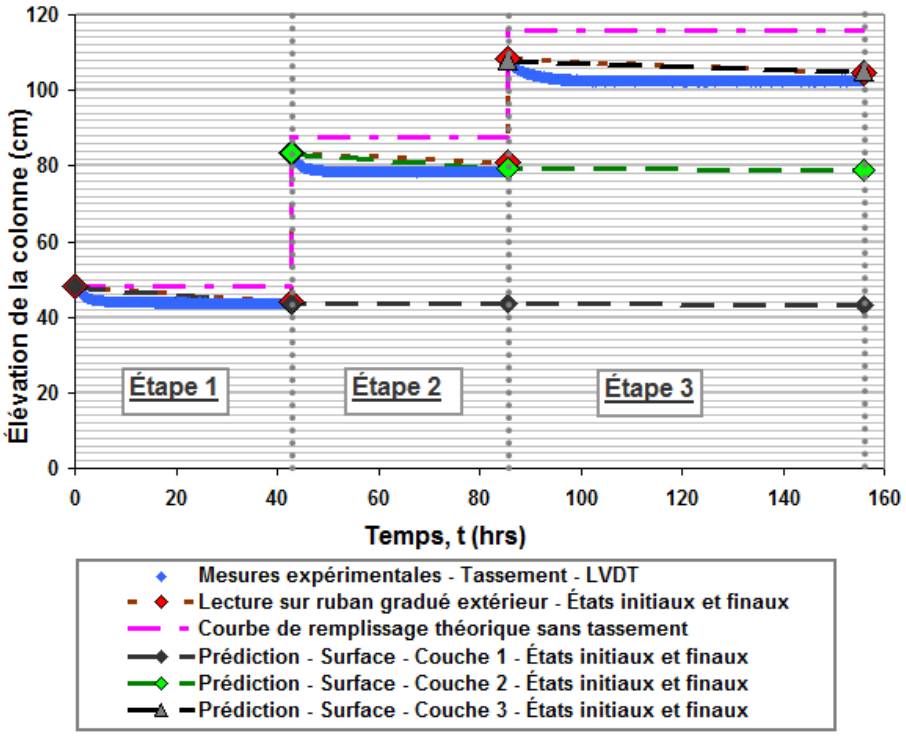

Figure Y.8 Courbes de remplissage théorique (sans tassement) et réelles (mesures des LVDT, mesures des rubans gradués et prédictions des abaques). Essai RMC – A1.

Tableau Y.7 Calcul des déformations, tassements et indices des vides - Essai RMC-A2

ÉTAPE 1		
Couche 1		
H_0	54,5	*(cm)*
e_0	1,19	
σ_0'	0,01	*(kPa)*
$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	4,37635	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	437,635	
$\Delta H/H_0$	9,2	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	5,0140	*(cm)*
H_f	49,4860	*(cm)*
e_f	0,99	

ÉTAPE 2					
Couche 1			Couche 2		
H_0	49,486	*(cm)*	H_0	57,5	*(cm)*
e_0	0,99		e_0	1,2	
σ_0'	4,37635	*(kPa)*	σ_0'	0,01	*(kPa)*
$\Delta\sigma'$	4,5845		$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	4,5845	*(kPa)*		4,5845	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	1,0476		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	458,4475	
$\Delta H/H_0$	1	*(%)*	$\Delta H/H_0$	9,35	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	0,4949	*(cm)*		5,3763	*(cm)*
H_f	48,9911	*(cm)*	H_f	52,1238	*(cm)*
e_f	0,97		e_f	0,99	

Tableau Y.8 Synthèse des tassements - Essai RMC-A2

	Étape 1	Étape 2	Tassement par couche (cm)
Couche 1	5,0140	0,4949	5,5089
Couche 2		5,3763	5,37625
Tassement par étape (cm)	5,0140	5,8711	10,8851
Tassement cumulé (cm)	5,0140	10,8851	

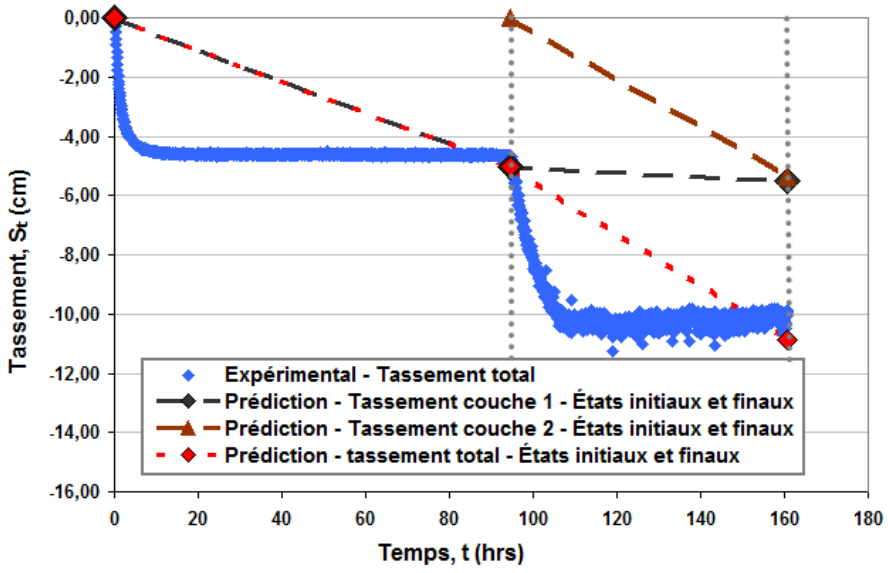

Figure Y.9 Évolution des tassements. Résultats expérimentaux (essai RMC – A2) et prédiction des abaques (états initiaux et finaux).

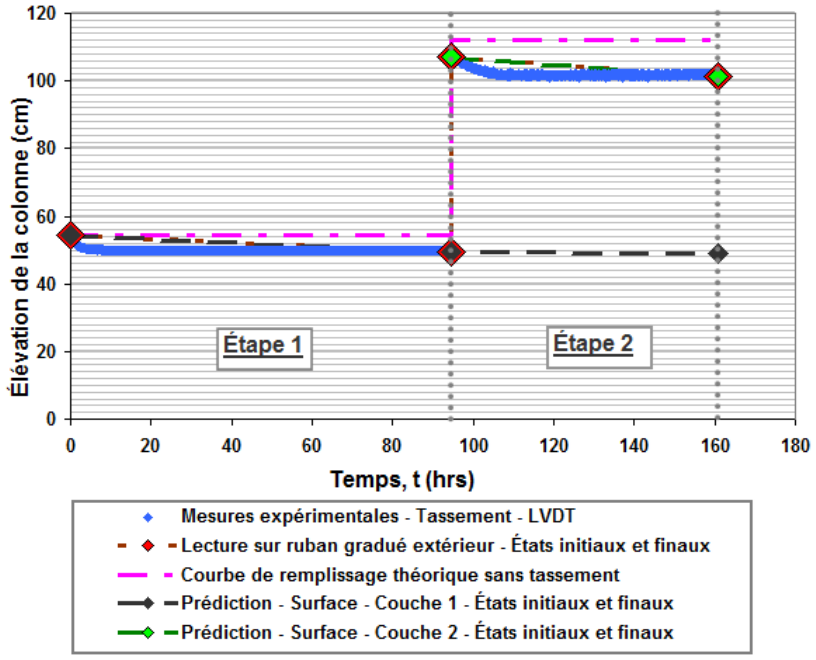

Figure Y.10 Courbes de remplissage théorique (sans tassement) et réelles (mesures des LVDT, mesures des rubans gradués et prédictions des abaques). Essai RMC – A2.

Tableau Y.9 Calcul des déformations, tassements et indices des vides - Essai RMC-A3

ÉTAPE 1		
Couche 1		
H_0	72,8	*(cm)*
e_0	1,39	
σ_0'	0,01	*(kPa)*
$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	5,3508	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	535,08	
$\Delta H/H_0$	10,2	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	7,4256	*(cm)*
H_f	65,3744	*(cm)*
e_f	1,14	

ÉTAPE 2					
Couche 1			Couche 2		
H_0	65,3744	*(cm)*	H_0	48,0	*(cm)*
e_0	1,14		e_0	1,21	
σ_0'	5,3508	*(kPa)*	σ_0'	0,01	*(kPa)*
$\Delta\sigma'$	3,6570		$\Delta\sigma' \approx \sigma_f'$	$(\gamma - \gamma_w)*H_0$	
	3,6570	*(kPa)*		3,6570	*(kPa)*
$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	0,6834		$\Delta\sigma'/\sigma_0'$	365,7	
$\Delta H/H_0$	0,78	*(%)*	$\Delta H/H_0$	9	*(%)*
S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$		S_t	$(\Delta H/H_0)*H_0$	
	0,5099	*(cm)*		4,1400	*(cm)*
H_f	64,8645	*(cm)*	H_f	41,8600	*(cm)*
e_f	1,12		e_f	1,01	

Tableau Y.10 Synthèse des tassements - Essai RMC-A3

	Étape 1	Étape 2	Tassement par couche (cm)
Couche 1	7,4256	0,5099	7,9355
Couche 2		4,1400	4,14
Tassement par étape (cm)	7,4256	4,6499	12,0755
Tassement cumulé (cm)	7,4256	12,0755	

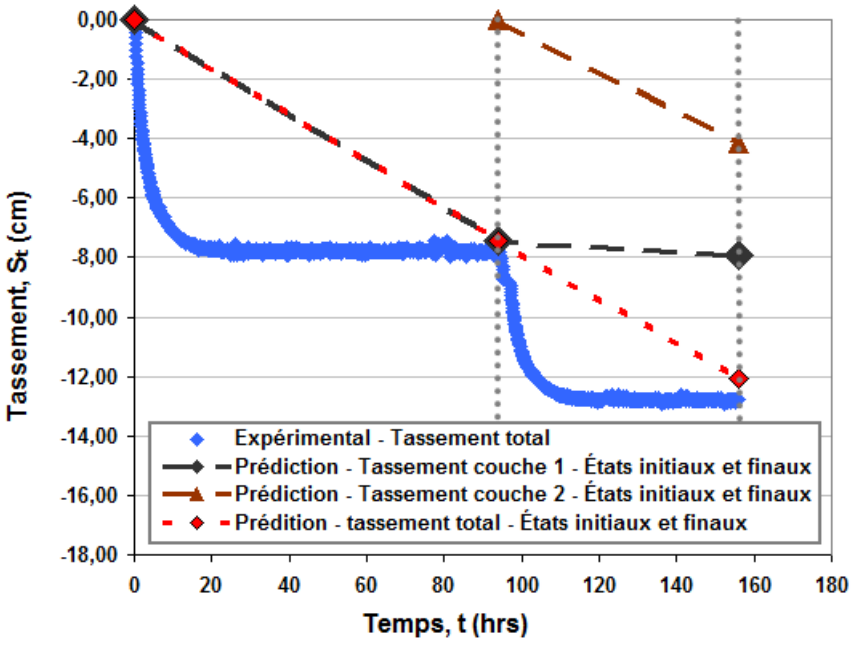

Figure Y.11 Évolution des tassements. Résultats expérimentaux (essai RMC – A3) et prédiction des abaques (états initiaux et finaux).

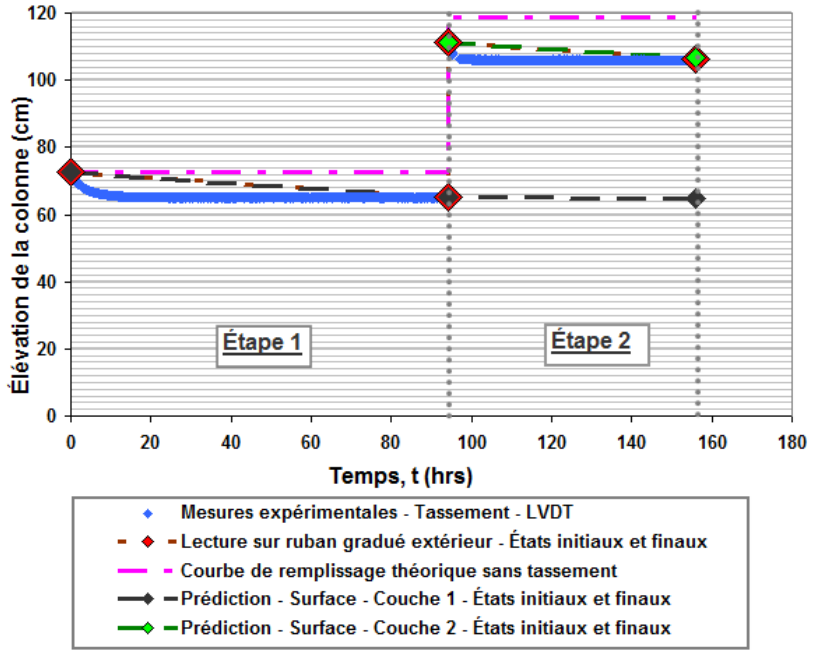

Figure Y.12 Courbes de remplissage théorique (sans tassement) et réelles (mesures des LVDT, mesures des rubans gradués et prédictions des abaques). Essai RMC – A3.

ANNEXE Z : COMPARAISONS ENTRE RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET NUMÉRIQUES CORRIGÉS LORS DES ESSAIS AVEC DÉPOSITION MULTICOUCHE

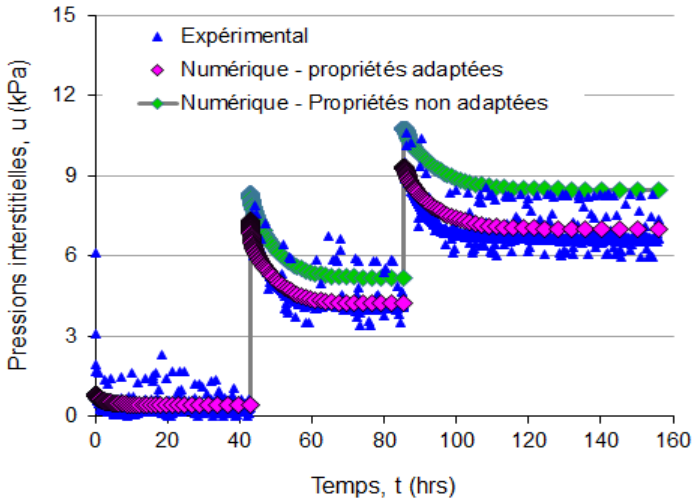

Figure Z.1 Évolution des pressions interstitielles avec le temps lors de l'essai RMC-A1. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (propriétés des matériaux ajustées et non ajustées à chaque étape de déposition). Essai RMC-A1.

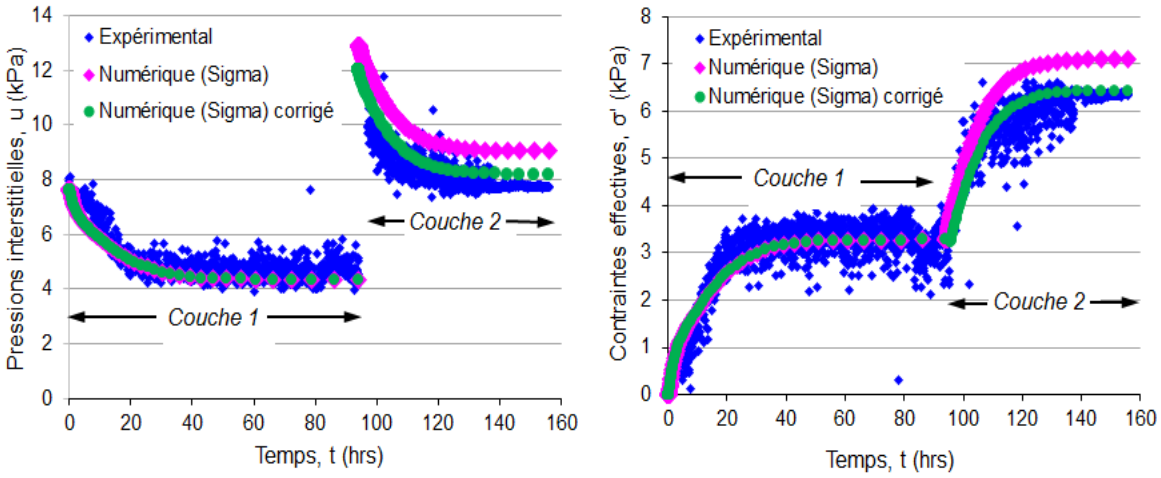

Figure Z.2 Évolution (a) des pressions interstitielles (b) des contraintes effectives lors de l'essai RMC-A3. Comparaison entre résultats expérimentaux (tableau 3.4) et numériques (avec λ_1 fonction de e_{0_1} et λ_2 fonction de e_{0_2}). Essai RMC-A3, élévation de 28.5 cm.

ANNEXE AA : CALCUL DES PRESSIONS ET CONTRAINTES LORS DE L'ESSAI RMC-A2 AVEC LA SOLUTION DE GIBSON (1958)

a) c_v = 0.01 cm²/s

	t (heures)	t (an)	T (-)	h_p (m)	y/h_p (-)	$(h_p - y)$ (m)	$U = 1 - u_e/\gamma' * (h_p - y)$ (-)	$u_e = (1 - U) *(\gamma')* (h_p - y)$ (kPa)	$u_w = (h_p - y)* \gamma_w$ (kPa)	$u = u_e + u_w$ (kPa)	$\sigma_v = u_0 = (h_p - y) * \gamma_{sat}$ (kPa)	$\sigma' = \sigma_v - u$ (kPa)
Couche 1	9,45	0,0011	0,09	0,05	2,477							
	18,9	0,0022	0,17	0,11	1,239							
	28,35	0,0032	0,26	0,16	0,826	0,029	0,945	0,013	0,280	0,292	0,5073	0,215
	37,8	0,0043	0,35	0,22	0,619	0,083	0,89	0,073	0,814	0,887	1,4774	0,590
	47,25	0,0054	0,44	0,27	0,495	0,138	0,85	0,165	1,349	1,514	2,4475	0,934
	56,7	0,0065	0,52	0,33	0,413	0,192	0,82	0,276	1,884	2,160	3,4176	1,258
	66,15	0,0076	0,61	0,38	0,354	0,247	0,805	0,384	2,418	2,802	4,3877	1,585
	75,6	0,0086	0,70	0,44	0,310	0,301	0,788	0,510	2,953	3,463	5,3578	1,895
	85,05	0,0097	0,79	0,49	0,275	0,356	0,77	0,653	3,487	4,141	6,3279	2,187
	94,5	0,0108	0,87	0,55	0,248	0,410	0,74	0,852	4,022	4,874	7,298	2,424
Couche 2	101,12	0,0115	2,12	0,6	0,224	0,468	0,65	1,307	4,586	5,894	8,3215	2,428
	107,74	0,0123	2,26	0,66	0,205	0,525	0,625	1,573	5,150	6,723	9,345	2,622
	114,36	0,0131	2,40	0,72	0,188	0,583	0,61	1,815	5,714	7,529	10,3685	2,839
	120,98	0,0138	2,54	0,78	0,174	0,640	0,6	2,045	6,278	8,324	11,392	3,068
	127,6	0,0146	2,67	0,83	0,162	0,698	0,585	2,313	6,842	9,155	12,4155	3,260
	134,22	0,0153	2,81	0,89	0,152	0,755	0,57	2,594	7,407	10,001	13,439	3,438
	140,84	0,0161	2,95	0,95	0,142	0,813	0,56	2,856	7,971	10,827	14,4625	3,635
	147,46	0,0168	3,09	1,01	0,134	0,870	0,555	3,093	8,535	11,628	15,486	3,858
	154,08	0,0176	3,23	1,06	0,127	0,928	0,54	3,409	9,099	12,508	16,5095	4,002
	160,7	0,0183	3,37	1,12	0,121	0,985	0,52	3,778	9,663	13,441	17,533	4,092

b) c_v = 0.20 cm²/s

	t (heures)	t (an)	T (-)	h_p (m)	y/h_p (-)	$(h_p - y)$ (m)	$U = 1 - u_e/\gamma' * (h_p - y)$ (-)	$u_e = (1 - U) *(\gamma')* (h_p - y)$ (kPa)	$u_w = (h_p - y)* \gamma_w$ (kPa)	$u = u_e + u_w$ (kPa)	$\sigma_v = u_0 = (h_p - y) * \gamma_{sat}$ (kPa)	$\sigma' = \sigma_v - u$ (kPa)
Couche 1	9,45	0,0011	0,0003	0,05	2,477							
	18,9	0,0022	0,0006	0,11	1,239							
	28,35	0,0032	0,0009	0,16	0,826	0,029	0,997	0,001	0,280	0,280	0,5073	0,227
	37,8	0,0043	0,0012	0,22	0,619	0,083	0,996	0,003	0,814	0,817	1,4774	0,661
	47,25	0,0054	0,0015	0,27	0,495	0,138	0,995	0,005	1,349	1,354	2,4475	1,093
	56,7	0,0065	0,0017	0,33	0,413	0,192	0,9945	0,008	1,884	1,892	3,4176	1,526
	66,15	0,0076	0,0020	0,38	0,354	0,247	0,9943	0,011	2,418	2,429	4,3877	1,958
	75,6	0,0086	0,0023	0,44	0,310	0,301	0,9941	0,014	2,953	2,967	5,3578	2,391
	85,05	0,0097	0,0026	0,49	0,275	0,356	0,9938	0,018	3,487	3,505	6,3279	2,823
	94,5	0,0108	0,0029	0,55	0,248	0,410	0,9935	0,021	4,022	4,043	7,298	3,255
Couche 2	101,12	0,0115	0,0071	0,6	0,224	0,468	0,9932	0,025	4,586	4,612	8,3215	3,710
	107,74	0,0123	0,0075	0,66	0,205	0,525	0,993	0,029	5,150	5,180	9,345	4,165
	114,36	0,0131	0,0080	0,72	0,188	0,583	0,9928	0,034	5,714	5,748	10,3685	4,621
	120,98	0,0138	0,0085	0,78	0,174	0,640	0,9925	0,038	6,278	6,317	11,392	5,075
	127,6	0,0146	0,0089	0,83	0,162	0,698	0,9918	0,046	6,842	6,888	12,4155	5,527
	134,22	0,0153	0,0094	0,89	0,152	0,755	0,9915	0,051	7,407	7,458	13,439	5,981
	140,84	0,0161	0,0098	0,95	0,142	0,813	0,991	0,058	7,971	8,029	14,4625	6,433
	147,46	0,0168	0,0103	1,01	0,134	0,870	0,9908	0,064	8,535	8,599	15,486	6,887
	154,08	0,0176	0,0108	1,06	0,127	0,928	0,9905	0,070	9,099	9,169	16,5095	7,340
	160,7	0,0183	0,0112	1,12	0,121	0,985	0,99	0,079	9,663	9,742	17,533	7,791

ANNEXE BB : TEMPS REQUIS POUR ATTEINDRE U_{50} ET U_{90} POUR DES POINTS SITUÉS À DIFFÉRENTES ÉLÉVATIONS ET DISTANCES HORIZONTALES DES INTERFACES DURANT LA CONSOLIDATION DES COUCHES 30, 60 ET 100

Tableau BB.1 Temps nécessaire pour atteindre U_{50} et U_{90} pour des points situés à la base du modèle (Y = 1 m, résultats des figures 8.18 à 8.20) et comparaison avec le cas sans inclusion du modèle de base (e_0 = 2.75)

Distance horizontale, X (m)		Temps (en jours) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation *U* (%)						
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**80.0m**	**Sans inclusion**
Couche 30	U_{50}	1.278	4.928	8.943	9.308	9.308	9.308	5.731
	U_{90}	11.133	15.513	17.885	17.885	17.885	17.885	14.60
Couche 60	U_{50}	0.475	1.46	7.629	9.819	10.403	10.695	8.76
	U_{90}	6.388	11.68	14.6	18.433	18.615	18.615	17.155
Couche 100	U_{50}	0.73	1.46	7.30	14.235	15.33	16.06	16.06
	U_{90}	7.30	15.695	26.828	30.478	31.39	31.39	40.88

Tableau BB.2 Temps nécessaire pour atteindre U_{50} et U_{90} pour des points situés au milieu du modèle (Y = 20 m, résultats des figures 8.21 et 8.22) et comparaison avec le cas sans inclusion du modèle de base (e_0 = 2.75)

Distance horizontale, X (m)		Temps (en jours) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U (jrs)						
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**80.0m**	**Sans inclusion**
Couche 60	U_{50}	2.008	4.015	8.395	8.395	8.395	8.395	6.169
	U_{90}	10.403	14.418	17.338	17.338	17.338	17.338	16.06
Couche 100	U_{50}	0.73	2.19	9.49	13.505	14.60	14.06	14.6
	U_{90}	8.03	16.425	27.74	30.295	30.770	30.770	37.96

Tableau BB.3 Temps nécessaire pour atteindre U_{50} et U_{90} pour des points situés au milieu du modèle (Y = 20 m, résultats de la figure 8.23) et comparaison avec le cas sans inclusion du modèle de base (e_0 = 2.75)

Distance horizontale, X (m)		Temps (en jours) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation U (jrs)						
		5.6m	**11.2m**	**25.2m**	**47.6m**	**70.0m**	**80.0m**	**Sans inclusion**
Couche 100	U_{50}	5.84	6.57	6.935	6.935	6.935	6.935	4.745
	U_{90}	17.885	20.075	23.36	23.36	23.36	23.36	20.075

ANNEXE CC : FONCTIONS DE CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE ET COURBES GRANULOMÉTRIQUES DES RÉSIDUS N°1, N°2 ET N°3 (RÉSIDUS CANADIAN MALARTIC OU RÉSIDUS DE RÉFÉRENCE)

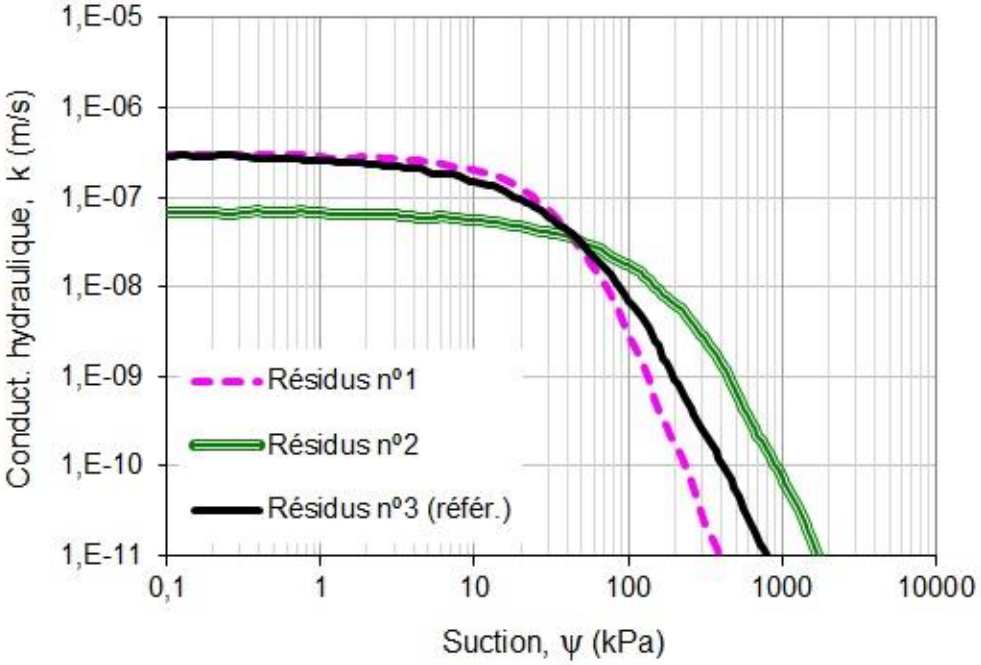

Figure CC.1 Fonctions de conductivité hydraulique des résidus n°1, n°2 et n°3 (résidus CM ou résidus de référence).

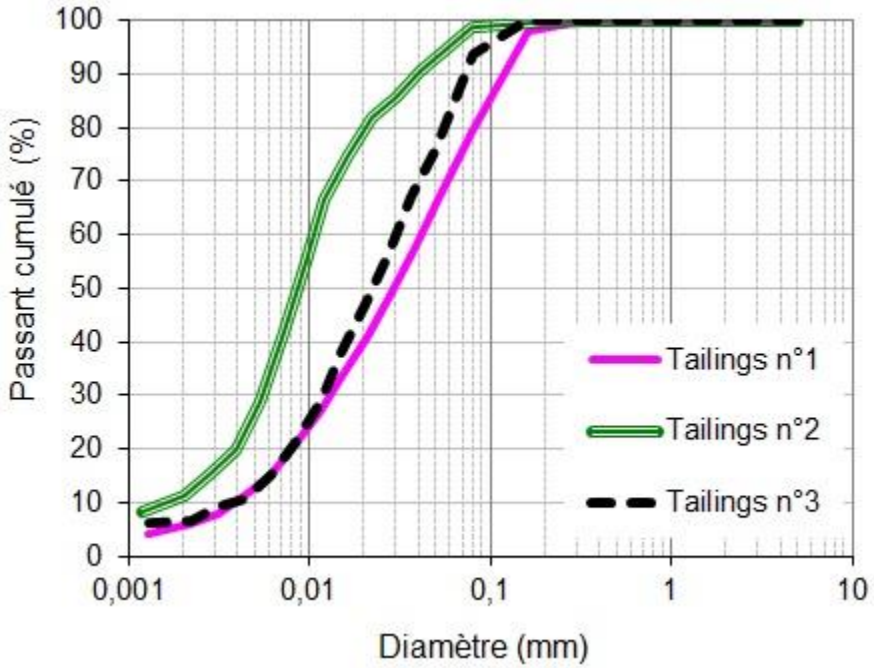

Figure CC.2 Courbes granulométriques des résidus n°1, n°2 et n°3 (résidus CM ou résidus de référence).

ANNEXE DD : RELATION ENTRE LE RATIO DE CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE ET LES CONTRAINTES EFFECTIVES. RÉSIDUS CANADIAN MALARTIC

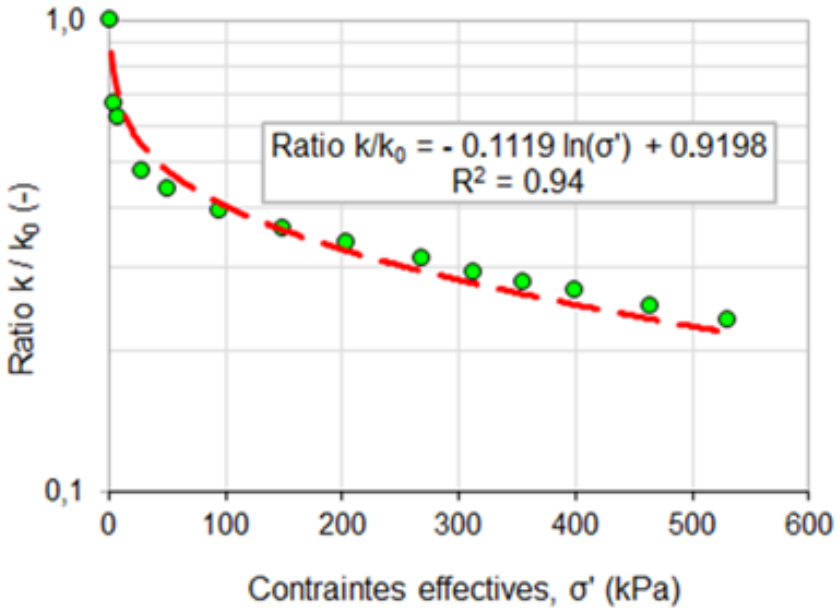

Figure DD.1 Relation entre le ratio de conductivité hydraulique et les contraintes effectives. Résidus Canadian Malartic (adaptées de Essayad, 20015).

ANNEXE EE : ANALYSE DU DRAINAGE EN PRÉSENCE D'UNE INCLUSION

Les équations de Dupuit-Forchheimer (DF) et la solution de Kozeny (1931) (équations 2.45, 2.46 et 2.49), sont applicables sous certaines hypothèses. Ces hypothèses sont différentes de conditions qui ont caractérisé nos essais de laboratoire. Dans ce qui suit, nous présentons l'interprétation qui a été faite sur chaque hypothèse, afin de rendre les équations de Dupuit-Forchheimer (DF) et la solution de Kozeny (1931) applicables au cas de des résidus humides en contact avec des roches stériles initialement sèches, où les écoulements se font en régime transitoire, et dans des conditions de laboratoire (modèle limité).

Interprétation de l'hypothèse 1 : Régime permanent, avec niveau d'eau constant à l'amont

En régime transitoire (comme le cas de nos essais de laboratoire, avec une baisse continue du niveau d'eau H_1 à l'amont des résidus du fait que la nappe d'eau n'est pas réalimentée et que l'extension latérale du système L est faible), le régime permanent peut être supposé atteint en utilisant des pas de temps très petits à l'intérieur desquels la variation de H_1 à l'amont peut être considérée insignifiante. Ensuite, on détermine le niveau d'eau H_1 à l'amont à chaque pas de temps, qui sera considéré constant pour ce pas de temps ;

Interprétation de l'hypothèse 2 : Fond imperméable

À chaque pas de temps, le niveau de l'eau dans le fossé, représenté par les roches stériles (voir hypothèse 3 ci-dessous), est considéré comme la base (ou fond) du système car il n'y a pas de possibilité de drainage ou de flux vertical vers le bas. Ceci suggère d'adapter le niveau du fond à chaque pas de temps car le niveau de l'eau dans les roches stériles change (monte) ;

Interprétation de l'hypothèse 3 : Fossé aval vide

Les roches stériles étant des matériaux plus grossiers que les résidus, l'inclusion (aval) peut être considérée comme un fossé où se déversent les eaux transitant par l'interface. Ce fossé est vide

selon l'interprétation de l'hypothèse 2 qui ne considère pas la partie saturée (à un pas de temps donné, le niveau de l'eau au sein de l'inclusion représente la base du système).

La conductivité hydraulique k des roches stériles est beaucoup plus grande que celle des résidus. Ceci permet d'ajouter l'hypothèse selon laquelle l'interface entre les résidus saturés et le fossé vide représenté par les roches stériles sèches est au contact avec la pression atmosphérique (u = 0).

EE.1 Flux d'eau à l'interface et élévation de l'eau au sein de l'inclusion

L'élévation de l'eau au sein des roches stériles, mesurée lors des essais avec inclusion centrale et drainage axisymétrique (à l'aide des sondes MicroDiver) pour des inclusions de dimensions D_w = 15 cm et D_w = 20 cm, ainsi que les débits à l'interface calculés à l'aide de ces données sont montrés aux figures EE.1 (*a* et *b*) et EE.2. Les mêmes figures montrent l'élévation de l'eau au sein de l'inclusion ainsi que les débits à l'interface, calculés à l'aide de l'équation de Dupuit – Forchheimer (équation 2.45), en considérant une valeur de conductivité hydraulique horizontale k_h = 4.0 E-06 m/s et en utilisant des pas de Δt = 1 minute. Les calculs avec l'équation de Dupuit – Forchheimer sont montrés (en partie) aux tableaux EE.1 et EE.2 à cet annexe. On remarque une correspondance assez bonne entre ces deux types de données.

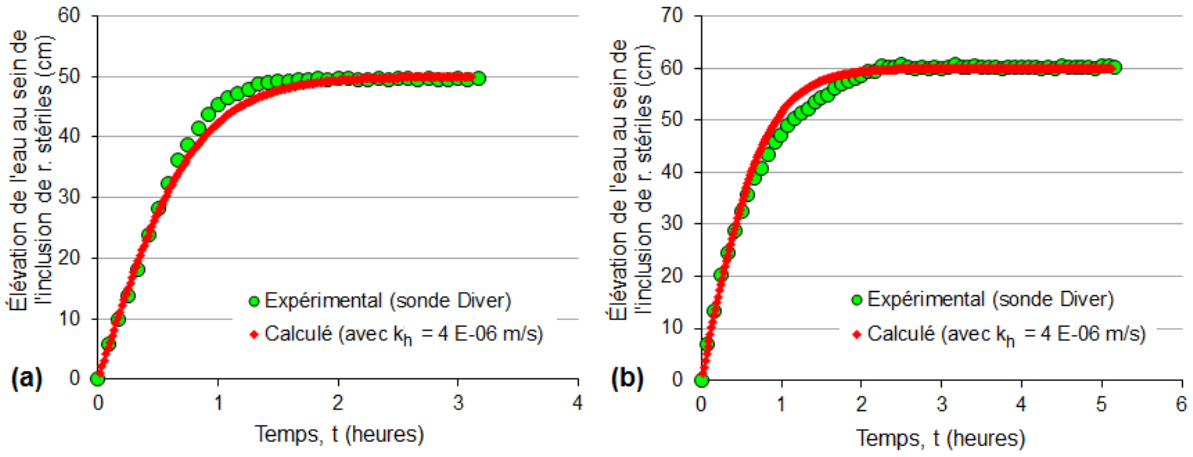

Figure EE.1 Élévation du niveau de l'eau au sein des roches stériles durant les tests en cuve cylindrique. Résultats expérimentaux et calculés à l'aide de l'équation 2.45 de Dupuit-Forchheimer (DF) pour les essais avec (a) RI-AX-1, D_w = 15 cm (b) RI-AX-2, D_w = 20 cm.

Les écoulements en régime transitoire avec drainage axisymétrique et dimensions latérales limitées (conditions de laboratoire), sont bien représentés par la loi de Dupuit-Forchheimer (DF) lorsque les pas de temps sont très petits et les niveaux d'eau H_1 à l'amont et H_2 à l'aval variables.

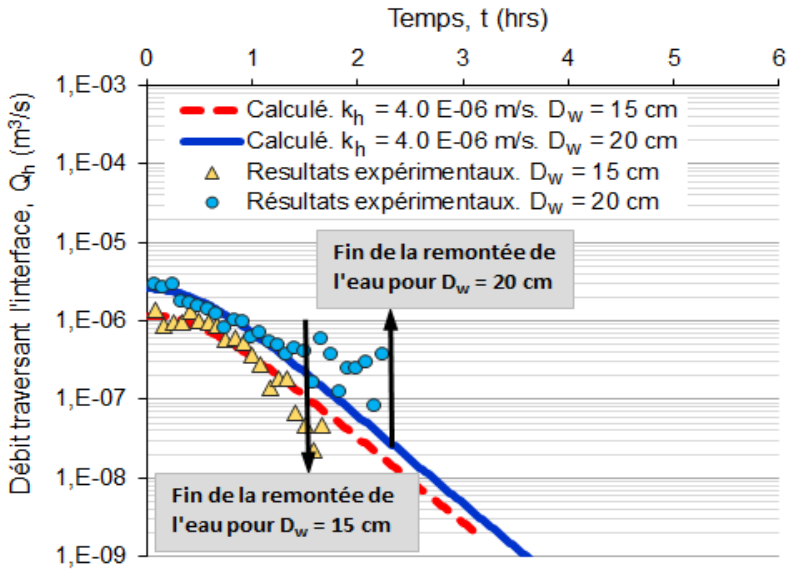

Figure EE.2 Débit horizontal à l'interface. Comparaison entre résultats expérimentaux (en cuve, figure 6.16) et calculés à l'aide de l'équation de Dupuit-Forchheimer (DF, équation 2.45) pour k_h = 4.0 E-06 m/s. Essais RI-AX-1 (D_w = 15 cm) et RI-AX-2 (D_w = 20 cm).

L'élévation de l'eau au sein des roches stériles mesurée lors de l'essai RI-2D-4 avec inclusion longitudinale (à l'aide des rubans gradués), ainsi que le débit à l'interface, sont montrées à la figure EE.3 (*a* et *b*). Les mêmes figures montrent l'élévation de l'eau au sein de l'inclusion ainsi que le débit à l'interface, calculés à l'aide de l'équation de Dupuit – Forchheimer, en considérant une valeur de conductivité hydraulique horizontale k_h = 3.0 E-06 m/s qui est dans l'intervalle des valeurs de k_h) et des pas de temps très petits (Δt = 1 minute). Les calculs avec l'équation de Dupuit – Forchheimer sont montrés au tableau EE.3.

On observe des différences entre les résultats expérimentaux et calculés. Ces écoulements en régime transitoire, avec drainage quasi-2D et des dimensions ou extensions latérales du système limitées (conditions de laboratoire), ne suivent pas la loi de Dupuit-Forchheimer (DF).

Pour ces conditions de laboratoire en régime transitoire et drainage 2D, le fait que l'équation de DF ne représente pas correctement le débit transitant par l'interface et la remontée de l'eau au sein de l'inclusion, pourrait être dû à la dimension non négligeable du drain (inclusion) ; en d'autres

termes à la dimension limitée (longueur L) du système face à la dimension du drain. L'équation de DF (équation 2.45) prédit un débit qui chute lentement, et une remontée de l'eau au sein de l'inclusion presque linéaire qui atteint un niveau final beaucoup plus élevé. Cette équation devrait néanmoins rester valable pour une extension latérale plus grande.

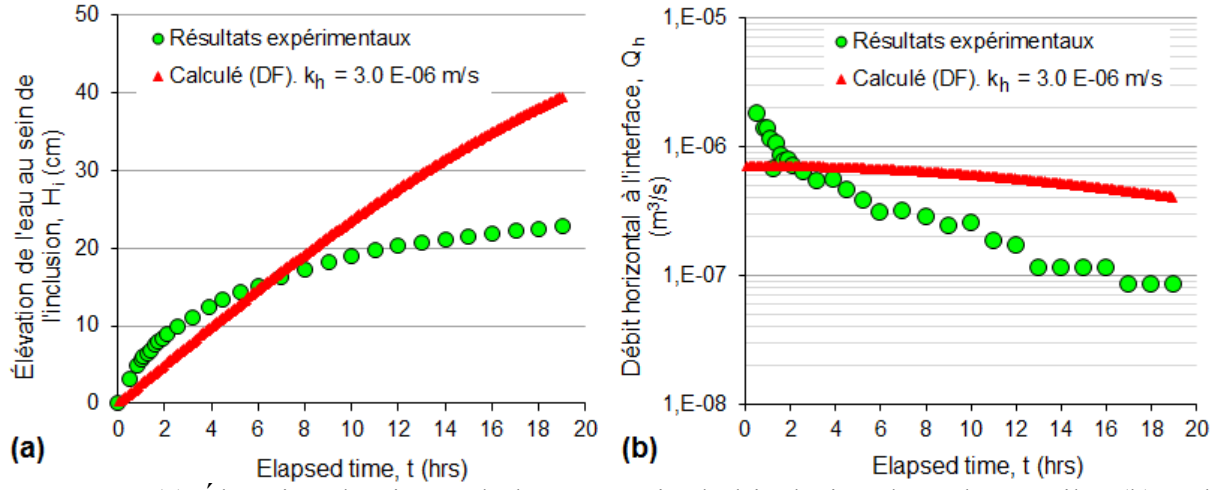

Figure EE.3 (a) Élévation du niveau de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles (b) Débit horizontal à travers l'interface, pour le test RI-2D-4 en boîte. Résultats expérimentaux (figure 6.14) et calculés sur base de l'équation de DF (k_h = 3.0 E-06 m/s).

EE.2 Analyse paramétrique de l'effet de la conductivité hydraulique horizontale k_h

Essais en cuve cylindrique

La figure EE.4 montre l'élévation du niveau de l'eau au sein des roches stériles durant les tests en cuve cylindrique (D_w = 15 et 20 cm), où les valeurs calculées à l'aide de l'équation de DF (équation 2.45) utilisent des pas de temps très petits et différentes valeurs de conductivité hydraulique horizontale k_h. Ces valeurs calculées sont comparées aux résultats expérimentaux.

Les résultats à la figure EE.4 indiquent que la conductivité hydraulique horizontale k_h serait de 3.5 à 4.5 E-06 m/s, comme selon les mesures expérimentales (tableaux 6.2 et 6.3). La figure EE.4 montre aussi que les résultats de l'équation de DF sont très sensibles aux valeurs de k_h.
Les résultats à la figure EE.5 montre l'effet de k_h sur le débit Q_h transitant par l'interface ; on observe également la même tendance.

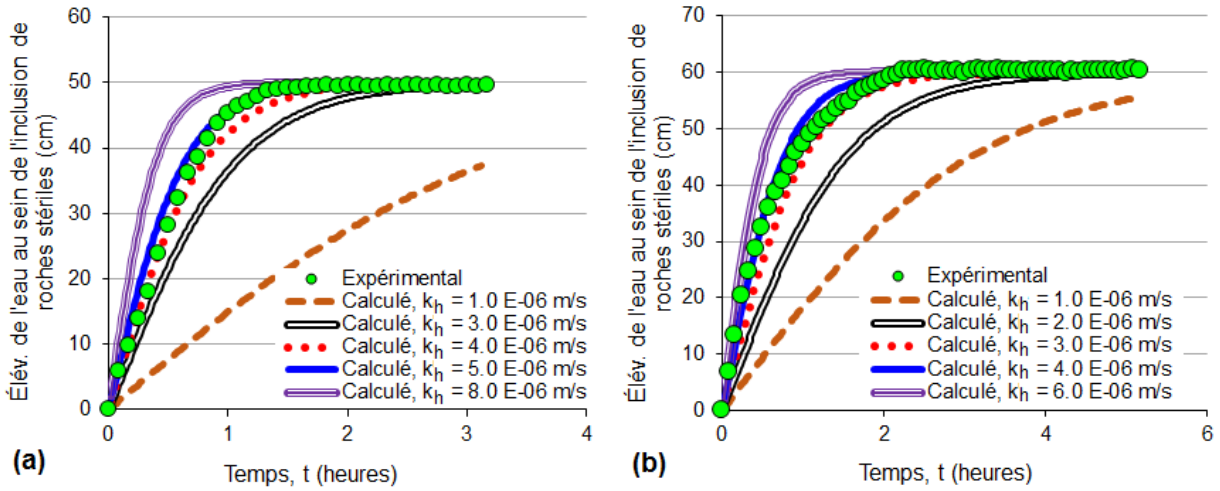

Figure EE.4 Élévation du niveau d'eau au sein de l'inclusion de roches stériles durant les tests avec drainage axisymétrique (a) Essai RI-AX-1, D_w = 15 cm (b) Essai RI-AX-2, D_w = 20 cm. Les valeurs sont calculées à l'aide de l'équation de DF, en utilisant des pas de temps très petits et différentes valeurs de k_h.

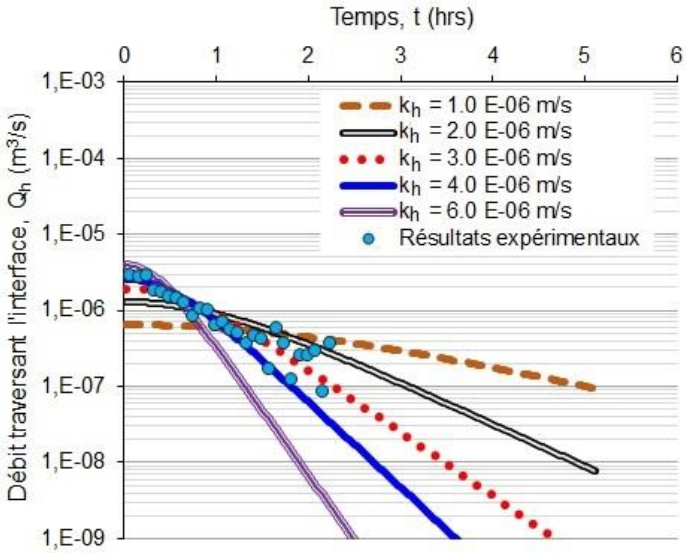

Figure EE.5 Débit horizontal à l'interface selon l'équation de Dupuit-Forchheimer (équation 2.45) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique k_h. Essai RI-AX-2, D_w = 20 cm.

Essais en boîte à parois rigides

La figure EE.6 montre l'élévation de l'eau au sein des roches stériles lors de l'essai RI-2D-4 avec drainage 2D, calculée à l'aide de l'équation de Dupuit – Forchheimer exprimant une décharge vers un fossé vide (équation 2.46). Les calculs sont montrés (en partie) au tableau EE.3. On observe que :

- contrairement à l'équation de DF (équation 2.45, résultats à la figure EE.5), l'équation de DF exprimant la décharge vers un fossé vide (avec ΔH_{amont_aval} actualisé à chaque pas de temps) indique une tendance acceptable de la remontée de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles en régime transitoire et drainage quasi-2D (avec une extension latérale du système L faible) ;
- au début du processus, la valeur de k_h qui donne des prédictions proches des résultats expérimentaux est légèrement supérieure à 5.0 E-06 m/s ; et vers la fin, la valeur de k_h correspondant aux résultats expérimentaux est inférieure à 2.5 E-06 m/s. Ceci reflète une baisse progressive de k_h.

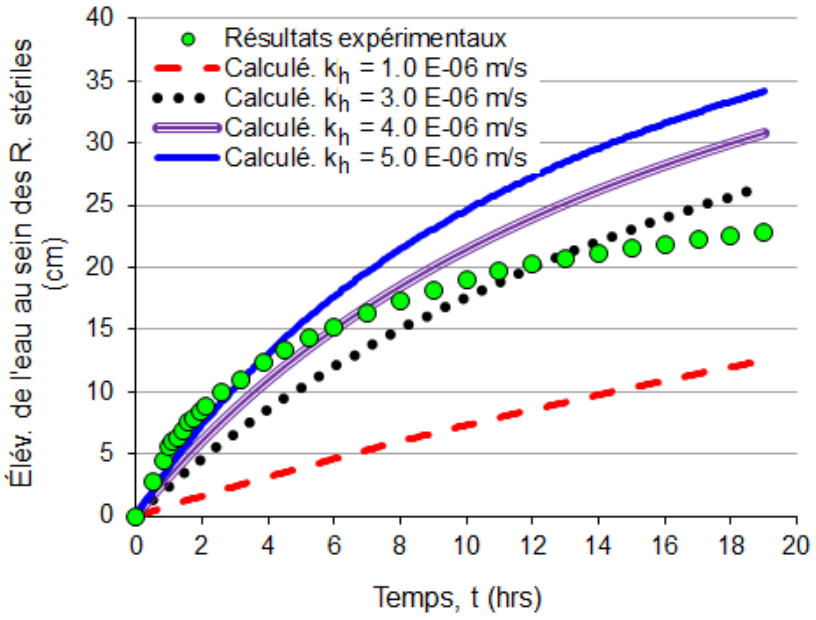

Figure EE.6 Évolution avec le temps de l'élévation du niveau de l'eau au sein de l'inclusion. Les valeurs calculés (à l'aide de l'approche de DF vers un fossé vide et avec différentes valeurs de k_h) sont ajustées au résultats expérimentaux (essai RI-2D-4, avec drainage 2D).

Pour améliorer la prédiction de la remontée de l'eau au sein des roches stériles, avec l'équation de DF exprimant la décharge vers un fossé vide (équation 2.46), deux fonctions ont été prises en

compte. La première fonction exprime la meilleure tendance de la variation de la conductivité hydraulique horizontale k_h à chaque pas de temps avec le ratio de la différence de niveaux d'eau amont-aval par mètre de largeur ($\Delta H_{amont_aval} / L$). Cette fonction est montrée à la figure EE.7 ; elle résulte des données du tableau V.1 à l'annexe V.3 (essai RI-2D-4). Divers auteurs ont utilisé ce type de fonction (e.g. Dere, 2000 ; Kao, 2002). La deuxième fonction (exponentielle) exprime la meilleure tendance des tassements primaires S_t mesurés durant l'essai RI-2D-4 ; cette fonction est montrée à la figure EE.8.

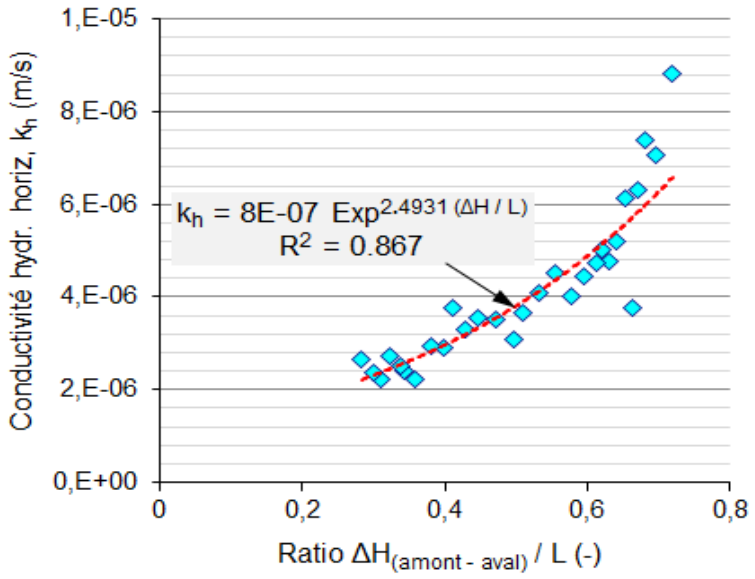

Figure EE.7 Variation de la conductivité hydraulique horizontale avec le ratio exprimant la différence de niveaux d'eau amont-aval par mètre de longueur du système. Essai RI-2D-4.

Les figures EE.9 et EE.10 montrent les résultats (évolution de l'élévation de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles et du débit horizontal à l'interface) obtenus en tenant compte des deux fonctions montrées aux figures EE.7 et EE.8. Les calculs sont montrés (en partie) au tableau EE.5 à cet annexe. Selon les résultats aux figures EE.9 et EE.10, en régime transitoire et drainage 2D (avec une extension latérale du système L faible), le débit Q_h transitant par l'interface et la remontée progressive de l'eau au sein de l'inclusion sont bien représentés lorsque k_h est exprimée comme une fonction du rapport $\Delta H_{amont_aval} / L$ et lorsqu'on tient compte des tassements primaires des résidus dans les calculs.

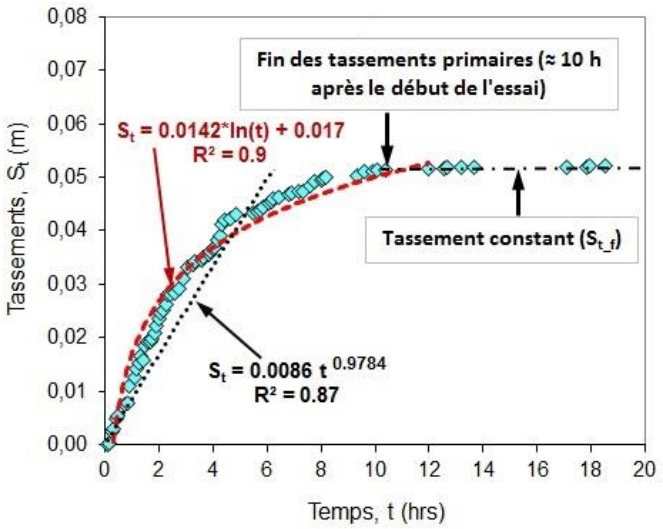

Figure EE.8 Évolution des tassements lors de l'essai RI-2D-4 et courbes de tendances.

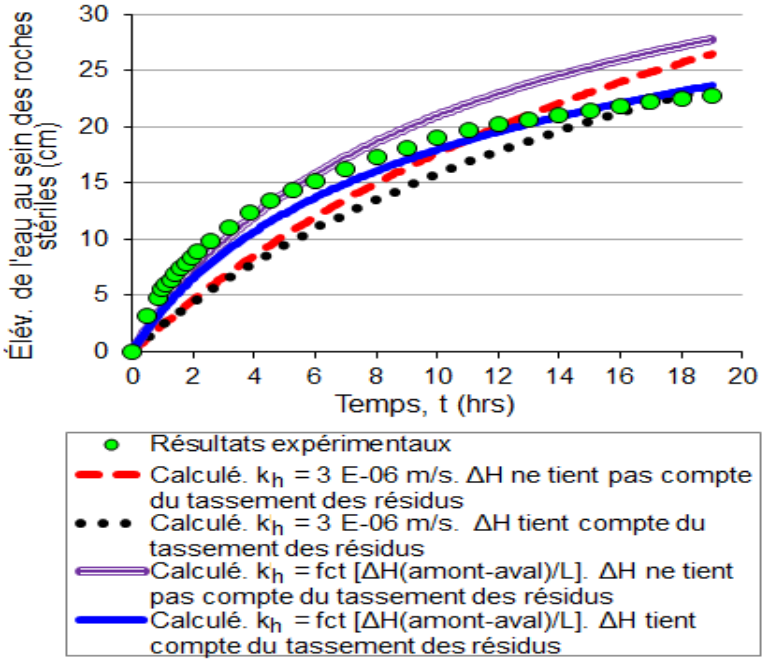

Figure EE.9 Évolution de l'élévation du niveau de l'eau au sein de l'inclusion. Résultats expérimentaux (essais RI-2D-4) et résultats calculés (avec k_h constante = 3 E-06 m/s et k_h variable avec $\Delta H/L$).

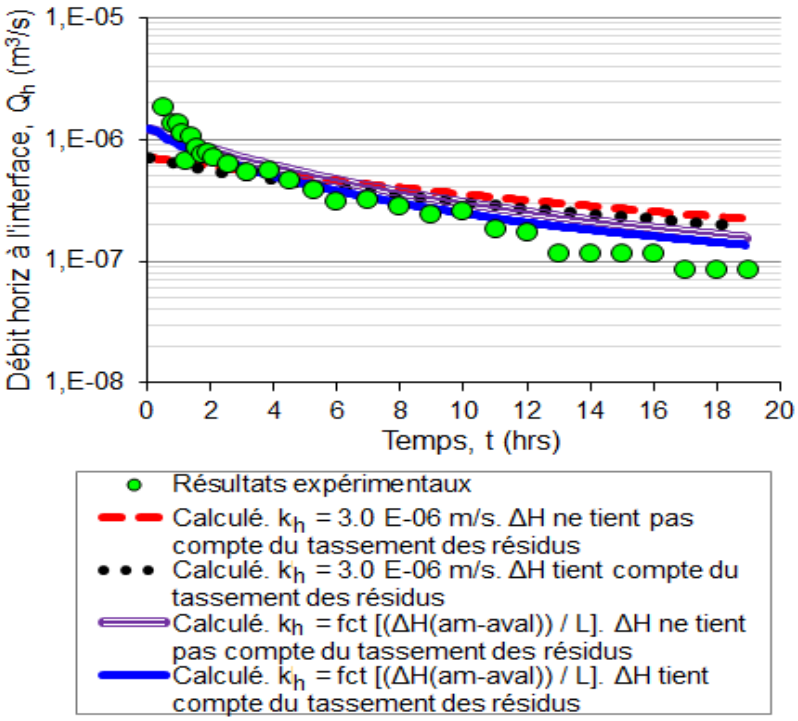

Figure EE.10 Évolution du débit horizontal à l'interface. Résultats expérimentaux (essais RI-2D-4) et résultats calculés (avec k_h constante = 3 E-06 m/s et k_h variable avec $\Delta H/L$).

Ces résultats dans cette section montrent que l'équation de Dupuit Forchheimer peut être utilisée pour les écoulements en régime transitoire, à l'échelle intermédiaire (dimensions de laboratoire) et lorsque le drain ou fossé aval vide est constitué de matériaux plus grossiers. Toutefois, certaines particularités et spécificités doivent être prises en compte, entre autres des pas de temps plus petits à l'intérieur desquels il est possible de minimiser la variation de niveaux d'eau en un point, la variation de la conductivité hydraulique horizontale en fonction de la différence de niveaux d'eau à l'amont et à l'aval, ainsi que les tassements primaires du matériau fin qui pourraient être importants.

Tableau EE.1 Débit horizontal transitant par l'interface Q_h et élévation de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles ΣH. Calculs basés sur l'hypothèse DF (équation 2.45). Essai RI-AX-1

Temps, t (min)	Temps, t (s)	Temps cumulé (min)	Temps cumulé (hrs)	Tassement résidus, S_t (m)	Niveau de l'eau à l'amont du système, H_i (m)	Différence de niveaux d'eau amont - aval, $\Delta h_{amont\text{-}aval}$ (m)	Débit horizontal traversant l'interface, Q_h (m^3/s)	Épaisseur couche d'eau deversée dans l'inclusion, H (m) = (Q_h/Aire base_incl)*t = v_t*t	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (m)	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (cm)
1	60	1	0,02	0	0,5	0,5000	1,18E-06	0,0103	0,0103	1,0256
1	60	2	0,03	0	0,5	0,4897	1,18E-06	0,0103	0,0205	2,0509
1	60	3	0,05	0	0,5	0,4795	1,18E-06	0,0102	0,0307	3,0748
1	60	4	0,07	0	0,5	0,4693	1,17E-06	0,0102	0,0410	4,0965
1	60	5	0,08	0	0,5	0,4590	1,17E-06	0,0102	0,0512	5,1153
1	60	6	0,10	0	0,5	0,4488	1,17E-06	0,0101	0,0613	6,1302
1	60	7	0,12	0	0,5	0,4387	1,16E-06	0,0101	0,0714	7,1404
1	60	8	0,13	0	0,5	0,4286	1,15E-06	0,0100	0,0815	8,1451
1	60	9	0,15	0	0,5	0,4185	1,15E-06	0,0100	0,0914	9,1436
1	60	10	0,17	0	0,5	0,4086	1,14E-06	0,0099	0,1013	10,1349
1	60	11	0,18	0	0,5	0,3987	1,13E-06	0,0098	0,1112	11,1184
1	60	12	0,20	0	0,5	0,3888	1,12E-06	0,0097	0,1209	12,0933
1	60	13	0,22	0	0,5	0,3791	1,11E-06	0,0097	0,1306	13,0590
1	60	14	0,23	0	0,5	0,3694	1,10E-06	0,0096	0,1401	14,0146
1	60	15	0,25	0	0,5	0,3599	1,08E-06	0,0095	0,1496	14,9597
1	60	16	0,27	0	0,5	0,3504	1,07E-06	0,0093	0,1589	15,8935
1	60	17	0,28	0	0,5	0,3411	1,06E-06	0,0092	0,1682	16,8155
1	60	18	0,30	0	0,5	0,3318	1,04E-06	0,0091	0,1773	17,7252
1	60	19	0,32	0	0,5	0,3227	1,03E-06	0,0090	0,1862	18,6219
1	60	20	0,33	0	0,5	0,3138	1,01E-06	0,0088	0,1951	19,5053
1	60	21	0,35	0	0,5	0,3049	9,98E-07	0,0087	0,2037	20,3749
1	60	22	0,37	0	0,5	0,2963	9,82E-07	0,0086	0,2123	21,2302
1	60	23	0,38	0	0,5	0,2877	9,65E-07	0,0084	0,2207	22,0709
1	60	24	0,40	0	0,5	0,2793	9,48E-07	0,0083	0,2290	22,8967
1	60	25	0,42	0	0,5	0,2710	9,31E-07	0,0081	0,2371	23,7073
1	60	26	0,43	0	0,5	0,2629	9,13E-07	0,0080	0,2450	24,5023
1	60	27	0,45	0	0,5	0,2550	8,95E-07	0,0078	0,2528	25,2817
1	60	28	0,47	0	0,5	0,2472	8,76E-07	0,0076	0,2605	26,0451
1	60	29	0,48	0	0,5	0,2395	8,58E-07	0,0075	0,2679	26,7924

Tableau EE.2 Débit horizontal transitant par l'interface Q_h et élévation de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles ΣH. Calculs basés sur l'hypothèse DF (équation 2.45). Essai RI-AX-2.

Temps, t (min)	Temps, t (s)	Temps cumulé (min)	Temps cumulé (hrs)	Tassement résidus, S_t (m)	Niveau de l'eau à l'amont du système, H_i (m)	Différence de niveaux d'eau amont - aval, $\Delta h_{amont\text{-}aval}$ (m)	Débit horizontal traversant l'interface, Q_h (m^3/s)	Épaisseur couche d'eau deversée dans l'inclusion, H (m) = (Q_h/Aire base_incl)*t = v_r*t	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (m)	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (cm)
1	60	1	0,02	0	0,6	0,6000	2,58E-06	0,0127	0,0127	1,2659
1	60	2	0,03	0	0,6	0,5873	2,58E-06	0,0127	0,0253	2,5313
1	60	3	0,05	0	0,6	0,5747	2,58E-06	0,0126	0,0379	3,7950
1	60	4	0,07	0	0,6	0,5621	2,57E-06	0,0126	0,0506	5,0559
1	60	5	0,08	0	0,6	0,5494	2,57E-06	0,0126	0,0631	6,3128
1	60	6	0,10	0	0,6	0,5369	2,56E-06	0,0125	0,0756	7,5647
1	60	7	0,12	0	0,6	0,5244	2,54E-06	0,0125	0,0881	8,8105
1	60	8	0,13	0	0,6	0,5119	2,53E-06	0,0124	0,1005	10,0492
1	60	9	0,15	0	0,6	0,4995	2,51E-06	0,0123	0,1128	11,2796
1	60	10	0,17	0	0,6	0,4872	2,49E-06	0,0122	0,1250	12,5008
1	60	11	0,18	0	0,6	0,4750	2,47E-06	0,0121	0,1371	13,7118
1	60	12	0,20	0	0,6	0,4629	2,45E-06	0,0120	0,1491	14,9116
1	60	13	0,22	0	0,6	0,4509	2,42E-06	0,0119	0,1610	16,0993
1	60	14	0,23	0	0,6	0,4390	2,40E-06	0,0117	0,1727	17,2741
1	60	15	0,25	0	0,6	0,4273	2,37E-06	0,0116	0,1844	18,4351
1	60	16	0,27	0	0,6	0,4156	2,34E-06	0,0115	0,1958	19,5816
1	60	17	0,28	0	0,6	0,4042	2,31E-06	0,0113	0,2071	20,7126
1	60	18	0,30	0	0,6	0,3929	2,28E-06	0,0112	0,2183	21,8277
1	60	19	0,32	0	0,6	0,3817	2,24E-06	0,0110	0,2293	22,9261
1	60	20	0,33	0	0,6	0,3707	2,21E-06	0,0108	0,2401	24,0072
1	60	21	0,35	0	0,6	0,3599	2,17E-06	0,0106	0,2507	25,0705
1	60	22	0,37	0	0,6	0,3493	2,13E-06	0,0104	0,2612	26,1154
1	60	23	0,38	0	0,6	0,3388	2,09E-06	0,0103	0,2714	27,1415
1	60	24	0,40	0	0,6	0,3286	2,06E-06	0,0101	0,2815	28,1484
1	60	25	0,42	0	0,6	0,3185	2,02E-06	0,0099	0,2914	29,1357
1	60	26	0,43	0	0,6	0,3086	1,97E-06	0,0097	0,3010	30,1031
1	60	27	0,45	0	0,6	0,2990	1,93E-06	0,0095	0,3105	31,0504
1	60	28	0,47	0	0,6	0,2895	1,89E-06	0,0093	0,3198	31,9773
1	60	29	0,48	0	0,6	0,2802	1,85E-06	0,0091	0,3288	32,8837
1	60	30	0,50	0	0,6	0,2712	1,81E-06	0,0089	0,3377	33,7693

Tableau EE.3 Débit horizontal transitant par l'interface Q_h et élévation de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles ΣH. Calculs basés sur l'hypothèse DF de décharge vers un fossé vide (équation 2.46). k_h = constante ; on ne tient pas compte des tassements. Essai RI-2D-4.

							Calculé avec k_h = constante = $3*10^{-6}$ m/s			
Temps, t (min)	Temps, t (s)	Temps cumulé (min)	Temps cumulé (hrs)	Tassement résidus, S_t (m)	Niveau de l'eau à l'amont du système, H_i (m)	Différence de niveaux d'eau amont - aval, $\Delta h_{amont-aval}$ (m)	Débit horizontal traversant l'interface, Q_h (m^3/s)	Épaisseur couche d'eau deversée dans l'inclusion, H (m) = (Q_h/Aire base_incl)*t = v_t*t	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (m)	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (cm)
5	300	5	0,083	0,0000	0,6	0,6	7,09E-07	0,0021	0,0021	0,2077
5	300	10	0,167	0,0008	0,600	0,596	7,00E-07	0,0021	0,0041	0,4127
5	300	15	0,250	0,0015	0,600	0,592	6,91E-07	0,0020	0,0062	0,6152
5	300	20	0,333	0,0099	0,600	0,589	6,82E-07	0,0020	0,0082	0,8152
5	300	25	0,417	0,0047	0,600	0,585	6,74E-07	0,0020	0,0101	1,0128
5	300	30	0,500	0,0049	0,600	0,580	6,62E-07	0,0019	0,0121	1,2069
5	300	35	0,583	0,0047	0,600	0,578	6,59E-07	0,0019	0,0140	1,3999
5	300	40	0,667	0,0059	0,600	0,575	6,51E-07	0,0019	0,0159	1,5906
5	300	45	0,750	0,0069	0,600	0,572	6,44E-07	0,0019	0,0178	1,7793
5	300	50	0,833	0,0092	0,600	0,569	6,37E-07	0,0019	0,0197	1,9658
5	300	55	0,917	0,0079	0,600	0,565	6,30E-07	0,0018	0,0215	2,1503
5	300	60	1,000	0,0107	0,600	0,562	6,23E-07	0,0018	0,0233	2,3328
5	300	65	1,083	0,0109	0,600	0,559	6,16E-07	0,0018	0,0251	2,5134
5	300	70	1,167	0,0172	0,600	0,557	6,10E-07	0,0018	0,0269	2,6921
5	300	75	1,250	0,0171	0,600	0,554	6,04E-07	0,0018	0,0287	2,8689
5	300	80	1,333	0,0184	0,600	0,551	5,97E-07	0,0018	0,0304	3,0440
5	300	85	1,417	0,0184	0,600	0,548	5,91E-07	0,0017	0,0322	3,2173
5	300	90	1,500	0,0202	0,600	0,545	5,86E-07	0,0017	0,0339	3,3889
5	300	95	1,583	0,0216	0,600	0,543	5,80E-07	0,0017	0,0356	3,5588
5	300	100	1,667	0,0256	0,600	0,540	5,74E-07	0,0017	0,0373	3,7271
5	300	105	1,750	0,0256	0,600	0,538	5,69E-07	0,0017	0,0389	3,8938
5	300	110	1,833	0,0273	0,600	0,535	5,64E-07	0,0017	0,0406	4,0590
5	300	115	1,917	0,0305	0,600	0,533	5,58E-07	0,0016	0,0422	4,2226
5	300	120	2,000	0,0308	0,600	0,530	5,53E-07	0,0016	0,0438	4,3848
5	300	125	2,083	0,0316	0,600	0,528	5,48E-07	0,0016	0,0455	4,5455
5	300	130	2,167	0,0323	0,600	0,525	5,43E-07	0,0016	0,0470	4,7047
5	300	135	2,250	0,0334	0,600	0,523	5,39E-07	0,0016	0,0486	4,8626
5	300	140	2,333	0,0338	0,600	0,521	5,34E-07	0,0016	0,0502	5,0190
5	300	145	2,417	0,0355	0,600	0,519	5,29E-07	0,0016	0,0517	5,1742

Tableau EE.4 Débit horizontal transitant par l'interface Q_h et élévation de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles ΣH. Calculs basés sur l'hypothèse DF de décharge vers un fossé vide (équation 2.46). k_h = constante ; on tient compte des tassements. Essai RI-2D-4.

							Calculé avec k_h = constante = $3*10^{-6}$ m/s			
Temps, t (min)	Temps, t (s)	Temps cumulé (min)	Temps cumulé (hrs)	Tassement résidus, S_t (m)	Niveau de l'eau à l'amont du système, H_i (m)	Différence de niveaux d'eau amont - aval, $\Delta h_{amont-aval}$ (m)	Débit horizontal traversant l'interface, Q_h (m^3/s)	Épaisseur couche d'eau deversée dans l'inclusion, H (m) = (Q_h/Aire base_incl)*t = v_t*t	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (m)	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (cm)
5	300	5	0,083	0,0001	0,5999	0,5999	7,09E-07	0,0021	0,0021	0,2076
5	300	10	0,167	0,0005	0,600	0,596	6,99E-07	0,0020	0,0041	0,4123
5	300	15	0,250	0,0009	0,599	0,592	6,89E-07	0,0020	0,0061	0,6142
5	300	20	0,333	0,0014	0,599	0,587	6,79E-07	0,0020	0,0081	0,8133
5	300	25	0,417	0,0046	0,595	0,581	6,64E-07	0,0019	0,0101	1,0078
5	300	30	0,500	0,0072	0,593	0,580	6,62E-07	0,0019	0,0120	1,2019
5	300	35	0,583	0,0093	0,591	0,569	6,38E-07	0,0019	0,0139	1,3888
5	300	40	0,667	0,0112	0,589	0,564	6,27E-07	0,0018	0,0157	1,5724
5	300	45	0,750	0,0129	0,587	0,559	6,16E-07	0,0018	0,0175	1,7530
5	300	50	0,833	0,0144	0,586	0,555	6,07E-07	0,0018	0,0193	1,9308
5	300	55	0,917	0,0158	0,584	0,551	5,97E-07	0,0018	0,0211	2,1058
5	300	60	1,000	0,0170	0,583	0,547	5,89E-07	0,0017	0,0228	2,2784
5	300	65	1,083	0,0181	0,582	0,543	5,81E-07	0,0017	0,0245	2,4485
5	300	70	1,167	0,0192	0,581	0,539	5,73E-07	0,0017	0,0262	2,6163
5	300	75	1,250	0,0202	0,580	0,536	5,65E-07	0,0017	0,0278	2,7820
5	300	80	1,333	0,0211	0,579	0,532	5,58E-07	0,0016	0,0295	2,9456
5	300	85	1,417	0,0219	0,578	0,529	5,51E-07	0,0016	0,0311	3,1071
5	300	90	1,500	0,0228	0,577	0,526	5,45E-07	0,0016	0,0327	3,2667
5	300	95	1,583	0,0235	0,576	0,523	5,38E-07	0,0016	0,0342	3,4244
5	300	100	1,667	0,0243	0,576	0,520	5,32E-07	0,0016	0,0358	3,5804
5	300	105	1,750	0,0249	0,575	0,517	5,26E-07	0,0015	0,0373	3,7345
5	300	110	1,833	0,0256	0,574	0,514	5,20E-07	0,0015	0,0389	3,8870
5	300	115	1,917	0,0262	0,574	0,511	5,15E-07	0,0015	0,0404	4,0379
5	300	120	2,000	0,0268	0,573	0,509	5,09E-07	0,0015	0,0419	4,1872
5	300	125	2,083	0,0274	0,573	0,506	5,04E-07	0,0015	0,0433	4,3349
5	300	130	2,167	0,0280	0,572	0,503	4,99E-07	0,0015	0,0448	4,4811
5	300	135	2,250	0,0285	0,571	0,501	4,94E-07	0,0014	0,0463	4,6259
5	300	140	2,333	0,0290	0,571	0,498	4,89E-07	0,0014	0,0477	4,7692
5	300	145	2,417	0,0295	0,570	0,496	4,84E-07	0,0014	0,0491	4,9112

Tableau EE.5 Débit horizontal transitant par l'interface Q_h et élévation de l'eau au sein de l'inclusion de roches stériles ΣH. Calculs basés sur l'hypothèse DF de décharge vers un fossé vide (équation 2.46). k_h = fonction ($\Delta H_{amont_aval} / L$) ; on tient compte des tassements. Essai RI-2D-4.

							Calculé avec k_h = fct ($\Delta h_{amont\text{-}aval}$ / L) définie expérimentalement					
Temps, t (min)	Temps, t (s)	Temps cumulé (min)	Temps cumulé (hrs)	Tassement résidus, S_t (m)	Niveau de l'eau à l'amont du système, H_i (m)	Différence de niveaux d'eau amont - aval, $\Delta h_{amont\text{-}aval}$ (m)	Ratio $\Delta h_{am\text{-}aval}$ / L (-)	k_h	Débit horizontal traversant l'interface, Q_h (m^3/s)	Épaisseur couche d'eau deversée dans l'inclusion, H (m) = (Q_h/Aire base_incl)*t = v_t*t	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (m)	Sommation (élévation) eau au sein de l'inclusion (aval), Σ H (cm)
5	300	5	0,083	0,0001	0,5999	0,5999	0,750	5,54E-06	1,30828E-06	0,0038	0,0038	0,3834
5	300	10	0,167	0,0005	0,600	0,596	0,745	5,46E-06	1,27238E-06	0,0037	0,0076	0,7562
5	300	15	0,250	0,0009	0,599	0,592	0,739	5,39E-06	1,2382E-06	0,0036	0,0112	1,1191
5	300	20	0,333	0,0014	0,599	0,587	0,734	5,32E-06	1,20483E-06	0,0035	0,0147	1,4721
5	300	25	0,417	0,0046	0,595	0,581	0,726	5,21E-06	1,15233E-06	0,0034	0,0181	1,8098
5	300	30	0,500	0,0072	0,593	0,580	0,725	5,20E-06	1,14689E-06	0,0034	0,0215	2,1459
5	300	35	0,583	0,0093	0,591	0,569	0,711	5,02E-06	1,06672E-06	0,0031	0,0246	2,4585
5	300	40	0,667	0,0112	0,589	0,564	0,705	4,94E-06	1,03114E-06	0,0030	0,0276	2,7607
5	300	45	0,750	0,0129	0,587	0,559	0,699	4,86E-06	9,9881E-07	0,0029	0,0305	3,0534
5	300	50	0,833	0,0144	0,586	0,555	0,694	4,79E-06	9,69154E-07	0,0028	0,0334	3,3374
5	300	55	0,917	0,0158	0,584	0,551	0,689	4,73E-06	9,4174E-07	0,0028	0,0361	3,6133
5	300	60	1,000	0,0170	0,583	0,547	0,684	4,67E-06	9,16245E-07	0,0027	0,0388	3,8818
5	300	65	1,083	0,0181	0,582	0,543	0,679	4,61E-06	8,92416E-07	0,0026	0,0414	4,1433
5	300	70	1,167	0,0192	0,581	0,539	0,674	4,56E-06	8,70049E-07	0,0025	0,0440	4,3983
5	300	75	1,250	0,0202	0,580	0,536	0,670	4,51E-06	8,4898E-07	0,0025	0,0465	4,6471
5	300	80	1,333	0,0211	0,579	0,532	0,666	4,46E-06	8,29073E-07	0,0024	0,0489	4,8900
5	300	85	1,417	0,0219	0,578	0,529	0,661	4,41E-06	8,10212E-07	0,0024	0,0513	5,1275
5	300	90	1,500	0,0228	0,577	0,526	0,657	4,36E-06	7,92301E-07	0,0023	0,0536	5,3596
5	300	95	1,583	0,0235	0,576	0,523	0,654	4,32E-06	7,75256E-07	0,0023	0,0559	5,5868
5	300	100	1,667	0,0243	0,576	0,520	0,650	4,28E-06	7,59004E-07	0,0022	0,0581	5,8092
5	300	105	1,750	0,0249	0,575	0,517	0,646	4,24E-06	7,43482E-07	0,0022	0,0603	6,0271
5	300	110	1,833	0,0256	0,574	0,514	0,643	4,20E-06	7,28634E-07	0,0021	0,0624	6,2406
5	300	115	1,917	0,0262	0,574	0,511	0,639	4,16E-06	7,1441E-07	0,0021	0,0645	6,4500
5	300	120	2,000	0,0268	0,573	0,509	0,636	4,13E-06	7,00767E-07	0,0021	0,0666	6,6553
5	300	125	2,083	0,0274	0,573	0,506	0,633	4,09E-06	6,87665E-07	0,0020	0,0686	6,8568
5	300	130	2,167	0,0280	0,572	0,503	0,629	4,06E-06	6,75068E-07	0,0020	0,0705	7,0547
5	300	135	2,250	0,0285	0,571	0,501	0,626	4,03E-06	6,62944E-07	0,0019	0,0725	7,2489
5	300	140	2,333	0,0290	0,571	0,498	0,623	3,99E-06	6,51265E-07	0,0019	0,0744	7,4398
5	300	145	2,417	0,0295	0,570	0,496	0,620	3,96E-06	6,40003E-07	0,0019	0,0763	7,6273

ANNEXE FF : EXEMPLES DE CALCUL DU DEGRÉ DE CONSOLIDATION SELON LA SOLUTION DE HAN ET YE MODIFIÉE

Tableau FF.1 Calculs (en partie) du degré de consolidation *U* selon la solution de Han et Ye Modifié. Itération 1 (figure 8.48)

Temps (hrs)	Temps (ans)	$T_{hm} = C_{hm}*t/D_e^2$	$T_{vm} = C_{vm}*t/H^2$	$\bar{U}_{hm}$ (%)	$T_v = c_v*t/H_{dr}^2$	$U_{V_Terzaghi}$ (%)	$\bar{U}$ (%)
0,0827	0,00001	0,0032	0,0015	2,0942	0,00083	3,24	5,27
0,1660	0,00002	0,0064	0,0029	4,1605	0,00166	4,60	8,57
0,2493	0,00003	0,0096	0,0044	6,1832	0,00249	5,63	11,47
0,3327	0,00004	0,0128	0,0059	8,1632	0,00333	6,51	14,14
0,4160	0,00005	0,0160	0,0073	10,1014	0,00416	7,28	16,64
0,4993	0,00006	0,0192	0,0088	11,9988	0,00499	7,97	19,02
0,5827	0,00007	0,0223	0,0103	13,8560	0,00583	8,61	21,28
0,6660	0,00008	0,0255	0,0117	15,6741	0,00666	9,21	23,44
0,7494	0,00009	0,0287	0,0132	17,4539	0,00749	9,77	25,52
0,8327	0,00010	0,0319	0,0147	19,1960	0,00833	10,30	27,52
0,9160	0,00010	0,0351	0,0161	20,9013	0,00916	10,80	29,44
0,9993	0,00011	0,0383	0,0176	22,5707	0,00999	11,28	31,30
1,0827	0,00012	0,0415	0,0191	24,2051	0,01083	11,74	33,10
1,1660	0,00013	0,0447	0,0205	25,8045	0,01166	12,18	34,84
1,2493	0,00014	0,0479	0,0220	27,3704	0,01249	12,61	36,53
1,3327	0,00015	0,0511	0,0235	28,9033	0,01333	13,03	38,16
1,4160	0,00016	0,0543	0,0249	30,4038	0,01416	13,43	39,75
1,4993	0,00017	0,0575	0,0264	31,8726	0,01499	13,82	41,29
1,5827	0,00018	0,0607	0,0279	33,3105	0,01583	14,20	42,78
1,6660	0,00019	0,0639	0,0294	34,7180	0,01666	14,56	44,23
1,7493	0,00020	0,0671	0,0308	36,0957	0,01749	14,92	45,63
1,8327	0,00021	0,0703	0,0323	37,4444	0,01833	15,28	47,00
1,9160	0,00022	0,0735	0,0338	38,7647	0,01916	15,62	48,33
1,9993	0,00023	0,0767	0,0352	40,0571	0,01999	15,96	49,62
2,0827	0,00024	0,0799	0,0367	41,3223	0,02083	16,28	50,88
2,1660	0,00025	0,0831	0,0382	42,5606	0,02166	16,61	52,10

Tableau FF.2 Calculs (en partie) du degré de consolidation *U* selon la solution de Han et Ye Modifié. Itération 2 (figure 8.48)

Temps (hrs)	$\Delta\sigma'_s$	$\sigma_s = u_0(1-U_r) + \Delta\sigma'$	k_h/k_{h0}	k_h	c_h	c_{hm}	T_{hm}	F'_m	U_{hm}	U(%)	$c_v = c_h/(c_{h_0}/c_{v_0})$	T_v (-)	U_v (%)	U (%)
0,083	0,064	5,351	1,227	48,354	70,753	124,659	0,004	1,183	2,597	5,757	38,683	0,001	3,594	6,097
0,166	0,128	5,303	1,150	45,326	66,322	116,853	0,007	1,188	4,810	9,186	36,261	0,002	4,930	9,503
0,249	0,190	5,256	1,105	43,578	63,765	112,347	0,011	1,191	6,853	12,102	34,863	0,003	5,924	12,372
0,333	0,251	5,210	1,074	42,353	61,972	109,188	0,014	1,193	8,780	14,717	33,882	0,004	6,746	14,933
0,416	0,311	5,165	1,051	41,413	60,596	106,765	0,017	1,195	10,614	17,119	33,131	0,004	7,460	17,282
0,499	0,369	5,121	1,031	40,654	59,485	104,808	0,020	1,196	12,371	19,358	32,523	0,005	8,097	19,467
0,583	0,426	5,078	1,015	40,019	58,557	103,171	0,023	1,198	14,063	21,465	32,015	0,006	8,679	21,521
0,666	0,482	5,036	1,001	39,475	57,761	101,769	0,026	1,199	15,695	23,459	31,580	0,007	9,215	23,464
0,749	0,537	4,995	0,989	39,001	57,067	100,546	0,028	1,199	17,276	25,356	31,201	0,007	9,716	25,313
0,833	0,591	4,954	0,979	38,581	56,453	99,464	0,031	1,200	18,808	27,168	30,865	0,008	10,186	27,078
0,916	0,643	4,914	0,969	38,206	55,903	98,496	0,034	1,201	20,296	28,903	30,565	0,009	10,632	28,770
0,999	0,695	4,876	0,961	37,867	55,407	97,622	0,037	1,201	21,742	30,570	30,293	0,010	11,056	30,394
1,083	0,745	4,838	0,953	37,558	54,956	96,827	0,040	1,202	23,151	32,174	30,047	0,010	11,460	31,958
1,166	0,794	4,801	0,946	37,276	54,543	96,100	0,042	1,202	24,523	33,720	29,821	0,011	11,849	33,466
1,249	0,842	4,764	0,939	37,016	54,163	95,430	0,045	1,203	25,861	35,212	29,613	0,012	12,222	34,923
1,333	0,889	4,729	0,933	36,776	53,811	94,810	0,048	1,203	27,168	36,655	29,421	0,012	12,582	36,331
1,416	0,936	4,694	0,927	36,553	53,484	94,234	0,050	1,204	28,443	38,051	29,242	0,013	12,930	37,695
1,499	0,981	4,660	0,922	36,344	53,180	93,698	0,053	1,204	29,689	39,404	29,076	0,014	13,267	39,017
1,583	1,025	4,626	0,917	36,150	52,895	93,196	0,056	1,204	30,908	40,716	28,920	0,015	13,594	40,300
1,666	1,068	4,594	0,912	35,967	52,628	92,725	0,058	1,205	32,099	41,989	28,774	0,015	13,912	41,546
1,749	1,111	4,561	0,908	35,796	52,377	92,283	0,061	1,205	33,266	43,225	28,637	0,016	14,222	42,756
1,833	1,152	4,530	0,904	35,634	52,140	91,866	0,064	1,205	34,407	44,427	28,507	0,017	14,524	43,933
1,916	1,193	4,499	0,900	35,481	51,916	91,472	0,066	1,206	35,525	45,595	28,385	0,017	14,818	45,079
1,999	1,233	4,469	0,896	35,336	51,705	91,099	0,069	1,206	36,619	46,732	28,269	0,018	15,106	46,194
2,083	1,271	4,440	0,893	35,199	51,504	90,745	0,071	1,206	37,692	47,838	28,159	0,019	15,388	47,280
2,166	1,310	4,411	0,890	35,069	51,313	90,409	0,074	1,206	38,743	48,916	28,055	0,019	15,663	48,338

Tableau FF.3 Calculs (en partie) du degré de consolidation *U* selon la solution de Han et Ye Modifié. Itération 3 (figure 8.48)

Temps (hrs)	$\Delta\sigma'_s$	$\sigma_s = u_0(1-U_r) + \Delta\sigma'$	k_h/k_{h0}	k_h	c_h	c_{hm}	T_{hm}	F'_m	U_{hm}	$c_v = c_h/(c_{h_0}/c_{v_0})$	T_v (-)	U_v (%)	U (%)
0,083	0,080	5,340	1,203	47,406	69,365	122,214	0,004	1,184	2,543	37,925	0,001	3,558	6,010
0,166	0,148	5,288	1,134	44,686	65,386	115,204	0,007	1,189	4,739	35,749	0,002	4,895	9,402
0,249	0,211	5,241	1,094	43,124	63,100	111,177	0,010	1,192	6,780	34,500	0,003	5,893	12,274
0,333	0,270	5,196	1,066	42,032	61,502	108,360	0,014	1,194	8,712	33,625	0,004	6,720	14,847
0,416	0,327	5,153	1,045	41,195	60,277	106,203	0,017	1,195	10,558	32,956	0,004	7,440	17,212
0,499	0,381	5,113	1,028	40,519	59,288	104,460	0,020	1,197	12,331	32,415	0,005	8,084	19,418
0,583	0,433	5,073	1,014	39,954	58,461	103,003	0,023	1,198	14,040	31,963	0,006	8,671	21,494
0,666	0,483	5,035	1,001	39,469	57,752	101,754	0,026	1,199	15,693	31,575	0,007	9,214	23,462
0,749	0,532	4,999	0,991	39,046	57,133	100,663	0,028	1,199	17,295	31,237	0,007	9,721	25,335
0,833	0,579	4,963	0,981	38,671	56,584	99,696	0,031	1,200	18,849	30,937	0,008	10,198	27,125
0,916	0,624	4,929	0,972	38,335	56,093	98,831	0,034	1,201	20,360	30,668	0,009	10,650	28,842
0,999	0,669	4,895	0,965	38,032	55,649	98,048	0,037	1,201	21,831	30,425	0,010	11,080	30,491
1,083	0,712	4,862	0,958	37,755	55,243	97,334	0,040	1,202	23,263	30,204	0,010	11,490	32,080
1,166	0,755	4,830	0,951	37,501	54,872	96,679	0,043	1,202	24,658	30,001	0,011	11,884	33,612
1,249	0,796	4,799	0,945	37,266	54,529	96,075	0,045	1,202	26,019	29,813	0,012	12,263	35,092
1,333	0,836	4,769	0,940	37,049	54,211	95,514	0,048	1,203	27,348	29,639	0,013	12,628	36,523
1,416	0,875	4,739	0,935	36,847	53,915	94,993	0,051	1,203	28,646	29,477	0,013	12,982	37,909
1,499	0,914	4,710	0,930	36,657	53,638	94,505	0,053	1,203	29,914	29,326	0,014	13,324	39,252
1,583	0,951	4,682	0,925	36,480	53,378	94,047	0,056	1,204	31,153	29,184	0,015	13,656	40,555
1,666	0,988	4,654	0,921	36,313	53,134	93,617	0,059	1,204	32,365	29,051	0,015	13,979	41,820
1,749	1,024	4,627	0,917	36,156	52,904	93,211	0,062	1,204	33,551	28,925	0,016	14,293	43,049
1,833	1,059	4,601	0,913	36,007	52,686	92,828	0,064	1,205	34,711	28,806	0,017	14,599	44,243
1,916	1,093	4,575	0,910	35,866	52,480	92,464	0,067	1,205	35,847	28,693	0,017	14,898	45,405
1,999	1,127	4,549	0,906	35,732	52,284	92,119	0,070	1,205	36,959	28,586	0,018	15,190	46,535
2,083	1,160	4,524	0,903	35,605	52,098	91,791	0,072	1,205	38,048	28,484	0,019	15,476	47,636
2,166	1,192	4,500	0,900	35,483	51,920	91,478	0,075	1,206	39,115	28,387	0,019	15,756	48,708

Tableau FF.4 Calculs (en partie) du degré de consolidation *U* selon la solution de Han et Ye Modifié. Itération 3 (figure 8.49 à grande échelle, H_0 = 3 m)

Facteur temps, T (-)	$\Delta\sigma'_s$	$\sigma_s = u_0(1-U_r) + \Delta\sigma'$	k_h/k_{h0}	k_h	c_h	c_{hm}	T_{hm}	F'_m	U_{hm}	$c_v = c_h/(c_{h_0}/c_{v_0})$	T_v (-)	U_v (%)	U (%)
0,0034	0,0004	26,850	1,791	70,603	103,308	124,830	0,000	1,722	0,002	56,483	0,000	0,868	0,870
0,0069	0,0008	26,850	1,718	67,735	99,111	119,759	0,000	1,728	0,003	54,188	0,000	1,205	1,209
0,0104	0,0012	26,850	1,676	66,065	96,668	116,807	0,000	1,732	0,005	52,852	0,000	1,459	1,464
0,0139	0,0015	26,850	1,646	64,883	94,938	114,717	0,000	1,735	0,007	51,907	0,000	1,670	1,676
0,0173	0,0019	26,850	1,623	63,968	93,599	113,099	0,000	1,737	0,008	51,175	0,000	1,854	1,862
0,0208	0,0022	26,850	1,604	63,221	92,507	111,779	0,000	1,739	0,010	50,577	0,000	2,020	2,029
0,0243	0,0026	26,849	1,588	62,590	91,584	110,664	0,000	1,740	0,011	50,072	0,000	2,171	2,181
0,0278	0,0029	26,849	1,574	62,044	90,785	109,698	0,000	1,741	0,013	49,636	0,000	2,311	2,323
0,0312	0,0032	26,849	1,562	61,563	90,081	108,848	0,000	1,743	0,014	49,251	0,000	2,441	2,455
0,0347	0,0036	26,849	1,551	61,133	89,451	108,087	0,000	1,744	0,015	48,907	0,001	2,565	2,580
0,0382	0,0039	26,849	1,541	60,744	88,883	107,400	0,000	1,744	0,017	48,596	0,001	2,681	2,698
0,0416	0,0042	26,849	1,532	60,390	88,363	106,772	0,000	1,745	0,018	48,312	0,001	2,792	2,810
0,0451	0,0045	26,849	1,524	60,063	87,886	106,196	0,000	1,746	0,020	48,051	0,001	2,899	2,918
0,0486	0,0049	26,849	1,516	59,762	87,444	105,662	0,000	1,747	0,021	47,809	0,001	3,000	3,021
0,0521	0,0052	26,849	1,509	59,481	87,033	105,165	0,000	1,747	0,022	47,585	0,001	3,099	3,120
0,0555	0,0055	26,849	1,502	59,218	86,649	104,701	0,000	1,748	0,024	47,375	0,001	3,193	3,216
0,0590	0,0058	26,849	1,496	58,971	86,288	104,265	0,000	1,749	0,025	47,177	0,001	3,285	3,309
0,0625	0,0061	26,849	1,490	58,739	85,948	103,854	0,000	1,749	0,027	46,991	0,001	3,373	3,399
0,0659	0,0064	26,849	1,485	58,519	85,626	103,465	0,000	1,750	0,028	46,815	0,001	3,459	3,486
0,0694	0,0067	26,849	1,479	58,311	85,321	103,096	0,000	1,750	0,029	46,649	0,001	3,543	3,571
0,0729	0,0071	26,849	1,474	58,112	85,031	102,746	0,000	1,751	0,031	46,490	0,001	3,624	3,654
0,0764	0,0074	26,848	1,469	57,923	84,755	102,412	0,000	1,751	0,032	46,339	0,001	3,703	3,734
0,0798	0,0077	26,848	1,465	57,743	84,491	102,093	0,000	1,751	0,033	46,194	0,001	3,781	3,813
0,0833	0,0080	26,848	1,460	57,570	84,238	101,787	0,000	1,752	0,035	46,056	0,001	3,856	3,890
0,0868	0,0083	26,848	1,456	57,404	83,995	101,494	0,000	1,752	0,036	45,924	0,001	3,930	3,965
0,0903	0,0086	26,848	1,452	57,245	83,763	101,213	0,000	1,753	0,037	45,796	0,001	4,002	4,038
0,0937	0,0089	26,848	1,448	57,092	83,539	100,942	0,000	1,753	0,039	45,674	0,001	4,073	4,110
0,0972	0,0092	26,848	1,445	56,945	83,323	100,682	0,000	1,753	0,040	45,556	0,001	4,143	4,181
0,1007	0,0095	26,848	1,441	56,802	83,115	100,430	0,000	1,754	0,041	45,442	0,001	4,211	4,250