UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DE LA CONSOLIDATION GRAVITAIRE EN COLONNES DES REMBLAIS MINIERS CIMENTÉS EN PÂTE

OMAR EL AATAR

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

NOVEMBRE 2011

© Omar El Aatar, 2011.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DE LA CONSOLIDATION GRAVITAIRE EN COLONNES DES REMBLAIS MINIERS CIMENTÉS EN PÂTE

présenté par : EL AATAR Omar

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

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

M. ZAGURY Gérald, Ph.D., président

M. BELEM Tikou, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. BENZAAZOUA Mostafa, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. MBONIMPA Mamert, Ph.D., membre

DÉDICACE

Je dédie ce magnifique travail à tous les membres de ma famille.

Mais aucune dédicace n'exprimerait mon profond amour, ma gratitude et mon plus grand respect.

REMERCIEMENTS

Mes plus forts remerciements s'adressent à monsieur Tikou Belem, mon directeur de recherche qui m'a supporté et m'a fait une grande confiance dès le début et ce jusqu'à la fin de ce projet. Je tiens à remercier chaleureusement Tikou de m'avoir confié ce projet intéressant et pour la formation que j'ai reçue avec lui tout au long de mes études au deuxième cycle. Je tiens à exprimer ma grande gratitude et reconnaissance à Tikou sur son support technique, financier et moral pour accomplir ce projet. Je remercie également mes co-directeurs de recherche, messiers Bruno Bussière et Mostafa Benzaazoua pour leur soutien technique lors de la réalisation de ce projet, leur savoir et leurs enseignements que j'ai suivi.

Je suis très reconnaissant envers la chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en Environnement et Gestion des Rejets Miniers qui a financé tous les travaux de cette étude. Je suis reconnaissant envers le laboratoire de l'Unité de recherche et de service en technologie minérale (URSTM) de l'UQAT pour m'avoir permis d'utiliser le matériel et l'appareillage nécessaires aux travaux techniques de ce projet.

J'aimerais également exprimer mes remerciements aux techniciens du laboratoire de l'URSTM de l'UQAT, à savoir Nil Gaudet, coordonnateur technique, Hugues Bordeleau et Franck Gagnon (actuellement à la mine Wesdome) pour leur soutien pendant la réalisation des essais liés à cette étude. Je remercie tout particulièrement messieurs Bernard Dallaire, Jean Cayouette et Mathieu Belisle de la mine Louvicourt (actuellement fermée) et messieurs Christian Goulet, Pascal Turcotte, Olivier Blackburn et Marc-André Lafortune de la mine LaRonde pour leur soutien logistique et matériel tout au long de ce projet.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet et à tous mes autres professeurs de la Maîtrise en ingénierie à l'UQAT et à l'École Polytechnique de Montréal.

RÉSUMÉ

La problématique du remblayage des chantiers souterrains dans les mines abitibiennes demeure une grande préoccupation de nombreux chercheurs ces dernières décennies. Par exemple, il a été observé dans les vides remblayés que le remblai se tassait quelques jours après sa mise en place (0,9 à 1,5 m à la mine Louvicourt). En outre, la résistance mécanique du remblai cimenté en pâte (RCP) augmentait sensiblement, presque de trois fois, entre le haut et le bas du vide remblayé due à la consolidation. Des études ont montré également que la résistance mécanique du remblai prélevé in situ par carottage était supérieure de 2 à 4 fois à celle des éprouvettes du même remblai coulé dans des moules en plastique. Parmi les nombreuses causes possibles pouvant expliquer ces observations, on peut mentionner la consolidation des remblais sous leur poids propre (ou gravitaire).

L'objectif principal de ce projet de recherche est donc de comprendre les phénomènes physiques qui gouvernent l'acquisition de résistance mécanique des remblais en pâte après leur mise en place. Pour ce faire, trois colonnes en PVC, de 3 m de haut chacune, ont été fabriquées et installées à l'usine de remblai de la mine Louvicourt (LVT) puis à l'usine de remblai de la mine LaRonde (LRD) pour y être remplies. Les colonnes étudiées à la mine Louvicourt permettaient de simuler différentes configurations de drainage latéral d'un vide remblayé à savoir, un drainage total le long de la hauteur de la colonne, un drainage partiel, et aucun drainage; tandis que les colonnes à la mine LaRonde permettaient de comparer les résultats de trois recettes de remblai en pâte dans le cas du drainage latéral et vertical. Avant le remplissage des colonnes, l'effet du temps de malaxage sur la valeur de l'affaissement (*slump*) du RCP a été évalué. Chaque colonne a ensuite été remplie avec du RCP ayant un *slump* similaire à celui du remblai utilisé dans les chantiers souterrains et en deux séquences de remblayage d'environ 1,45 à 1,5 m sur une durée de 24 heures.

Le suivi des colonnes remblayées s'est fait pendant au moins 5 jours en mesurant la quantité d'eau drainée et le tassement observé à la surface de la colonne de remblai à intervalle régulier de 1 heure. Dans le cas des colonnes de remblai à la mine Louvicourt, des carottes de remblai ont été

prélevées après 45 jours de cure pour des essais de caractérisation de leurs propriétés mécaniques, physiques et hydrogéochimiques. Dans le cas des colonnes de remblai de la mine LaRonde, l'évolution de la pression interstitielle et de la succion matricielle a été mesurée à l'aide des capteurs de pression installés le long de la hauteur des colonnes.

Les résultats obtenus montrent que le maximum d'eau drainée (colonne totalement drainée) n'excède pas 15% de la quantité initiale d'eau totale du remblai, que la résistance maximale en compression uniaxiale (UCS) du remblai est atteinte avec la colonne totalement drainée (2,9 MPa après 87 jours de cure) et que le comportement d'un vide remblayé à la mine Louvicourt serait plus proche de la configuration des colonnes totalement drainée ou partiellement drainée. On note une nette distinction de la microstructure analysée au travers des essais de porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) et de détermination de surface spécifique selon la profondeur dans les colonnes avec les plus fortes valeurs de la porosité totale et de surface spécifiques observées dans le cas du remblai totalement drainé.

ABSTRACT

The challenge of underground mines backfilling in Abitibi region remains a major topic of investigation by many researchers in recent decades. For example, it has been observed in the backfilled stopes that the top of the fill settles systematically few days after its placement (by an average value varying between 0.9 and 1.5 m observed at Louvicourt mine). In addition, the strength of the cemented paste backfill (CPB) increases substantially, almost three times between the top and bottom of the backfilled stope. Some studies have also shown that the strength (unconfined compressive strength or UCS) of in situ CPB core specimens was 2 to 4 times of that of specimens of the equivalent lab-prepared CPB poured into plastic moulds. Among the many possible causes which could explain these observations, one can mention the self-weight consolidation of CPB.

The main objective of this research is to understand the physical phenomena that govern the mechanical strength development within paste backfill after placement. To this end, three PVC columns, each of 3 m high, were manufactured and installed at the Louvicourt (LVT) mine and LaRonde (LRD) mine backfill plants to be in-filled. The column tests performed at the Louvicourt mine backfill plant allowed simulating different drainage configurations of a backfilled stope, namely, full drainage, partial drainage and no drainage while column tests performed at the LaRonde mine allowed comparing the response of three different paste backfill mix recipes for unique drainage condition: combined lateral and vertical drainage. Before the columns in-filling, the effect of mixing time on the slump height value of CPB was evaluated. Each column was then in-filled with CPB having a slump height similar to that of the fill used underground and in two sequences of in-filling of about 1.45 to 1.5 m over a time period of 24 hours.

The monitoring of in-filled columns with CPB lasted for 5 days and consisted of measuring the amount of drainage water along with the observed settlement at the top surface of CPB column at time intervals of 1 hour. For the Louvicourt mine columns, several CPB core samples were extracted after 45 days curing time for experimental characterization of their mechanical,

physical and hydro-geochemical properties. For the LaRonde mine columns, pore pressure and suction were measured using pressure sensors installed along the column height.

The results obtained show that the maximum amount of drainage water (fully drained column) does not exceed 15% of the total water of the CPB, the maximum strength of CPB is reached with the fully drained column (2.9 MPa after 87 days of curing) and that the behavior of a backfilled stope at Louvicourt mine would be closer to either fully drained or partially drained column configurations. A clear distinction of the microstructure as a function of columns depth with the highest values of porosity and specific surface areas were observed in the case of drained CPB.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE IIIII
REMERCIEMENTS IV
RÉSUMÉ V
ABSTRACT VIIII
TABLE DES MATIÈRES IX
LISTE DES FIGURES XIIIII
LISTE DES TABLEAUX XVII
LISTE DES ANNEXES XVIIII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1
1.1 Contexte de l'etude 1
1.2 Problématique de l'étude 3
1.3 Objectif de l'etude 6
1.4 Démarche méthodologique de l'étude 6
1.5 Structure du document 9
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 10
2.1 Propriétés physico-mécaniques des remblais cimentés en pâte 10
2.1.1 Propriétés hydro-géotechniques des remblais en pâte 10
2.1.2 Propriétés mécaniques des remblais en pâte 15
2.1.3 Facteurs influençant les propriétés mécaniques des remblais en pâte 19
2.1.4 Synthèse 28
2.2 Consolidation des matériaux fins 30
2.2.1 Généralités 30
2.2.2 Principes de la consolidation des matériaux fins 31
2.2.3 Types d'appareillage pour la consolidation 45
2.2.4 Consolidation des remblais en pâte 48
CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODES 50
3.1 Présentation de la mine LVT 50

3.2 Présentation de la mine LRD 52
3.3 Matériels 54
3.3.1 Caractéristiques du remblai en pâte de la mine LRD 58
3.3.2 Caractéristiques du remblai en pâte de la mine LRD 58
3.3.3 Dispositifs expérimentaux 62
3.4 MÉTHODES 64
3.4.1 Programme expérimental 65
3.4.2 Essais en compression uniaxiale 75
3.4.3 Détermination des propriétés index des remblais en pâte 76
3.4.4 Analyses chimique et géochimique des eaux drainées 79
3.4.5 Étude de la microstructure des remblais en pâte 79
CHAPITRE 4 CARACTÉRISATION CHIMIQUE ET MÉCANIQUE DES REMBLAIS CIMENTÉS EN PÂTE EN CONSOLIDATION GRAVITAIRE DE LA MINE LVT . 82
4.1 Rappel du programme expérimental 82
4.2 Suivi du drainage et du tassement gravitaire des remblais 83
4.2.1 Drainage cumulatif de l'eau des remblais en colonne 84
4.2.2 Tassement gravitaire 85
4.3 Propriétés mécaniques des remblais en colonne 86
4.3.1 Résistance en compression uniaxiale 87
4.3.2 Évolution du module de déformation 88
4.4 Propriétés physiques et géotechniques des remblais en colonne 89
4.5 Propriétés chimiques et géochimiques des remblais en colonne 94
4.5.1 Analyses géochimiques des eaux des remblais en colonne 94
4.5.2 Analyses chimiques de l'eau des pores des remblais en colonne 96
4.6 Propriétés microstructurales des remblais en pâte 99
4.6.1 Surface spécifique 99
4.6.2 Porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) 100
4.6.3 Cas de la colonne totalement-drainée TD 101
4.6.4 Cas de la colonne moitié-drainée MD 103
4.6.5 Cas de la colonne non-drainée ND 104
4.7 Conclusions 106

CHAPITRE 5 CARACTÉRISATION HYDROMÉCANIQUE DES REMBLAIS CIMENTÉS EN PÂTE EN CONSOLIDATION GRAVITAIRE DE LA MINE LRD 107
5.1 Mise en contexte 107
5.2 Présentation des colonnes instrumentées 107
5.3 Préparation des mélanges de remblai en pâte à la mine LRD 109
5.4 Remplissage séquentiel des colonnes 110
5.5 Résultats de la consolidation gravitaire des remblais en colonnes 111
5.5.1 Drainage cumulatif 111
5.5.2 Tassements mesurés 114
5.6 Évolution des pressions interstitielles dans les colonnes 116
5.6.1 Dissipation de la pression interstitielle des remblais en colonnes 118
5.7 Synthèse 126
CHAPITRE 6 DISCUSSION SUR LES RÉSULTATS OBTENUS 127
6.1 Comparaison du drainage et du tassement 127
6.1.1 Comparaison du drainage et du tassement du remblai LVT 129
6.1.2 Comparaison du drainage et du tassement du remblai LRD 131
6.1.3 Interprétation 134
6.2 Effet du séquençage sur la dissipation du remblai LRD 134
6.3 Mécanismes de consolidation gravitaire du remblai en colonne 137
6.3.1 Configuration non drainée (ND) 138
6.3.2 Configuration moitié drainée (MD) 138
6.3.3 Configuration totalement drainée (TD) avec ou sans drainage basal 141
6.3.4 Synthèse 141
6.4 Effet du drainage et du tassement sur la résistance mécanique 142
6.4.1 Remblai LRD 142
6.4.2 Remblai LVT 144
6.5 Discussion sur la microstructure des remblais en colonnes 145
6.5.1 Haut de la colonne 145
6.5.2 Milieu de la colonne 145
6.5.3 Bas de la colonne 147
6.6 Effet de la géochimie sur la résistance mécanique 148

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 149
7.1 Conclusions 149
7.2 Recommandations 151
RÉFÉRENCES ET BIBLIOGRAPHIE 153
ANNEXES 160

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Interaction des différents ingrédients du remblai en pâte cimenté 2
Figure 1.2 : UCS du remblai in situ vs remblai de lab 3
Figure 1.3: UCS d'un remblai en pâte âgé de 180 jours de cure Mine Louvicourt : 4
Figure 1.4: Diagramme de la démarche méthodologique suivie.....8

Figure 2.1 Courbe typique d'un essai en compression uniaxiale (UCS) 16
Figure 2.2 : Courbe typique d'essais en compression triaxiale sur des remblais en pâte 17
Figure 2.3 : Illustration schématique du critère de Mohr-Coulomb.....19
Figure 2.4 : Comparaison des résistances mécaniques de remblais de deux mines différentes.....20
Figure 2.5 : Évolution de UCS de 2 remblais en fonction du %iant 21
Figure 2.6 : Évolution de UCS d'un remblai préparé avec 3 eaux différentes 22
Figure 2.7 : Exemple d'attaque sulfatique dans un remblai sulfureux.....23
Figure 2.8 : Évolution de UCS du remblai en fonction de la teneur en sulfates 24
Figure 2.9 : Diagramme de phase de gypse secondaire ou de syngénite 25
Figure 2.10 : Évolution de la résistance UCS en fonction de la température 26
Figure 2.11 : Courbes de variation des pressions dans un chantier de mine Doyon.....27
Figure 2.12 : Courbes de variation des pressions longitudinales dans un chantier.....28
Figure 2.13 : Schématisation de la consolidation gravitaire 32
Figure 2.14 : Courbes typiques de compressibilité de sols en consolidation 1D.....36
Figure 2.15 : Formes graphiques de la solution de consolidation 1D de Terzaghi 41
Figure 2.16 : Schématisation de l'œdomètre utilisé au laboratoire.....46
Figure 2.17 : Schéma d'un consolidomètre CRS 47
Figure 2.18 : Dispositif CUAPS de consolidation des remblais en pâte sous surcharge 48

Figure 3.1 : Localisation géographique de la mine LVT 51
Figure 3.2 : localisation géographique de la mine LRD 52
Figure 3.3 : Organigramme de l'usine de remblai en pâte de la mine LVT.....54
Figure 3.4 : Distribution granulométrique des rejets de concentrateur de la mine LVT.....55
Figure 3.5 : Organigramme de la destruction des cyanures des résidus 59

Figure 3.6 : Comparaison de la distribution granulométrique des résidus LRD et LVT 60
Figure 3.7 : Composantes des colonnes en PVC.....62
Figure 3.8 : Configurations des scénarios de drainage latéral et/ou vertical des remblais 63
Figure 3.9 : Dispositif expérimental utilisé pour les essais de consolidation 66
Figure 3.10 : Schéma du dispositif des essais de consolidation LRD.....67
Figure 3.11 : Exemple de mesure de slump au cône d'Abrams de la pâte 68
Figure 3.12 : Caractéristiques des séquences de remplissage des colonnes LVT.....70
Figure 3.13 : Photos montrant les étapes post-démantèlement des colonnes de remblai 72
Figure 3.14 : Caractéristiques des séquences de remplissage des colonnes de la mine LRD.....73
Figure 3.15 : Composantes du capteur de pression utilisé 75
Figure 3.16 : Photos d'un essai de compression uniaxiale du remblai. 76
Figure 3.17 : Photo du pycnomètre à hélium Accupyc 1330 de Micromeritics 78
Figure 3.18 : Photo de l'analyseur de surface spécifique Gimini III de Micromeritics.....80
Figure 3.19 : Porosimètre à mercure AutoPore III 9200 ou IV series (Micromeretics) 81

Figure 4.1: Évolution du drainage des remblais LVT.....84
Figure 4.2 : Évolution des tassements des remblais LVT 86
Figure 4.3 : Variation de la résistance mécanique (UCS) des remblais LVT 87
Figure 4.4 : Variation de E des remblais LVT 88
Figure 4.5 : Variation de la densité relative et du pourcentage solides des remblais LVT.....89
Figure 4.6 : Variation des teneurs en eau massique et volumique des remblai LVT 91
Figure 4.7 : Évolution de l'indice de vides et du degré de saturation des remblais LVT 92
Figure 4.8 : Évolution des paramètres géochimiques de l'eau des remblais LVT.....95
Figure 4.9 : Évolution de la chimie de l'eau interstitielle des remblais LVT 97
Figure 4.10 : Illustration schématique du processus d'hydratation des liants.....98
Figure 4.11 : Évolution de la surface spécifique des remblais LVT 99
Figure 4.12 : Porosité incrémentale du remblai LVT de la colonne TD.....102
Figure 4.13 : Porosité cumulée du remblai LVT de la colonne TD 102
Figure 4.14 : Porosité incrémentale du remblai LVT de la colonne MD.....103
Figure 4.15 : Porosité cumulée du remblai LVT de la colonne MD.....104
Figure 4.16 : Porosité incrémentale du remblai LVT de la colonne ND 105

Figure 4.17 : Porosité cumulée du remblai LVT de la colonne ND.....105

Figure 5.1 : Colonnes de consolidation instrumentées du remblai de la mine LRD.....108
Figure 5.2 : Photo du malaxeur-pompe utilisé à l'usine de remblai LRD 109
Figure 5.3 : Photos montrant le remplissage d'une colonne 110
Figure 5.4 : Drainage cumulatif du remblai de la Colonne 1 111
Figure 5.5 : Drainage cumulatif du remblai de la Colonne 2 112
Figure 5.6 : Drainage cumulatif du remblai de la Colonne 3 113
Figure 5.7 : Drainage cumulatif des remblais des trois colonnes.....114
Figure 5.8 : Tassements finaux en fonction du temps de consolidation des remblais 115
Figure 5.9 : Courbes de calibrage des capteurs de pression 116
Figure 5.10 : Schéma montrant la position des six capteurs tensiométriques.....117
Figure 5.11 : Évolution à court terme de la pression interstitielle du remblai de la Colonne 1 ...119
Figure 5.12 : Évolution à long terme de la pression interstitielle du remblai de la Colonne 1 119
Figure 5.13 : Évolution à court terme de la pression interstitielle du remblai de la Colonne 2 ...121
Figure 5.14 : Évolution à long terme de la pression interstitielle du remblai de la Colonne 2 122
Figure 5.15 : Évolution à court terme de la pression interstitielle du remblai de la Colonne 3 ...124
Figure 5.16 : Évolution à long terme de la pression interstitielle du remblai de la Colonne 3 125

Figure 6.1 : Comparaison du volume des vides final calculé pour colonne MD 129
Figure 6.2 : Comparaison du volume des vides final calculé pour colonne TD 130
Figure 6.3 : Comparaison du volume des vides final calculé pour la Colonne 1 131
Figure 6.4 : Comparaison du volume des vides final calculé pour la Colonne 2 132
Figure 6.5 : Comparaison du volume des vides final calculé pour la Colonne 3 133
Figure 6.6 : Comparaison des pressions interstitielles des couches supérieures.....135
Figure 6.7 : Comparaison des pressions interstitielles des couches inférieures.....136
Figure 6.8 : Schématisation de la consolidation gravitaire des colonnes ND et MD 139
Figure 6.9 : Schématisation de la consolidation gravitaire des colonnes TD 140
Figure 6.10 : Évolution de la résistance (UCS) des remblais LRD.....143
Figure 6.11 : Porosité cumulée du remblai à 3 hauteurs différentes (mine LVT).....146

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Principales ressources minérales de la mine LRD 53
Tableau 3.2 : Composition chimique des résidus de la mine Louvicourt 56
Tableau 3.3 : Composition chimique du liant utilisé CP10 et Slag 57
Tableau 3.4 : Cimie eau du robinet vs eau de procédé recyclée de LVT.....58
Tableau 3.5 : Comparaison des caractéristiques physico-chimiques des résidus LRD et LVT.....60
Tableau 3.6 : Propriétés chimiques et géochimique de l'eau de pore des remblais LRD.....61
Tableau 3.7 : Équations de calcul des principaux paramètres index.....77

Tableau 4.1 : Paramètres calculés du remblai en pâte de la mine LVT 83
Tableau 4.2 : Résumé de quelques propriétés géotechniques des remblais LVT 93
Tableau 4.3 : Chimie de l’eau de pores des remblais LVT des colonnes TD, MD et ND 96

Tableau 6.1 : Calcul des différents paramètres des remblais LVT et LRD 128
Tableau 6.2 : Variation d'UCS des remblais en colonnes de la mine LRD.....142
Tableau 6.3 : Paramètres liés à la variation des vides des remblais (TD, MD et ND).....144
Tableau 6.4 : Gamme de variation des paramètres de porosimétrie au mercure 147

LISTE DES ANNEXES

A. Feuilles de calcul des mélanges de remblais en colonnes LRD 161
B. Mesures de pression interstitielle et de succion des remblais LRD 163
C. Valeur d'UCS des remblais en colonnes de LVT 164
D. Propriétés hydrogéotechniques des remblais en colonnes LVT 167
E. Surface specifique massique des remblais en colonnes LVT 170
F. Porosimétrie par intrusion de Mercure (PIM) des remblais LVT 171
G. Mesures des pressions/succion des remblais en eolonnes LRD 172

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude

Au cours des deux à trois dernières décennies, l'industrie minière a contribué à l'accroissement de l'utilisation des remblais miniers cimentés en pâte (RCP) dans les mines souterraines. En plus des avantages de stabilité structurale souterraine pouvant être assurée par le remblai en pâte, l'utilisation de ces remblais permet aussi de retourner un grand tonnage (pouvant aller jusqu'à 50%) des rejets de concentrateur dans les excavations souterraines et par conséquent, de réduire considérablement leur quantité à stocker en surface (Hassani et Archibald, 1998).

Le RCP est constitué des **résidus** miniers (aussi appelés rejets de concentrateur) généralement sous leur forme filtrée (mais peuvent être épaissis ou en pâte), d'un agent **liant** composé d'un ciment ou composé avec d'autres ciments ou ajouts minéraux (ciments Portland types HS, HE, de la chaux, des cendres volantes ou fly ash, des scories de haut fourneau ou slag, de la fumée de silice, etc.) pour obtenir la résistance désirée, et de l'**eau** de mélange assurant l'affaissement (*slump*) désiré qui correspondra à un certain pourcentage de solides (compris entre 70 et 85%) .

Ces trois principaux ingrédients (résidus, liant, eau) sont pesés, mélangés et malaxés afin d'obtenir une pâte qui durcira (acquisition de résistance mécanique) au cours du temps à court, moyen et long termes (Figure 1.1).

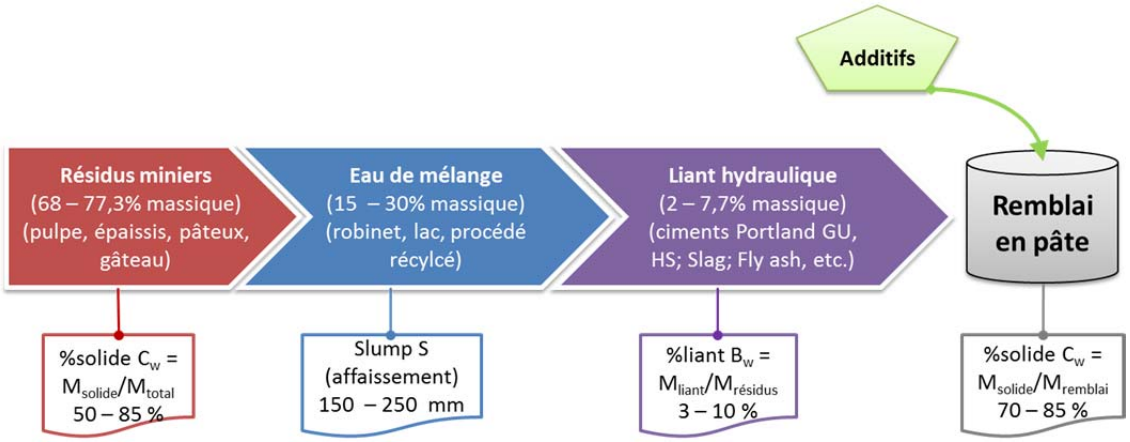


Figure 1.1 : Schématisation de l'interaction des différents ingrédients entrant dans la préparation du remblai en pâte cimenté

Il est à noter que différents facteurs peuvent influencer les propriétés des RCPs. Ces facteurs vont de l'optimisation de la bonne recette de mélange, de la consistance du mélange (= affaissement ou slump initial ou final désiré) pour son transport à travers un réseau de pipelines (propriétés rhéologiques) à sa mise en place dans les vides souterrains (stopes). Une fois mis en place sous terre, la performance mécanique du RCP peut être influencée par d'autres facteurs, entre autres, le drainage (accompagné du tassement) dû à la consolidation gravitaire du remblai. La géométrie du chantier (taille, inclinaison) et la différence d'échelle entre les chantiers *in situ* et les éprouvettes de RCP préparées et testées en laboratoire peuvent également expliquer une différence de gain de résistance mécanique des RCPs (Belem et Benzaazoua 2003 ; Belem et al. 2004 ; Revell 2004; Belem et al. 2006; Aubertin et al. 2007).

Plusieurs études ont déjà fait l'objet de la caractérisation des propriétés mécaniques des RCPs (Mitchell et al. 1982; Hassani et Archibald 1998; Belem et al. 2000; Benzaazoua et al. 2004; Ouellet et al. 2005). Dans ces études, on s'intéressait principalement à faire le lien entre l'évolution des propriétés physiques, hydro-géotechniques et structurales des RCPs et l'acquisition de la résistance mécanique des remblais au cours du temps de cure. Dans le cadre de ce projet de recherche sur la consolidation gravitaire des remblais miniers en pâte, des résultats récents ont été publiés et ont porté sur la caractérisation hydro-géotechnique et microstructurale des remblais en pâte consolidés en colonnes sous leur poids propre (Belem et al. 2006, 2007; El Aatar et al. 2007).

1.2 Problématique de l'étude

Presque la quasi-totalité des mines souterraines canadiennes utilisent les rejets de concentrateur pour la fabrication des remblais cimentés en pâte afin d'assurer une meilleure stabilité des vides souterrains remblayés. L'acquisition de résistance mécanique par ces remblais est un facteur primordial pour assurer leur rigidité à moyen et à long termes. Des études ont montré que la résistance mécanique des échantillons des remblais cimentés en pâte des chantiers souterrains était souvent supérieure de 2 à 6 fois par rapport à celle obtenue à partir des éprouvettes de remblai avec la même formulation de recette de mélanges qui ont été coulés dans les moules en plastique (Belem et al. 2002 ; Cayouette 2003) et caractérisées au laboratoire (Figure 1.2).

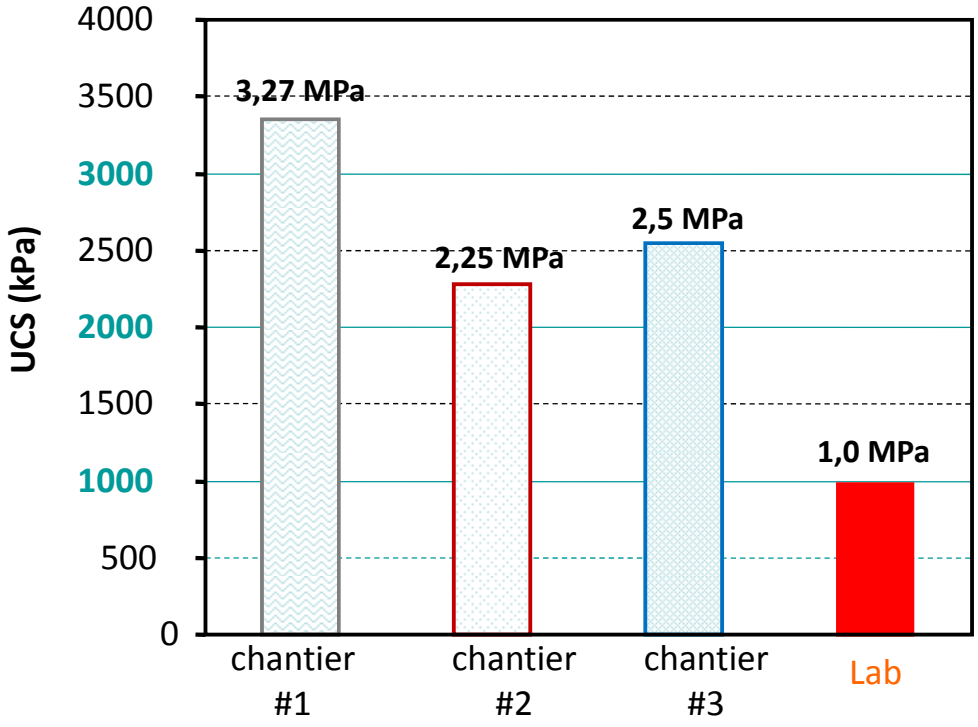


Figure 1.2 : Comparaison de la résistance en compression unixiale (UCS) du remblai en pâte prélevé in situ et celle du même remblai coulé dans les moules en plastique (données tirées de Cayouette 2003)

Il a également été observé que la résistance mécanique des remblais augmentait depuis le haut vers le bas du chantier remblayé et cette tendance semble suivre celle du poids des terres γh (Figure 1.3).

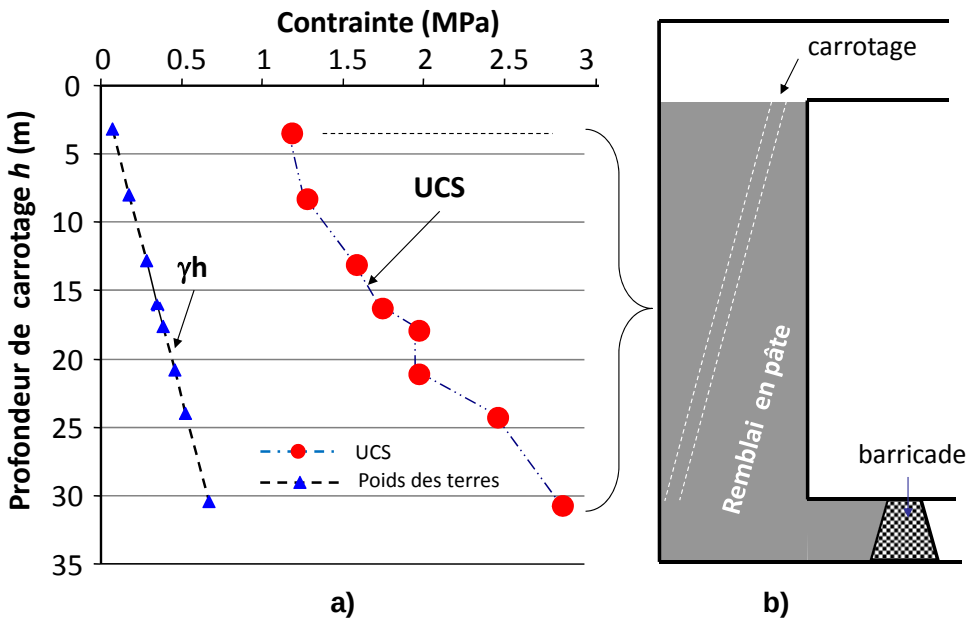


Figure 1.3: Variation de la résistance mécanique (UCS) d'un remblai en pâte âgé de 180 jours de cure en fonction de la hauteur du chantier remblayé de la Stope 5618-2 de Mine Louvicourt : a) courbes d'évolution d'UCS et du poids des terres, b) schéma du chantier minier remblayé montrant la ligne de carottage des éprouvettes de remblai in situ (adapté de Cayouette 2003)

Cette différence dans la résistance des remblais cimentés en pâte selon la dimension de leur espace de mise en place (moule *vs* chantier sous terre) et selon la hauteur du vide remblayé, serait probablement liée à une différence de mode d'acquisition de la résistance mécanique. Cette différence pourrait probablement avoir un lien avec les paramètres de malaxage tels que l'affaissement (*slump*) initial du remblai, la teneur en eau ainsi que le drainage (ou tassement) des remblais dû à leur consolidation gravitaire.

Le tassement des remblais dans les vides remblayés a été observé et démontré par Cayouette (2003) dans les chantiers de la mine Louvicourt (Québec, Canada). En effet, les remblais de cette mine se tassaient à leur surface d'une moyenne allant de 0,91 à 1,5 m (exceptionnellement de 4 m) engendrant une déformation volumique calculée variant de 3,3 à 5% (exceptionnellement de 13,3%) pour une hauteur moyenne des chantiers de 30 m. Selon la durée du tassement, les volumes tassés à la surface de ces remblais devraient être remblayés à nouveau pendant une étape supplémentaire de remblayage; ce qui engendrait un problème au niveau de la planification des travaux et des coûts additionnels pour la mine. Signalons toutefois que cette mine a été fermée à l'été 2005.

Selon la théorie de consolidation gravitaire des matériaux fins, le drainage du remblai cimenté en pâte consiste en l'évacuation de son eau interstitielle (ou des pores) sous l'effet du poids propre des grains solides engendrant ainsi le tassement observé (e.g., McCarthy 2007). Dans un chantier remblayé souterrain, le remblai cimenté en pâte consolidé sous son poids propre libèrera une partie de son eau, dépendant de sa perméabilité, à travers son encaissant immédiat (murs rocheux ou remblai déjà durci).

Une autre problématique liée à l'utilisation des remblais cimentés en pâte est le coût de remblayage représentant une proportion de 2 à 20% des coûts totaux de toutes les opérations d'une mine souterraine. De ces coûts, entre 75 et 80% correspondent à l'achat des liants hydrauliques. On a pour coutume d'utiliser la règle du pouce selon laquelle le liant dans le remblai coûterait environ 1 $ par pourcentage de liant dans chaque tonne de remblai en pâte (Hassani et Archibald, 1998).

Une réduction de la proportion de liant (rien que de 0,1%) réduirait substantiellement les coûts de remblayage (gain$/an = gain_%liant*[$liant/an]/%liant_initial). La problématique de cette étude s'inscrit donc dans le cadre général du remblayage des vides souterrains des mines canadiennes et en particulier les mines abitibiennes. Elle concerne la compréhension du comportement à court, moyen et long termes des remblais miniers cimentés en pâte au cours de leur consolidation gravitaire (sous poids propre) en colonnes.

Cette étude contribuera donc à la compréhension de la consolidation gravitaire des remblais miniers cimentés en pâte et son impact sur la réduction des coûts de remblayage. En effet, une bonne compréhension de la microstructure des RCPs (microporosité et surface spécifique) consolidés permettrait de mieux relier le phénomène de consolidation gravitaire au processus de durcissement du remblai cimenté en pâte au cours du temps de cure. Le pourcentage de liant utilisé dans la préparation d'un remblai donné génèrera la cohésion entre les grains solides selon les conditions de saturation (hydratation) et de désaturation (déshydratation) des pores interstitiels de ces remblais.

1.3 Objectif de l'étude

L'objectif général de cette étude est de comprendre les phénomènes régissant le comportement des RCPs lors de leur consolidation gravitaire à court terme et de leur implication à moyen et à long termes. Il s'agit essentiellement d'étudier l'effet du drainage et du tassement dus à la consolidation des remblais sous leur poids propre, sur leurs propriétés physiques et mécaniques. Cet objectif sera atteint par le biais des objectifs spécifiques suivants :

- comprendre la différence de résistance mécanique des RCPs curés au laboratoire et *in situ*. Dans ce cas, les conditions de cure de ces remblais seront considérées (par exemple, les configurations de drainage, la différence d'échelle entre le chantier, les colonnes et les moules, …etc.) ;
- analyser l'évolution des propriétés mécaniques, physiques, hydro-géotechniques et microstructurales de ces remblais en fonction du temps de cure et de la consolidation gravitaire et selon les conditions de leur mise en place (*slump* initial des remblais, drainage et hauteur des remblais des colonnes, etc.) ;
- analyser l'évolution de la pression interstitielle et/ou de la succion des remblais en colonne ;
- analyser les modes d'acquisition de la résistance mécanique des remblais en pâte des moules et des colonnes selon la configuration de consolidation gravitaire de ces remblais.

1.4 Démarche méthodologique de l'étude

Le plan expérimental de cette étude est subdivisé en deux phases; la première phase (Phase I) portant sur des essais *in situ* réalisés à l'usine de remblai de la mine Louvicourt (fermée depuis l'été 2005), tandis que la deuxième phase (Phase II) porte sur des essais qui ont été effectués à l'usine de remblai de la mine LaRonde qui est encore en activité (voir Figure 1.4). Les essais réalisés *in situ* consistaient essentiellement au remplissage séquentiel des colonnes et le suivi des caractéristiques des remblais consolidés en colonnes sous leur poids propre et selon différentes configurations de drainage simulant la réalité dans les vides souterrains. Afin de mieux simuler les conditions de remblayage souterrain, trois colonnes en PVC de 3 m de hauteur ayant une section carrée de 945 cm^2 ont été utilisées avec différentes configurations de drainage (latéral

selon les côtés des colonnes et/ou vertical selon la base des colonnes). Les mélanges de remblai ont été préparés sur place à l'usine de remblai des deux mines parce que cela était le meilleur moyen de pouvoir disposer les colonnes dans un espace non restreint et de pouvoir utiliser, au besoin, soit du remblai frais sortant du malaxeur ou préparé à l'aide d'un mélangeur à béton classique. De plus, le remplissage des colonnes à l'aide d'une pompe à béton se fait également plus aisément dans un tel contexte. Quel que soit le procédé initial de malaxage, les remblais sont ensuite malaxés à nouveau afin d'obtenir la valeur du *slump* mesuré sous terre juste avant la mise en chantier. Cette procédure simule un peu le transport du remblai à travers le réseau de pipelines en prenant en considération le *slump* à l'arrivée.

Différentes recettes de mélange de base ont également été utilisées afin de comparer les performances des remblais qui en résultent et d'en déduire l'effet du drainage et du tassement sur la résistance mécanique de ces remblais. Pendant les Phases I et II, les colonnes ont été remplies en deux séquences (ou couches) de remplissage simulant le remblayage complet d'un chantier minier souterrain.

Pour la Phase I (mine Louvicourt), le taux moyen réel de remplissage d'un chantier typique de la mine est de l'ordre de 1,25 m/heure (hauteur moyenne de 30 m). Ce qui correspondait à une durée totale de 24 heures pour remblayer un chantier typique de Louvicourt ayant une hauteur moyenne de 30 m. En rapportant ces données à l'échelle de la colonne de 3 m, ce taux de remplissage correspondrait à 0,125 m/heure (soit un facteur de 10 avec la hauteur de 3 m). Par conséquent, il a été décidé de remplir les colonnes à la mine Louvicourt en deux séquences (couches) de 1,5 m et dans un intervalle de temps de 12 heures (soit 2 couches x 12 h = 24 h).

Pour la Phase II (mine LaRonde), le taux moyen réel de remplissage d'un chantier typique de la mine est de l'ordre de 0,625 m/heure. Ce qui prendrait 48 heures pour remblayer un chantier typique d'une hauteur moyenne de 30 m. En rapportant ces données à l'échelle de la colonne de 3 m, ce taux de remplissage correspondrait à 0,0625 m/heure. Par conséquent, il a été décidé de remplir les colonnes à la mine LaRonde en deux séquences de 1,5 m et dans un intervalle de temps de 24 heures (soit 2 couches x 24 h = 48 heures = deux jours, à raison d'une couche par jour). Le drainage et le tassement ont été évalués durant les premiers jours de consolidation (3 à 5

jours selon le temps nécessaire pour le drainage total des remblais). Pour la Phase II (mine LaRonde), la pression interstitielle et la succion des remblais en colonne ont été mesurées en fonction du temps de consolidation gravitaire (Figure 1.4).

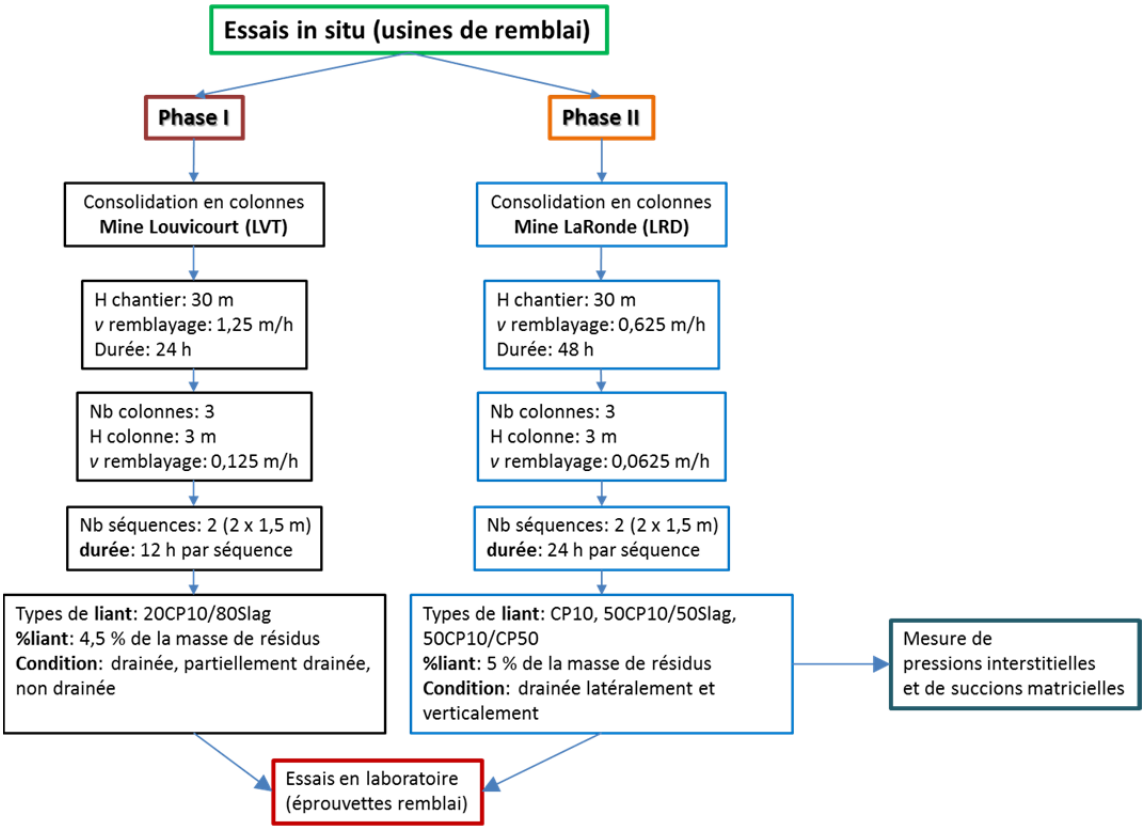


Figure 1.4: Diagramme de la démarche méthodologique suivie

L'échantillonnage des remblais consolidés à la mine Louvicourt a été effectué après 45 jours de cure en utilisant une carotteuse pneumatique. Un total de 60 carottes a été prélevé et les éprouvettes étaient destinées aux essais de caractérisation physico-mécanique et microstructurale en laboratoire. Les résultats des essais vont permettre de caractériser l'évolution des propriétés mécaniques et hydro-géotechniques (la résistance en compression uniaxiale UCS, la densité relative, le pourcentage solides, la teneur en eau massique, etc.). Des morceaux de remblai ont également été préparés à partir des éprouvettes testées pour la caractérisation microstructurale (porosimétrie par intrusion de mercure ou PIM et la détermination de la surface spécifique par la méthode BET). Toutes ces propriétés des remblais ont été évaluées pour les différentes configurations de drainage testées et selon la hauteur des colonnes.

1.5 Structure du document

Ce mémoire commence par une revue de littérature au *Chapitre* 2 et qui correspond premièrement à la présentation des notions de base sur les propriétés physico-mécaniques et hydro-géotechniques des remblais cimentés en pâte. La deuxième partie de cette revue de littérature présente une synthèse des notions de base sur la consolidation des matériaux fins (principalement les sols) et les théories de consolidation pouvant être appliquées dans le cas des remblais en pâte.

Le *Chapitre* 3 décrit le programme expérimental des travaux réalisés au cours de cette étude. Le principal défi de cette étude est la diversité des principaux paramètres à contrôler pour réaliser les essais de consolidation gravitaire des remblais en pâte.

Le *Chapitre* 4 traite des résultats obtenus sur les remblais étudiés à la mine Louvicourt (Phase I).

Le *Chapitre* 5 présente et analyse les résultats des essais en colonnes réalisés à la mine LaRonde (Phase II).

Le *Chapitre* 6 discute de l'ensemble des résultats obtenus sur la consolidation gravitaire des remblais en pâte en colonnes (Phases I et II). Ce chapitre traite également des mécanismes de la consolidation des remblais *in situ* et au laboratoire selon les conditions de cure de ces remblais. Les effets de drainage et de tassement sur la performance de la résistance mécaniques sont aussi abordés avec la contribution du tassement dans la microstructure de ces remblais.

Le *Chapitre* 7 présente les principales conclusions de cette étude ainsi que certaines recommandations.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Propriétés physico-mécaniques des remblais cimentés en pâte

Les propriétés physico-mécaniques des remblais miniers cimentés en pâte (RCP) comprennent les propriétés géotechniques, hydriques et mécaniques. Dans cette section, nous faisons une synthèse bibliographique sur ces propriétés des RCPs, ainsi que des notions sur leur utilisation.

2.1.1 Propriétés hydro-géotechniques des remblais en pâte

a) Propriétés géotechniques

Une bonne caractérisation des RCPs passe par la quantification de leurs propriétés géotechniques ou propriétés indexes. Ces propriétés décrivent les paramètres physiques de la structure et la texture des remblais. Ces paramètres physiques sont les mêmes que ceux définis pour les sols du fait de leur structure plus ou moins comparable à un temps de cure donné, qui est composée d'une phase solide (résidus de base + liant non hydraté + hydrates formés + précipités divers), d'une phase liquide (eau interstitielle et eau adsorbée) et d'une phase gazeuse (air + vapeur d'eau).

Masses volumiques: la masse volumique totale ou humide ρ, la masse volumique des grains solides ρ_s et la masse volumique sèche ρ_d d'un remblai sont respectivement exprimées par des rapports entre la masse M et le volume V comme suit :

$$\rho = \frac{M_{Totale}}{V_{Total}} \qquad \rho_S = \frac{M_{Solide}}{V_{Solide}} \qquad \rho_d = \frac{M_{Solide}}{V_{Total}} \qquad [2\text{-}1]$$

Il a été observé dans des travaux antérieurs (e.g, Benzaazoua et al. 2000 ; Belem et al. 2006) que les masses volumiques totales et sèches ne changeaient pas énormément avec le temps de cure et ce, quel que soient le type et le pourcentage de liant utilisé et quel que soit le type de résidus.

Porosité et indice des vides : la texture du remblai cimenté en pâte est exprimée par comparaison du volume des vides (pores du remblai) au volume des solides ou au volume total. Les principaux paramètres de la texture, calculés ou mesurés en laboratoire, sont l'indice des vides *e* et la porosité *n* :

L'indice des vides e est le rapport du volume des vides V_v et du volume des solides V_s:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \qquad [2\text{-}2]$$

Cet indice des vides peut être calculé en connaissant la masse sèche M_d, le volume total de l'échantillon V_T et la densité relative D_r ou la masse volumique spécifique des grains solides ρ_s:

$$e = \frac{\rho_s V_T}{M_d} - 1 = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \qquad [2\text{-}3]$$

où V_T = volume total de l'échantillon (m^3) ; M_d ou M_s = masse de l'échantillon sec (kg); ρ_s = masse volumique spécifique des grains solides (kg/m^3).

La porosité totale ou théorique n est le rapport du volume des vides V_v et du volume total V_T. Ce rapport peut s'exprimer en pourcentage des pores (vides) par unité d'un volume comprenant les vides et les grains solides. Elle est calculée par la relation suivante :

$$n = \frac{V_v}{V_T} \qquad [2\text{-}4a]$$

La porosité et l'indice des vides sont reliés par les équations suivantes :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{et} \quad e = \frac{n}{1-n} \; . \qquad [2\text{-}4b]$$

Granulométrie : la granulométrie des RCPs est un facteur essentiel dans l'acquisition de leur résistance mécanique (effet de la proportion en particules fines), pour leur conductivité

hydraulique et dans une moindre mesure, pour leur comportement rhéologique. Pour les sols comme pour les RCPs, les particules fines jouent un rôle important sur la perméabilité. Afin d'avoir un remblai performant, les résidus de base devraient avoir une courbe granulométrique étalée (bien classée), c'est-à-dire, contenant toutes les classes de taille des grains.

Une courbe granulométrique est caractérisée par deux coefficients importants qui sont le coefficient d'uniformité C_U et le coefficient de courbure C_C :

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad [2\text{-}5]$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \qquad [2\text{-}6]$$

où D_x = diamètre des particules à x% de passant (x = 10, 30 et 60).

Pour avoir une distribution bien classée et bien étalée des particules des résidus, le coefficient de courbure C_C devrait être compris entre 1 et 3 et le coefficient d'uniformité C_U devra être compris entre 5 et 20 (semi-étalé) ou entre 20 et 200 (étalé) (e.g, Hassani et Archibald, 1998). L'angularité des particules est aussi un facteur qui pourrait influer sur les caractéristiques géotechniques des remblais cimentés en pâte, puisqu'elle affecte l'angle de friction interne ϕ.
Toutefois, Landriault (1995) a proposé une classification des résidus miniers qui seront utilisés dans la préparation des remblais sur la base de leur charge en particules fines, définies comme ayant une taille inférieure à 20 µm. De cette classification, il ressort qu'un résidu est classé selon trois catégories : grossier (%particules de d<20 µm variant entre 15 et 35%), moyen (entre 36 et 60%) et fin (entre 61 et 90%).

b) Propriétés hydriques

Les propriétés hydriques des RCPs quantifient l'eau occupant les vides entre les grains solides. Ce sont la teneur en eau massique w(%) et volumique θ et le degré de saturation S_r:

***<u>Teneur en eau massique</u>*:** la teneur en eau massique w ou gravimétrique d'un remblai est le ratio de la masse d'eau libre M_w dans les pores et de la masse sèche M_d :

$$w = \frac{M_w}{M_d} = \frac{M_h - M_d}{M_d} \qquad \text{avec } M_h = \text{la masse humide de l'échantillon} \qquad [2\text{-}7]$$

Teneur en eau volumique **:** la teneur en eau volumique θ est définie par le rapport du volume d'eau libre V_w dans les pores de l'échantillon et du volume total V_T de l'échantillon :

$$\theta = \frac{V_w}{V_T} = nS_r \qquad [2\text{-}8]$$

Ces deux paramètres w et θ sont mesurables au laboratoire après séchage d'une masse ou d'un volume donné de l'échantillon à l'étuve (50°C pendant 48 heures ou 105°C pendant 24 heures ou jusqu'à ce que la masse sèche ne varie plus).

Degré de saturation **:** le degré de saturation S_r d'un échantillon de RCP est estimé en comparant le volume de l'eau V_w contenue dans les vides avec le volume de ces vides V_v. Ce paramètre peut être exprimé en pourcentage et pourrait être déterminé au laboratoire en connaissant l'indice des vides e, la teneur en eau massique w et la densité relative D_r ou G_s des particules solides. Le degré de saturation est calculé de plusieurs manières comme suit :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{w\% \times G_s}{e} = \frac{\theta}{n} \times 100 \qquad [2\text{-}9]$$

D'autres paramètres quantifiant les propriétés hydriques peuvent être considérés dans l'étude des remblais cimentés en pâte tels que:

- La *perméabilité* qui mesure la vitesse d'écoulement d'un fluide (eau) à travers la masse de remblai. Lors d'un essai de perméabilité, le paramètre mesuré est le coefficient de perméabilité ou la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}).
- La *percolation* est un autre paramètre hydrique qui reflète la vitesse de drainage d'un fluide à travers le remblai. Le paramètre mesuré dans ce cas est le taux de percolation (v_p) du fluide, qui est la vitesse d'écoulement à gradient hydraulique unitaire $i = 1$.
- La *succion* matricielle traduit la capacité du remblai à retenir les fluides. Le paramètre mesuré dans ce cas est la pression à l'entrée d'air ψ_a qui est en réalité la pression minimale pour faire sortir la 1ère goutte contenu dans le remblai.

c) Propriétés microstructurales

Les propriétés microstructurales les plus souvent étudiées sont la finesse des grains au moyen de l'analyseur de surface spécifique et la porosité connectée au moyen de la porosimétrie par intrusion de mercure (PIM).

Surface spécifique **:** la surface spécifique massique S_m est définie comme étant la surface totale des grains de remblai par unité de masse de l'échantillon et peut varier de 0,1 à 400 m².g^{-1} selon la finesse des grains. Elle est évaluée par adsorption de l'azote ou de gaz inerte, par diffraction des rayons X, par diffraction au laser ou par microscopie électronique. Lorsque la surface spécifique est mesurée par adsorption, elle est calculée par l'équation suivante:

$$S_m = \frac{\aleph \times W_m \times A_x}{M \times M_{ech}} \qquad [2\text{-}10]$$

avec $\aleph$ = nombre d'Avogadro (6,23x10^{23} mol^{-1}), W_m = masse de gaz adsorbé en monocouche (g), de molécules de gaz adsorbé en monocouche (g); A_x = surface des molécules de gaz adsorbées (m^2) ; M = masse molaire du gaz adsorbé (g/mol), M_{ech} = Masse de l'échantillon testé (g).

Il existe deux techniques de mesure de l'adsorption de gaz par la surface des particules; la technique dite BET qui vient de la théorie de **B**runauer, **E**mmett, et **T**eller. Cette technique est basée sur l'adsorption multicouche de l'azote gazeux par la surface des particules et opère des plus grandes surfaces spécifiques des grains aux plus fines. Pour la deuxième technique, on utilise le bleu de méthylène pour une adsorption généralement monocouche (Santamarina et al**.** 2002).

Porosimétrie par intrusion de mercure : la porosité par intrusion de mercure (Hg) permet d'évaluer la porosité et la distribution des pores connectés d'un échantillon de remblai. Elle est directement liée à la granulométrie initiale des résidus ainsi que du type de liant utilisé. La porosité et le volume des pores sont estimés par la quantité de mercure qui pénètre dans l'échantillon selon un diamètre donné d (r = d/2) et sous une pression appliquée p selon la relation de Washburn (1921) suivante :

$$d = -\frac{4\gamma \cos\varphi}{p} \qquad [2\text{-}11]$$

où γ = tension de surface du mercure (N/m) ; φ = angle de contact entre la surface solide et le mercure ; p = pression exercée sur le mercure.

L'opération de mesure comprend deux étapes : la première étape se fait à basse pression (30 atm.) où le mercure est injecté dans les pores les plus gros de l'échantillon testé. La seconde étape se fait à haute pression (jusqu'à 414 MPa) et consiste à pousser le mercure à pénétrer dans les pores les plus petits de l'échantillon. La porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) nécessite des échantillons secs et s'applique dans divers domaines tels que l'étude des sols, des roches, des remblais et du bois.

2.1.2 Propriétés mécaniques des remblais en pâte

Les propriétés mécaniques des RCPs sont nécessaires lors du design des systèmes de remblayage ainsi que des calculs de stabilité. Ces propriétés mécaniques serviront également lors des simulations numériques de la stabilité des chantiers miniers remblayés. Les principales propriétés mécaniques des remblais sont la résistance en compression uniaxiale (UCS), la résistance au cisaillement à la rupture (τ_f), le module de déformation (E), la limite d'écoulement (S_Y), le coefficient de poisson (ν), la cohésion interne effective (c') ou non drainée (c) et l'angle de frottement interne effectif (ϕ'). Les essais devront être réalisés selon l'objectif de l'étude de la caractérisation mécanique, soit en cherchant uniquement les paramètres élastiques (E, ν, S_Y) ainsi que la résistance UCS qui est un paramètre index, ou en cherchant les paramètres intrinsèques régissant cette rupture (c' et ϕ'). Dans le premier cas on effectuera l'essai en compression uniaxiale et dans le second cas, l'essai en compression triaxiale. Il faut noter qu'il n'est pas simple de mesurer directement le coefficient de Poisson des RCP.

a) Résistance en compression uniaxiale

Elle est mesurée grâce à l'essai en compression uniaxiale et correspond à la limite maximale de la résistance d'un échantillon (éprouvette ou carotte de remblai) à une charge axiale. Elle peut être

influencée par les propriétés physiques du remblai, par la géométrie de l'éprouvette et par les conditions opératoires. C'est pourquoi l'UCS est considéré comme un paramètre index. De l'essai en compression uniaxiale il en résulte une courbe force axiale (*F*) – déplacement axiale (Δl) qui est ensuite convertie en courbe contrainte axiale (σ = F/A) – déformation axiale ($\varepsilon = \Delta l/L_0$). La Figure 2.1 présente une courbe typique contrainte – déformation obtenue pour un remblai en pâte.

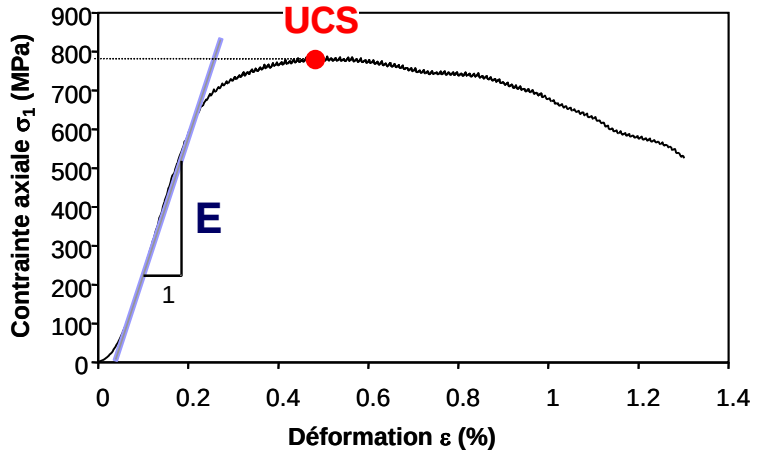


Figure 2.1 Courbe typique d'un essai en compression uniaxiale (UCS)

À partir de la courbe contrainte – déformation (Figure 2.1), on détermine la résistance en compression uniaxiale (UCS) qui est le pic de la courbe, le module de déformation ou module de Young E qui est la pente de la partie linéaire de la courbe. Par analogie aux propriétés mécaniques des sols, le RCP est considéré avoir un comportement élasto-plastique.

La contrainte σ agissant dans le matériau remblai est reliée au module de déformation élastique E et à la déformation axiale ε par la loi de Hooke :

$$\sigma = E\varepsilon \qquad [2\text{-}12]$$

Le coefficient de Poisson ν représente le rapport de la déformation transversale ou latérale ε_t d'un matériau et de la déformation axiale ε_a:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_a} \qquad \text{avec } 0 < \nu < 0.5 \qquad [2\text{-}13]$$

Le module de déformation peut être mesuré directement *in situ* par des essais pressiométriques effectués généralement pour les sols. Ce paramètre est mesuré après avoir déterminé le module pressiométrique E_M et à condition de prendre le coefficient de poisson $\nu = 0{,}33$ (Emeriault et al. 2004). Si le module pressiométrique E_M est obtenu grâce à l'équation de Lamé, il est possible de déduire le module de cisaillement G et ensuite déduire le coefficient de poisson ($\nu = [E/2G] - 1$).

b) Résistance en compression triaxiale

Cette résistance est déterminée à l'aide d'un essai en compression triaxiale conventionnel qui consiste à appliquer une pression latérale de confinement σ_3 à l'éprouvette d'essai placée dans une cellule rigide et une pression axiale appelée déviateur de contrainte ($\sigma_1 - \sigma_3$). L'essai triaxial traduit le vrai état de contrainte et de déformation *in situ* des remblais et permet de déterminer les paramètres intrinsèques liés à la déformation de ces matériaux en s'appuyant sur un critère de rupture (Figure 2.2).

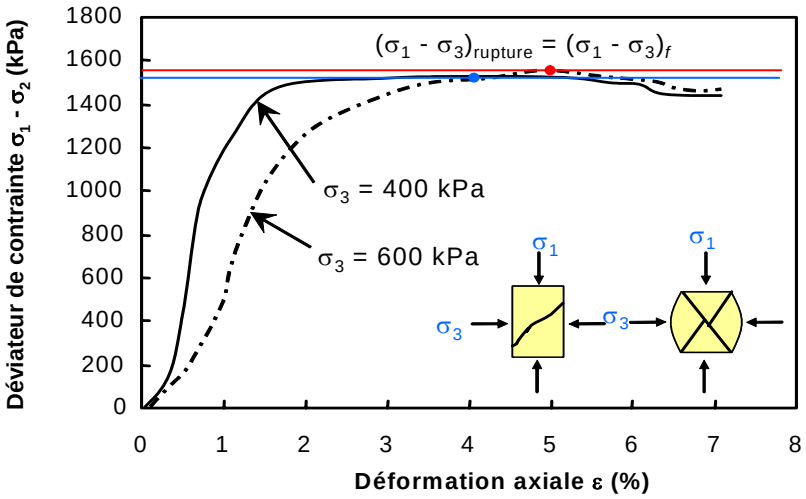


Figure 2.2 : Courbe typique d'essais en compression triaxiale sur des remblais en pâte (d'après Belem et al. 2000)

Il existe au moins quatre types d'essais triaxiaux pouvant être réalisés sur les remblais saturés ou partiellement saturés: l'essai UU (non-consolidé, non-drainé), l'essai CU (consolidé, non-drainé), l'essai CU+*u* (consolidé, non-drainé + mesure de la pression interstitielle *u*) et enfin, l'essai CD (consolidé, drainé). Ici la consolidation est isotropique. À l'échelle d'un chantier minier remblayé, on considère dans la plupart des cas que le remblai frais draine une partie de son eau après sa mise en place et ce, pendant au moins les 5 premiers jours de cure. Si le drainage est

permis dans le remblai, une augmentation des contraintes conduit à une consolidation et éventuellement à une modification de la pression interstitielle. Dans ce cas, la variation de la pression interstitielle est négligeable par rapport à l'accroissement de la contrainte appliquée. Si le remblai est saturé et sans possibilité de drainage, un changement de l'état des contraintes ne conduit pas à une variation de volume (essai à volume constant) mais induit une modification de la pression interstitielle. Au-delà de 7 jours de cure, le drainage est rarement observé dans les remblais.

c) Critères de rupture

On distingue différents critères de rupture pour analyser la résistance à la rupture (ou au cisaillement) du remblai cimenté en pâte selon que ce dernier est composé de résidus fins ou relativement grossiers. Ces critères peuvent être par exemple ceux de Mohr-Coulomb, Tresca, Von-Mises ou $MSDP_u$ (Aubertin et al., 2000). Le critère $MSDP_u$ est un critère de rupture multiaxial pour matériaux semi-fragiles développé par Aubertin et al. (2000). Ce critère de rupture multiaxial MSDPu permet de prendre en compte le facteur d'échelle et l'état d'endommagement du matériau, et il est exprimé en termes d'invariants de tenseur de contrainte (I_1 et J_2). L'avantage de ce critère est qu'il peut s'appliquer à la fois à la roche intacte, au massif rocheux fracturé et au remblai en pâte. Les principaux paramètres de ce critère de rupture multiaxial (α, b, a_1 et a_2) sont définis à partir de la résistance en compression uniaxiale (σ_c ou UCS), de la résistance à la traction (σ_t), de l'angle de frottement interne (φ) et du seuil d'effondrement du réseau poreux (I_c) du remblai cimenté en pâte. Mais le critère le plus simple et le plus utilisé pour les RCPs est le critère de Mohr-Coulomb, surtout pour les essais consolidés non-drainés (CU). La résistance au cisaillement d'un remblai est donc donnée par la relation suivante (Figure 2.3):

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan\phi' \qquad [2\text{-}14]$$

où τ_f = résistance au cisaillement à la rupture ; c' = cohésion effective des grains solides; σ'_n = contrainte normale effective ; ϕ' = angle de frottement interne effectif entre les grains.

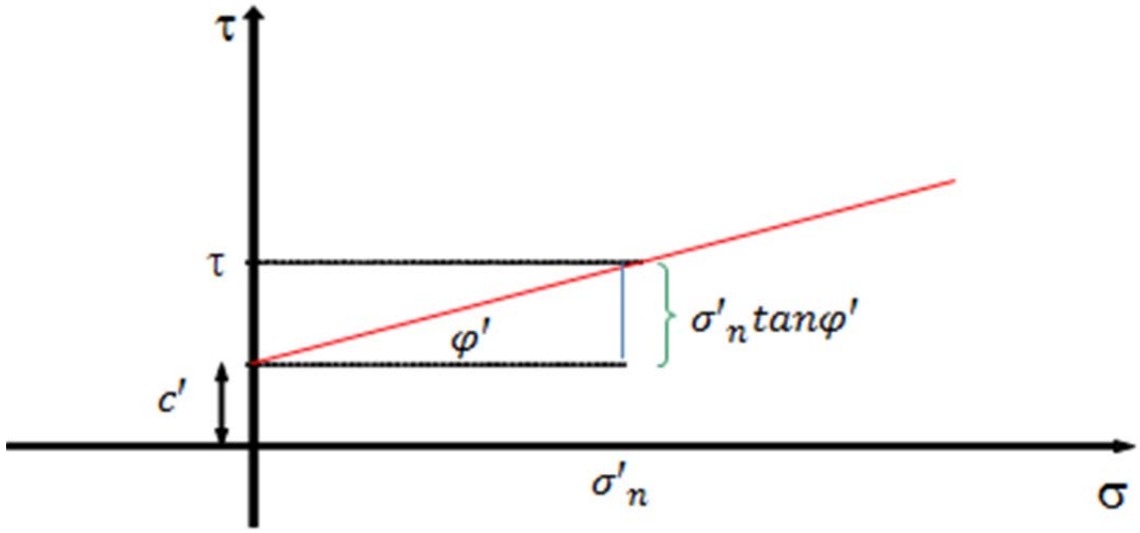


Figure 2.3 : Illustration schématique du critère de Mohr-Coulomb pour la détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne des remblais

2.1.3 Facteurs influençant les propriétés mécaniques des remblais en pâte

Différents facteurs peuvent influencer les propriétés mécaniques des remblais cimentés en pâte. On peut subdiviser ces facteurs en deux catégories (Benzaazoua et al., 2003 ; Belem et Benzaazoua 2003): la catégorie des facteurs dits *intrinsèques* qui sont principalement reliés aux ingrédients des remblais tels que, le type de résidus (minéralogie, granulométrie, teneur en sulfures), le type de liant et son pourcentage, la chimie de l'eau de mélange (présence de sulfates), le rapport eau-sur-ciment w/c, et l'affaissement (*slump*).

La deuxième catégorie est celle des facteurs dits *extrinsèques* qui sont liés aux propriétés des RCP à l'échelle du chantier minier tels que la géométrie et la dimension des chantiers remblayés, le drainage/tassement dû à la consolidation, l'humidité relative dans le chantier, la température ambiante, la convergence et la reprise des murs du chantier (effet d'arche), le champ de contrainte dans le chantier et enfin, l'interaction remblai-roche.

a) Facteurs intrinsèques d'influence

➲ *Effet de la minéralogie et de la granulométrie* : la Figure 2.4 présente la résistance mécanique des remblais préparés avec des rejets provenant de deux mines canadiennes, de minéralogie et de granulométrie différente mais avec les mêmes recettes de mélange (Belem et al. 2000). Les rejets de la mine Louvicourt (LVT) ont une granulométrie dite «moyenne» et contenant 16% de soufre tandis que ceux de la mine Hemlo (HMO) sont dits grossiers et contenant 5% de soufre.

On constate que les résistances en compression uniaxiale UCS des remblais faits des résidus moyens (LVT) sont plus élevées que celles des remblais faits des résidus grossiers (HMO).

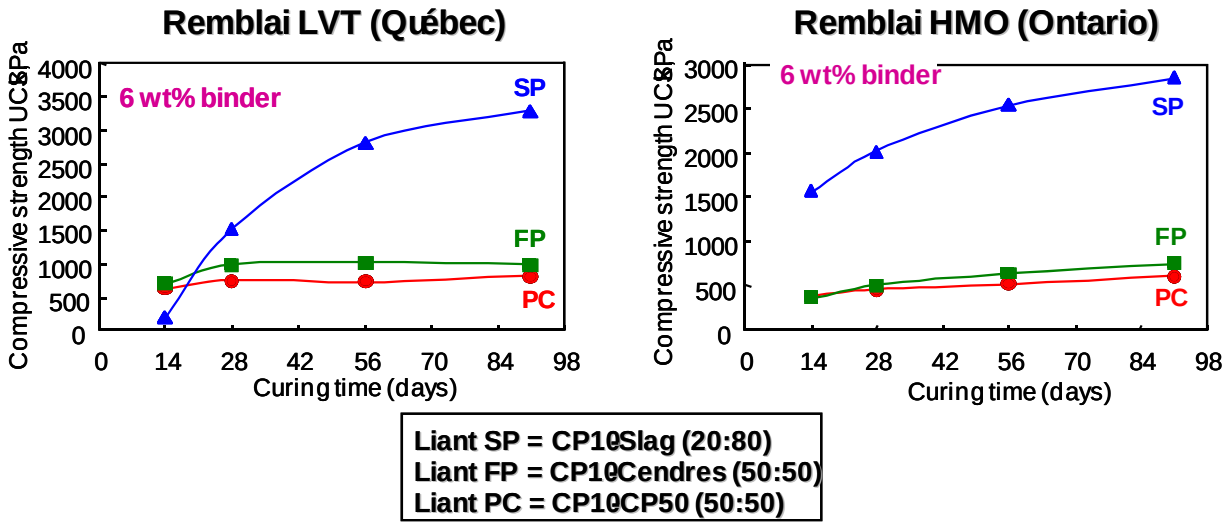


Figure 2.4 : Comparaison des résistances mécaniques de remblais de deux mines différentes (d'après Belem et al. 2000)

➲ *Effet du type de liant et de son pourcentage*: dans la même étude, il a été observé expérimentalement que la résistance mécanique des RCP augmentait proportionnellement à la proportion d'agent liant ajoutée au mélange. L'allure moyenne observée est une tendance linéaire (Figure 2.5). Selon la distribution granulométrique des rejets de base, cette évolution va plus ou moins dépendre du temps de cure et du type de liant.

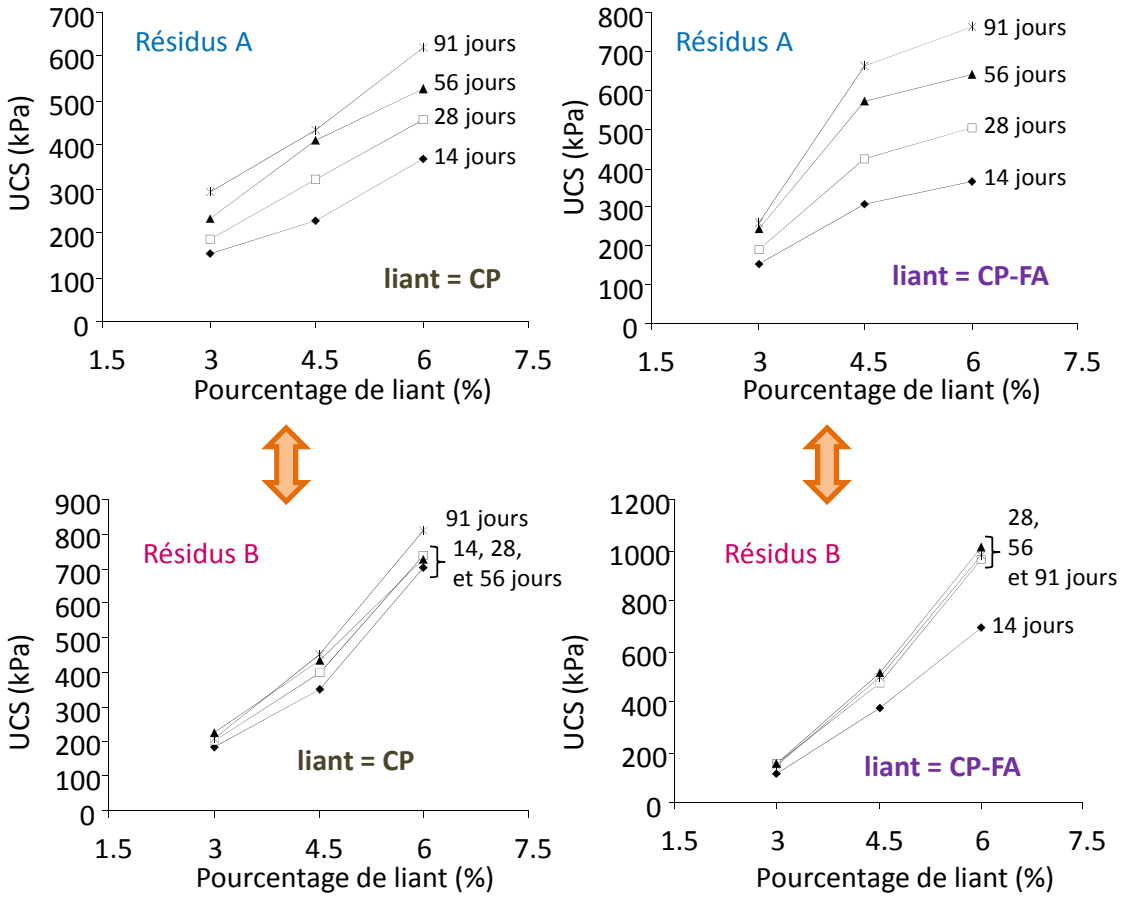


Figure 2.5 : Évolution de la résistance mécanique de deux remblais en fonction du pourcentage et du type de liant (d'après Benzaazoua et al. 2000)

➲ ***Effet du type d'eau de mélange*** : l'eau de mélange peut également avoir un très grand effet sur la performance mécanique des remblais. En effet, dans une étude ultérieure (Benzaazoua et al. 2002), il a été démontré qu'un remblai en pâte préparé avec l'eau de la municipalité (eau du robinet) offrait une résistance mécanique plus élevée comparée avec le remblai préparé avec de l'eau d'un lac ou de l'eau de procédé recyclée de la mine (Figure 2.6). Le remblai fabriqué avec l'eau de procédé recyclée donnait des valeurs de résistance inférieures d'à peu près 600 kPa par rapport aux remblais contenant l'eau du robinet ou du lac (Benzaazoua et al. 2002).

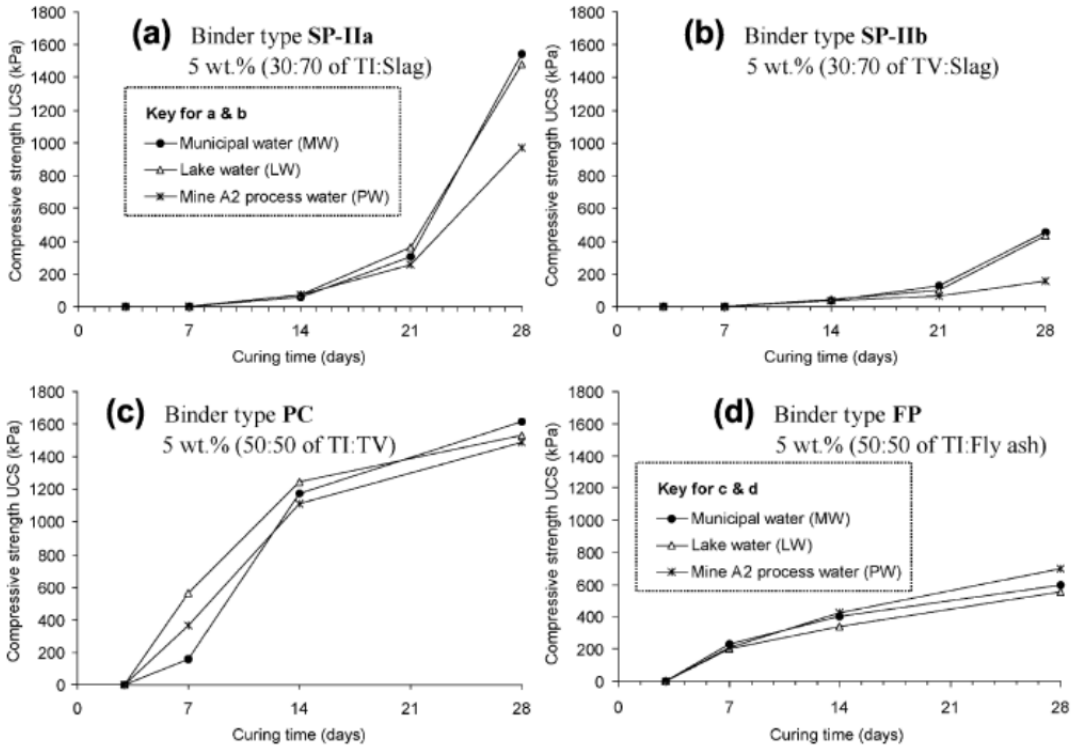


Figure 2.6 : Évolution de la résistance mécanique d'un remblai préparé avec trois eaux de mélange différentes (d'après Benzaazoua et al. 2002)

➲ ***Effet de l'attaque sulfatique*** : l'autre facteur affectant la performance des RPC est l'attaque sulfatique due à la présence d'une grande quantité de sulfates dans l'eau de mélange. L'attaque sulfatique est une altération chimique due à la précipitation de minéraux sulfureux (ettringite et gypse secondaires) qui peuvent générer de fortes pressions responsables de la perte d'intégrité de la matrice de remblai et donc de la perte de résistance mécanique. La Figure 2.7 illustre un exemple d'attaque sulfatique dans un remblai en pâte (chute brutale de la résistance mécanique) apparaissant au-delà du 28e jour de cure.

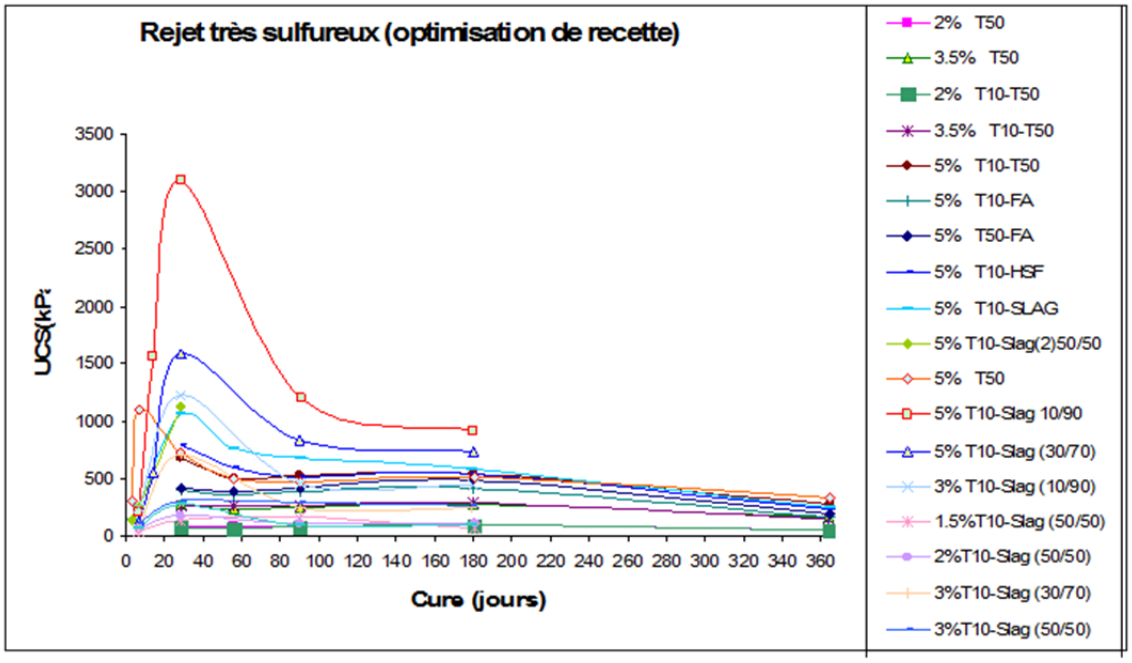


Figure 2.7 : Exemple d'attaque sulfatique dans un remblai sulfureux (Notes de cours de remblais miniers, Belem et al. 2005)

➲ ***<u>Effet de la teneur élevée en sulfates</u>*** : la Figure 2.8 illustre un exemple de l'effet de la proportion de sulfates solubles dans l'eau de mélange sur l'acquisition de résistance mécanique du remblai en pâte (Benzaazoua et al. 2004). On constate que dans l'étude en question, la résistance mécanique diminuait avec l'augmentation de la teneur en sulfates jusqu'à une valeur butoir de 8 000 ppm. Au-delà de cette valeur butoir, les précipités de sulfates semblent contribuer à l'acquisition de la résistance, au moins jusqu'à 12 000 ppm. Au-delà de ces 12 000 ppm il n'est pas dit qu'il n'y aurait pas d'attaque sulfatique et une perte de la résistance déjà acquise.

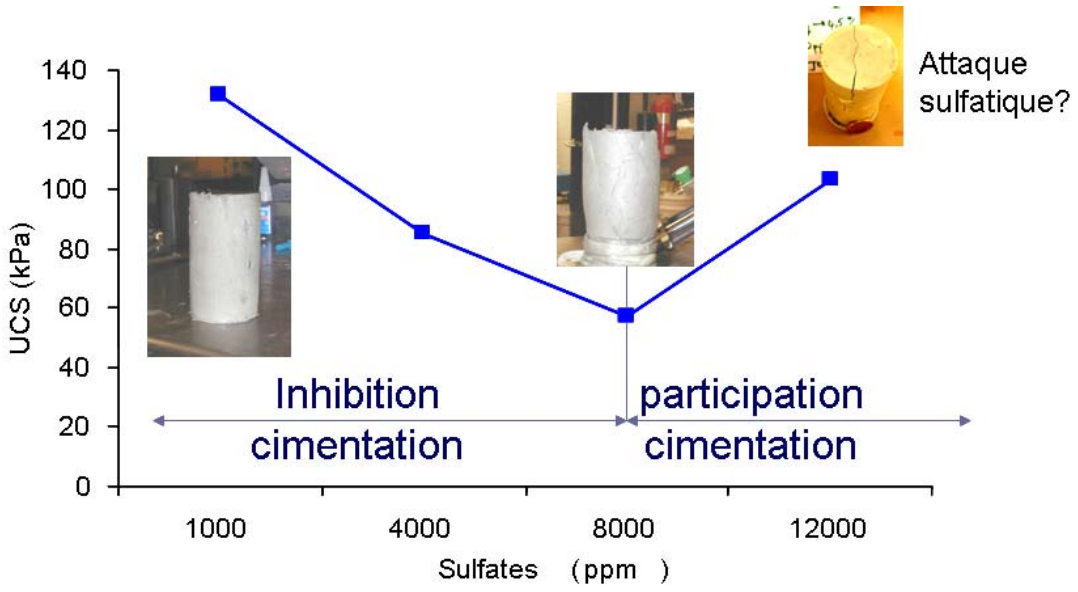


Figure 2.8 : Évolution de la résistance mécanique du remblai en fonction de la teneur en sulfates (Belem et al. 2011, notes de cours)

Toutefois, le diagramme de phase entre les sulfates solubles et le pH de l'eau de mélange (Figure 2.9) permet de mieux comprendre ce phénomène. En effet, la Figure 2.9 montre qu'à partir des teneurs en sulfates supérieures à 14 00 ppm, il y aurait précipitation en gypse lorsque le pH du milieu est alcalin et compris en 12,4 et 12,85. Par exemple, avec une teneur en sulfates de 8 000 ppm, il y aurait précipitation de gypse pour des pH allant de 12,4 à 12,7.

À la même teneur en sulfates, il n'y aurait plus de précipitation en gypse lorsque le pH serait supérieur à 12,75. De plus, grâce à ce diagramme de phase, on pourrait anticiper l'effet d'une teneur en sulfates de 15 000 ppm dans le mélange. En effet, avec 15 000 ppm de sulfates il y aurait toujours précipitation de gypse ($12{,}40 \leq pH \leq 12{,}79$) ou de syngénite ($12{,}80 \leq pH \leq 12{,}87$). Mais lorsque le pH sera supérieur à 12,87, il n'y aurait plus de précipitation de minéraux sulfatés.

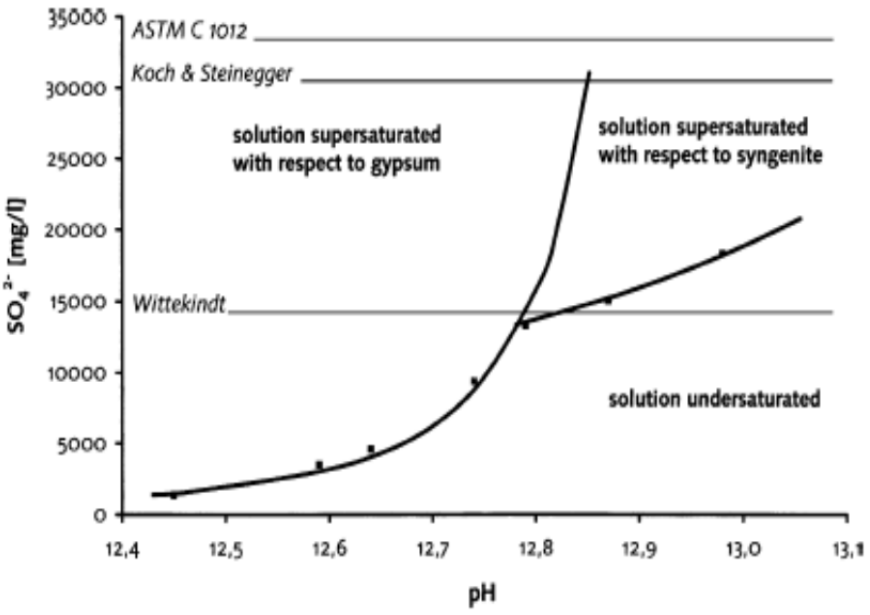


Figure 2.9 : Diagramme de phase montrant les domaines de précipitation des sulfates sous forme de gypse secondaire ou de syngénite (d'après Bellman et al. 2006)

b) Facteurs extrinsèques d'influence

➲ *Effet du drainage et tassement (consolidation)* : après le remblayage d'un vide souterrain, le remblai en pâte se tasse presque systématiquement à son sommet. À la mine Louvicourt, ce tassement était en moyenne de 1 m mais pouvait atteindre 1,5 m et exceptionnellement 4 m (Cayouette, 2000 et 2003). Le tassement du remblai au cours de sa mise en place et pendant les premiers jours de son durcissement pourrait bien influencer l'acquisition de sa résistance mécanique. En effet, le tassement du remblai suite à sa consolidation gravitaire entraîne nécessairement une diminution de son indice des vides initial (sa porosité totale) et ceci aura pour effet direct l'amélioration de sa performance mécanique (Belem et al. 2003). En effet, l'expulsion d'une grande partie de l'eau du remblai par drainage contribuerait à la formation des hydrates et par conséquent au développement important de résistance mécanique de ce remblai. Le rôle positif du drainage/tassement dans le développement de la résistance du RCP devrait être plus largement étudié.

➲ *Effet d'un apport de chaleur pendant la cure* : de nos jours, l'industrie minière est capable d'exploiter des gisements de plus en plus profond, pouvant aller jusqu'à 2 à 5 km. Pour opérer sainement à ces profondeurs, les défis techniques et technologiques sont nombreux. Un des

facteurs dont les effets prendront de l'ampleur est le gradient thermique (environ 20°C – 30°C par km). À une profondeur de 2000 m il pourrait régner une température d'au moins 50°C, comparativement à la température ambiante d'environ 25°C qui règnerait à 1 km sous terre. Par conséquent, la chaleur supplémentaire dégagée pourrait avoir un impact sur la vitesse de durcissement du remblai mis en place et affecter possiblement les propriétés à long terme. La Figure 2.10 présente l'évolution de la résistance UCS d'un remblai en pâte en fonction de la température de cure (variant de 25°C à 50°C) pour trois types de liant et pour deux temps de cure (7 et 28 jours). On constate que l'augmentation de la chaleur a pour effet d'accroître substantiellement la résistance mécanique du remblai, surtout après 28 jours de cure. En effet, en doublant la température de cure (de 25°C à 50°) on observe un gain d'environ 40% de la résistance mécanique.

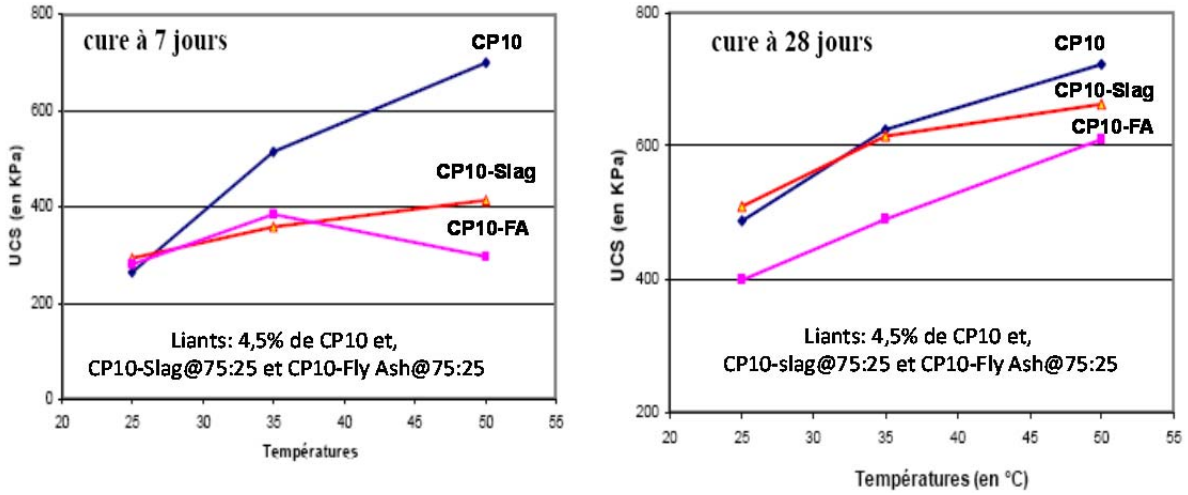


Figure 2.10 : Évolution de la résistance UCS en fonction de la température (adapté de Samb, 2006)

➲ *Champ de contrainte dans les chantiers et interaction remblai-roche* : des mesures de pression dans le remblai en pâte (ou contrainte) ont été effectuées à la mine Doyon afin de comprendre la distribution des contraintes (Belem et al. 2004). La Figure 2.11 présente les courbes de variation des pressions dans un grand chantier de la mine Doyon en fonction de la hauteur remblayée. Ces courbes montrent que, pour le cas de la mine Doyon, la contrainte longitudinale (σ_x) est toujours plus élevée que les contraintes transversale (σ_y) et verticale (σ_z), que ce soit au niveau du bouchon (bas du chantier) qu'à l'interface bouchon/résiduel.

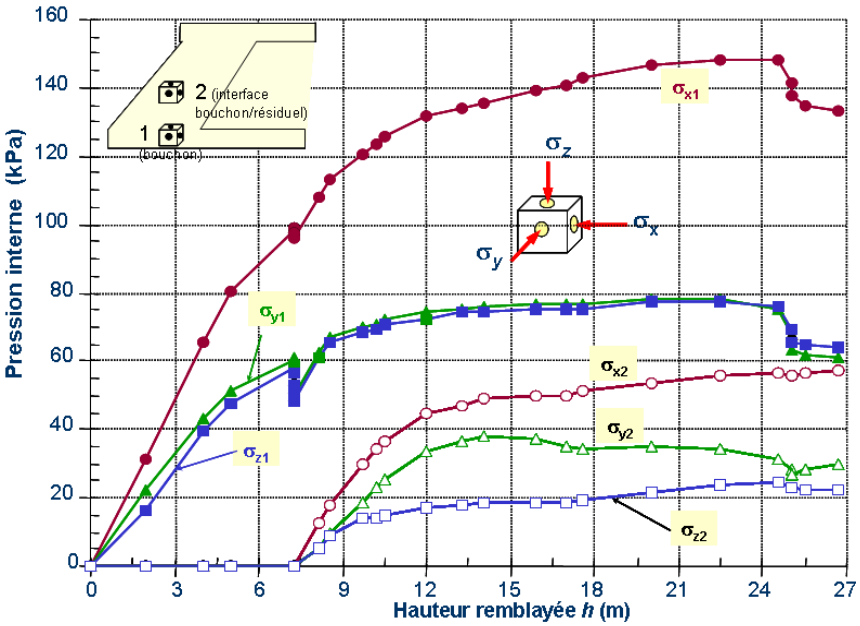


Figure 2.11 : Courbes de variation des pressions internes dans le bouchon et à l'interface bouchon/résiduel du grand chantier instrumenté à la mine Doyon (d'après Belem et al. 2004)

Une étude similaire réalisée à la mine Bouchard-Hébert conduit à des observations différentes (Hassani 1999; Ouellet et al. 2004) : la pression verticale (σ_v) était la plus élevée au bas du chantier, mais restait très proche des pressions longitudinale ($\sigma_{E\text{-}W}$) et transversale ($\sigma_{N\text{-}S}$); par contre, à 28 m plus haut, c'était la pression longitudinale ($\sigma_{E\text{-}W}$) qui était la plus élevée, et la pression verticale la plus faible (σ_v), exactement comme les observations faites par Harvey (2004). Une deuxième étude, conduite à la mine Chimo (Hassani et al. 1997; Hassani *et* al. 2004), avec un seul point de mesure au bas du chantier remblayé, confirme plus ou moins les observations faites par Harvey (2004), à savoir que la pression la plus élevée était l'une des pressions horizontales ($\sigma_{N\text{-}S}$), tandis que la pression verticale était intermédiaire entre ($\sigma_{N\text{-}S}$) et ($\sigma_{E\text{-}W}$).

L'étude faite par Belem et al. (2004) a également permis d'observer les variations de la pression exercée sur les barricades. En effet, une bonne connaissance de l'amplitude des pressions sur le bouchon pourrait conduire à une modification de la méthode de remblayage (avec ou sans bouchon). Un remblayage avec bouchon se fait habituellement en deux étapes : l'étape du remblayage du bouchon ayant une recette contenant généralement plus d'agent liant (entre 5 et 7 %) qu'il faudrait laisser curer au moins 3 jours et l'étape de remblayage subséquent de la partie

restante avec du remblai ayant une recette contenant en moyenne 3 % de liant. Si la pression exercée sur la barricade est faible (voire négligeable), alors il serait possible de ne plus employer un bouchon et de remblayer le chantier en continu avec une seule et même recette (pourcentage de liant compris entre 4 et 5%). La Figure 2.12 présente des courbes de variation des pressions longitudinales dans un chantier instrumenté à la mine Doyon en fonction de la hauteur remblayée. On y voit l'évolution de la pression sur l'éponte inférieure (interface remblai/roche) comparée à la pression dans le bouchon (σ_{x1}) et à l'interface bouchon/remblai résiduel (σ_{x2}) (Figure 2.12a). La Figure 2.12b présente, quant à elle, la pression exercée sur la barricade. D'une part, on observe que les pressions longitudinales au niveau des interfaces bouchon/remblai résiduel (σ_{x2}) et remblai résiduel/éponte inférieure (σ_{x1}) sont équivalentes et beaucoup plus petites que la pression au bas du chantier (cf. Figure 2.11). D'autre part, on observe que la pression sur la barricade est faible (< 60 kPa) et qu'elle tend à diminuer lorsque le chantier est presque rempli.

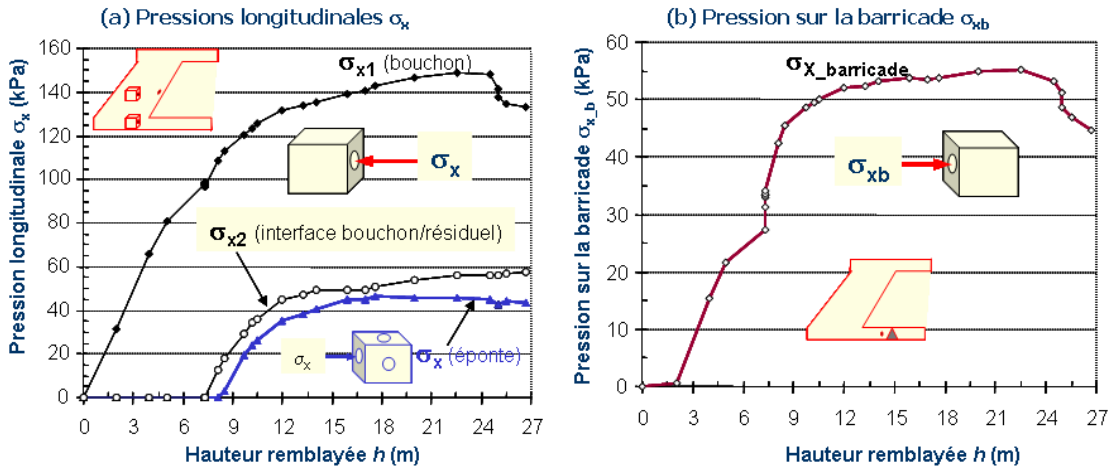


Figure 2.12 : Courbes de variation des pressions longitudinales dans le grand chantier instrumenté à la mine Doyon : a) à l'interface remblai/roche (éponte inférieure), b) sur la barricade (d'après Belem et al. 2004)

2.1.4 Synthèse

Une bonne résistance mécanique des remblais en pâte peut être éventuellement obtenue en jouant sur différents paramètres lors de la préparation, du transport et de la mise en place des remblais sous terre. La matrice du remblai peut être améliorée en choisissant les meilleurs ingrédients possibles de la recette tels que, les résidus faiblement sulfatés et à distribution granulométrique bien étalée, le type et le pourcentage de liant idéal (généralement, le mélange ciments Portland

type 10 combiné avec la Slag ou la Fly ash), et l'eau de mélange à faible teneur en éléments polluants (eau du robinet ou du lac). Les performances mécaniques dans ce cas sont grandement conditionnées par les liants choisis, les liants à base de ciments Portland type 50 résistant mieux à l'attaque sulfatique et offrant de bonnes résistances à long terme (Belem et Benzaazoua. 2004)

Lors de la préparation des mélanges de remblai en pâte, il faudrait s'assurer du mieux possible que les paramètres contrôlant l'écoulement du remblai (*slump* ou affaissement) tels que, le pourcentage solide massique du mélange (ou la teneur en eau), la densité relative des résidus initiaux, le pourcentage de liant (et le type de liant) favoriseront un bon transport à travers le réseau des conduites jusqu'au chantier souterrain à remblayer. De plus, la réponse du remblai en termes de consistance à la variation des facteurs affectant l'écoulement est complexe et difficile à modéliser. À travers la littérature, il est très rare de trouver un modèle empirique ou semi-empirique reliant le *slump* (affaissement) au pourcentage solide ou au pourcentage de liant, mis à part le modèle semi-empirique proposé par Belem et Benzaazoua (2008). En effet, ces auteurs proposent un modèle semi-empirique de prédiction du *slump* en fonction du pourcentage solide massique ($C_{w\%}$), du pourcentage de liant ($B_{w\%}$) et de la densité relative des grains des rejets (G_s). Cependant, les mélanges de remblai sont optimisés en fonction des caractéristiques des ingrédients à utiliser, des conditions de transport et de remblayage et des critères du design pour chaque cas à part (Benzaazoua et al. 2000, 2002, 2003, 2004; Belem et al. 2000, Belem et Benzaazoua 2003).

Une fois les paramètres du transport optimisés (*slump*) et le remblai mis en place sous terre, les caractéristiques de résistance mécanique des remblais dépendront principalement des facteurs *intrinsèques* (hydratation et durcissement) et *extrinsèques* (drainage et tassement par consolidation observé aux sommets des remblais dans les chantiers). On estime que ces deux facteurs d'influence ont un rôle positif sur les propriétés physico-mécaniques des remblais cimentés en pâte et par conséquent sur l'amélioration de l'acquisition de résistance mécanique de ces remblais (Benzaazoua et al. 2000, 2002, Belem et al. 2001, 2002 ; Ouellet et al. 2004 ; Godbout et al. 2004).

2.2 Consolidation des matériaux fins

2.2.1 Généralités

Le terme consolidation est utilisé pour désigner le comportement des matériaux particulaires sous la pression de leur poids propre (consolidation gravitaire) ou sous une pression due à un chargement externe (surcharge). En fonction de la nature de ces matériaux, c'est un phénomène qui engendre le tassement du matériau suite à l'évacuation du fluide (eau) interstitiel emprisonné dans les pores entre ces particules (e.g., McCarthy 2007). Dans cette section, nous mettrons l'accent sur la consolidation des matériaux fins (sols, argiles, résidus, remblais miniers, etc.)

Le processus de consolidation des matériaux fins sous leur poids propre (ou gravitaire) est similaire à celui de la sédimentation des particules solides de ces matériaux dans un fluide immobile. Plusieurs études ont été effectuées sur l'évolution des paramètres intrinsèques des dépôts sédimentaires depuis les étapes de la sédimentation jusqu'à celles de la consolidation de ces dépôts (e.g, Scott et al. 1986 ; Seneviratne et al. 1996 ; Gallois et al. 1999 ; Wels et al. 2000). D'autres études se sont consacrées à la progression de la consolidation des matériaux sédimentaires en se basant sur la théorie de Terzaghi (1924) modifiée par Gibson (1958).

Les principes et les théories de consolidation des matériaux fins sont en général appliqués selon la nature de ces matériaux et des conditions de leur consolidation. La consolidation des matériaux sans application d'une charge externe (ou surcharge) est appelée la consolidation gravitaire ou consolidation sous poids propre de ces matériaux. Lorsqu'on applique une charge externe aux matériaux, on parle de consolidation sous surcharge. Ce dernier type de consolidation est généralement subdivisé en consolidation unidimensionnelle (1D ou axiale) et tridimensionnelle (3D ou triaxiale). Les principes de consolidation diffèrent également selon les conditions de saturation des matériaux fins. On étudie souvent dans ce cas la consolidation des matériaux saturés ou la consolidation des matériaux non saturés. Pour les deux types de consolidation de matériaux fins (gravitaire ou sous surcharge), le drainage de ces matériaux pourrait être permis selon les conditions et les objectifs de consolidation. La consolidation dite primaire résulte de l'évacuation de l'eau contenue dans les vides du matériau. Elle produit le tassement le plus

important, c'est-à-dire que le matériau subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le matériau est supposé saturé).

Les lois de la consolidation ont été démontrées pour la première fois par Terzaghi (1924, 1943) dans la déformation des sols en mécanique des sols. La théorie de la consolidation originelle de Terzaghi (1924) a été développée pour la consolidation unidimensionnelle des sols sous leur poids propre et à des petites déformations (connue sous le nom de modèle de déformations infinitésimales). Cette théorie de consolidation gravitaire a été simplifiée par la suite par David et Raymond (1965) et ensuite par Gibson (1958) et Gibson et al. (1981) pour les déformations finies et non linaires avec des grandes variations des paramètres tels que, l'indice des vides, la perméabilité, etc. Par contre, la théorie de la consolidation des matériaux fins sous un chargement externe n'est introduite qu'en 1936 par Rendulic pour la consolidation tridimensionnelle et par Terzaghi (1943) pour la consolidation unidimensionnelle des sols sous une surcharge. La théorie de la consolidation tridimensionnelle a été également abordée par Biot (1941, 1955) pour les matériaux élastiques et anisotropes (e.g., Been et Sills 1981 ; Znidarcic et al. 1986 ; Toh 1992 ; Fahey et al. 1994 ; Seneviratne et al. 1996 ; Papanicolaou et Diplas 1998 ; Zhu et Yin 1998 ; Wickland et Wilson 2003 ; Morris 2005 ; Abbassi et al. 2006).

Dans cette section, nous ferons la synthèse bibliographique autour des deux types de consolidation (gravitaire et sous surcharge) applicables dans le cas des matériaux fins saturés ou presque saturés (saturation comprise entre 80 et 100%) puisque par analogie, ce type de consolidation serait applicable aux cas des remblais miniers cimentés en pâte et des résidus miniers immergés dans l'eau.

2.2.2 Principes de la consolidation des matériaux fins

a) Consolidation gravitaire

On désigne par consolidation gravitaire des matériaux fins, la consolidation de ces matériaux sous leur poids propre ou auto-consolidation (connue dans la littérature anglo-saxonne sous le nom de «self-weight consolidation»). La consolidation gravitaire est régie par la théorie de

consolidation de Gibson (1958) et initialement définie en fonction des coordonnées lagrangiennes (référentiel mobile).

Le principe de cette théorie est basé sur les hypothèses suivantes (Gibson et al. 1967):

- La saturation des matériaux est à 100 % (vrai pour les remblais en pâte);
- L'eau des pores et les grains des matériaux sont incompressibles (vrai pour les remblais en pâte);
- La linéarité entre la variation de l'indice des vides Δe et la variation de la contrainte effective $\Delta\sigma'_v$;
- La validité de la loi de Darcy lors de la consolidation (vrai pour les remblais en pâte);
- Absence d'échanges de grains entre les couches des matériaux consolidés (vrai pour les remblais en pâte) ;
- Le matériau ne se déforme que dans la direction verticale.

L'évolution de la consolidation entre le temps t correspondant au début de la consolidation et le temps $t+\delta t$ est montrée schématiquement par la Figure 2.13 :

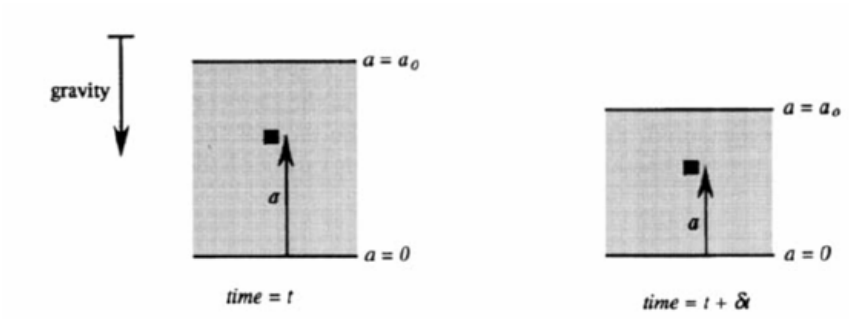


Figure 2.13 : Schématisation de la consolidation gravitaire en coordonnées lagrangiennes (Tiré de Seneviratne et al. 1996)

Lors de la consolidation gravitaire, la condition d'équilibre verticale nécessite que la contrainte verticale soit exprimée en coordonnées lagrangienne a et matérielle z, comme suit :

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial a} + \left(\frac{G_s + e}{1 + e_0}\right)\gamma_w = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial \sigma_v}{\partial z} + (G_s + e)\gamma_w = 0 \qquad [2\text{-}15]$$

où σ_v = contrainte verticale totale ; z = coordonnée matérielle par rapport à un plan de référence ; a = élément d'épaisseur du matériau consolidé (coordonnée Lagrangienne) ; G_s = densité relative des particules (aussi noté D_r); e = indice de vides du matériau au temps t ; e_0 = indice des vides du matériau au temps $t = t_0$; γ_w = est le poids volumique de l'eau.

Supposons la relation suivante faisant intervenir la contrainte effective :

$$\sigma_v = \sigma'_v + u = \gamma_{sat} z = \gamma' z + \gamma_w z \quad et\ \gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \qquad [2\text{-}16]$$

avec σ'_v = contrainte effective ; u = pression interstitielle (= $u_0 + u_e$) = somme de la pression hydrostatique à l'équilibre u_0 et de la surpression interstitielle u_e; γ' = poids volumique déjaugée ; γ_{sat} = poids volumique saturé.

On peut exprimer le principe de contrainte verticale en utilisant les coordonnées matérielles ou eulériennes comme suit:

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial a} = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial a} + \frac{\partial u}{\partial a} \quad \text{et} \quad \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{et} \quad \frac{\partial \sigma_v}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} \qquad [2\text{-}17]$$

Les deux conditions essentielles à l'application de la théorie de Gibson et al. (1981) à la consolidation gravitaire sont expliquées comme suit :

- La linéarité entre les variations de la contrainte effective, de la pression interstitielle et de l'indice des vides est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial z} = -\gamma_{sat}(1+e)$$
$$\frac{\partial u_0}{\partial z} = -\gamma_w(1+e) \qquad [2\text{-}18]$$

- La loi de Darcy exprime l'évolution de l'écoulement de l'eau dans les sols et indique le lien entre la vitesse de l'eau v, le coefficient de perméabilité k et le gradient hydraulique $\left(\frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z}\right)$:

$$v = -\left(\frac{1+e_0}{1+e}\right)\frac{k}{\gamma_w}\left(\frac{\partial u}{\partial a}\right) = -\left(\frac{1}{1+e}\right)\frac{k}{\gamma_w}\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right) \qquad [2\text{-}19a]$$

avec $\partial a/\partial z = 1 + e_0$ et donc $\partial a = (1 + e_0)\partial z$.

L'équation de continuité de l'écoulement du fluide à travers l'élément de matériau, en coordonnées matérielles (Gibson et al., 1981), est donnée par la relation :

$$\frac{\partial v}{\partial a} = \frac{\partial v}{(1+e_0)\partial z} = -\left(\frac{1}{1+e_0}\right)\frac{\partial e}{\partial t} \qquad \Rightarrow \qquad \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \qquad [2\text{-}19b]$$

Donc

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)}\cdot\frac{\partial u}{\partial z}\right] = 0 \qquad [2\text{-}19c]$$

En remplaçant $u = \sigma - \sigma'$ dans la dérivée partielle $\partial u/\partial z$ dans l'équation [2-19c] on obtient finalement la relation suivante :

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)}\cdot\left(\frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial u_0}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z}\right)\right] = 0 \qquad [2\text{-}20]$$

En combinant les équations [2-15] à [2-20] et en supposant que les contraintes effectives ne dépendent que de l'indice des vides e, on obtient l'équation générale de la théorie de consolidation gravitaire de Gibson (Gibson et al. 1981, Lee et Sills 1981, Seneviratne et al. 1996) :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)}\frac{\mathrm{d}\sigma'}{\mathrm{d}e}\frac{\partial e}{\partial z}\right] - (G_s - 1)\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}e}\left(\frac{k}{1+e}\right)\frac{\partial e}{\partial z} \qquad [2\text{-}21a]$$

Après manipulation (voir dans Seneviratne et al. 1996), l'équation [2-21a] devient :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)}\frac{\partial u}{\partial z} + k\right] \qquad [2\text{-}21b]$$

L'équation [2-21] démontre la variation de l'indice des vides et de la perméabilité des matériaux fins en fonction du temps de consolidation pour une épaisseur donnée *z*. Cette théorie est également utilisée dans le cas de la consolidation des résidus miniers plus ou moins grossiers en raison des grandes variations de leur indice des vides et de leur perméabilité au cours de la consolidation. La gamme de variation de l'indice des vides de ces résidus est généralement entre 0,9 et 5. C'est pour cette raison que l'on exprime leur consolidation en fonction de la variation de la pression interstitielle ∂u et non en fonction de celle de l'indice des vides ∂e des résidus (Carrier et al. 1983; Seneviratne et al. 1996) :

$$\frac{\partial}{\partial z}\left[\varphi\frac{\partial u}{\partial z}\right]+\frac{\partial k}{\partial z}=\psi\frac{\partial u}{\partial t}-\psi\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \qquad [2\text{-}22]$$

où

$$\varphi=\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \qquad \text{et} \qquad \psi=-\frac{\mathrm{d}e}{\mathrm{d}\sigma'_v}$$

Les paramètres texturales et hydrauliques (indice des vides et perméabilité) des résidus immergés dans l'eau sont reliés par l'équation suivante (Carrier et al. 1983) :

$$k=a\left(\frac{e^b}{1+e}\right) \qquad [2\text{-}23]$$

où $a \, et \, b$: constantes. Selon Seneviratne et al. (1996), a = 2,55x10^{-9} m/s (2,55x10^{-7} cm/s) et b = 4,1 obtenues à partir d'essais à la centrifugeuse pour des résidus miniers.

La relation entre l'indice des vides et la contrainte effective est quant à elle décrite par l'équation suivante (Carrier et al. 1983) :

$$e=c(\sigma'_v)^d \quad e=c(\sigma'_v)^d \quad \text{où} \quad c \,\text{et}\, d=\text{paramètres constants} \qquad [2\text{-}24]$$

Où c et d sont des constantes du matériau. Selon Seneviratne et al. (1996), c = 2,65 et d = –0,16 obtenues à partir d'essais à la centrifugeuse pour des résidus miniers.

Les résidus miniers sont habituellement saturés en eau. Le comportement de leur indice des vides et de leur perméabilité au cours de leur consolidation pourrait bien être affecté par le contenu en eau et de la taille des grains relativement grossiers (Carrier et al. 1983).

b) Consolidation sous surcharge

La consolidation des matériaux sous un chargement externe peut être étudiée à la fois à une dimension (1D) ou à trois dimension (3D). La consolidation unidimensionnelle (1D) est généralement appliquée *in situ* (ou par le biais des tests de consolidation effectués au laboratoire sur des échantillons remaniés). La variation des paramètres de consolidation tels que l'indice des vides, la perméabilité, la compressibilité et le coefficient de consolidation est évaluée en fonction du degré et du temps de consolidation (Morris et al. 2005 ; McCarthy 2007). L'évolution de l'indice des vides au cours de la consolidation avec une surcharge est illustrée par la Figure 2.14 :

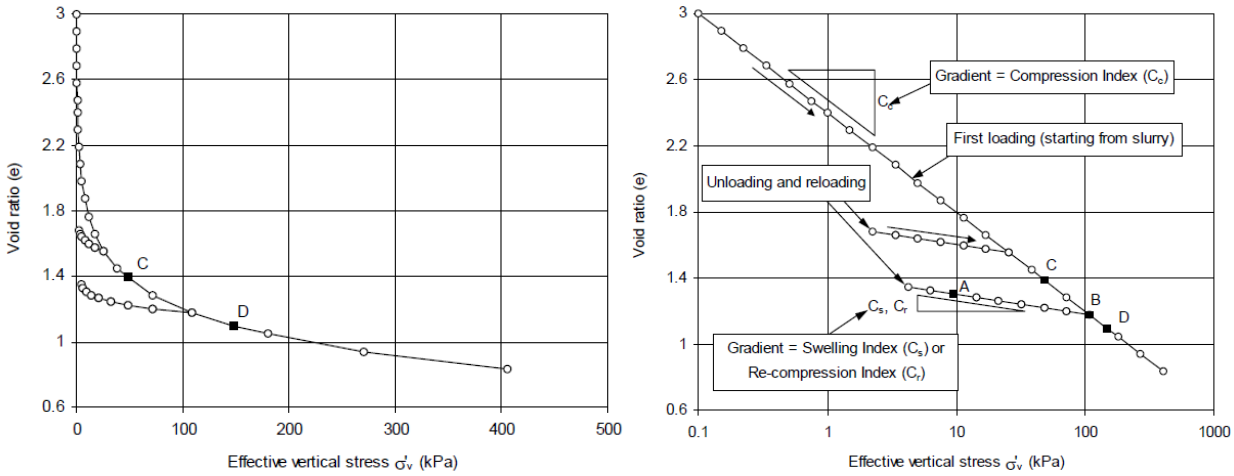


Figure 2.14 : Courbes typiques de compressibilité de sols en consolidation unidimensionnelle

L'indice de compression C_c est qui est la pente de la partie linéaire (Figure 2.14), peut être calculé selon la relation suivante :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_1}} \qquad [2\text{-}25]$$

Consolidation unidimensionnelle (1D) :

La consolidation unidimensionnelle des matériaux fins soumis à une charge extérieure est essentiellement étudiée par la théorie de Terzaghi (1924). La déformation des matériaux s'effectue selon l'axe vertical comme dans le cas de la consolidation gravitaire. Le principe de cette théorie exige la validité des quelques hypothèses suivantes (McCarthy 2007) :

- Matériaux saturé à 100 % ;
- L'eau des pores et les grains des matériaux sont incompressibles ;
- Durant la consolidation, la surpression serait prise par les pores interstitiels, c'est-à-dire que la contrainte totale σ est constante (σ = σ' + u, σ' est la contrainte effective et u est la pression interstitielle);
- La validité de la loi de Darcy lors de consolidation (proportionnalité de la vitesse d'écoulement au gradient hydraulique);
- La contrainte effective, l'écoulement de l'eau et le tassement ont la même direction qui est généralement verticale ;
- La linéarité entre la variation de l'indice de vides Δe et l'évolution de la contrainte effective $\Delta\sigma'_v$ au cours de la consolidation (c'est-à-dire que l'indice des vides e et la contrainte effective σ' sont reliés de façon univoque) ;
- La conductivité hydraulique k, ou le rapport $k/(1+e)$ demeure constant ;
- Dépôt des matériaux sur un fond imperméable ;
- Applicabilité *in situ* de la théorie (échantillon non remanié).

Les deux hypothèses de l'incompressibilité des grains solides et la reprise de la surcharge par la pression de l'eau des pores sont considérées par l'expression du coefficient de compressibilité suivante :

$$m_v = \left(\frac{1}{1+e_0}\right)\frac{\mathrm{d}e}{\mathrm{d}\sigma'} \qquad [2\text{-}26]$$

L'équation [2-26] montre que la compressibilité est une fonction non linéaire lors du processus de consolidation unidimensionnelle des matériaux fins sous une charge externe.

Lors de la consolidation d'un matériau sous une surcharge, la variation du volume du matériau est égale à la variation du volume d'eau :

$$Q_{in} - Q_{out} = vAt - (v + \frac{\partial v}{\partial z}\Delta z)At \qquad [2\text{-}27]$$

avec : Q_{in} : volume entrant à l'intérieur du matériau ; Q_{out} : volume de l'eau drainée hors du matériau ; v : vitesse de Darcy ; Δz: épaisseur du matériau ; A : surface d'écoulement et t : temps d'écoulement.

La validité de la loi de Darcy indique la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement ou de Darcy v et le gradient hydraulique i $\left(\frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z}\right)$ comme suit:

$$v = \frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z} \qquad [2\text{-}28]$$

Considérant, la variation de la contrainte effective σ' en fonction de l'indice des vides e seulement, on obtient :

$$\frac{\partial e}{\partial \sigma'} = -a_v \qquad \text{ou} \qquad \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{a_v}\frac{\partial e}{\partial t} \qquad [2\text{-}29]$$

où

a_v : pente de la courbe, appelé aussi coefficient de compressibilité ; $e = f(\sigma')$: obtenue à l'œdomètre.

Finalement, en exprimant v d'après la loi de Darcy (2-28) et en supposant le rapport k/(1+e) constant, on obtient :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial u^2} \qquad [2\text{-}30]$$

Terzaghi a défini c_v, le coefficient de consolidation qui est alors donné en fonction de a_v et du coefficient de compressibilité m_v comme suit :

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \qquad \text{ou} \qquad c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \qquad [2\text{-}31]$$

L'équation de consolidation de Terzaghi s'écrit alors sous la forme d'une équation de dissipation comme suit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} - c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0 \qquad [2\text{-}32]$$

Cette équation peut être résolue analytiquement pour un essai de consolidation en supposant c_v constant. En pratique, il est habituel de négliger les variations de k, de e et de a_v (i.e relation $\sigma'-e$ linéaire) pendant la consolidation (ce qui est à peu près courant pour les petites déformations). On remarque cependant que l'hypothèse c_v constant reste valide si a_v est proportionnel à $(1 + e)^2$, ce qui correspond à une loi de contraintes effectives de type Migniot (1989a,b) :

$$\sigma'(e) = b + \frac{a}{1+e} \qquad [2\text{-}33]$$

où a et b sont des constantes du matériau.

Dans le cas des remblais miniers cimentés, k, e et les coefficients c_v et a_v sont variables au cours du temps de cure dû à l'hydratation de l'agent liant (Yilmaz 2010). Il faut souligner que la théorie de consolidation de Terzaghi n'est valable que pour des petites déformations et de petites variations de l'indice des vides (contrairement à la théorie de Gibson et al. 1967).

Afin que la solution à l'équation [2-33] soit générale pour tous types de problèmes, Terzaghi a introduit des paramètres normalisés, à savoir la profondeur normalisée Z (= z/d; d = épaisseur de la couche drainante ; varie de 0 à 1) et la dissipation de la pression interstitielle normalisée **U** à n'importe quelle profondeur **Z**, donnée par la relation suivante (voir Figure 2.15):

$$U = \frac{u_i - u(t)}{u_i - u_f} \qquad [2\text{-}34a]$$

où u(t) = pression interstitielle à une profondeur donnée au temps t; u_i et u_f = valeurs initiale (juste après l'application de la surcharge) et finale (fin de la consolidation). Le degré de consolidation **U** varie de 0 (t = 0) à 1 (t = fin consolidation).

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin(MZ) \exp\left(-M^2 T_v\right) \qquad [2\text{-}34b]$$

avec m = 0, 1, 2, …∞ et $M = 0{,}5\pi(2m+1)$.

Le degré de tassement normalisé U_{av} ou $\overline{U}$ est donné par la relation suivante :

$$U_{av} = \overline{U} = \frac{\text{tassement à } t}{\text{tassement total}} \qquad [2\text{-}35a]$$

et

$$U_{av} = \overline{U} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp\left(-M^2 T_v\right) \qquad [2\text{-}35b]$$

Le facteur temps normalisé, T_v qui permet d'estimer le temps requis pour la consolidation t, est donné par la relation suivante :

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \qquad [2\text{-}36a]$$

Donc, le temps requis pour la consolidation est :

$$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v} \qquad [2\text{-}36b]$$

avec H_{dr} = hauteur de drainage : $H_{dr} = d$ = épaisseur de la couche consolidée pour un drainage simple et $H_{dr} = d/2$ pour un double drainage.

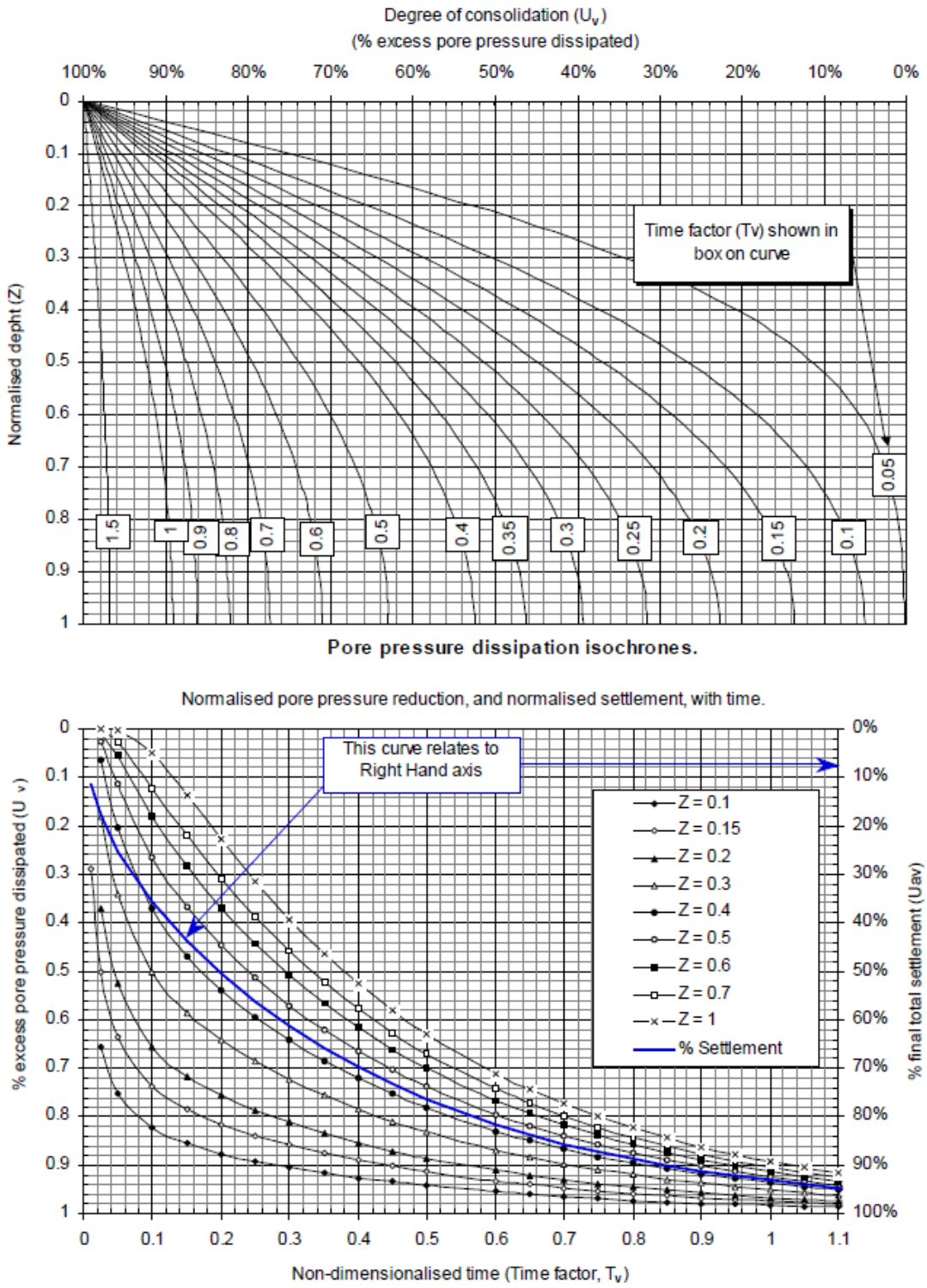


Figure 2.15 : Formes graphiques de la solution de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

Consolidation tridimensionnelle (3D) :

La consolidation tridimensionnelle des matériaux fins est également évaluée dans le cas de la déformation de ces matériaux suite à l'application d'une charge axiale. Elle a été originellement étudiée via la théorie de Biot (1941) au moyen d'une analyse de type unidimensionnel en se basant sur les principes de consolidation démontrés par Terzaghi (1943). D'après Lin et Wang (1998), l'application de la théorie de Biot a été ensuite révisée par Smith et Hobbs (1976). La déformation des matériaux selon l'axe *z* au cours de leur consolidation est exprimée par la différence des contraintes appliquées et des paramètres de consolidation entre l'état non drainé ε_{zi} (début de la consolidation) et l'état drainé ε_{zf} (à la fin de la consolidation) par l'équation suivante :

$$\left(\Delta\varepsilon_z\right)_{ult} = \Delta\sigma_z\left(\frac{1}{E_d} - \frac{1}{E_u}\right) - \left(\Delta\sigma_x - \Delta\sigma_y\right)\cdot\left(\frac{\upsilon_d}{E_d} - \frac{\upsilon_u}{E_u}\right) \qquad [2\text{-}37]$$

E_d et E_u représentent les modules d'élasticité drainé et non drainé ; υ_d et υ_d sont les coefficients de Poisson drainé et non drainé.

L'équation générale de la déformation verticale triaxiale (xyz) est donc :

$$\left(\Delta\varepsilon_v\right)_{ult} = \left(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z\right)\cdot\left(\frac{1}{E_d} - \frac{1}{E_u}\right) - 2\left(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z\right)\cdot\left(\frac{\upsilon_d}{E_d} - \frac{\upsilon_u}{E_u}\right) \qquad [2\text{-}38]$$

Ceci n'est qu'une brève définition d'un cas particulier d'application de la théorie de consolidation tridimensionnelle de Biot (1941). Les principes de cette théorie sont également utilisés pour définir l'évolution des paramètres intrinsèques des matériaux en cours de consolidation comme par exemple les coefficients de perméabilité et de compressibilité, la porosité, la teneur en eau, etc. Des modèles ont été élaborés pour les sols saturés, isotrope et linéaires (Gaspar et al. 2003).

c) Tassement dû à la consolidation des matériaux fins

Le phénomène de tassement des matériaux fins se définie comme étant la tendance irréversible des particules solides vers un assemblage plus dense menant à la réduction du volume du squelette initial de ces matériaux. La conséquence de la consolidation est que le tassement est dû

à l'action de la pression d'une surcharge externe exercée sur ces matériaux ou de l'effet de leur poids propre (gravité).

En plus du rôle de la contrainte sur le tassement, plusieurs autres paramètres peuvent l'influencer dont on peut citer principalement ceux intrinsèques aux matériaux tassés : le volume des pores lié à la granulométrie, le potentiel hydrique et le degré de saturation, l'épaisseur et aussi la stabilité structurale de ces matériaux. Et dans le cas général des tassements des sols, ces paramètres sont liés à leur tour aux conditions climatiques environnantes. L'évolution du tassement au cours du temps de consolidation des matériaux dépend également de la nature et de la taille des grains : les matériaux à grains relativement grossiers admettent facilement l'effet de la surcharge à cause de leur grande perméabilité et sont par conséquent facilement tassés par rapport aux matériaux plus fins. Les sols organiques favorisent également beaucoup plus de tassement total à long terme comparé aux sols non organiques (McCarthy 2007).

Les matériaux comme les résidus miniers et les remblais cimentés ne subiront que le tassement dit primaire qui est lié principalement à la réduction des vides entre les grains solides suite à la diminution de l'indice des vides en fonction de l'augmentation de la contrainte exercée. Les grains solides, en se réarrangeant, développent une résistance (compressibilité) à l'évolution de la contrainte due à l'augmentation de la charge appliquée. La déformation volumique d'une couche de sol $\Delta H/H_0$ est calculée à l'aide de la relation suivante:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \left(\frac{C_c}{1+e_0}\right)\log_{10}\left(\sigma'_0 / \sigma'_1\right) \qquad [2\text{-}39]$$

où H_0 est l'épaisseur initiale de la couche du matériau consolidé; ΔH est le tassement observé; e0 est l'indice des vides initial; σ'_0 et σ'_1 sont les contraintes effectives initiale (début de la consolidation) et finale (fin de la consolidation) dans le matériau consolidé ($\Delta\sigma = \sigma'_0 - \sigma'_1$) ; $\Delta e = C_c \Delta \log\sigma'$; C_c est l'indice de compression = la pente de la courbe *e* et $\log\sigma'$.

Le tassement lié à la consolidation des matériaux sous leur poids propre pourrait être également estimé selon le même principe expliqué précédemment. L'évolution des tassements est liée à l'évolution de la consolidation due à l'augmentation habituellement lente de la charge due au

poids propre des matériaux consolidés. La charge est due au poids des matériaux déposés à la surface des matériaux consolidés qui eux-mêmes engendrent une pression liée à leur poids propre, ainsi qu'au poids lié au changement du volume résultant du chargement. Les indices de compression C_c et de ré-compression C_r sont également estimés par des essais au laboratoire (McCarthy 2007).

d) Modèles prédictifs du tassement dû à la consolidation des matériaux fins

Le tassement total résultant de la consolidation des matériaux fins est aussi évalué en utilisant des modèles se basant sur les théories de la consolidation unidimensionnelle. On peut citer quelques principaux modèles permettant d'évaluer le volume tassé et le taux de tassement des matériaux soumis à des tests de consolidation effectués au laboratoire :

Modèle puissance de fluage : il est utilisé pour calculer le tassement en fonction du temps de consolidation à des taux d'accroissement constants de la contrainte exercée. Le tassement est principalement lié au temps de consolidation et à l'épaisseur des matériaux consolidés et est évalué par l'équation suivante (Morris et Wood 1990; El-Fadel et al. 1999) :

$$S(t) = H_0 \cdot M \cdot \Delta\sigma \left(\frac{t}{t_r^N} \right) \qquad [2\text{-}40]$$

où S(t) est le tassement au temps t ; H_0 est l'épaisseur initiale du matériau ; $\Delta\sigma$ est l'incrément de contrainte appliquée ; M est le facteur de compressibilité ; N est le taux de compression ; t est le temps de consolidation (jours) ; t_r est le temps de tassement.

Ce modèle semble bien estimer le tassement dû à la consolidation primaire, mais surestime le tassement durant les stades avancés de la consolidation (compression secondaire).

Modèle de Gibson-Lo: ce modèle est utilisé pour estimer le tassement durant la consolidation des matériaux fins sous une addition incrémentale de la surcharge verticalement appliquée (exemple du remblayage). Ce modèle calcule le tassement selon le temps et l'épaisseur des matériaux comme suit :

$$S(t) = H_0 \cdot \varepsilon_t = H_0 \cdot \Delta\sigma \cdot a + b\left(1 - \exp\left[\left(\frac{\lambda}{b}\right)t\right]\right) \qquad [2\text{-}41]$$

avec ε_t la déformation verticale au temps t ; *a* un paramètre de compressibilité primaire ; *b* un paramètre de compressibilité secondaire ; λ/b le taux de compression secondaire ; et *t* le temps de début de l'application de la surcharge.

L'utilisation de ce modèle est préférable surtout pour estimer le tassement lié à la consolidation dite secondaire ou due à la compression secondaire.

2.2.3 Types d'appareillage pour la consolidation

Il existe différents types d'appareils de consolidation utilisés selon les propriétés à mesurer des matériaux (perméabilité, compressibilité, indice des vides, etc.) et les paramètres liés à la consolidation tels que, le taux de consolidation, la pression des pores, taux de tassement, etc. Les appareils de consolidation sont généralement employés pour la consolidation sous une surcharge extérieure.

On distingue parmi les principaux appareils, le consolidomètre à anneau fixe ou mobile (œdomètre), le consolidomètre à taux constant de déformation (CRS), le cylindre de compression triaxiale, le nouveau système CUAPS (Curing Under Applied Pressure System) basé sur le même principe que les essais œdométriques (Benzaazoua et al. 2006 ; Yilmaz et al. 2008, 2010). On peut également mentionner les tests de consolidation avec des cellules comme la cellule de Rowe, les essais aux centrifuges, etc. (Znidarcic, 1994; Seneviratne et al. 1996; El-Fadel et al. 1999).

a) Œdomètre à anneau fixe ou mobile

Le consolidomètre à anneau fixe ou mobile (œdomètre) est conçu principalement pour évaluer le coefficient de compression et de perméabilité, le tassement, l'excédent de pression interstitielle et la dissipation de cette pression pour les matériaux fins en fonction du temps de consolidation. Le principe de cet appareil consiste à appliquer une série de charges croissantes et incrémentales (généralement 24 heures pour chaque incrément) sur un échantillon mince (12 à 24 mm de hauteur) placé dans l'anneau en acier de l'appareil. L'échantillon est confiné latéralement par l'anneau en acier et drainé verticalement à l'aide de deux pierres poreuses placées au sommet et à la base de l'échantillon (Figure 2.24).

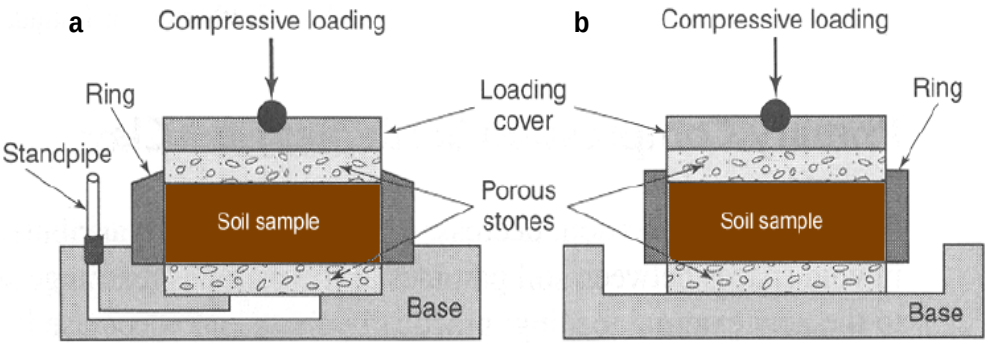


Figure 2.16 : Schématisation de l'œdomètre utilisé au laboratoire, a) à anneau fixe, b) à anneau mobile (McCarthy 2007)

L'œdomètre est équipé d'un comparateur pour mesurer la variation de l'épaisseur de l'échantillon (tassement). Le calcul des paramètres de l'échantillon consolidé est basé sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle classique des matériaux fins à drainage bidirectionnel. Il est généralement utilisé pour tous les types de sols dont les sols fins ou grossiers, cohésifs ou non cohésifs. Cependant, il est beaucoup plus typiquement employé pour les sols fins et cohésifs tels que les argiles ou les mélanges silts et argiles (McCarthy 2007). La méthode de consolidation avec l'œdomètre est considérée la meilleure et la plus simple par rapport aux autres types de consolidomètre. Pourtant, la durée de l'essai est très longue (jusqu'à quelques semaines) surtout pour la compression secondaire et la variation de l'indice des vides en fonction de faibles contraintes effectives (< 10 kPa) n'est pas représentative (Clementino 2005).

D'autres dispositifs ayant un principe similaire de consolidation sont également utilisés, on cite comme exemple, la cellule couplée au consolidomètre, l'œdomètre à chargement rapide (Rapid Load test), le système CUAPS, le consolidomètre à petite échelle (un seul sens de drainage) (Bo et al. 2001; Belem et al. 2002; Benzaazoua et al. 2006 ; Mohamedelhassan et Shang 2002; Lei et Shi 2004 ; Yilmaz et al. 2009, 2010).

b) Consolidomètre à taux de déformation constant (CRS)

Le principe du consolidomètre CRS (*constant rate of strain*) consiste à placer un échantillon de taille moyenne dans un anneau de consolidation comme le montre la Figure 2.24 ci-dessous. Le drainage est permis uniquement au sommet de l'échantillon à travers une pierre poreuse et la

pression interstitielle des pores est mesurée via les capteurs de pression placés à la base de l'échantillon. Un autre capteur de pression de pores est inséré au sommet de l'échantillon afin de mesurer la pression statique des pores. Un chargement vertical est appliqué axialement sur l'échantillon avec une vitesse de sorte à mesurer continuellement un taux de déformation constant (Wissa et al. 1971 ; Znidarcic et al. 1986).

L'essai CRS est principalement basé sur la théorie de Gibson et al. (1967) pour la consolidation unidimensionnelle et non linéaire à déformation finie des sols saturés. Il permet de mesurer en plus du taux de consolidation, la contrainte effective durant l'essai et le coefficient de perméabilité du matériau. Le principal avantage de cet essai par rapport à l'œdomètre à anneau est lié à la durée du test qui se fait en quelques heures. L'essai CRS est recommandé de préférence pour la consolidation des sols cohésifs et argileux normalement consolidés ou les matériaux pâteux comme les remblais (Znidarcic et al. 1986).

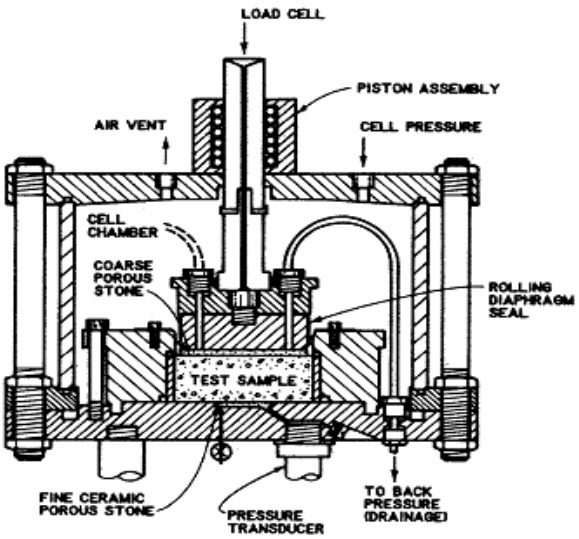


Figure 2.17 : Schéma d'un consolidomètre CRS utilisé pour la consolidation des sols saturés à un taux constant de déformation (d'après Wissa et al. 1971)

d) Dispositif CUAPS

Ce dispositif qui a été conçu et développé à l'UQAT permet la cure de composites cimentaires, comme les remblais miniers, sous une pression pneumatique appliquée de façon constante ou variable (consolidation unidimensionnelle). Durant la cure sous pression, le dispositif peut être laissé à l'air libre ou placé dans une chambre à humidité et température contrôlées. Le dispositif

permet également de réaliser des essais de perméabilité à charge variable sur des matériaux consolidés. Il permet aussi de simuler la mise en place du remblai dans un chantier minier.

Le dispositif CUAPS est équipé d'un capteur LVDT mesurant le déplacement vertical et permet ensuite de suivre l'évolution d'autres paramètres tels que l'indice des vides, la teneur en eau, le degré de saturation, la déformation, le tassement (Benzaazoua et al. 2006; Yilmaz et al. 2006, 2008a,b ; Yilmaz 2009 ; Yilmaz et al. 2009,2010). Il est basé sur le principe de l'œdomètre et permet aussi de déterminer d'autres paramètres de consolidation tels que la pression des pores. L'échantillon de remblai fraîchement préparé est placé dans un cylindrique comme le montre la Figure 2.18 et soumis à une pression verticale pneumatique et incrémentale durant le temps de consolidation.

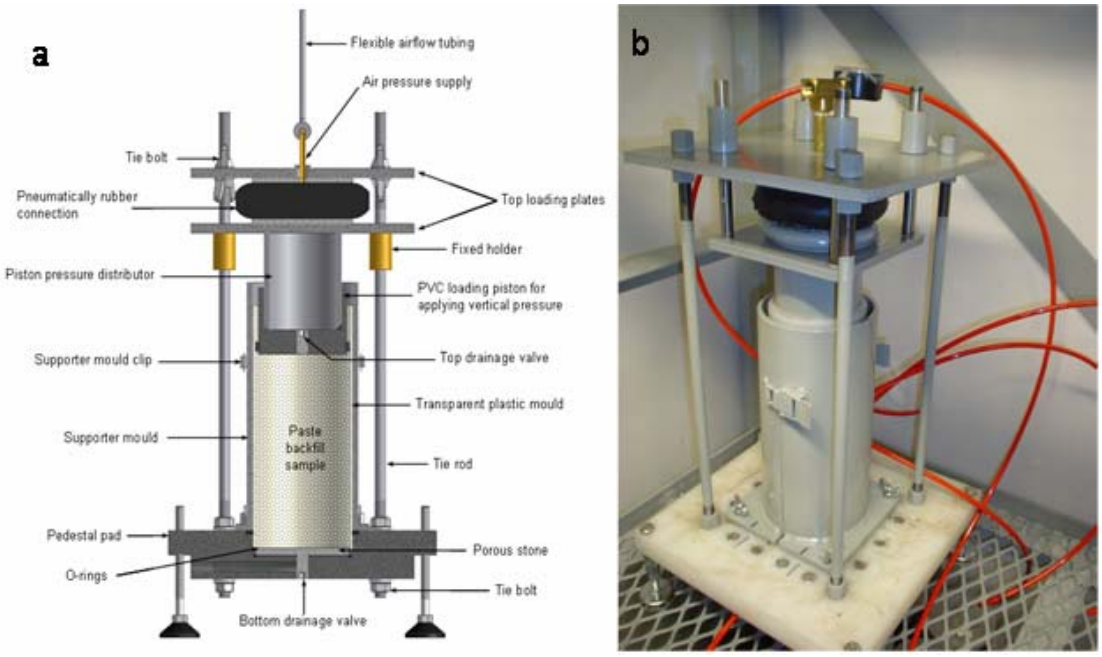


Figure 2.18 : Dispositif CUAPS de consolidation des remblais en pâte sous surcharge ; a) diagramme schématique, b) photo de l'appareil (Benzaazoua et al. 2006)

2.2.4 Consolidation des remblais en pâte

Par analogie aux propriétés des sols, le remblai en pâte est considéré comme un mélange tri-phasique contenant une composante solide (résidu et ciment), une phase liquide (eau) et une phase gazeuse (air, vapeur d'eau ou vides désaturés), d'une part. D'autre part, les paramètres de texture et hydriques tels que l'indice des vides *e*, le degré de saturation S_r, la teneur en eau

massique w(%), et la conductivité hydraulique saturée k s'échelonnent presque dans la même gamme de variation que ceux des sols : l'indice des vides varie généralement entre 0,6 et 1,9 pour les remblais en pâte souterrains et le degré de saturation varierait entre 80 et 100%.

De plus, les remblais en pâte peuvent avoir des propriétés rhéologiques et les paramètres d'écoulement variables en fonction de la pondération de ses ingrédients (résidus, liant, eau). Le remblai en pâte est également regardé comme étant similaire à un fluide non-Newtonien (parfois de Bingham) ayant une viscosité qui change irréversiblement en fonction du taux de cisaillement. Tous ces éléments tendent à souligner les comportements acquis par les remblais en pâte durant leur consolidation et que l'on peut associer généralement aux matériaux fins ou aux sols élasto-plastiques, cohésifs, saturés et homogènes. À partir de ces observations, la consolidation du remblai en pâte admet les mêmes théories de consolidation gravitaire ou sous une surcharge, appliquées dans le cas des sols ci-haut indiqués.

La consolidation gravitaire des remblais en pâtes au cours du remblayage serait régie par la théorie de consolidation de Gibson et al. (1967, 1981) qui est valide pour les grandes déformations (indice de vides, perméabilité, etc.). Les principales hypothèses de cette théorie sont la linéarité entre l'indice de vides et la contrainte effective, la variation de la contrainte totale durant la consolidation en fonction de la pression des pores et l'évolution de l'indice des vides et de la perméabilité du matériau consolidé en fonction du temps de consolidation. Les fonctions et les lois de consolidation gouvernant cette consolidation gravitaire sont développées dans la section de consolidation gravitaire des matériaux fins (section 2.2.2).

La consolidation sous une surcharge des remblais en pâte est gouvernée par la théorie de consolidation conventionnelle de Terzaghi (1924) à petites déformations et par la théorie unidimensionnelle de Gibson et al. (1967 et 1981) à déformation finie et non linéaire. Le plus important facteur à vérifier dans ce cas et par les deux théories, est la variation de la pression des pores des matériaux en fonction du chargement de la contrainte exercée durant la consolidation. Les relations et les équations gouvernant ce type de consolidation sont expliquées dans la partie de consolidation des matériaux fins sous une surcharge (section 2.2.2).

CHAPITRE 3

MATÉRIELS ET MÉTHODES

Cette étude vise à comprendre le comportement des remblais miniers cimentés en pâte (RCP) à court et à long termes au cours de leur consolidation gravitaire en colonne. Elle consiste principalement à l'évaluation expérimentale de l'évolution des propriétés hydro-géotechniques, physico-chimiques, mécaniques et microstructurales de ces remblais.

La consolidation gravitaire au cours du temps de cure peut se faire selon différents scénarios de drainage, soit latéralement (à travers les épontes du chantier) ou à la base (le plus souvent imperméable). Dans cette étude, les essais de consolidation gravitaire des RCPs ont été effectués aux usines de remblai des mines Louvicourt (sera désigné par LVT) et LaRonde (sera désigné par LRD) à l'aide de trois colonnes en PVC (hauteur = 300 cm et la section = 31,5 × 30,5 cm^2).

3.1 Présentation de la mine LVT

La mine de cuivre LVT qui a été fermée en juillet 2005 et qui produisait du zinc (1,7%), de l'argent (28 g/t) et de l'or (0,8 g/t), appartenait à un consortium de sociétés comme Nouvicourt Inc (45%), Ressources Aur Inc. (30%) et Teck Limited (25%). Le gisement de sulfures massifs de la mine fut découvert en 1989 et n'était exploité qu'en 1994. La mine LVT était localisée à 25 km à l'Est de la ville de Val-d'Or et à 500 km de la ville de Montréal au Québec.

Du point de vue géologique, le gisement LVT associé à la formation géologique de Val-d'Or est constitué en grande partie par des roches volcano-clastiques et felsiques archéennes. La minéralisation sous forme d'amas, de lentilles et de filons possède deux ensembles sulfureux dont le principal est constitué de cuivre (Cu) et zinc (Zn) ainsi qu'un ensemble secondaire contenant de l'or (Au), de l'argent (Ag) et du plomb (Pb).

Ces métaux proviennent essentiellement des minéraux primaires tels que la pyrite (Py), la chalcopyrite (CPy) et la sphalérite (Sph). L'intense métamorphisme du contexte schisteux immédiat du gisement a provoqué la chloritisation et la séricitisation de la gangue riche en quartz (QZ), carbonates (CB), chlorite (CL) et en séricite (SR). La Figure 3.1 présente la localisation de la mine LVT.

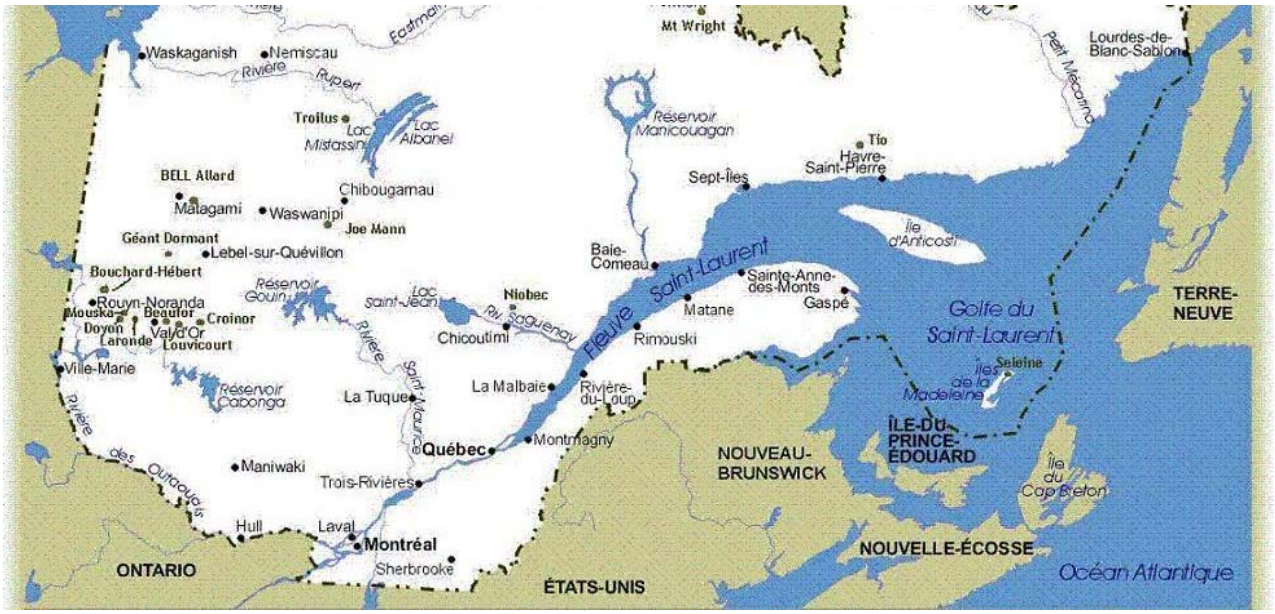


Figure 3.1 : Localisation géographique de la mine LVT (Ressources naturelles et Faune du Québec, 2004)

La mine LVT fut la première au Canada à être dotée de parcs à résidus sous une pleine couverture d'eau et exploitait jusqu'à 60 à 70% des résidus de concentrateur pour les mélanges de remblai en pâte. La superficie des parcs est de 97 ha accueillant un total de 6,3 millions de tonnes de résidus qui représentent 47 % du total des résidus produits par la mine.

L'impact environnemental des résidus des parcs est limité par les principales techniques de restauration de ces parcs qui permettent de limiter l'oxydation des résidus et la production du drainage miniers acides (DMA). Les plus importantes techniques de restauration sont l'ennoiement perpétuel, le recouvrement des rejets désulfurés par la technique des couvertures avec effet de barrière capillaire (CEBC), la méthode de la nappe surélevée et réaménagement.

3.2 Présentation de la mine LRD

La mine LRD appartenant au groupe AEM est située à 45 km de la ville de Rouyn-Noranda, à environ 650 km au nord-ouest de la ville de Montréal (Figure 3.2).

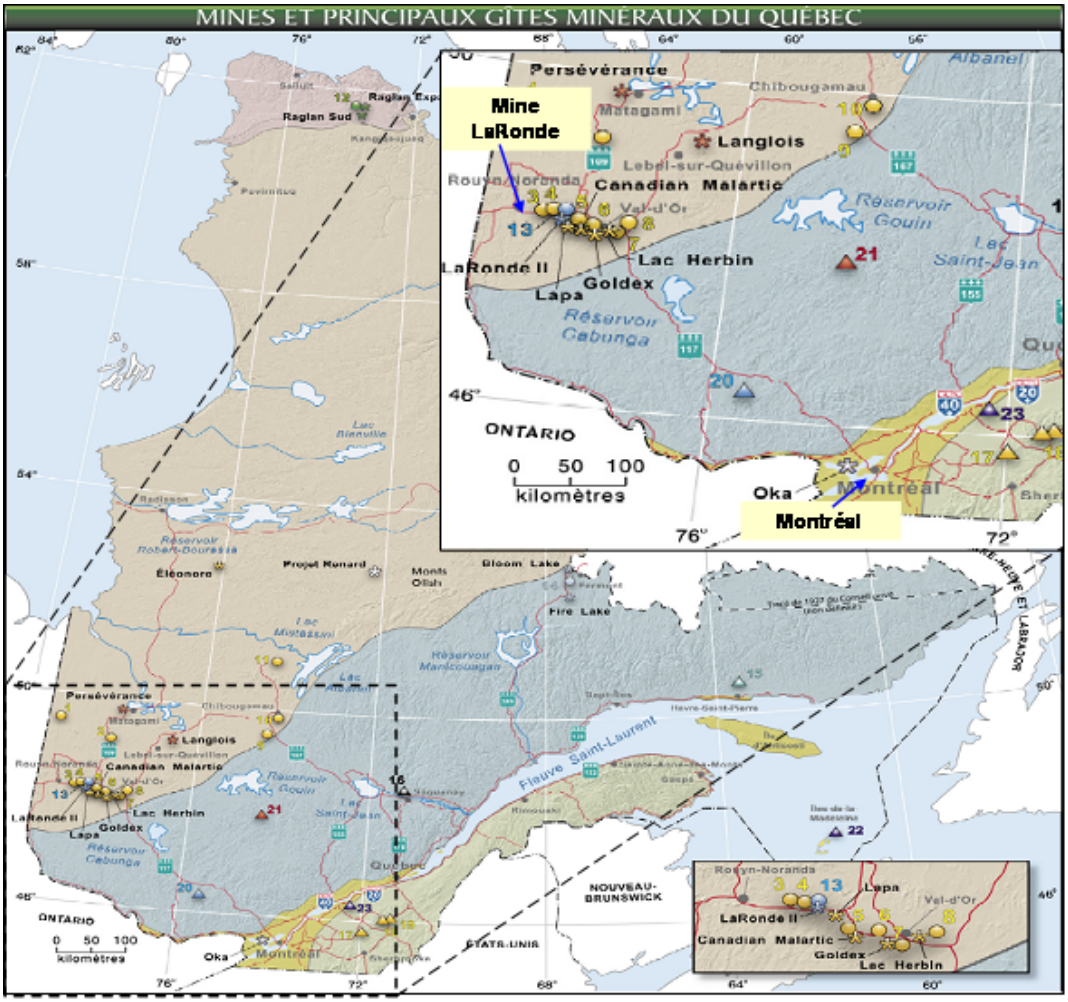


Figure 3.2 : localisation géographique de la mine LRD (MRNF, Québec, 2007)

Elle est entrée en production depuis plus de 15 ans avec une croissante rentabilité en or (Au) comme produit primaire, de l'argent (Ag) et des métaux de base tels que le cuivre (Cu), le zinc (Zn) et le plomb (Pb) comme éléments secondaires. Le gisement principal de la mine LRD est localisé au sein des roches volcaniques du groupe du Blake River. Son contexte rocheux très déformé et altéré est composé essentiellement des roches volcano-clastiques constituées d'une alternance de roches mafiques (basaltiques) et felsiques (rhyodacites). La minéralisation sous

forme de lentilles massives et disséminées est incluse dans les roches felsiques et comprend principalement la pyrite (Py), la chalcopyrite (CPy) et la sphalérite (SPh).

La gangue est constituée majoritairement en phénocristaux de quartz (QZ) et de feldspath (FC). La mine LRD est en développement grandissant suite à la découverte d'un nouveau gisement nommée mine LRD II qui est la continuité du puits Penna de LRD I. Avec ce puits d'environ 2.9 km de profondeur, la mine LRD est considérée comme la plus profonde au Québec avec d'importantes retombées économiques qu'on y associe. Les principales réserves de cette mine pour l'année 2006 sont résumées dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Principales ressources minérales de la mine LRD envisagées pour l'année 2010 (tiré du site d'AEM)

	Gold (g/tonne)	Silver (g/tonne)	Copper (%)	Zinc (%)	Tonnes (000's)	Gold Ounces (000's)
Proven Reserve	2.77	73.80	0.33	3.81	4,672	416
Probable Reserve	4.67	34.61	0.30	1.67	30,225	4,542
Indicated Resource	2.14	25.33	0.14	1.70	5,643	388
Inferred Resource	6.26	22.65	0.47	1.07	4,723	950

000s = $x10^3$

La mine LRD utilise le remblai en pâte depuis l'année 2000 comme moyen de support des excavations souterraines. Cette technique permet de retourner un grand pourcentage d'environ 30 à 50% des résidus de concentrateur dans les excavations sous forme de remblai. La mine est pourvue d'un circuit de traitement de toxicité de ses résidus par la cyanuration depuis 2004. La quantité de résidus qui n'est pas utilisée pour le remblayage est envoyée dans des bassins de 20 hectares où les cyanures subissent une destruction naturelle par des radiations ultraviolets.

3.3 Matériels

3.3.1 Caractéristiques du remblai en pâte de la mine LVT

Le remblai en pâte de la mine LVT est composé des résidus du concentrateur, de l'eau de procédé recyclée de la mine et de l'agent liant CP10-Slag (CP10 = ciment Portland ordinaire ou type 10 ; Slag = laitiers de hauts fourneaux ; le ratio étant de 20:80, respectivement). Le pourcentage de liant utilisé dans les mélanges de remblai était de 4,5% (de la masse de résidus secs ; B_w = $M_{liant}/M_{résidus}$) pour les chantiers primaires et de 2% pour les chantiers secondaires. Les mélanges de remblai en pâte LVT étaient préparés en mode continu à l'usine de remblai à l'aide d'un malaxeur à vis sans fin. Les principales composantes de l'usine de remblai sont : l'épaississeur, les filtres à disque, les silos à ciment, le mélangeur à vis sans fin et les pompes (Figure 3.3).

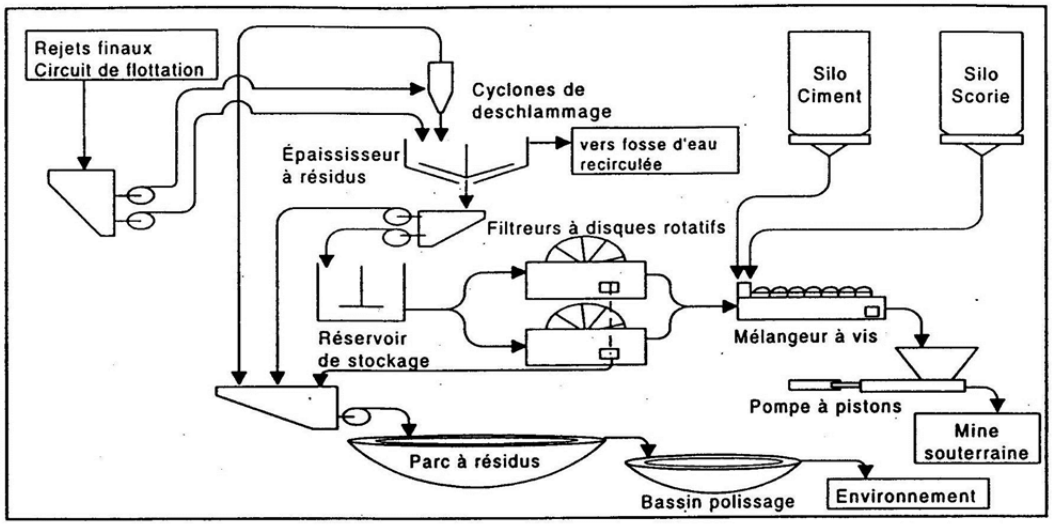


Figure 3.3 : Organigramme de l'usine de remblai en pâte de la mine LVT (d'après Cayouette 2003)

La première étape de la préparation du remblai consistait à filtrer les résidus dans l'épaississeur afin d'avoir un pourcentage solide C_w d'environ 55%. Les résidus épaissis étaient ensuite filtrés dans des filtres à disque pour atteindre un pourcentage solide final d'environ 82%. Le gâteau de résidus ainsi obtenu était ensuite mélangé avec le liant et de l'eau de procédé recyclée (réservoir à eau) dans le mélangeur à vis afin d'obtenir une pâte de remblai dont la consistance désirée, qui est mesurée par un test d'affaissement au cône d'Abrams, est de 170 mm (6,7 pouces). Le pourcentage solide final du mélange de remblai correspondant à cet affaissement était de

$C_{w_remblai}$ = 76% ($M_{solide}/M_{remblai}$). Les mélanges de remblai étaient préparés en mode continu et ensuite pompés vers les chantiers à remblayer à travers un réseau de pipelines (Cayouette 2003).

a) Résidus LVT

Les résidus filtrés de la mine LVT sont considérés moyennement sulfureux (16 à 19% de soufre) ayant une densité relative D_r = 3,53 et un pourcentage solide atteignant 78%. Ces résidus étaient considérés relativement fins avec un pourcentage de particules fines (taille inférieure à 20 microns) de 46,7% et une surface spécifique de 1721 m^2/kg (Benzaazoua et al. 2000 ; Cayouette 2003 ; Godbout 2005). La distribution granulométrique des résidus LVT est montrée à la Figure 3.4.

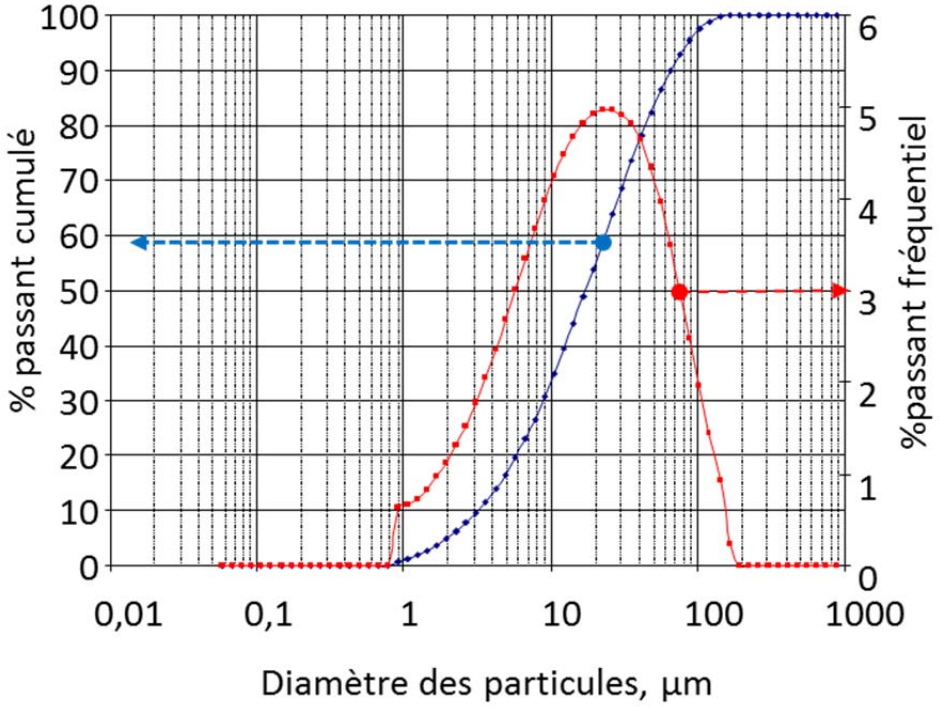


Figure 3.4 : Distribution granulométrique des rejets de concentrateur de la mine LVT (tirée de Godbout, 2005)

À partir de cette courbe on note que le diamètre effectif des particules, D_{10} = 3,2 µm et le diamètre moyen D_{50} = 18 µm. De plus, on peut en déduire que la granulométrie des résidus LVT est étalée avec un coefficient de courbure C_c = 3,8 et µm et le coefficient d'uniformité C_U = 7,32.

Pour la caractérisation physico-chimique des résidus LVT, un échantillon a été prélevé à la sortie du concentrateur. Cet échantillon a ensuite été préparé pour l'analyse à l'ICP-AES (spectrométrie d'émission atomique au plasma couplé inductif) selon deux modes : lixiviation des résidus et acidification du lixiviat (analyse de la composition chimique de l'eau interstitielle) et solubilisation des rejets par digestion acide ou par fusion des rejets (analyse des éléments chimiques).

Le lixiviat est obtenu en agitant une masse de 50 g de résidus avec 500 ml d'eau déionisée. Ce lixiviat ainsi obtenu est ensuite acidifié. La digestion acide se fait par l'ajout successif d'acide nitrique concentré (HNO_3), de brome liquide (Br_2), d'acide fluorhydrique concentré (HF) et enfin d'acide chlorhydrique (HCl). Les résultats de cette analyse sont résumés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Composition chimique des résidus de la mine Louvicourt

Composition digestion	Teneur (% w/w)	Composition lixiviats résidus	Concentration (mg/L)
Al	3,76	[Al]	0,15
Ca	1,44	[Ca]	228
Na	0,293	[Na]	7,09
Ba	0,012	[Si]	0,99
Zn	0,213	[Zn]	0,044
Cu	0,071	[Cu]	0,067
S	19,7	[$S0_4^{2-}$]	1561
Fe	28,0	[Fe]	0,016
Mg	1,85	[Mg]	9,37
Mn	0,197	[Mn]	0,049
Mo	0,0	[Mo]	0,087

La composition chimique de ces résidus montre qu'ils sont moyennement sulfurés (19,7%) comme indiqué dans la littérature. Les métaux de base tels que le Cu et Zn sont certainement issus de la minéralogie initiale du gisement contenant la pyrite, la chalcopyrite et la sphalérite. Ces éléments pourront probablement participer à la formation des hydrates solides dans les remblais en pâte tels que les gels C-S-H (Ca, Si), gypse (Ca, SO_3), des hydroxydes de fer (Fe, OH) et d'aluminium (Al, OH).

b) Liant CP10-Slag utilisé à la mine LVT

Le ciment Portland décline plusieurs variantes allant du ciment type 10 (CP10) au type 50 (CP50) selon les pourcentages des constituants notamment en silice, calcium et en aluminium. C'est un réactif hydraulique formé principalement de clinker (97%) qui est un mélange de calcaire et d'argile ou marnes obtenu par cuisson à haute température (1450°C).

Quant à la Slag (scories ou laitier de haut-fourneaux), c'est un réactif hydraulique doté d'un pouvoir pouzzolanique lié à son contenu en silice et en calcium. Les propriétés physico-chimiques de ces deux ciments (CP10 et Slag) sont résumées dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.3 : composition chimique du liant utilisé CP10 et Slag (tirée de Fried et al. 2007)

%wt	Al	B	Ba	Ca	Fe	Mg	Mn	Na	S	Si	Zn	Si/Ca	Cu (ppm)	Dr	S_m m^2/g
CP_{10}	2,54	0,47	0,01	42,4	1,5	1,4	0,039	0,6	1,5	12	0,034	0,18	0,01	3,1	1,32
Slag	5,7	0,3	0,1	26,8	0,4	6,7	0,55	0,5	1,3	16	0,001	0,63	14	2,8	2,14

Le liant CP10-Slag@20:80 utilisé à la mine LVT possède une bonne réactivité pour les remblais en pâte à base de résidus moyennement à fortement sulfurés comme c'est le cas avec les résidus LVT. Dans un mélange formé des résidus à faible ou moyenne teneur en sulfates, la dissolution du ciment Portland CP10 en présence de la Slag favorise la précipitation des phases sulfatées et de silicate hydratée (C-S-H) qui contribueraient à la cimentation (Benzaazoua et al. 2004).

c) Eau de mélange de la mine LVT

Le remblai de la mine LVT est fabriqué avec de l'eau recyclée ayant les caractéristiques chimiques et géochimiques suivantes (Tableau 3.4). On constate d'après le Tableau 3.4 que l'eau employée pour les mélanges du remblai de la mine LVT possède des concentrations importantes en calcium (Ca), en sodium (Na) et en sulfates (SO_4^{2-}). Ces éléments chimiques ont été libérés en solution à partir des minéraux du minerai brut (sulfures et carbonates) au cours des processus de broyage et dans les circuits de traitement et de concentration de métaux de base. La dissolution de ces éléments est également liée aux conditions géochimiques (pH = 6,7, EC = 2000 µmoh et Eh = 349 mV) favorables à la libération des ions Ca^{2+}, Na^{+}, SO_4^{2-}, Mg^{+}, OH^{-}, etc. Cette eau est considérée moyennement sulfatées (SO_4^{2-} = 1303 mg/L), à pH quasi neutre et un potentiel d'oxydoréduction élevé.

Tableau 3.4 : Comparaison de la composition géochimique de l'eau de mélange utilisée à l'usine de remblai de la mine LVT avec celle de l'eau du robinet

Composition et paramètres	Eau du robinet	Eau recyclée
Propriétés chimiques		
[Ca]	40,4 mg/L	387 mg/L
[Fe]	0,245 mg/L	0,16 mg/L
[Al]	0,114 mg/L	0,168 mg/L
[Na]	5,31 mg/L	40,2 mg/L
[Si]	1,28 mg/L	1,25 mg/L
[Mg]	3.66 mg/L	12,1 mg/L
$[SO_4^{2-}]$	87 mg/L	1303 mg/L
Propriétés géochimiques		
pH	7,5	6,7
Eh	519.1 mV	349 mV
Conductivité électrique (EC)	280 µmoh	2 000 µmoh

3.3.2 Caractéristiques du remblai en pâte de la mine LRD

Le remblai en pâte de la mine LRD est composé de résidus filtrés, de l'eau de mélange qui est une eau recyclée de la mine et du liant CP10-CP50@50:50. En 2010, la mine LRD utilise le remblai en pâte à 5 wt% (de la masse des résidus secs) de liant pour remblayer les chantiers primaires et du remblai rocheux pour remblayer les chantiers secondaires. Le remblai est préparé à l'usine de remblai de la mine située en surface. Les différentes composantes de l'usine de remblai de la mine LRD sont similaires à celles de l'usine de remblai de la mine LVT.

Les résidus ayant subi la deuxième phase de cyanuration sont acheminés vers l'épaississeur pour avoir un pourcentage solide primaire d'à peu près 60%. Les résidus épaissis sont ensuite vidés dans les filtres à disques où le pourcentage solide atteint serait de l'ordre de 85% (gâteau de résidus). Le gâteau de résidus est ensuite déversé dans un grand mélangeur à grande puissance pendant environ 45 secondes (Figure 3.5).

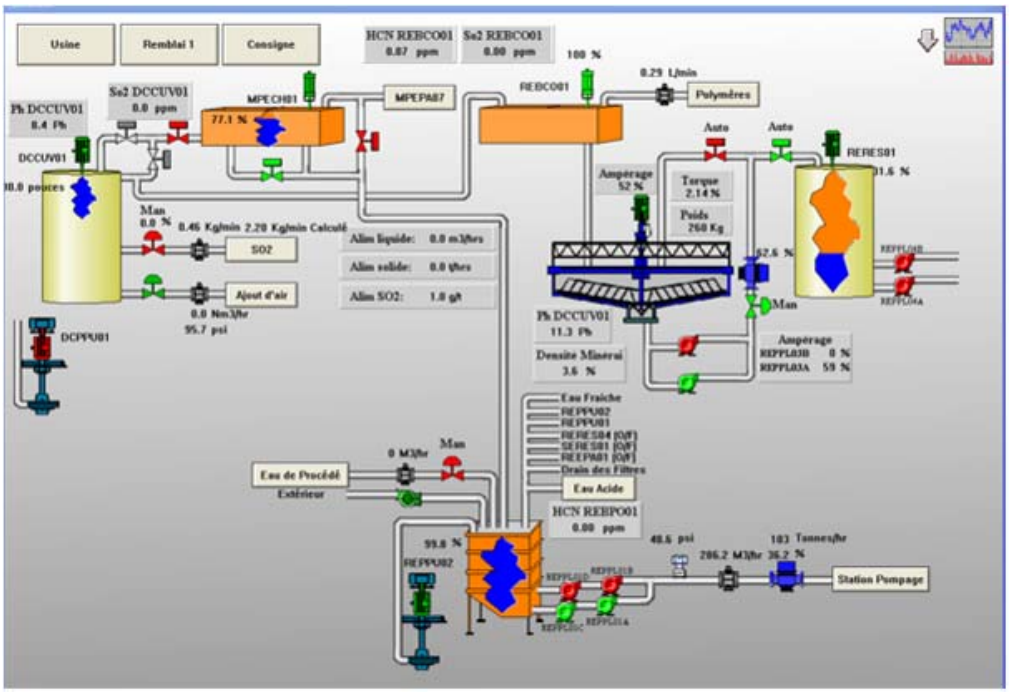


Figure 3.5 : Organigramme de la destruction des cyanures des résidus destinés à la fabrication du remblai en pâte à la mine LRD (d'après AEM)

Le remblai ainsi fabriqué sous forme d'une pâte ayant un pourcentage solide d'environ 76% et une consistance (affaissement) de l'ordre de 266,7 mm (10½ pouces) est transporté sous terre à travers un système de tuyauterie fonctionnant par pompage et par gravité. Les chantiers à remblayer sont caractérisés par un contexte rocheux très fracturé ; ce qui favoriserait sans doute un bon drainage du remblai au cours de leur consolidation à court terme.

d) Résidus LRD

À la différence des résidus LVT, les résidus LRD sont très sulfureux et plus dense ayant environ 27% de soufre et une densité relative D_r = 3,76. Le pourcentage élevé de soufre lié aux sulfures (surtout la pyrite) du minerai de la mine engendre en conséquence un grand potentiel d'acidité de 953 Kg $CaCO_3$/t. La caractéristique de distribution des grains solides des deux résidus semble quasi identique (Figure 3.6).

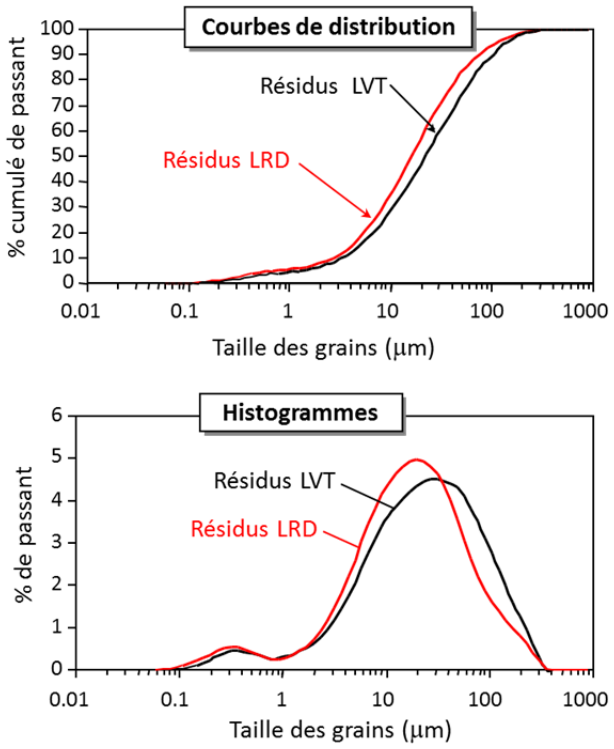


Figure 3.6 : Comparaison de la distribution granulométrique des résidus LRD et LVT (tirée de Benzaazoua et al. 2002)

Par contre, les résidus LRD sont dotés d'un potentiel d'acidité qui est probablement supérieur à celui des résidus LVT. La Figure 3.6 et le Tableau 3.5 montrent la comparaison de ces deux échantillons de résidus du point de vue de leurs distributions granulométriques et leurs propriétés physico-chimiques (Benzaazoua et al. 2000, 2002; Deschamps et al. 2007).

Tableau 3.5 : Comparaison des caractéristiques physico-chimiques des résidus LRD et LVT

Caractéristiques	Résidus LRD	Résidus LVT
Diamètre D_{10}	5µm	3,22µm
Diamètre D_{50}	34µm	21,62µm
Diamètre D_{60}	48µm	30,39µm
Diamètre D_{90}	156µm	98,79µm
$C_u = D_{60} / D_{10}$	9,6	9,4
$C_c = D^2_{30} / D_{10} \times D_{60}$	≈ 0,5	1
Densité relative	3,76	3,53
% soufre	27,2%	19%
Potentiel d'acidité PA	953 Kg $CaCO_3$/t	N/D
Potentiel de neutralisation	0 Kg $CaCO_3$/t	N/D

N/D : non déterminé

e) Caractérisation du lixiviat des remblais LRD

La caractérisation chimique et géochimique du lixiviat des résidus LRD a été effectuée sur un échantillon à l'aide de l'ICP-AES. Le Tableau 3.6 présente les principales caractéristiques de l'eau interstitielle de ces résidus. Cette eau est caractérisée par une forte teneur en sulfates et en éléments tels que le calcium, la silice et le magnésium. Les valeurs de pH basique, de conductivité électrique très élevée et de potentiel redox relativement important, ont assuré les conditions de lessivage des ions des éléments chimiques dont les sulfates, le calcium, le magnésium et la silice.

Tableau 3.6 : Propriétés chimiques et géochimique de l'eau de pore des remblais LRD.

Élément	valeur (mg/L)	Elément	valeur (mg/L)	Paramètre	valeurs
Al	**0,212**	Mg	**1,83**	pH	**9,41**
As	<0,06	Mn	0,006	ORP (mV)	-57,4
Ba	0,044	Mo	0,087	Eh (mV vs ENH)	146,6
Be	<0,001	Ni	0,005	EC (µMhos)	**7420**
Ca	**559**	SO_4^{2-}	**1630**	Potentiel acide (mg $CaCO_3$/L)	0
Cd	0,003	Sb	<0,09	Alcalinité (mg $CaCO_3$/L)	107
Co	0,019	Se	0,383		
Cr	<0,003	Si	**0,891**		
Cu	0,286	Ti	<0,002		
Fe	0,011	Zn	0,103		

ORP = Oxidation Reduction Potential or Redox. Une valeur positive indique un agent oxydant tandis qu'une valeur négative indique un agent réducteur.; Eh est définie comme la lecture du voltage en fonction de l'électrode normalisée de l'hydrogène (ENH ou SHE) tandis que l'ORP est la mesure du voltage qui serait moins relatif à une électrode spécifique donnée.

f) Liants utilisés à la mine LRD

Il faut rappeler que trois recettes de remblai en pâte ont été testées à la mine LRD. Ces recettes contenaient trois types de liant qui sont : le ciment CP10 seul, le liant CP10-Slag (dans un rapport 50:50) et le liant CP10-CP50 (dans un rapport 50:50). Les caractéristiques du ciment CP10 et de la Slag ont déjà été reportées dans la section sur le remblai en pâte LVT. La mine LRD utilise le liant CP10-CP50 considérant que c'est un liant qui est très conseillé pour les résidus très sulfureux. L'importance de l'utilisation de ce liant avec du résidu LRD a été démontrée par les travaux de Benzaazoua et al. (2000, 2002). D'après les résultats de ces travaux, le remblai en pâte LRD développerait des meilleures résistances mécaniques avec ce liant comparé aux autres types de liant. L'étude des propriétés de drainage de ces différentes recettes

de remblai en pâte LRD (CP10-Slag, CP10-CP50 et CP10 seul) pourrait être très importante dans le choix éventuel d'une nouvelle recette.

3.3.3 Dispositifs expérimentaux

Les dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude ont pour but d'étudier la consolidation gravitaire des remblais en pâte en simulant le plus possible les conditions de mise en place de ces remblais dans les chantiers souterrains. Les conditions de mise en place sous terre envisagées dans notre étude se matérialisent par l'élaboration de différents scénarios de drainage qui seraient éventuellement observés durant la consolidation des remblais en plus de l'effet des séquences de remblayage et des dimensions des chantiers.

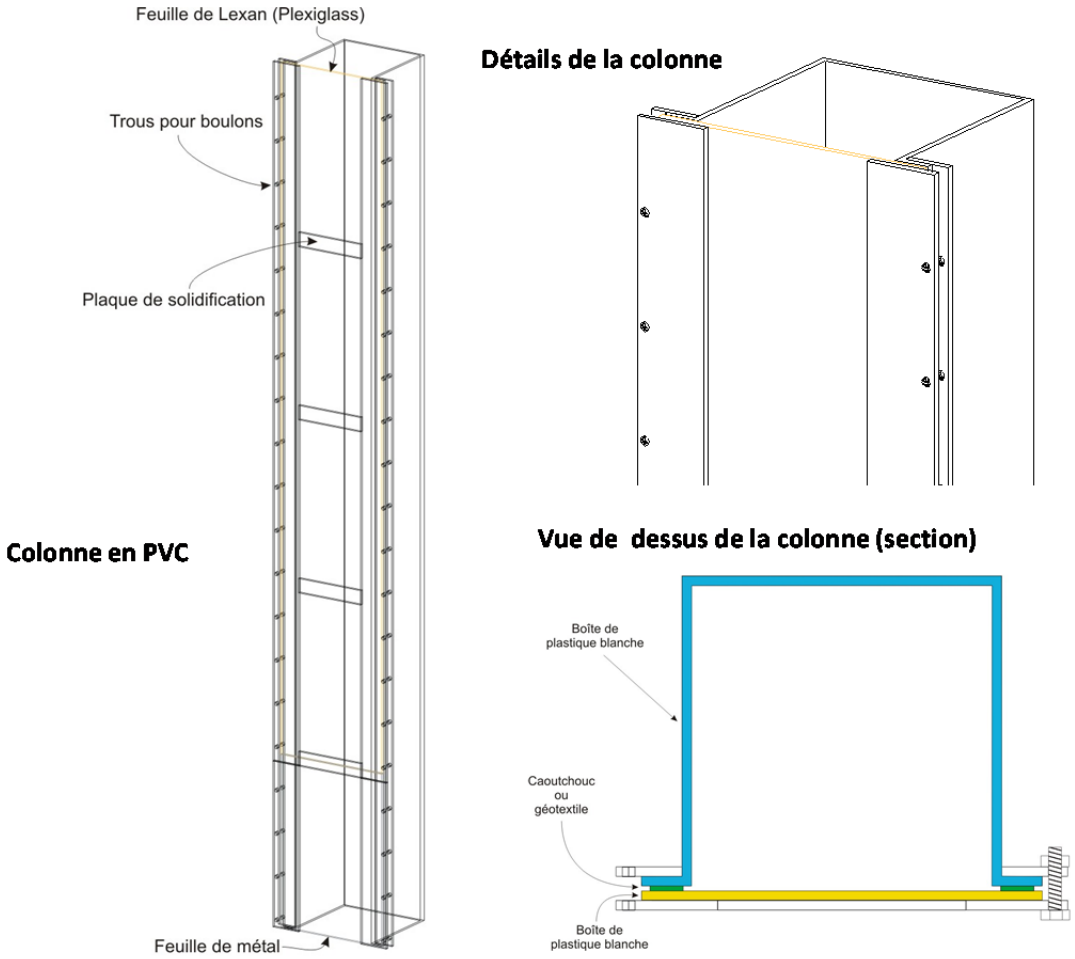


Figure 3.7 : Composantes des colonnes en PVC utilisées pour les essais de consolidation gravitaire des remblais étudiés

Rappelons que les trois colonnes utilisées à la mine LRD et à la mine LVT sont en PVC (Polycarbonates de vinyle) de 3 m de hauteur et d'une section de 960.75 cm^2 chacune. Ces colonnes ont été conçues afin de permettre le drainage à travers les bords (latéralement) ou à leur base (verticalement).

Les colonnes ont une forme en «U» et dont la face ouverte est recouverte par une plaque transparente en *Lexan* afin d'avoir le visuel de la variation de niveaux du remblai dans les colonnes (Figure 3.7). Le maintien de la plaque transparente avec la forme en «U» de PVC est assuré par un boulonnage le long de la hauteur de ces plaques (Figure 3.7).

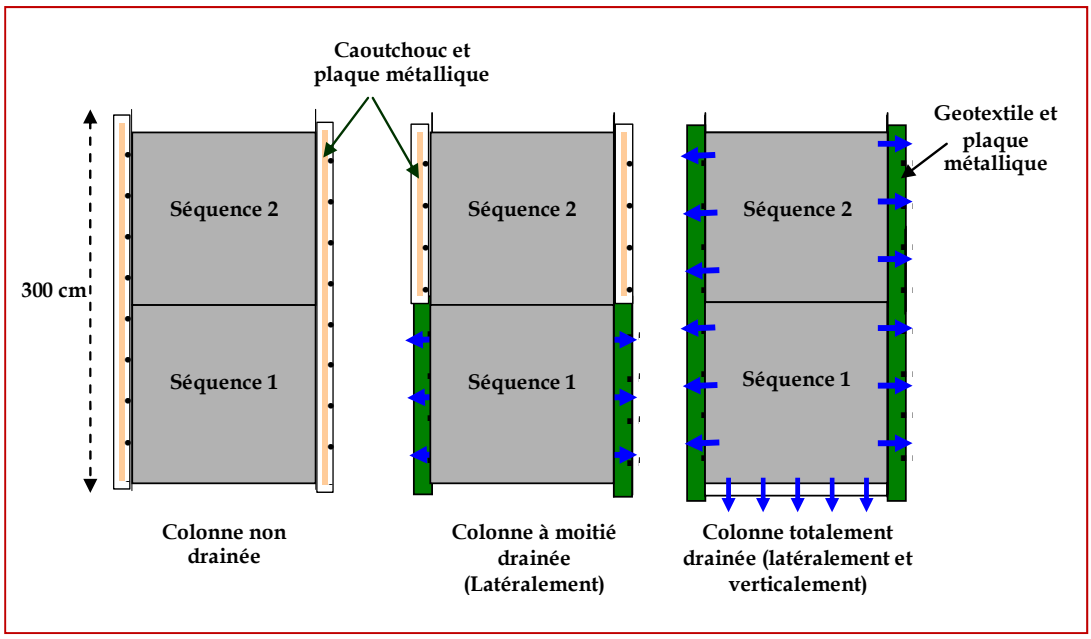


Figure 3.8 : Principales configurations des scénarios de drainage latéral et/ou vertical des remblais en pâte en colonne (les flèches indiquent le sens du drainage de l'eau et les séquences correspondent aux couches par séquence de remblayage)

La manière avec laquelle sont conçues ces colonnes permet de faciliter le démantèlement et l'échantillonnage du remblai. Les scénarios de drainage sont exécutés au moment de l'assemblage de la plaque transparente avec les colonnes en utilisant le type de joint à la hauteur adéquate : le drainage est permis latéralement le long de la hauteur des colonnes en ajoutant un ruban en géotextile comme joint sur les bords entre la plaque et la forme en U des colonnes. On

peut également empêcher le drainage de ces colonnes en remplaçant le joint en géotextile par un joint en caoutchouc. Dans le cas du drainage dit vertical, une plaque en PVC rainurée et trouée est ajoutée à la base des colonnes avec un système de drain et de robinet (Figure 3.8).

3.4 Méthodes

Tel que mentionné précédemment, le plan d'expérience de cette étude est subdivisé en deux étapes essentielles, une étape des essais *in situ* qui est réalisée à l'usine de remblai (mines LVT et LRD), et une seconde étape qui est effectuée au laboratoire de l'Unité de Recherche et de Service en Technologie Minérale (URSTM) à l'UQAT. Une fois les colonnes remplies, on effectue le suivi du drainage, de la dissipation de pression interstitielle et du tassement au cours de la première semaine.

Les colonnes de remblai en pâte sont ensuite laissées en cure pour une durée supérieure ou égale à 90 jours avant d'être démantelées. Les éprouvettes de remblai sont ensuite échantillonnées à partir des colonnes et seront destinées aux essais de caractérisation physico-chimique, mécanique et microstructurale.

Dans cette section, les différentes méthodes utilisées seront présentées, allant du remplissage des colonnes, au suivi de drainage et de tassement de ces remblais en fonction du temps, au démantèlement des colonnes et à l'échantillonnage des éprouvettes de remblai en passant par les essais de caractérisation en laboratoire.

3.4.1 Programme expérimental

a) Consolidation gravitaire en colonne des remblais en pâte

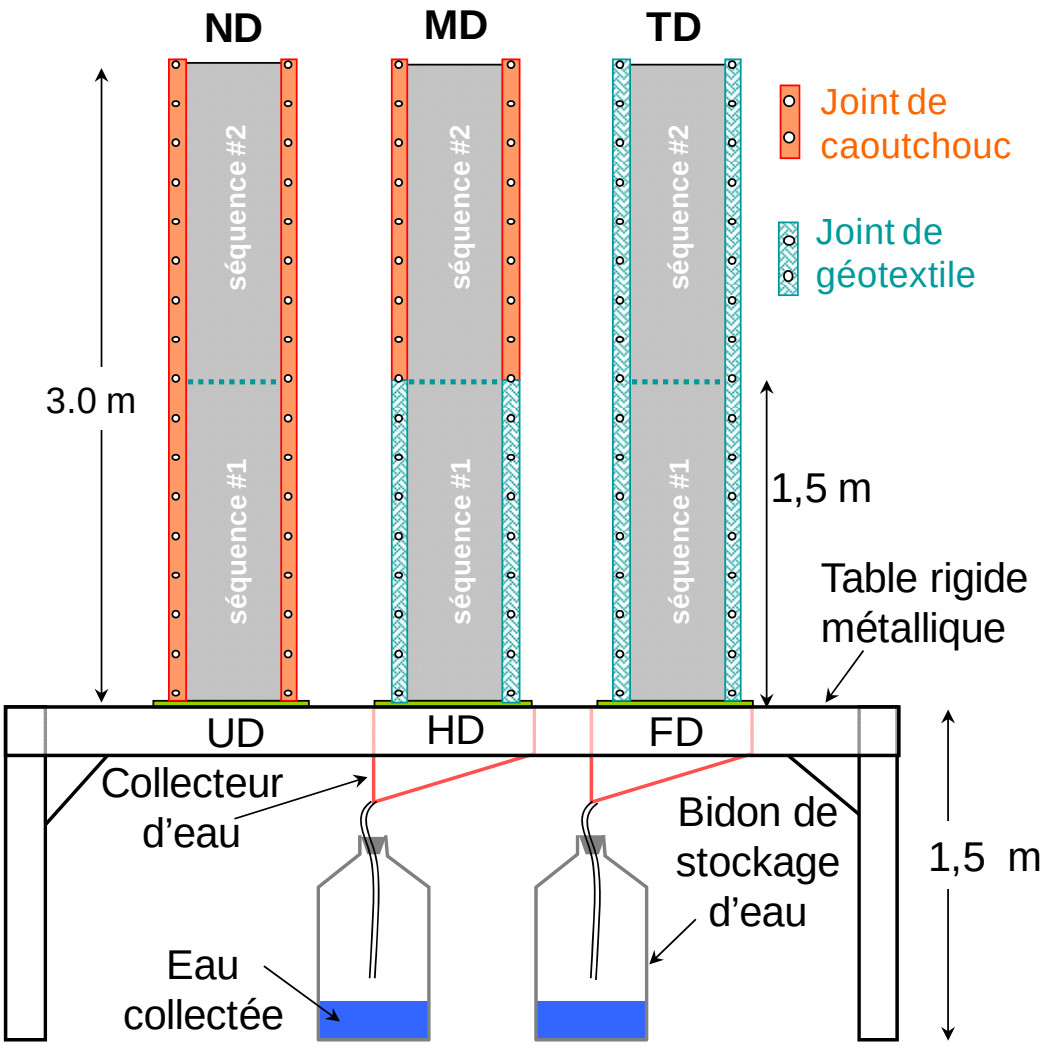
- **<u>Colonnes de remblai en pâte de la mine LVT</u>**

Les essais de consolidation du remblai en pâte réalisés à l'usine de remblai de la mine LVT ont pour objectif d'étudier la consolidation gravitaire de ces remblais en fonction des conditions de mise en place dans les vides souterrains. Selon la nature et le degré de fracturation du massif rocheux encaissant, les remblais en pâte libèreront leur eau interstitielle par le phénomène de drainage.

Ce drainage entraînera un tassement qui sera observé à leur surface et qui pourrait dépendre de plusieurs paramètres entre autres, la capacité à drainer, le type de liant utilisé (recette), le degré de fracturation des parois encaissantes, etc. Le but global de ces essais à LVT est d'étudier l'évolution des propriétés hydromécaniques des remblais en pâte consolidés en colonne en fonction du temps de consolidation et des paramètres liés aux chantiers tels que, la hauteur et les dimensions du chantier remblayé, les conditions de drainage (en faisant des hypothèses sur le degré de fracturation de l'encaissant).

Pour effectuer cette étude, trois colonnes en PVC précédemment décrites ont été assemblées selon trois scénarios de drainage latéral (à travers les faces latérales). En effet, nous avons fait l'hypothèse que l'eau du remblai frais se drainerait latéralement (et non verticalement) vers l'encaissant rocheux (fracturé) ou du remblai déjà en place depuis de longue date.

Afin de vérifier cette hypothèse, trois scénarios de drainage ont été étudiés : une colonne totalement drainée (TD) où le drainage est permis sur toute la hauteur de la colonne (hypothèse de base), une colonne à moitié drainée (MD) dont le drainage est permis uniquement sur la moitié inférieure de la colonne (cas intermédiaire) et une colonne non drainé où le drainage n'est pas permis (cas témoin). Tel qu'indiqué dans la sous-section 3.3.3, le drainage du remblai s'effectue à travers un joint de géotextile (TD et MD), tandis que le drainage est empêché par un joint en caoutchouc (MD et ND). La Figure 3.9 présente la configuration des trois colonnes installées à la mine LVT.



(UD : undrained ; HD : half-drained ; FD : fully drained)

Figure 3.9 : Schéma du dispositif expérimental utilisé pour les essais de consolidation gravitaire du remblai en pâte à l'usine de remblai de la mine LVT (tiré de Belem et al. 2006)

Les colonnes sont désignées successivement de droite à gauche comme ND (*non-drainée*), MD (*moitié-drainée MD*) et TD (*totalement drainée*). Toutes les colonnes ont été remplies avec une seule recette de mélange préparée avec le liant CP10-slag@20:80 à 4,5 % (voir la sous-section 3.3.1). Des bidons en plastique permettent la récupération de l'eau drainée des colonnes installées sur une table de 1,5 m de hauteur

➢ **<u>Colonnes de remblai en pâte de la mine LRD</u>**

Les essais de consolidation gravitaire en colonnes des remblais en pâte réalisés à l'usine de remblai de la mine LRD visaient à étudier l'évolution du drainage et du tassement, des propriétés hydriques (dissipation de la pression interstitielle et l'évolution de la succion du remblai) et des propriétés mécaniques de ces remblais en fonction du temps de consolidation et de cure.

Dans ce cas, un seul scénario de drainage (latéral et vertical) a été adopté pour les trois colonnes. Par contre, chaque colonne a été remplie avec sa recette propre de mélange. Ainsi, le remplissage des colonnes s'est fait de la manière suivante :

- **Colonne 1** : CP10 seul (100 %) correspondant à la recette 1;
- **Colonne 2** : CP10-Slag@50:50 correspondant à la recette 2;
- **Colonne 3** : CP10-CP50@50:50 correspondant à la recette 3 (actuellement utilisée à la mine LRD)

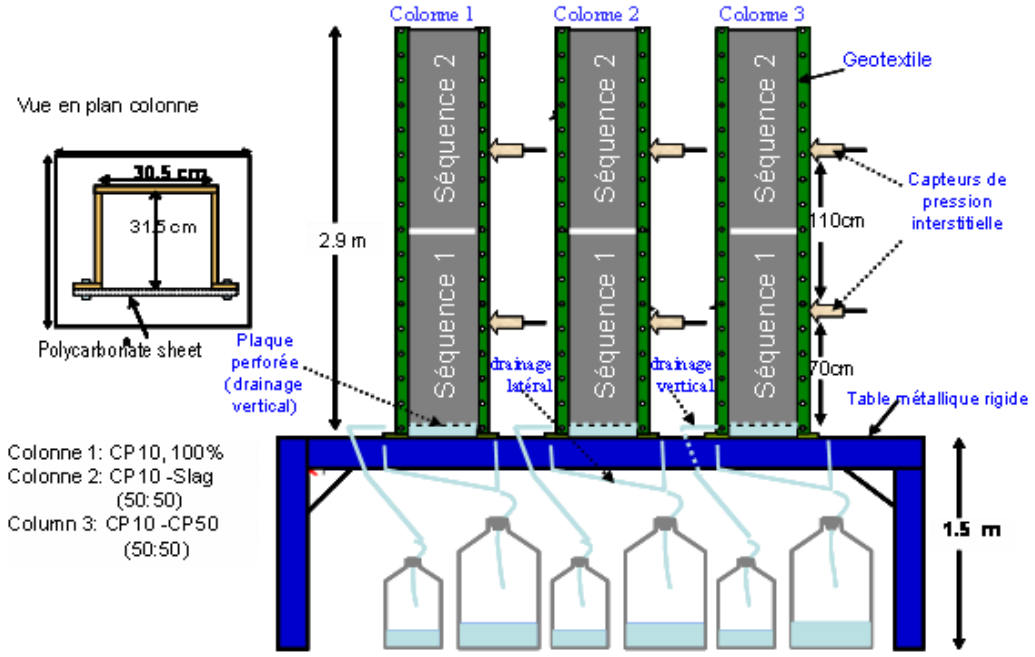


Figure 3.10 : Schéma du dispositif des essais de consolidation gravitaire des remblais en pâte en colonne réalisés à l'usine de remblai de la mine LRD

Les eaux drainées (verticalement et latéralement) ont été récupérées dans des bidons par un système d'entonnoirs et de tuyaux comme le montre le schéma de la figure 3.10. La pression interstitielle de l'eau des pores du remblai des trois colonnes a été mesurée par les capteurs de pression installés à 70 cm et 180cm de la base des colonnes (Figure 3.10).

b) Suivi des essais en colonne et leur démantèlement

Avant le remplissage des colonnes, il fallait s'assurer d'avoir la même consistance du remblai qui sera mis en place dans les colonnes avec celle du remblai mis en place sous terre. La consistance du remblai a été mesurée à l'aide d'un test d'affaissement au cône d'Abrams. La mesure de *slump* est réalisée en remplissant le cône en trois couches presque égales avec la pâte et pilonnées en 25 coups à l'aide d'une tige métallique.

Après avoir fini avec la troisième couche, on soulève verticalement le cône et en le plaçant à côté de la pâte et l'affaissement est donc la distance entre le bord du cône et la surface de la pâte affaissée. La Figure 3.11 ci-après montre les photos d'une mesure de *slump* du remblai effectuée durant ces essais à l'usine de remblai de la mine LVT.

Figure 3.11 : Exemple de mesure de slump au cône d'Abrams de la pâte de remblai utilisée à la mine LVT

- **Essais de consolidation gravitaire du remblai réalisés à la mine LVT**

Les colonnes de consolidation employées à l'usine de remblai de la mine LVT devaient être remplies directement avec le remblai en pâte sortant du malaxeur de l'usine (remblai en pâte destiné pour remblayer les chantiers souterrains de la mine). Toutefois, ce remblai avait un *slump* initial de 170 mm (6,7 po) a donc été re-malaxé dans un mélangeur à mortier (150 kg-force) pour atteindre un *slump* que ce remblai devrait avoir s'il avait été acheminé sous terre.

D'après certaines observations de terrain (e.g., Cayouette 2003), le *slump* du remblai en pâte change d'une valeur d'environ 25,4 mm (≈ 1 po) au cours de leur transport dans les pipelines entre la surface (usine de remblai) et les chantiers à remblayer sous terre. Le remblai a ainsi été malaxé jusqu'à atteindre un *slump* final de 198 mm (7,8 po) après environ 20 minutes.

Les colonnes ont ensuite été remplies par ces mélanges de remblai ayant un *slump* final de 198 mm en deux séquences de remplissage comme le montre la Figure 3.12. Tel que montré sur la Figure 1.4, le taux de remplissage et la durée de remplissage ont été déduits à partir de la pratique à la mine LVT. En effet, le taux de remplissage d'un chantier de taille moyenne (hauteur de 30 m) à la mine LVT était v_r = 1,25 m/h pour une durée totale de 24 h; ce qui, rapporté à une colonne de 3 m de haut, correspondrait à v_r = 0,125 m/h ou 12,5 cm/h (facteur d'échelle de 10).

Plutôt que d'essayer de remplir les colonnes à cette vitesse, il a été préféré de les remplir en deux séquence de 1,5 m, avec un intervalle de temps entre les séquences de 12 h ; soit une durée totale de 24 h (voir Figure 3.10). Ainsi, les premières couches (1ères séquences) de 1,5 m d'épaisseur (moitié des colonnes) de remblai des trois colonnes ont été toutes déposées durant les premières 12 heures de la première journée, tandis que les deuxièmes couches (2^{ièmes} séquences) ont été déposées durant les 12 heures suivantes de la deuxième journée (soit un total de 24 heures pour le remplissage total des colonnes).

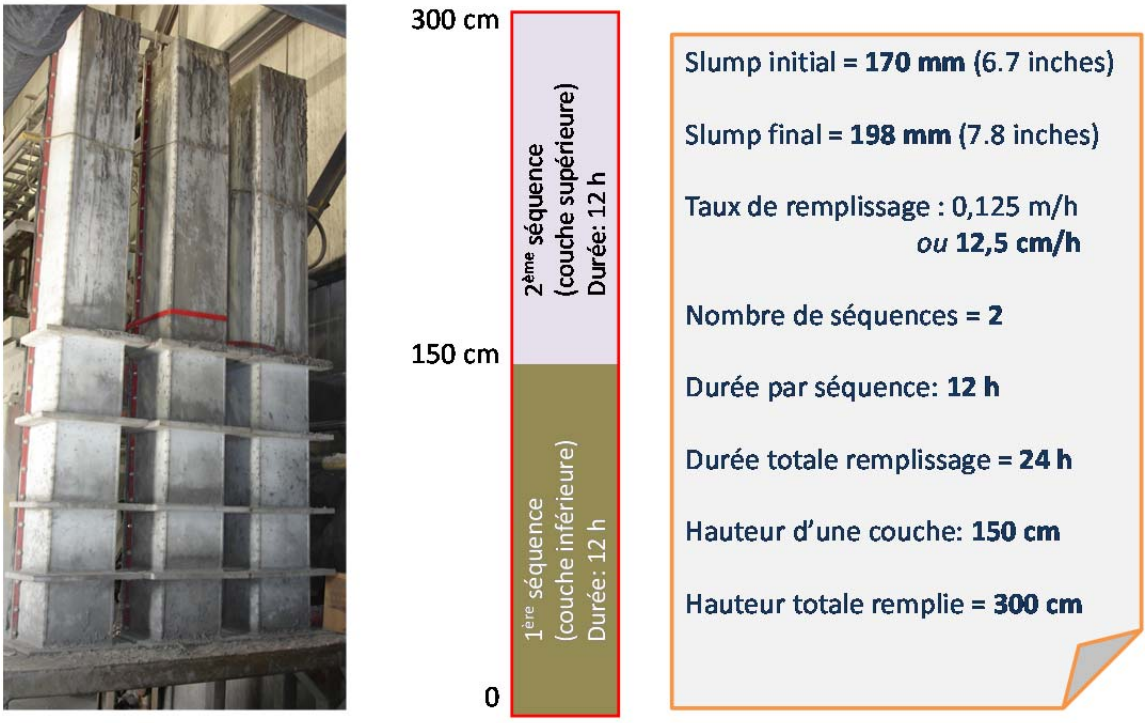


Figure 3.12 : Caractéristiques des séquences de remplissage des colonnes de la mine LVT

De plus, des moules de remblai de ces trois colonnes ont également été préparées afin de comparer les résultats de leur résistance en compression simple (UCS) avec celle des remblais en colonne. Ces moules en plastique ont été remplies selon la procédure habituelle de préparation des moules de remblai en laboratoire (trois couches de remblai presque égales pilonnées à 25 coups à l'aide d'une tige d'acier).

Un total de 27 moules non drainées a été préparé pour les trois colonnes, soit 9 moules par colonne. Ces moules ont été conservées dans une chambre humide (à 70% d'humidité et à 24°C) au laboratoire pour les temps de cure de 14, 28 et 56 jours.

➔ ***Suivi du drainage du remblai*** : comme le montre la Figure 3.12, la 1ère séquence correspond à la couche inférieure et la 2ième séquence correspond à la couche supérieure. Durant le remplissage des couches supérieures des colonnes (2ièmes séquences), le remblai des couches inférieures (1ères séquences) avait déjà commencé à drainer. Il faut se rappeler qu'il y a un intervalle de temps de 12 h entre les remplissages des deux couches.

Pour les couches inférieures, les masses (ou volumes) d'eau drainée pour les deux colonnes en configuration de drainage (TD et MD) durant les 12 h avant le remplissage des couches supérieures. Une fois les couches supérieures remplies, la collecte et la pesée de l'eau drainée s'était poursuivie pour une durée totale d'au moins 120 heures (5 jours). Il a été constaté que la durée de cinq jours correspondait au temps nécessaire pour permettre un drainage complet du remblai en pâte.

Les résultats obtenus vont permettre d'avoir les courbes de drainage cumulé en fonction du temps écoulé (voir au chapitre 4).

➔ ***Suivi du tassement du remblai :*** le tassement observé au sommet des trois colonnes de remblai a été également mesuré au cours du temps écoulé et durant les cinq premiers jours en même temps que le suivi du drainage. Ce tassement a été mesuré manuellement à la surface libre des remblais au sommet des colonnes et en cinq points différents (calcul de la valeur moyenne) pour les trois colonnes en utilisant une simple règle. Les résultats seront présentés sous forme de tassement cumulé en fonction du temps écoulé pour les trois colonnes de remblai (voir au chapitre 4).

➔ ***Échantillonnage de l'eau interstitielle :*** afin d'évaluer les compositions chimique et géochimique des eaux interstitielles des remblais, des prélèvements ont été effectués sur les eaux de drainage des colonnes (TD et MD) et sur l'eau surnageant à la surface de la colonne ND. Ces prélèvements ont été effectués en fonction du temps écoulé et durant les cinq premiers jours des essais. Ces échantillons d'eau des trois remblais ont été analysés au laboratoire URSTM à l'aide de l'ICP-AES.

➔ ***Démantèlement des colonnes :*** après 45 jours de temps de cure des remblais, les trois colonnes ont été démantelées pour carotter des éprouvettes de remblai de chaque colonne. Les trois colonnes (TD, MD et ND) ont ainsi été découpées en 10 blocs de dimension relativement égale à l'aide d'une scie circulaire (Figure 3.13a). Les blocs obtenus ont été conservés dans des sacs en plastique (Figure 3.13b) pour éviter leur dessèchement avant le carottage.

Par la suite, deux éprouvettes de remblai sont extraites par bloc à l'aide d'une carotteuse (Figure 3.13c), pour un total de 60 carottes (20 carottes/colonne) pour les trois colonnes (Figure 3.13d). Chaque paire de carotte de remblai (10 cm de diamètre et 20 cm de haut) est associée à un niveau déterminé le long de la hauteur des colonnes.

Figure 3.13 : Photos montrant les étapes post-démantèlement des colonnes de remblai en pâte à l'usine de remblai de la mine LVT: **a)** découpage de blocs avec une scie circulaire, **b)** recouvrement des blocs avec du plastique, **c)** carottage des éprouvettes d'essai, **d)** carotte d'éprouvette d'essai

Chaque carotte d'éprouvette de remblai a ensuite été enveloppée dans un film de paraffine (afin d'éviter de les assécher brutalement) et l'ensemble des carottes a été transporté au laboratoire URSTM pour être entreposée dans la chambre humide (à 70% d'humidité et 23°C) pour un temps de cure supplémentaire de 42 jours pour le remblai TD (temps de cure total de 87 jours), 44 jours pour le remblai MD (temps de cure total de 89 jours) et 46 jours pour le remblai ND (temps de cure total de 91 jours).

Tous ces échantillons sont destinés aux essais de compression uniaxiale et à la caractérisation des propriétés géotechniques et microstructurales (surface spécifique et porosimètrie au mercure).

- **Essais de consolidation gravitaire des remblais réalisés à la mine LRD**

Les essais de consolidation gravitaire des remblais en pâte effectués à l'usine de remblai de la mine LRD concernaient l'utilisation de trois recettes de remblai décrites précédemment (sous-section 3.3.2). Pour ces essais, les mélanges employés ont été préparés à l'aide d'un malaxeur-pompe à béton parce que ces trois recettes ne pouvaient pas être testées directement à partir du malaxeur de l'usine de remblai.

L'affaissement choisi dans ce cas est le plus proche possible de celui de sous terre qui correspondait à 266,7 mm (10,5 po). Pour les trois mélanges, le temps de malaxage permettant d'obtenir ce *slump* était de 240 secondes (à comparer avec les 45 secondes du gros malaxeur de l'usine de remblai). Les colonnes ont ensuite été remplies avec ces mélanges de remblai au slump de 266,7 mm en deux séquences de remplissage comme le montre la Figure 3.14.

Le taux de remplissage d'un chantier de taille moyenne (hauteur de 30 m) à la mine LRD était v_r = 0,625 m/h pour une durée totale de 48 h; ce qui, rapporté à une colonne de 3 m de haut, correspondrait à v_r = 0,0625 m/h ou 6,25 cm/h.

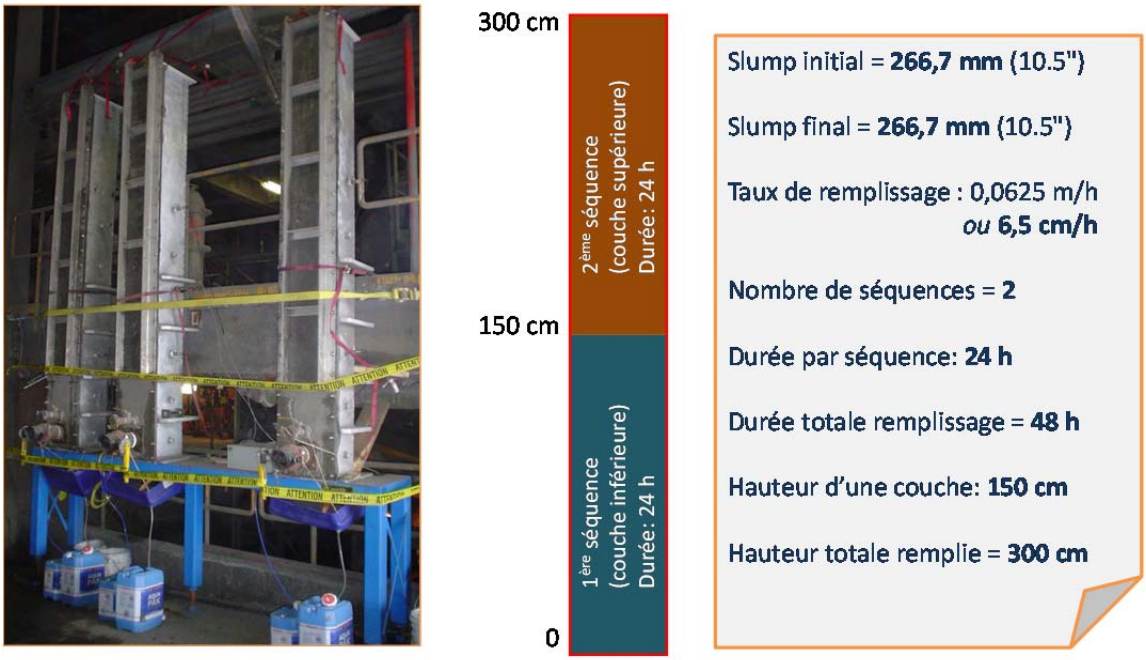


Figure 3.14 : Caractéristiques des séquences de remplissage des colonnes de la mine LRD

Là aussi il a été préféré de remplir les trois colonnes en deux séquence de 1,5 m, mais avec un intervalle de temps entre les séquences de 24 h ; soit une durée totale de 48 h (voir Figure 3.14). Ainsi, les premières couches (1ères séquences) de 1,5 m d'épaisseur de remblai des trois colonnes ont été déposées durant les premières 24 heures, tandis que les deuxièmes couches (2^{ièmes} séquences) ont été déposées durant les 24 heures suivantes (soit un total de 48 heures pour le remplissage total des colonnes).

L'eau drainée des colonnes (une seule configuration de drainage : totalement drainée latéralement et verticalement) a été collectée au moyen de bidons pour le drainage latéral (grands bidons) et le drainage vertical (petits bidons) tel qu'illustré à la Figure 3.14. La pesée des quantités d'eaux drainées a commencé juste après la fin du remplissage des premières couches de remblai des trois colonnes. Les mesures de tassement ont commencé après la fin de remplissage des colonnes et ont été effectuées de la même façon que pour les colonnes de la mine LVT. La feuille de calcul des mélanges des remblais utilisés est donnée à l'Annexe A.

➔ ***Pression interstitielle et succion :*** le début de l'acquisition des données par les capteurs de pression d'eau des pores (interstitielle) coïncidait avec le début du remplissage des colonnes. Les données de ces mesures ont été suivies au cours du temps de cure des remblais des colonnes durant les premiers mois de consolidation. Ces capteurs de pression interstitielle de type tensiomètre à céramique poreuse permettent de mesurer la pression de l'eau interstitielle (pressions positive et négative) des remblais en fonction de leur temps de cure (Figure 3.15a).

La pierre céramique poreuse assure la circulation de l'eau du remblai à l'intérieur du tensiomètre et l'échange entre l'eau du remblai et celui du réservoir d'eau du tensiomètre (Figure 3.15b). Ce réservoir est suffisamment clos à l'aide du bouchon métallique en assurant son étanchéité et la pression à l'intérieur de celui-ci. Les réactions entre les deux solutions (celle du remblai et celle du tube) se transforment sous forme d'un courant électrique mesurée à l'aide de transmetteur de pression (Figure 3.15c). Dans le cas de la succion, la diminution de l'eau des pores de la matrice du remblai entraîne une diminution au niveau de l'eau du tube et crée une tension mesurée aussi par le transmetteur de pression.

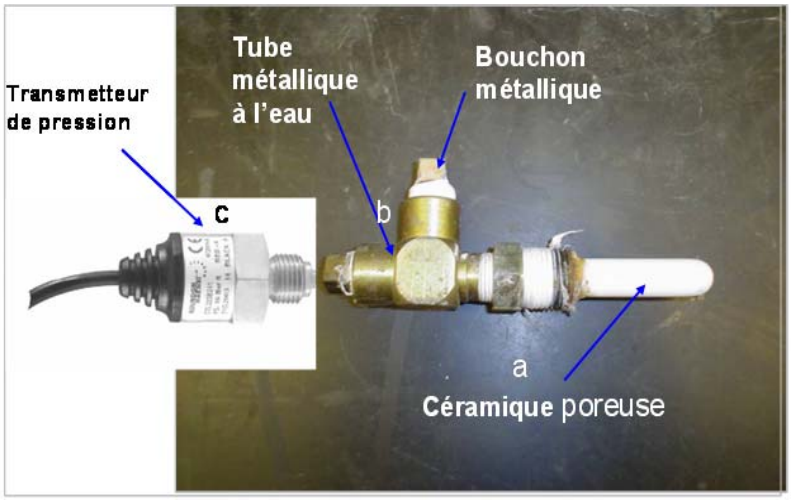


Figure 3.15 : Principales composantes du capteur de pression utilisé pour les mesures de pressions interstitielle et de succion des remblais en colonne étudiés à la mine LRD.

Avant de les installer aux deux emplacements par colonne (voir Figure 3.10), ces capteurs ont d'abord été calibrés au laboratoire en fonction de la hauteur d'eau (en cm) des colonnes (les courbes de calibrages sont présentées au chapitre 5, section 5.3). Le signal du courant (en mA) envoyé par le transmetteur est enregistré par un enregistreur de données et qui sont ensuite récupérées par un logiciel de visualisation des données (HOBOware Pro), Annexe B.

3.4.2 Essais en compression uniaxiale

Il faut souligner que seules les éprouvettes d'essai prélevées sur les remblais en colonnes de la mine LVT ont été soumises aux essais de caractérisation en laboratoire. Par manque de temps, celles de la mine LRD n'ont pu être testées par l'étudiant mais plutôt par un étudiant stagiaire. Ces résultats ne seront donc pas présentés dans ce mémoire. Les essais de compression simple ou uniaxiale des carottes de remblai de la mine LVT ont donc été réalisés au laboratoire après 87 jours de cure pour le remblai TD, 89 jours pour le remblai MD et 91 jours pour le remblai ND. Ces essais ont été réalisés à l'aide d'une presse mécanique de compression MTS-50 G/L (50 kN de capacité) où une charge incrémentale est appliquée sur la section plane d'une carotte jusqu'à la rupture (Figure 3.16b). Pour ce faire, les échantillons doivent être bien rectifiés jusqu'à l'obtention d'une section aplanie aux deux extrémités (Figure 3.16a). Les éprouvettes d'essais ont 10 cm de diamètre (4 po) et 20 cm de hauteur (8 po).

Ces essais ont été effectués sur les 60 éprouvettes d'essai des colonnes en prenant en considération que chaque paire d'échantillons correspondait au même niveau de hauteur dans chaque colonne. Ceci permet d'obtenir une valeur moyenne pour chaque paire d'échantillons et de réduire ainsi le pourcentage d'erreur inhérent à la préparation des échantillons (Annexe C).

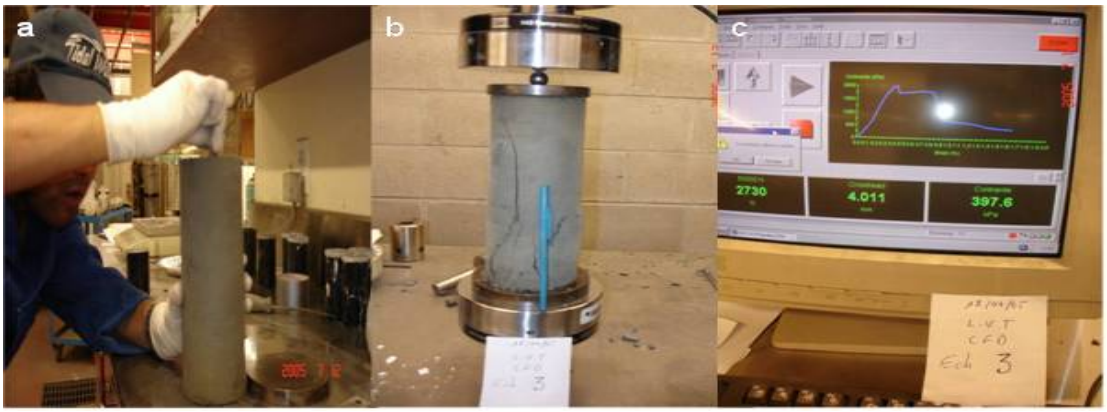


Figure 3.16 : Photos d'un essai de compression uniaxiale du remblai en pâte consolidé en colonne à l'usine de remblai de la mine LVT : **a)** rectification des surfaces de l'éprouvette d'essai, **b)** exemple de rupture d'une éprouvette, **c)** exemple de résultat visuel à l'écran.

3.4.3 Détermination des propriétés index des remblais en pâte

Les propriétés physiques et hydrogéotechniques des remblais en pâte consolidés en colonnes ont été déterminées sur les échantillons préparés à partir des éprouvettes ayant subies les essais de compression uniaxiale. Pour chaque cote de hauteur de carottage d'éprouvettes d'essais, trois petits morceaux d'échantillons ont été récupérés pour la caractérisation. Au total, 90 morceaux d'échantillons ont donc été récupérés pour la détermination des caractéristiques physiques et hydrogéotechniques des remblais en colonne.

a) Paramètres hydro-géotechniques et physiques

Les paramètres index du remblai qui ont été calculés ou déterminés au laboratoire sur les échantillons ci-dessus décrits en utilisant les équations résumées dans le Tableau 3.7. Les détails de tous les paramètres calculés peuvent être trouvés à l'Annexe D.

Tableau 3.7 : Équations de calcul des principaux paramètres index des remblais en pâte déterminés au laboratoire (Annexe D).

Paramètres	Équations	Caractéristiques
Teneur en eau massique	$w = \frac{M_w}{M_d} = \frac{M_h - M_d}{M_d}$	M_h : *La masse humide de l'échantillon*; M_d : *La masse sèche(dry)*;
% solide	$C_w = M_d / M_h$	M_w : *masse d'eau*
Teneur en eau volumique	$\theta = V_w / V_T$	V_w : *Volume d'eau libre dans les pores*; V_T : *Volume total de l'échantillon.*
Degré de saturation	$S_r = V_w / V_v$	V_w : *Volume d'eau libre dans les vides*; V_v : *Volume de vides.*
Indice de vides	$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_T \times \rho_s}{M_d}$	V_s : *Volume de solides*; ρ_s : *masse volumique sèche*; V_v : *Volume de vides.*
Porosité totale théorique	$n = \frac{V_v}{V_T} * 100$	V_v : *Volume de vides*; V_T : *Volume total de l'échantillon.*
Masse volumique totale	$\rho = M_T / V_T$	M_h : *La masse totale ou humide de l'échantillon*; V_T : *Volume total de l'échantillon.*
Masse volumique sèche	$\rho_d = M_d / V_s$	M_d : masse sèche de l'échantillon; V_s : volume sèc de l'échantillon.
Densité relative	$D_r = \rho_s / \rho_w$	ρ_s : masse volumique des grains solides; ρ_w : masse volumique de l'eau

b) Mesure de la densité relative du remblai en pâte

Pour compléter le calcul des paramètres géotechniques des échantillons de remblai, leur densité relative ($D_r = \rho_s/\rho_w$) a été déterminée sur le même nombre d'échantillons que précédemment (90) et en fonction de la hauteur dans les colonnes. La masse volumique spécifique des grains solides du remblai est déterminée à l'aide d'un pycnomètre à hélium de Micromeritics, modèle Accupyc 1330 (Figure 3.17).

Figure 3.17 : Photo du pycnomètre à hélium Accupyc 1330 de Micromeritics utilisé au laboratoire pour déterminer la densité relative des échantillons des remblais en pâte

Cette opération s'effectue en prenant une masse d'environ 10 g de remblai séché et broyé que l'on place ensuite dans un cylindre en aluminium. L'hélium sous pression traverse l'échantillon et mesure le volume analysé et le volume de vide restant dans le cylindre et en fonction de la pression d'équilibre et d'expansion de l'appareil. Cet appareil détermine le volume de l'échantillon qui permet de déterminer sa masse volumique spécifique. Avec les valeurs de D_r et connaissant le pourcentage solide C_w, les masses humides des éprouvettes M_h ainsi que leur volume V_T (d = 10 cm ; h = 20 cm), il est possible de calculer tous les paramètres hydro-géotechniques figurant dans le Tableau 3.7 (voir Annexe D).

Formules directes de calcul des paramètres du Tableau 3.7 :

Volume des éprouvettes : $V_T = (\pi d^2/4)h$ [3-1]

Masse volumique humide : $\rho_h = \frac{M_h}{V_T}$ [3-2]

Teneur en eau volumique : $\theta = \frac{V_w}{V_T} = \frac{w(M_h C_w)}{V_T \rho_w}$ [3-3]

Masse volumique sèche : $\rho_d = \frac{\rho_h}{1+w} = \frac{M_h}{(1+w)V_T}$ [3-4]

Indice des vides : $e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{D_r \rho_w V_T (1+w)}{M_h} - 1$ [3-5]

Porosité théorique : $n = \frac{e}{1+e} = 1 - \frac{M_h}{D_r \rho_w V_T (1+w)}$ [3-6]

Degré de saturation : $S_r = \frac{\theta}{n} = \frac{M_h(1-C_w)}{\rho_w V_T - \frac{C_w}{D_r}}$ [3-7]

3.4.4 Analyses chimique et géochimique des eaux drainées

L'analyse chimiques de l'eau de drainage permet de déterminer la composition chimique élémentaire tandis que l'analyse géochimique permet de détermine le pH, le Eh, et la conductivité électrique CE. L'analyse chimique a été effectuée par l'ICP-AES sur des solutions préalablement acidifiées. Les résultats seront présentés dans la section de l'évolution chimique et géochimique au chapitre 4.

3.4.5 Étude de la microstructure des remblais en pâte

La microstructure des remblais en pâte a été investiguée par le biais de deux techniques dont la détermination de la surface spécifique (méthode indirecte) et la porosimètrie par intrusion de mercure (méthode directe). Ces méthodes sont considérées très importantes pour analyser l'évolution des pores (méso et macropores) des remblais en pâte en fonction de leur consolidation. Cette évolution de la taille des pores en fonction du temps de cure ou de consolidation du remblai (TD, MD et ND) pourrait être expliquée par la formation des phases hydratées durant la cimentation.

a) Surface spécifique massique

La mesure de la surface spécifique a été réalisée à l'aide d'un analyseur de surface Gimini III de Micromeritics (Figure 3.18) qui fonctionne selon le principe des isothermes d'adsorption d'un gaz inerte (azote). La technique utilisée repose sur la quantification de la différence d'azote liquide entré dans le tube vide (témoin) et celui entré dans le tube contenant la poudre de remblai broyé à analyser.

L'opération s'effectue en même temps pour six échantillons de poudre et selon deux étapes dont l'étape de la préparation thermique sous vide des échantillons pendant 24 heures à 50°C, et celle de la calibration de l'appareil et du calcul de la surface spécifique. La dernière étape de l'opération dure une heure pour chaque échantillon. La technique de la mesure avec cet appareil est basée sur la théorie de **B**runauer, **E**mmett, et **T**eller (BET).

Cette technique est basée sur l'adsorption multicouche de l'azote gazeux par la surface des particules et opère des plus grandes surfaces spécifiques des grains aux plus fins. Les mesures de la surface spécifique des remblais des colonnes ont été réalisées sur 30 échantillons (10 échantillons par colonne dont chacun représente un niveau de la hauteur dans la colonne), Annexe E.

Figure 3.18 : Photo de l'analyseur de surface spécifique Gimini III de Micromeritics

b) Porosimétrie par intrusion de mercure

L'analyse de la porosité au mercure des échantillons de remblai en colonne a été réalisée à l'aide d'un porosimètre au mercure AutoPore III ou IV series de Micromeritics (Figure 3.19). Cet appareil fonctionne selon le principe de l'absorption d'une quantité de mercure par le volume poreux de l'échantillon. La masse M_{ech} d'un morceau d'échantillon à considérer dans l'essai de porosimétrie dépend de sa masse volumique sèche ρ_d, de son indice des vides e, et du volume d'intrusion maximale mesurable du pénétromètre utilisé V_{imm} qui doit être compris entre 25 et 90%. La relation entre V_{imm} et le volume maximal mesurable du pénétromètre V_{mm_pen} (fourni par Micromeretics) ainsi que les paramètres du morceau d'échantillon est donnée par l'équation suivante:

$$\begin{cases} \%V_{imm} = \left(\dfrac{e * M_{ech}}{\rho_d (1+e)}\right)\dfrac{1}{V_{mm_pen}} * 100 \\ M_{ech} = \rho_d \left(1 - \dfrac{\rho_d}{\rho_s}\right)^{-1} \times \dfrac{\%V_{imm} \times V_{mm_pen}}{100} \end{cases} \qquad [3\text{-}8]$$

Figure 3.19 : Porosimètre à mercure AutoPore III 9200 ou IV series (Micromeretics) utilisé pour étudier la microstructure des remblais en pâte en colonne de LVT

L'équation [3-8] permet de mieux choisir la bonne taille d'échantillon d'essai permettant d'obtenir des résultats fiables. Les résultats fournis par le logiciel de l'appareil sont sous forme de porosité totale et de porosité incrémentale en fonction soit des diamètres des pores ou de la pression d'intrusion.

La porosimétrie au mercure repose sur les lois de capillarité gouvernant la pénétration d'un liquide dans des pores. Dans le cas d'un liquide non-mouillant comme le mercure et en admettant que les pores sont cylindriques, la loi de Laplace ou l'équation de Washburn (1921) montre que la pression p_{Hg} nécessaire pour faire entrer le mercure dans un pore augmente (inversement) quand le diamètre d (ou le rayon de pore r) de l'ouverture du pore devient de plus en plus petit (voir équation [2-11]).

La durée d'un essai est d'environ 2 heures pour 2 échantillons à la fois. Ces essais de porosimétrie par intrusion de mercure ont été réalisés sur 30 échantillons (10 échantillons par colonne dont chacun représente un niveau de hauteur dans la colonne), Annexe F.

CHAPITRE 4

CARACTÉRISATION CHIMIQUE ET MÉCANIQUE DES REMBLAIS CIMENTÉS EN PÂTE EN CONSOLIDATION GRAVITAIRE DE LA MINE LVT

4.1 Rappel du programme expérimental

La description du matériel utilisé ainsi que les méthodes expérimentales employées ont été présentées au chapitre 3. Dans cette section, seulement une synthèse du programme expérimental est fournie. Rappelons que les essais de consolidation gravitaire des remblais en pâte ont été effectués à l'aide de trois colonnes en PVC de 3 m de haut chacune. Ces essais ont été conduits directement sur le site de l'usine de remblai de la mine LVT. Trois configurations de drainage latéral ont été adoptées pour ces essais : une colonne totalement drainée sur toute sa hauteur (TD), une colonne à moitié drainée dans sa partie inférieure (MD) et une colonne non drainée (ND) qui agira comme colonne témoin.

Le mélange de remblai en pâte utilisé pour remplir ces trois colonnes était celui préparé à l'usine de remblai de la mine LVT et qui était destiné au remblayage des chantiers souterrain de la mine. Une seule recette de mélange de remblai en pâte était utilisée à la mine LVT et était composée des rejets du concentrateur de la mine, d'un agent liant CP10–Slag@20:80 et de l'eau de procédé recyclée comme eau de mélange. Le pourcentage de liant utilisé était de 4,5% de la masse de rejets secs.

Afin d'avoir le même affaissement (*slump*) que sous terre, le remblai en pâte est malaxé une deuxième fois pendant 20 minutes à l'aide d'un mélangeur à béton pour faire passer le *slump* de 170 mm à 198 mm. Les colonnes ont été remplies en deux couches sur une durée de 24 heures (équivalent à 12,5 cm/h) par principe de similitude avec le taux de remblayage des vides souterrains de la mine LVT (1,25 m/h).

4.2 Suivi du drainage et du tassement gravitaire des remblais

Le drainage des remblais de ces trois colonnes a commencé dès le début du remplissage de la première couche de 1,5 m de remblai. Les eaux de drainage ont été collectées (colonnes TD et MD) au cours du temps écoulé durant les cinq premiers jours de cure à l'aide des bidons en plastique. La mesure des tassements des trois remblais a débuté en même temps que la collecte des eaux de drainage. Des échantillons d'eau drainée et d'eau surnageante du remblai de la colonne ND ont également été prélevés périodiquement afin d'effectuer des analyses chimiques et géochimiques.

Le Tableau 4.1 contient tous les paramètres hydrogéotechniques important du remblai LVT utilisé pour le remplissage des colonnes. Avec un volume de 288 litres, chaque colonne peut contenir une masse M_T = 628 kg de remblai en pâte ($M_T = \rho_h * V_{colonne}$). Avec un mélange de remblai préparé avec un %solide C_w = 75,8% de solides (résidus + liant), la masse totale d'eau dans le remblai lorsque la colonne est remplie et sans aucun drainage est M_w = 152 litres ($M_w = M_T * [1 - C_w]$).

Tableau 4.1 : Paramètres calculés du remblai en pâte de la mine LVT (tiré de Belem et al. 2006)

Paramètres de base du remblai LVT	Valeur
Pourcentage liant massique, $B_{w\%}$	4,5 wt%
Pourcentage liant volumique, $B_{v\%}$	5,5% v/v
Teneur en sulfure	16 – 19 wt%
Densité relative résidus $D_{r\text{-}t}$ ou $G_{s\text{-}t}$	3,53
Surface spécifique résidus S_m	1,721 m^2/g
%solide massique ($C_{w\%} = M_{solid}/M_{bulk}$)	75,8% w/w
%solide volumique ($C_{V\%} = V_{solid}/V_{bulk}$)	47,3% v/v
Teneur en eau massique w%	31,9%
Rapport eau-sur-liant (w/cm)	7,4

Paramètres index du remblai LVT	Valeur
Degré de saturation S_r	100%
Indice des vides initial e_0	1,12
Porosité initiale n_0	0,53
Teneur en eau volumique θ	0,53
Masse vol. humide ρ_h	2180 kg/m^3
Poids volumique humide γ_h	21,4 kN/m^3
Masse vol sèche ρ_d	1652 kg/m^3
Poids volumique sec γ_d	16,2 kN/m^3
Densité relative ($D_{r\text{-}f}$ ou $G_{s\text{-}f}$)	3,50

4.2.1 Drainage cumulatif de l'eau des remblais en colonne

Les masses d'eau de drainage cumulées ont été pesées à l'aide d'une balance électrique une fois par heure pendant 8 heures sur les 12 heures par séquence de remplissage. L'évolution de la quantité cumulée d'eau drainée en fonction du temps écoulé pour les colonnes TD et MD est montrée à la Figure 4.1. Cette figure montre qu'à la fin du remplissage de chacune des trois colonnes (288 L de remblai dont 152 L d'eau), soit 24 heures après le début du remplissage, la colonne MD a drainé 6,5 L d'eau (soit 4,3%) tandis que la colonne TD a drainé 10,3 L d'eau (soit 6,8%). Par conséquent, la quantité exacte d'eau disponible pour le drainage après la fin du remplissage serait de 145,6 L (152,06 L – 6,5 L) pour la colonne MD et de 141,7 L (152,06 L – 10,31 L) pour la colonne TD.

Au total, 23,99 L d'eau ont été drainés de la colonne TD (soit 15,8% de l'eau initiale) et 13,5 L d'eau ont été drainés de la colonne MD (soit 8,9% de l'eau initiale). Cette façon de calculer le pourcentage d'eau drainé est valide parce qu'il s'agit du volume cumulé d'eau. Ceci signifie que la masse d'eau drainée pour ces deux colonnes est directement proportionnelle à la longueur de drainage.

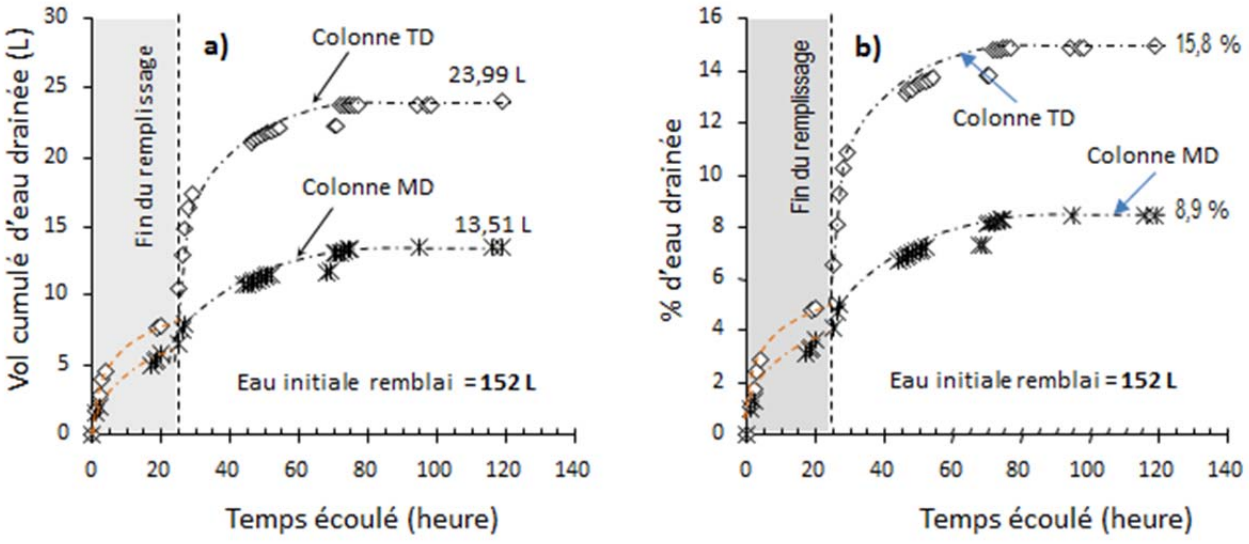


Figure 4.1: Évolution du drainage des remblais LVT des colonnes TD et MD au cours du temps de consolidation gravitaire: **a)** volume cumulé ; **b)** pourcentage d'eau drainée

Une certaine quantité d'eau surnageant a été observée à la surface de chaque remblai dans les trois colonnes, surtout pendant les premières heures de consolidation. Ces quantités d'eau sont expulsées des remblais suite à leur tassement gravitaire et au réarrangement des grains solides juste après leur mise en place dans les colonnes. La disparition de ces eaux pourrait être liée à l'évaporation et/ou à l'infiltration dans les pores libres des remblais après un certain temps de cure et de drainage latéral.

4.2.2 Tassement gravitaire

Les tassements ΔH résultant du drainage des remblais des trois colonnes TD, MD et ND ont été mesurés manuellement. L'évolution de ces tassements ainsi que de la déformation volumique correspondante ε_v (= rapport du tassement sur la hauteur initiale = $\Delta H/H_0 = \Delta V/V_0$) en fonction du temps de consolidation est présentée à la Figure 4.2.

On constate que les tassements observés augmentent proportionnellement avec le drainage et ont tendance à se stabiliser à partir des premières 72 heures de temps écoulé. Sur la Figure 4.2 sont également indiquées les valeurs des tassements finaux ΔH_f (Figure 4.2a) ainsi que des déformations volumiques finales $\varepsilon_{v\text{-}f}$ (Figure 4.2b). Les tassements finaux observés sont de 7,5 cm, 8,5 cm et 16,4 cm pour les colonnes ND, MD et TD, respectivement. Les déformations volumiques calculées des trois colonnes sont respectivement de 5,5 %, 2,8% et 2,5% pour les colonnes TD, MD et ND.

À titre de comparaison, la déformation volumique moyenne calculée des chantiers remblayés de la mine LVT variait entre 3,3% et 5% d'après le tassement mesuré à la surface du remblai après la fin du remblayage (Cayouette 2003).

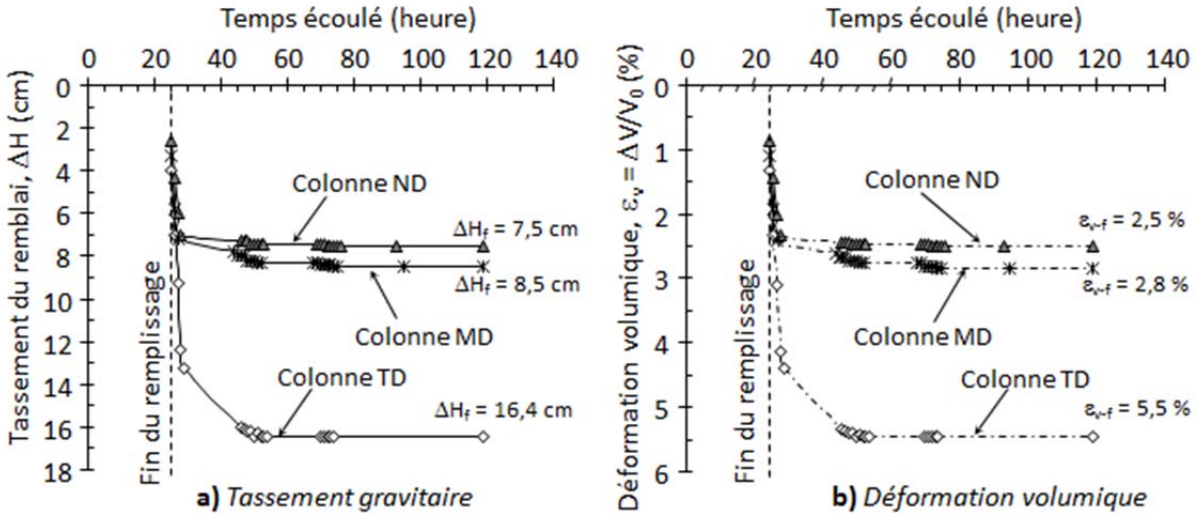


Figure 4.2 : Évolution des tassements des remblais LVT des colonnes TD, MD et ND au cours du temps de consolidation gravitaire: **a)** tassement gravitaire ; **b)** déformation volumique

4.3 Propriétés mécaniques des remblais en colonne

Après 45 jours de cure et de consolidation gravitaire, les colonnes ont été démantelées et le remblai de chaque colonne a été découpé en 10 blocs de même taille. Deux carottes ont été prélevées dans chaque bloc, pour un total de 60 carottes destinées aux essais en compression uniaxiale. Au moment des essais de compression, le temps de cure final de ces échantillons a été de 87 jours pour les éprouvettes de la colonne totalement drainée (TD), 89 jours pour celles de la colonne à moitié drainée (MD) et 91 jours pour celles de la colonne non drainée (ND).

Les propriétés mécaniques des remblais en colonne ont été obtenues sur les carottes des colonnes TD, MD et ND. Les propriétés mécaniques mesurées dans ce cas sont la résistance en compression uniaxiale (UCS) et le module de déformation élastique (E). Ces deux paramètres mécaniques ont été analysés pour les trois colonnes (TD, MD et ND) et en fonction de la hauteur dans chaque colonne.

4.3.1 Résistance en compression uniaxiale

La Figure 4.3 présente la variation de la résistance en compression uniaxiale (UCS) des remblais le long de la hauteur des colonnes. Chaque valeur est la moyenne de l'UCS de deux échantillons.

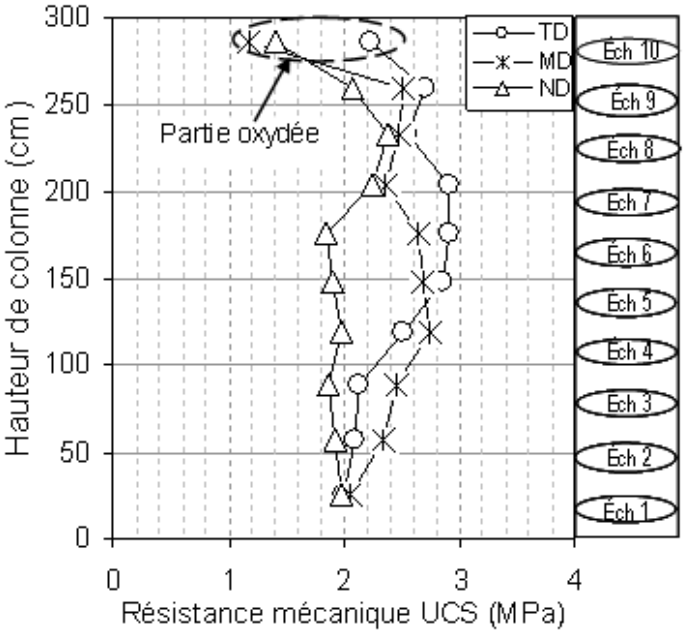


Figure 4.3 : Variation de la résistance mécanique (UCS) des remblais LVT en fonction de la hauteur des colonnes TD, MD et ND

On constate sur cette figure que l'UCS atteint sa valeur maximale au niveau de l'interface entre les deux couches de remblai déposées dans chaque colonne et qui se trouve à la cote 150 cm. L'UCS maximal des remblais est respectivement de 2,9 MPa, 2,7 MPa et de 2,4 MPa pour les colonnes TD, MD et ND. À l'exception de la partie oxydée des remblais (partie supérieure des colonnes qui était exposée à l'air ambiant), l'UCS de la couche supérieure des trois colonnes est légèrement plus élevée par rapport à celle de la couche inférieure pour les colonnes MD et TD.

Pour la colonne ND, on remarque que l'UCS reste pratiquement constante aux alentours de 1,9 MPa le long de la hauteur de la première couche de remblai (de 0 à 150 cm). Ceci pourrait être important quand à l'interprétation de l'effet du drainage sur la vitesse de consolidation et de cimentation des remblais en pâte.

4.3.2 Évolution du module de déformation

La Figure 4.4 présente la variation du module de déformation (E) en fonction de la hauteur des remblais le long de la hauteur des colonnes. Chaque valeur est la moyenne de l'UCS de deux échantillons.

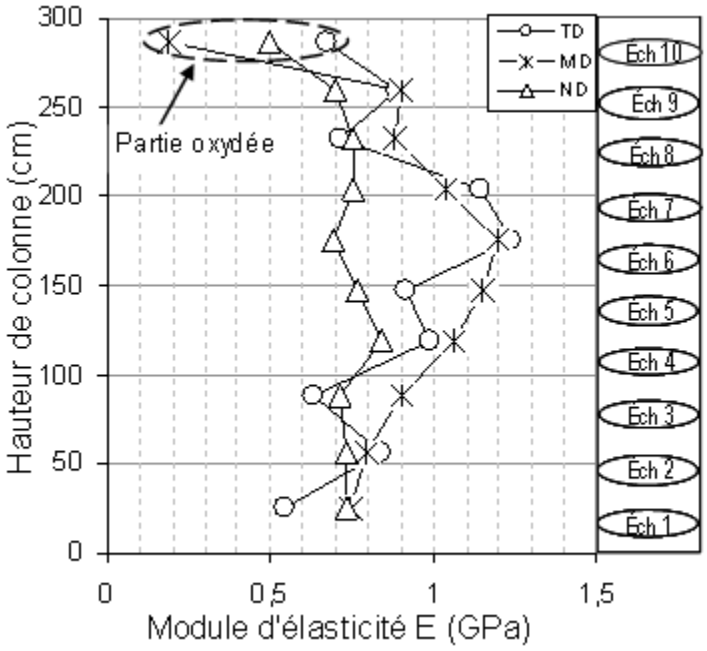


Figure 4.4 : Variation du module de déformation (E) des remblais LVT en fonction de la hauteur des colonnes TD, MD et ND

L'évolution du module de déformation *E* suit la même tendance de variation que l'UCS en fonction de la hauteur de remblai des colonnes TD, MD et ND. Les valeurs maximales sont atteintes approximativement à l'interface entre les deux couches à h = 150 cm. On note un module de déformation *E* maximal d'environ 1,25 GPa, 1,2 GPa et 0,85 GPa respectivement pour les colonnes TD, MD et ND.

Les valeurs de *E* de la couche supérieure des remblais des colonnes TD et MD sont relativement plus élevées par rapport à celles de la couche inférieure de ces colonnes. Par contre, le remblai de la colonne ND enregistre des valeurs de *E* presque stables (environ 0,75 GPa) tout le long de la hauteur de la colonne. Ceci pourrait être dû à son état saturé.

4.4 Propriétés physiques et géotechniques des remblais en colonne

Les propriétés physiques et géotechniques des remblais des colonnes TD, MD et ND ont été obtenues sur les échantillons prélevés sur les éprouvettes ayant déjà été soumises aux essais en compression uniaxiale pour déterminer l'UCS. Ces échantillons ont été séchés à l'étuve afin d'en déduire différentes propriétés telles que les teneurs en eau massique w(%) et volumique θ, l'indice des vides e, le pourcentage solide massique C_w et volumique C_v, le degré de saturation S_r.

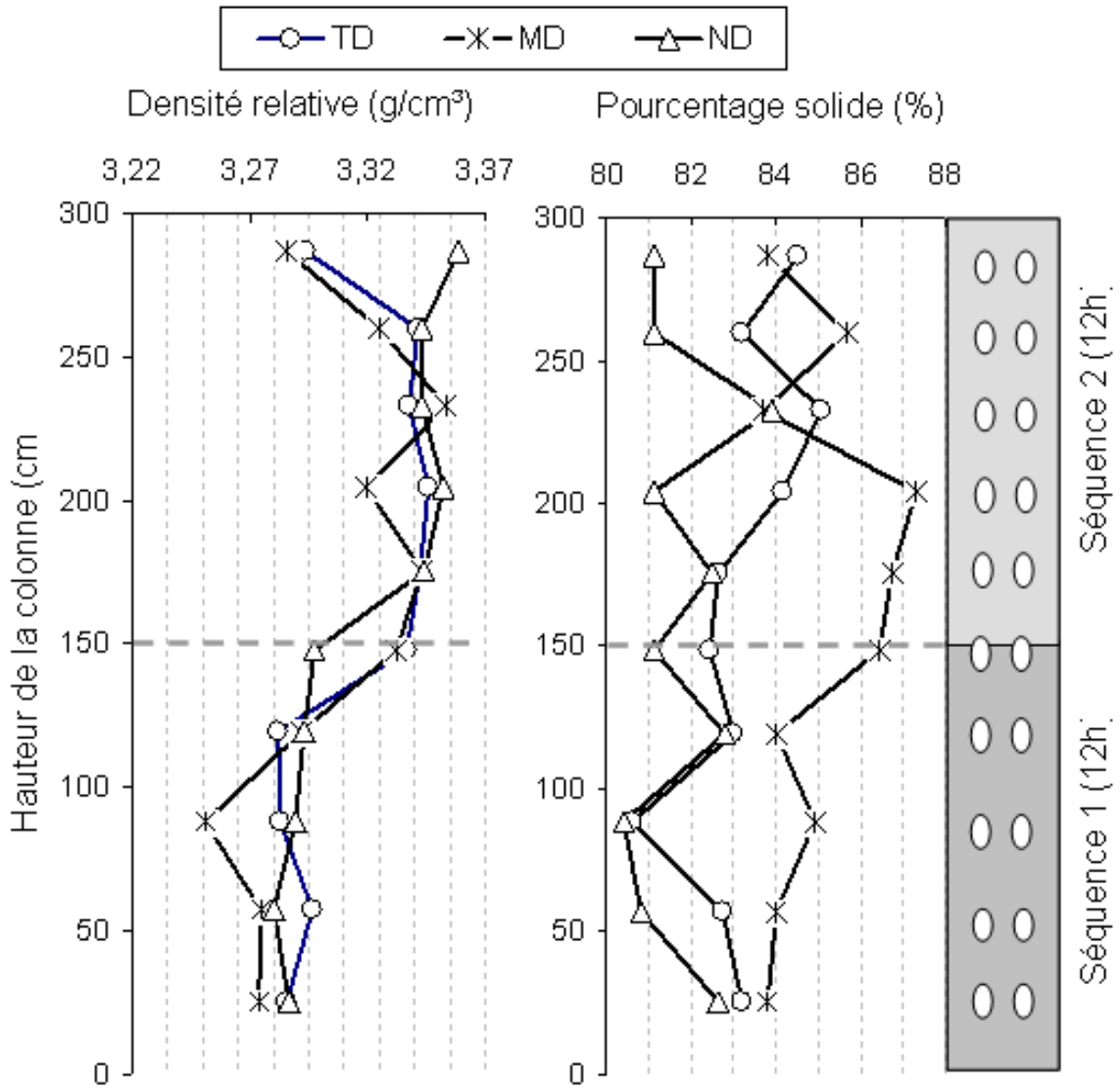


Figure 4.5 : Variation de la densité relative et du pourcentage solides des remblais LVT le long de la hauteur des colonnes TD, MD et ND

Une portion des remblais séchés a été également utilisée pour déterminer la densité relative D_r à l'aide d'un pycnomètre à hélium. La variation des diverses propriétés physiques et géotechniques des remblais en fonction de la position des échantillons le long de la hauteur des colonnes TD, MD et ND est présentée dans les Figures 4.5, 4.6 et 4.7.

D'après la Figure 4.5 ci-dessus, la densité relative (D_r) des trois types de remblai varie entre 3,25 et 3,35 avec une valeur initiale (avant la cure) des mélanges de ces remblais d'environ 3,5. On remarque que D_r de la première séquence (de 0 à 150 cm) de ces remblais est relativement faible (moyenne de 3,29) par rapport au D_r de la deuxième séquence située entre 150 et 300 cm (aux alentours de 3,34).

Quant au pourcentage solide (C_w), son évolution en fonction de la hauteur des colonnes n'est pas influencée par les séquences de remplissage de ces colonnes. Néanmoins, le C_w du remblai non drainé (ND) est aux alentours de 81,5% le long des deux couches de remblai, le remblai à moitié drainé (MD) enregistre les pourcentages solides relativement élevés allant de 84% à 87%, tandis que pour le remblai totalement drainé (TD) le C_w varie entre 82% et 85%.

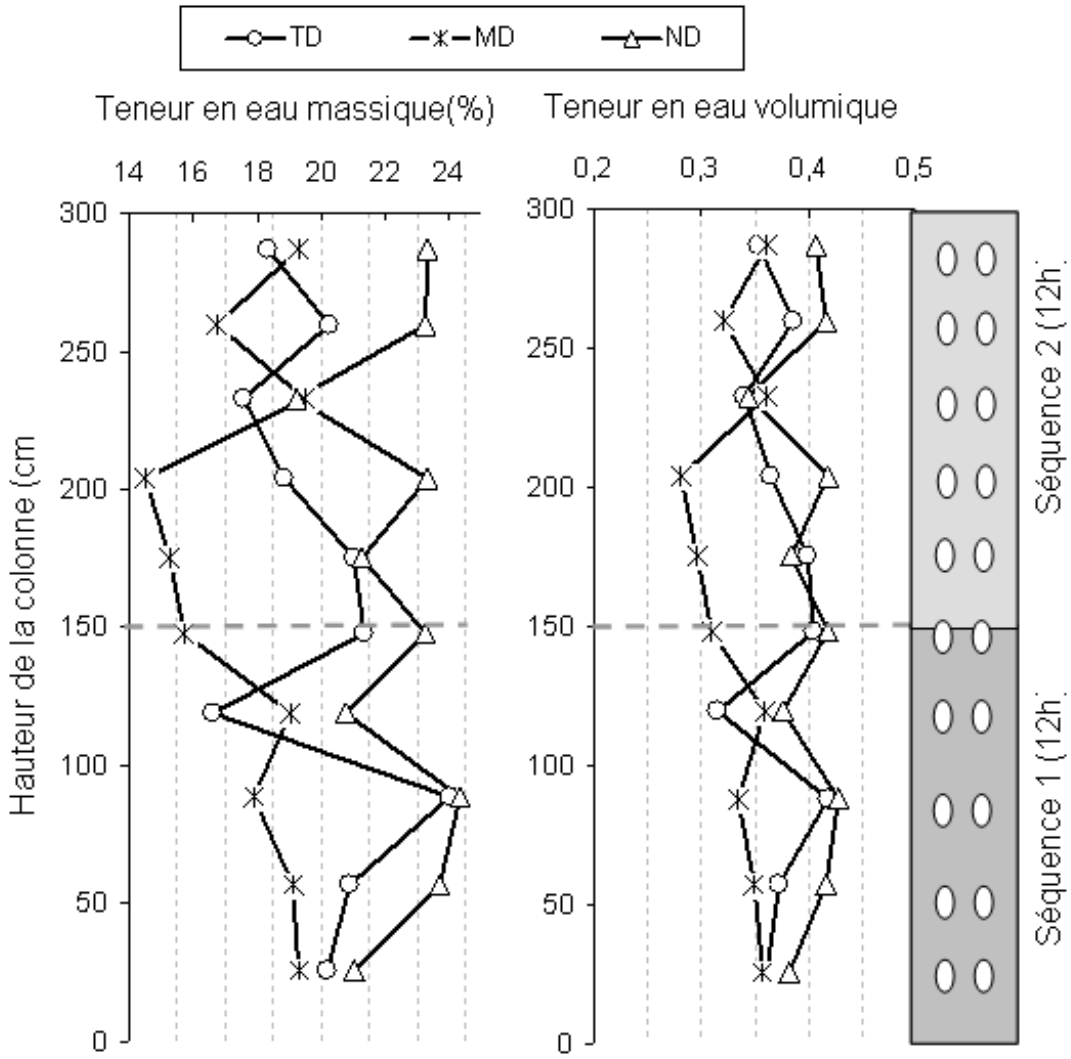


Figure 4.6 : Variation des teneurs en eau massique et volumique des remblai LVT en fonction de la hauteur des colonnes TD, MD et ND

La Figure 4.6 présente l'évolution des teneurs en eau massique w(%) et volumique θ pour le remblai des trois colonnes. On constate à partir de cette figure que ces deux types de teneur en eau des trois colonnes ne varient pas significativement en fonction des couches de remplissage. La variation de ces deux paramètres hydriques est vraisemblablement fonction des scénarios de drainage : w(%) du remblai de la colonne ND varie entre 20% et 24% le long de la hauteur de la colonne, entre 16% et 19% pour le remblai de la colonne MD et entre 18% et 23% pour le remblai de la colonne TD. L'évolution de la teneur en eau volumique des trois remblais le long de la hauteur des colonnes suivent pratiquement la même tendance avec des valeurs variant entre 0,3 et 0,42.

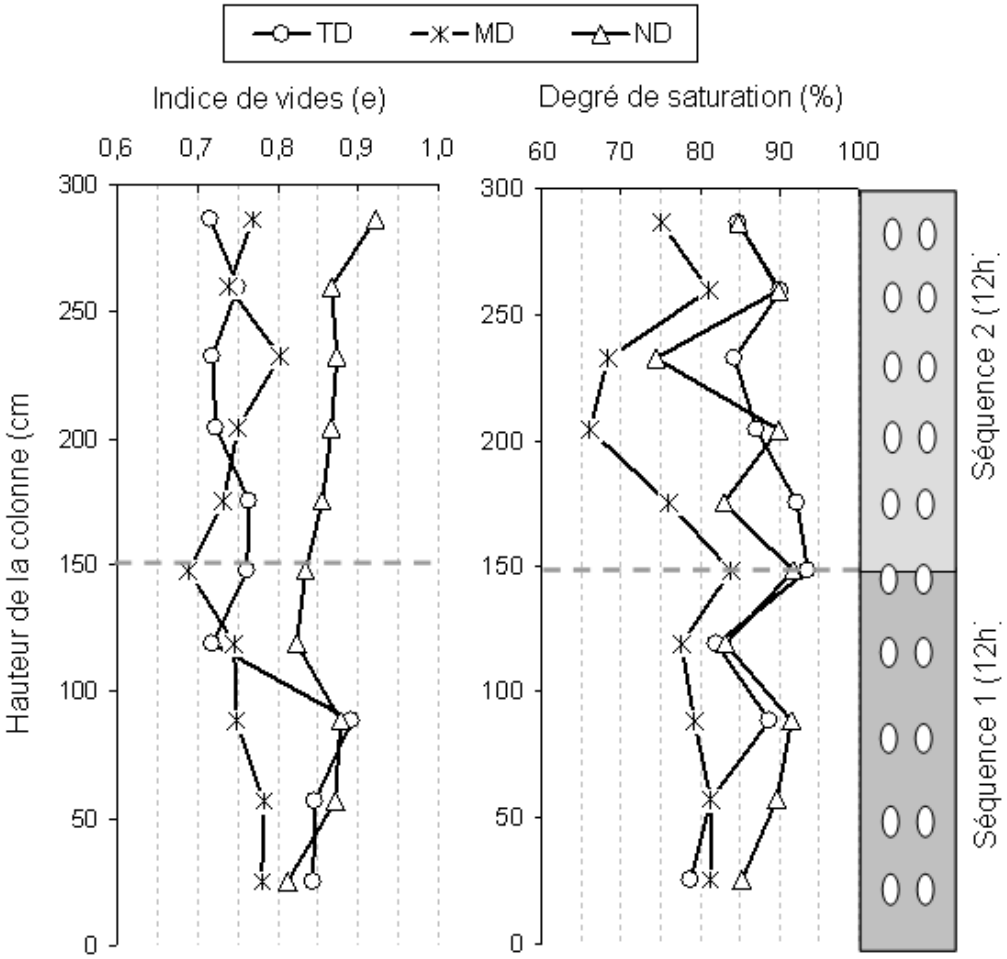


Figure 4.7 : Évolution de l'indice de vides et du degré de saturation des remblais LVT en fonction de la hauteur des colonnes TD, MD et ND

La Figure 4.7 présente l'évolution de l'indice des vides *e* et du degré de saturation S_r pour le remblai des trois colonnes. On s'aperçoit d'après cette figure que l'indice des vides *e* et le degré de saturation S_r varient respectivement de 0,7 à 0,9 (valeur initial e_i = 1,12) et de 70% à 90% pour les remblais des trois colonnes (valeur initiale de 100%). Le remblayage séquentiel n'aurait apparemment aucun effet sur les valeurs de ces deux paramètres qui se distinguent relativement en fonction du type de colonne. L'indice des vides du remblai de la colonne ND se situe à peu près à environ 0,85 le long de la hauteur de la colonne. Le remblai en pâte des colonnes TD et MD présentent un indice des vides moyen presque similaire d'environ 0,75. L'évolution de S_r le long de la hauteur des colonnes semble identique pour les remblais des colonnes ND et TD avec des valeurs variant de 80% à 90%. Par contre, le remblai de la colonne MD montre des valeurs relativement basses de S_r au voisinage de 75% entre le haut et le bas de la colonne.

Le Tableau 4.2 présente la synthèse des résultats de la variation de ces propriétés physiques et géotechniques des RCP consolidés en colonne en fonction de la hauteur des colonnes et en comparaison avec les valeurs initiales des mélanges juste après leur préparation.

Tableau 4.2 : Résumé de la variation de quelques propriétés physiques et géotechniques des remblais LVT en fonction de la hauteur des colonnes TD, MD et ND

Propriétés physiques et géotechniques	Marge de variation en fonction de la hauteur des colonnes	Valeur initiale
Densité relative D_r ou G_s	3,25 – 3,35	3,5
Pourcentage solide C_w	80% – 88%	75,8%
Indice de vides e	0,7 – 0,9	1,12
Degré de saturation S_r	70% – 90%	100%
Teneur en eau massique w(%)	16% – 24%	31,9%
Teneur en eau volumique θ	0,3 – 0,42	0,53

On constate que la densité relative D_r des remblais consolidés est légèrement plus faible par rapport à celle des mélanges initiaux tandis que le pourcentage solide C_w initial de ces remblais a augmenté au cours de leur consolidation gravitaire. Cette légère augmentation de C_w pourrait être liée à un processus de densification suite au réarrangement des grains solides sous leur poids propre. La faible variation du D_r n'a pas été bien clarifiée mais pourrait être due la formation d'hydrates des liants.

Par contre, la diminution de l'indice de vides e et du degré de saturation S_r serait probablement due notamment à la perte d'eau interstitielle au cours de la consolidation gravitaire ainsi qu'à l'hydratation du liant des remblais. En effet, une bonne partie de la quantité d'eau initiale des remblais est expulsée des pores suite au drainage de ces remblais et une partie est consommée par l'hydratation. Ce même raisonnement serait valable pour expliquer la diminution des teneurs en eau massique w(%) et volumique θ des mélanges des remblais au cours de leur consolidation gravitaire.

4.5 Propriétés chimiques et géochimiques des remblais en colonne

Les paramètres géochimiques et chimiques des remblais en colonne ont été obtenus à partir de l'analyse des eaux drainées des colonnes TD et MD et de l'eau surnageant de la colonne ND. Les échantillons d'eau des remblais ont été prélevés durant les premiers jours de consolidation. L'analyse chimique élémentaire de ces eaux de pore des RCP en colonne a été réalisée au laboratoire en utilisant l'ICP-AES (spectrométrie d'émission atomique au plasma couplé inductif).

4.5.1 Analyses géochimiques des eaux des remblais en colonne

La Figure 4.8 présente les valeurs de pH, de potentiel d'oxydoréduction (Eh) et de la conductivité électrique (EC) des remblais TD, MD et ND mesurées en fonction du temps d'échantillonnage durant les premiers jours de consolidation gravitaire de ces remblais. D'après ces résultats, le pH a été maintenu alcalin avec une faible décroissance durant les premiers jours de cure. Le remblai des colonnes ND et MD présente un pH au voisinage de 11,5 et 12 respectivement.

Par contre, le pH du remblai de la colonne TD a relativement baissé après les premiers 72 h de consolidation jusqu'à 8,4. Ceci pourrait être expliqué par la perte de certains éléments en solution suite au drainage d'une grande partie de l'eau du remblai de la colonne TD. Le Eh présente une croissance non négligeable pour les remblais des trois colonnes indiquant le début de véritables conditions d'oxydation des composantes chimiques de ces remblais (hydroxyde de fer $FeOH_3$). Les trois remblais présentent en générale une chute graduelle de la conductivité électrique au cours de la consolidation.

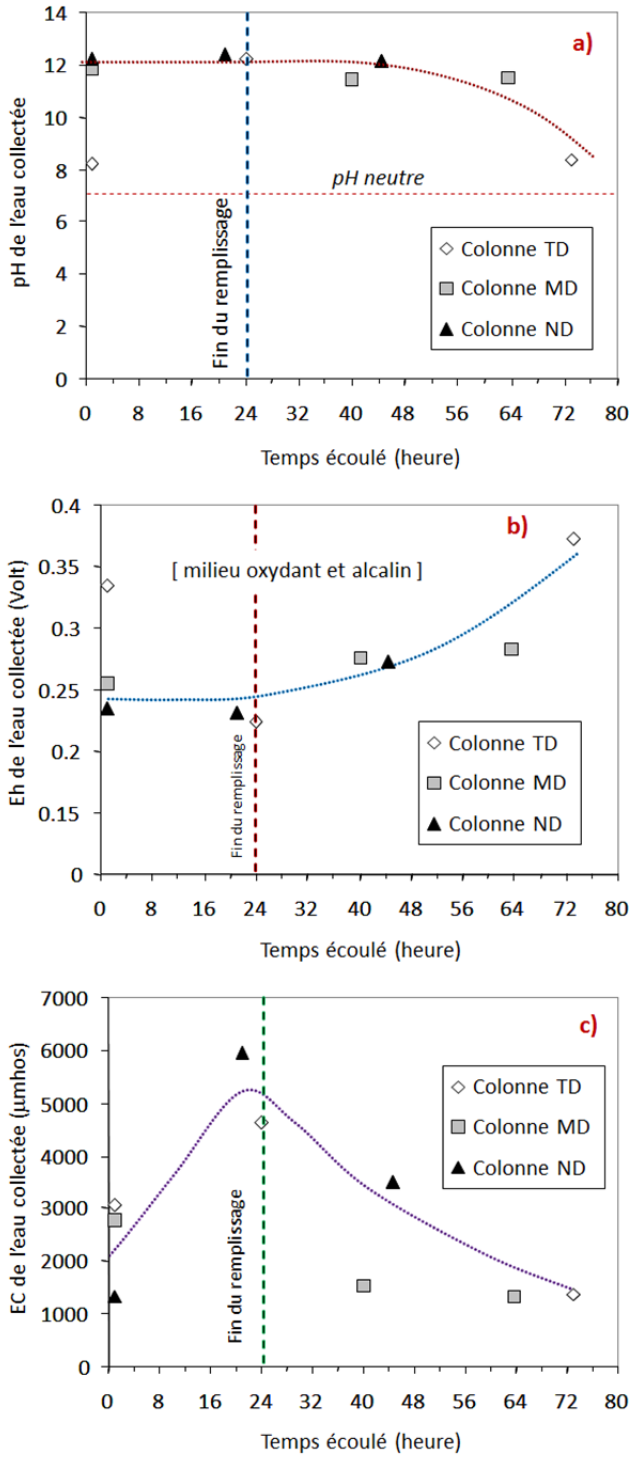


Figure 4.8 : Évolution des paramètres géochimiques (pH, Eh et EC) de l'eau des remblais LVT des colonnes TD, MD et ND en fonction du temps de consolidation : a) pH, b) Eh, c) EC

4.5.2 Analyses chimiques de l'eau des pores des remblais en colonne

Le Tableau 4.3 présente la composition en éléments chimiques de l'eau des pores des RCP consolidés en colonne (TD, MD et ND).

Tableau 4.3 : Composition chimique de l'eau de pores des remblais LVT des colonnes TD, MD et ND

Temps (h)	Al (mg/L)	Ca (mg/L)	Fe (mg/L)	Si (mg/L)	SO_4^{2-} (mg/L)
Colonne totalement drainée (TD)					
1	0,292	661	-	4,46	2472
24	0,033	548	0,218	2,29	2199
73	0,59	54,8	-	1,57	647
Colonne à moitié drainée (MD)					
1	0,044	361	0,706	2,28	2103
40	1,86	132	0,59	3,22	1678
63,5	2,53	61,9	0,599	2,4	923
Colonne non drainée (ND)					
1	0,055	697	0,055	2	3355
21	0,034	710	0,018	1,53	2915
44,5	0,071	330	0,347	0,954	1058

Les remblais des trois colonnes présentent des évolutions significatives de certains éléments chimiques présents dans leur matrice en fonction du temps écoulé pendant leur consolidation gravitaire. À l'exception de l'aluminium (Al) et du fer (Fe) qui sont relativement stables, les sulfates (SO_4^{2-}), le calcium (Ca) et la silice (Si) diminuent brutalement avec le temps de cure des remblais. La figure 4.10 compare la variation de ces éléments en fonction du temps de cure pour les trois remblais (TD, MD et ND).

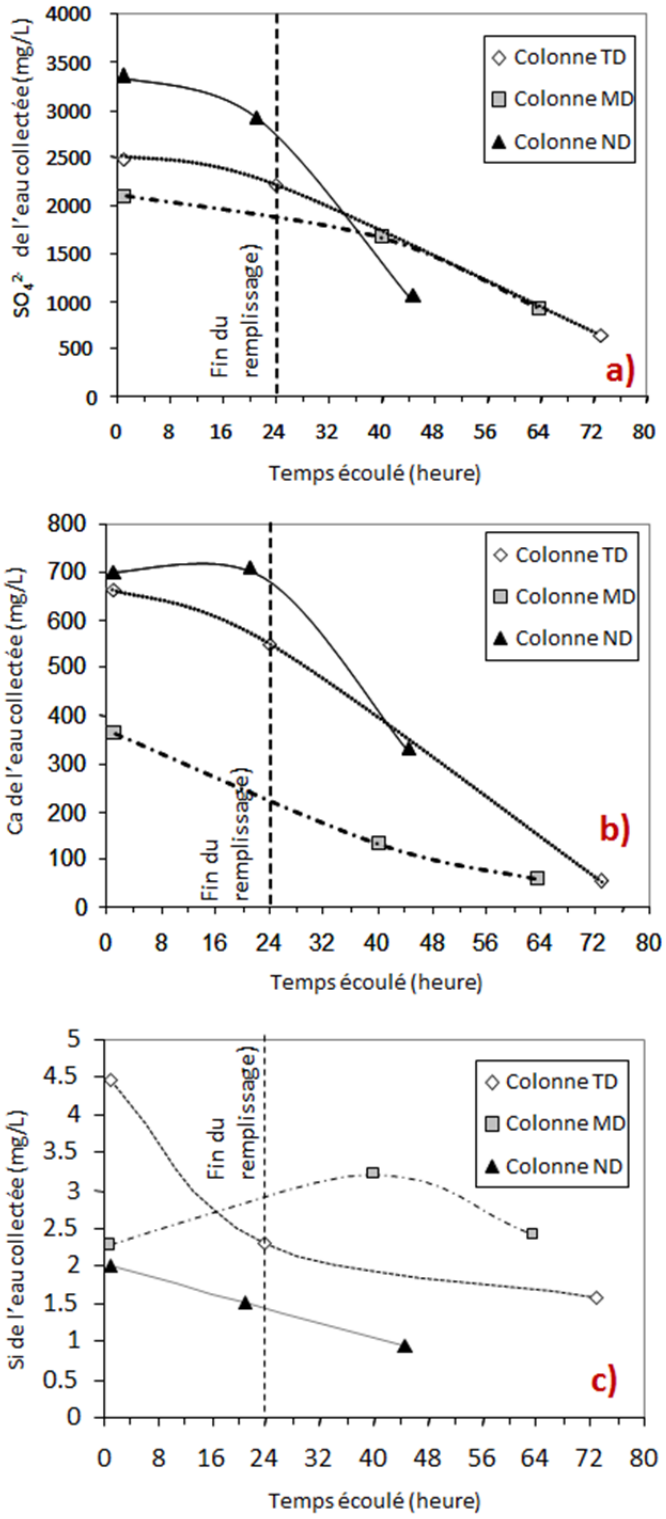


Figure 4.9 : Évolution de la chimie (SO_4^{2-}, Ca et Si) de l'eau interstitielle des remblais LVT des colonnes TD, MD et ND en fonction du temps de consolidation

On observe sur cette figure que la teneur de Ca et des sulfates SO_4^{2-} commence à baisser graduellement durant les premières heures (24h) de consolidation des remblais des colonnes. Juste après les premières 24h de cure (fin remplissage), le Ca et les sulfates en solution présentent une diminution brutale de leur teneur dans les eaux de pores des remblais. La silice Si présente également une chute non négligeable au cours des trois premiers jours de consolidation des remblais. Ces éléments participent vraisemblablement à la composition des hydrates et les précipités (ex. ettringite primaire, gypse, les hydroxydes, etc).

La quantification et l'évolution des paramètres géochimiques (pH, Eh, EC) et de la composition en éléments (Ca, Si, Fe, SO_4^{2-}, Al) des eaux interstitielles des remblais TD, MD et ND illustreraient le processus des deux stades consécutives d'hydratation et de précipitation démontrés par Benzaazoua et al. (2004) tel qu'illustrée par la Figure 4.10.

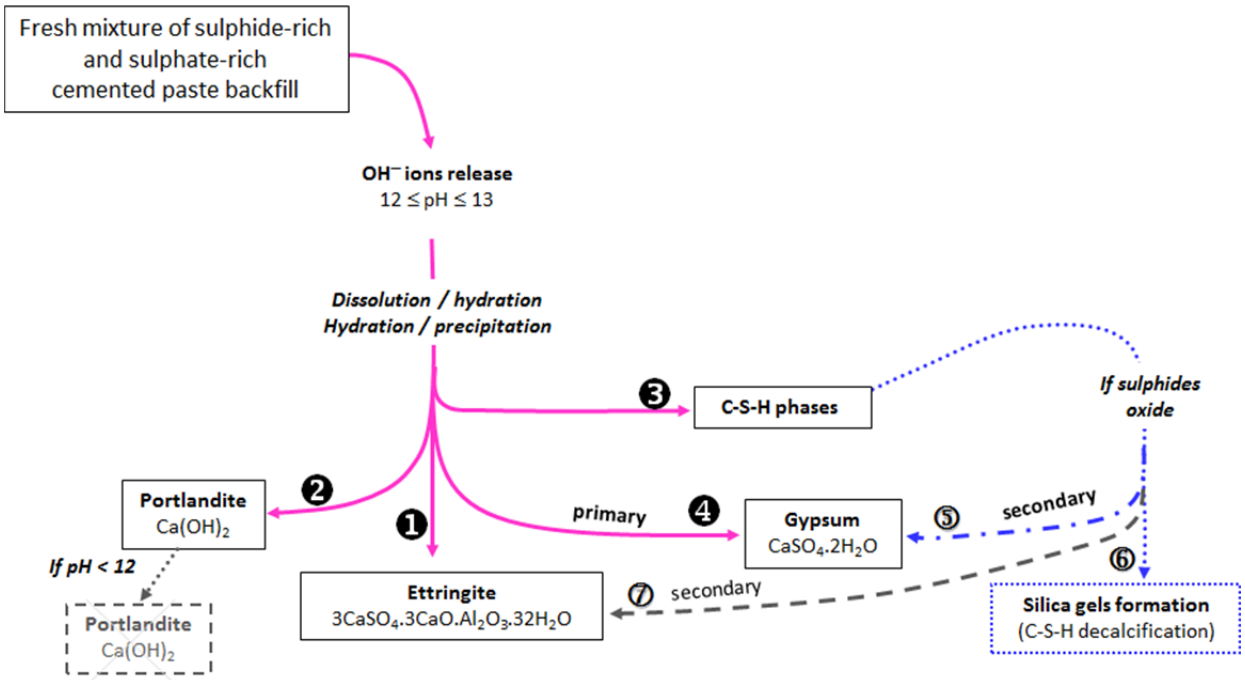


Figure 4.10 : Illustration schématique du processus d'hydratation des liants dans les remblais décrit par Benzaazoua et al. (2004) (tiré de Belem et Benzaazoua 2008)

4.6 Propriétés microstructurales des remblais en pâte

La microstructure du remblai en pâte consolidé en colonne est évaluée à l'aide d'essais de détermination de la surface spécifique S_m et de la porosimètrie par intrusion de mercure (PIM). Les principes de détermination de ces essais à l'aide de porosimètre à mercure Autopore III de Micromeritics et de l'analyseur de surface spécifique Gemini III de Micromeritics sont expliqués au Chapitre 3. Les deux paramètres obtenus, à savoir la surface spécifique massique S_m et la porosité au mercure n_{Hg}, permettent d'apprécier respectivement indirectement et semi-directement, la microstructure des remblais des trois colonnes (TD, MD et ND). Il est entendu que la méthode directe repose sur l'analyse d'image au microscope électronique à balayage (MEB). Les échantillons utilisés dans ces analyses ont été prélevés à partir des éprouvettes des carottes qui ont déjà été soumises aux essais en compression uniaxiale pour la détermination de l'UCS.

4.6.1 Surface spécifique

La Figure 4.11 présente la distribution des valeurs de la surface spécifique S_m (notée S_s sur la figure) le long de la hauteur des trois colonnes remblayées.

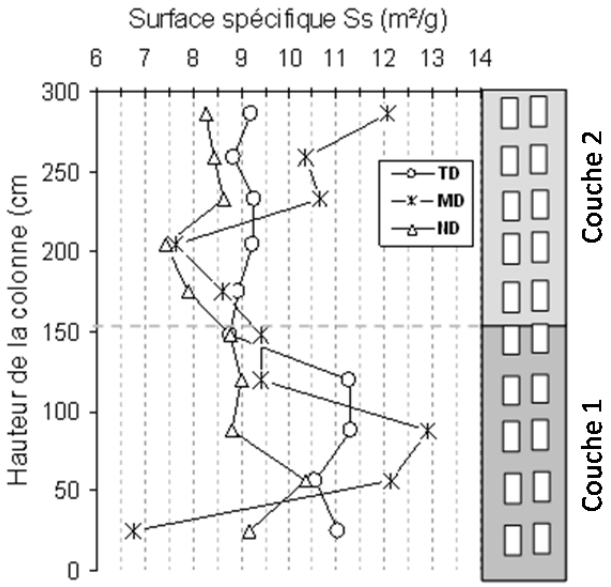


Figure 4.11 : Évolution de la surface spécifique des remblais LVT consolidés en colonne le long de la hauteur des colonnes TD, MD et ND

On constate que ce paramètre varie en fonction des scénarios de drainage (TD, MD et ND), du remblayage séquentiel (couche inférieure et supérieure) ainsi que la disposition de l'échantillon le long de la colonne. Pour le remblai de la colonne ND, la surface spécifique S_m varie entre 8,2 m²/g et 8,9 m²/g pour la couche inférieure de remblai et entre 7,8 et 8,2 m²/g pour la couche supérieure de remblai. Dans le cas de la colonne MD, S_m ne change pas en fonction des séquences de remplissage, cependant elle atteint sa valeur maximale de 12.9 m²/g et sa valeur minimale de 7.7 m²/g successivement aux niveaux 90 cm et 200 cm.

La surface spécifique S_m du remblai de la colonne TD diminue de 10,5 m²/g à 8,5 m²/g au niveau de la couche inférieure de remblai et reste constante à environ 8,5 m²/g le long de la deuxième couche remblayée. On note donc que les remblais drainés (MD et TD) présentent la surface spécifique la plus élevée (13 m²/g et 10,5 m²/g) signifiant ainsi une corrélation entre S_m et les scénarios de drainage de ces remblais. En plus d'être un bon indicateur de la finesse des grains des matériaux fins, S_m pourrait également contrôler la microstructure de la matrice des remblais en pâte. D'où le lien pouvant exister entre S_m et la porosité par intrusion de mercure d'une part, et d'autre part avec la résistance mécanique des remblais en pâte. En effet, les remblais possédant les fortes valeurs de l'UCS (2,9 MPa, 2,7 MPa respectivement pour les colonnes TD et MD) présentent également les valeurs de S_m les plus élevées (voir aussi la Figue 4.3).

4.6.2 Porosimétrie par intrusion de mercure (PIM)

Selon la classification de l'IUPAC (International Union of Pure and Applied Chemistry), on distinguerait trois tailles de pore : les macropores ($d > 0.05$ µm), les mesopores (0.002 µm $< d <$ 0.05 µm) et les micropores ($d < 0.002$ µm). Pour cette étude, la porosité au mercure (ou porosité ouverte) est mesurée au laboratoire avec le porosimètre à mercure AUTOPORE III de MICROMERITICS® décrit au Chapitre 3. L'essai est effectué en appliquant des niveaux croissants de pression à un échantillon immergé dans le mercure. Cet appareil permet également d'obtenir la distribution modale de la taille des pores, leur volume total, leur aire totale et leur diamètre médian. Cet essai permet de déterminer la porosité totale, la porosité libre et la porosité piégée du remblai.

L'évolution de la porosité au mercure n_{Hg} est évaluée en représentant la distribution de la taille des pores soit de façon incrémentale (ou fréquentielle ou modale) de sorte à obtenir un histogramme de distribution des familles de pores, ou de manière cumulative. Les courbes de distribution cumulée permettent de déterminer la porosité totale $n_{Hg\text{-}T}$ ainsi que le diamètre seuil de percolation ou "*threshold diameter*" d_{th} (le plus petit diamètre à partir duquel le mercure percole dans l'échantillon). L'histogramme des familles des pores permet quant à lui de déterminer le diamètre médian d_m et le diamètre moyen ou critique d_{cr}. Les résultats de ces variations seront également présentés pour les remblais des trois colonnes (TD, MD et ND) et selon les séquences de remplissage.

4.6.3 Cas de la colonne totalement-drainée TD

Les Figures 4.12 et 4.13 présentent respectivement les courbes de porosité cumulée et incrémentale du remblai en pâte de la colonne totalement drainée (TD). Ces deux figures montrent une diminution remarquable de la porosité totale $n_{Hg\text{-}T}$ du remblai entre le bas et le haut de la colonne totalement drainée (TD).

La porosité totale $n_{Hg\text{-}T}$ atteint 50% en haut de la colonne et elle diminue progressivement vers le bas de la colonne pour atteindre 37%. On note aussi une distribution unimodale (une seule famille de pores) caractérisée essentiellement par des macropores ($d > 0.05$ µm), illustrés par un diamètre médian d_m de 0,2 µm en haut de la colonne et un diamètre médian d_m de 1 µm en bas de la colonne. Ceci signifie que la base de la colonne semble être plus poreuse que le haut.

Cela ne corrobore pas avec les résultats obtenus des résistances mécaniques (voir Figure 4.3), si l'on considère qu'il devrait exister une corrélation entre la porosité et l'UCS. Pour cette colonne, une nette distinction existe entre le haut, le milieu et le bas et par conséquent, la microstructure du remblai de la colonne TD peut être considérée comme très hétérogène. On peut donc supposer que cette hétérogénéité a été provoquée par les chemins préférentiels de drainage durant la consolidation gravitaire.

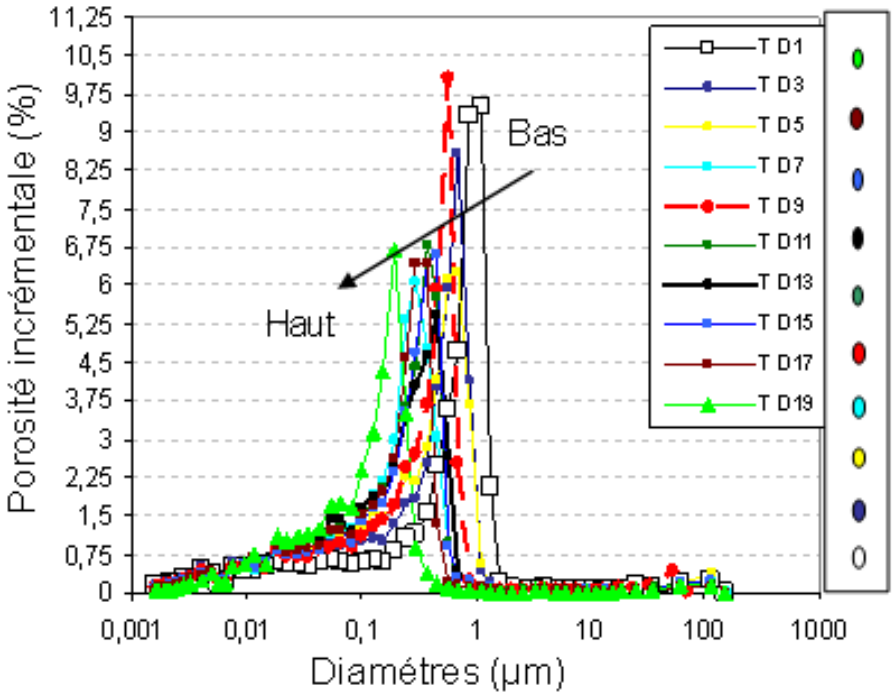


Figure 4.12 : Évolution de la porosité incrémentale le long de la hauteur du remblai LVT de la colonne TD

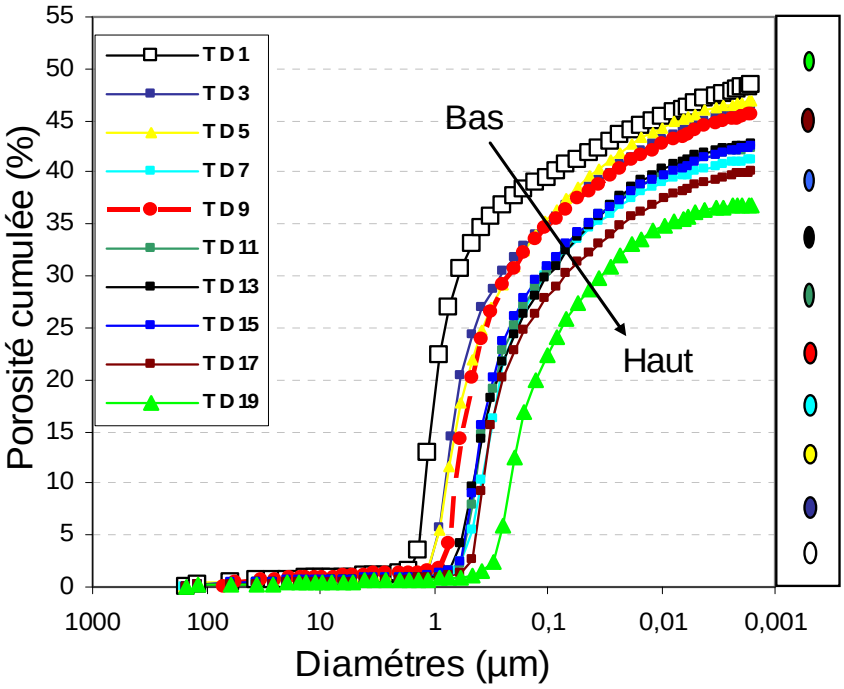


Figure 4.13 : Évolution de la porosité cumulée le long de la hauteur du remblai LVT de la colonne TD

4.6.4 Cas de la colonne moitié-drainée MD

Les Figures 4.14 et 4.15 présentent l'évolution de la porosité incrémentale et totale du remblai en pâte en fonction de la hauteur de la colonne MD. La première observation qui ressort de ces deux figures est la stabilité et l'uniformité des distributions des tailles des pores ainsi que des valeurs de porosité le long de la hauteur de la colonne. Là aussi, une distribution unimodale composée essentiellement de macropres est observée.

Le diamètre médian d_m de cette famille est d'environ 0,7 µm. La porosité totale $n_{Hg\text{-}T}$ qui est comprise entre 40% et 45%, indique une très faible variabilité entre le haut et le bas de la colonne. Ceci indique que la microstructure du remblai de la colonne à moitié drainé MD est assez homogène et ne varie pas en fonction de la hauteur de la colonne ni du remblayage séquentiel.

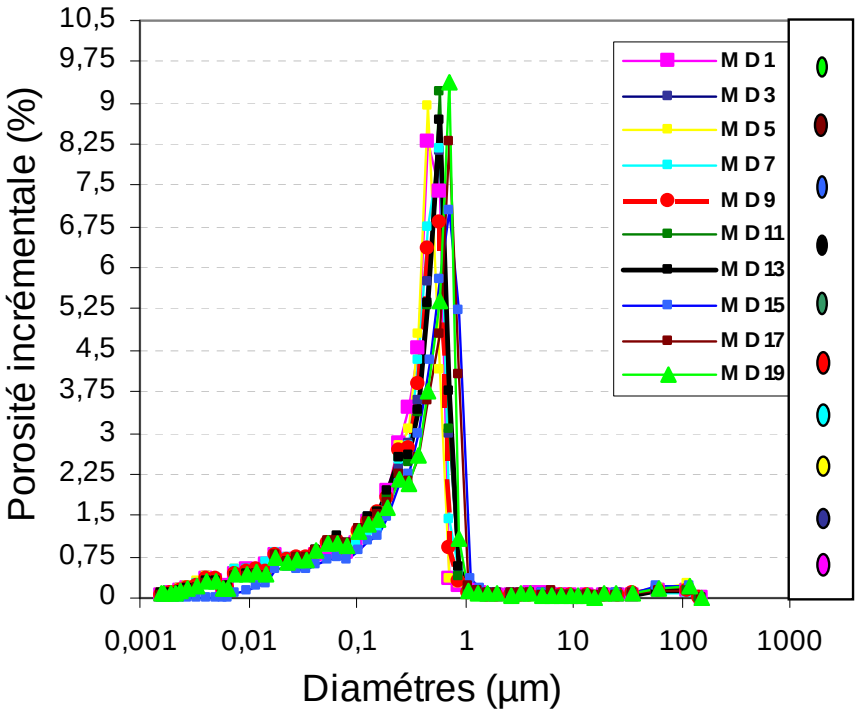


Figure 4.14 : Évolution de la porosité incrémentale le long de la hauteur de remblai LVT de la colonne MD

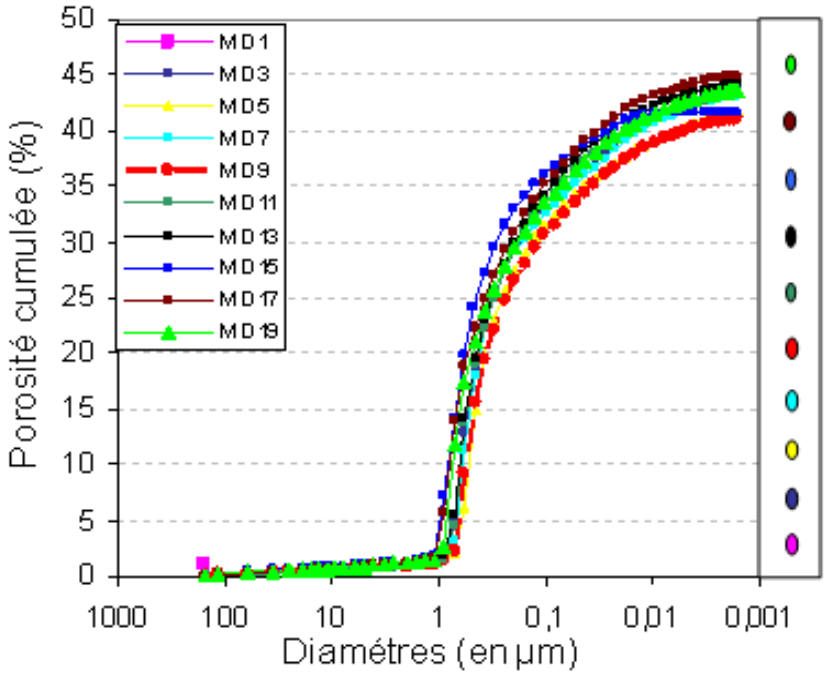


Figure 4.15 : Évolution de la porosité cumulée le long du remblai LVT de la hauteur de la colonne MD

4.6.5 Cas de la colonne non-drainée ND

Quant à l'évolution de la microstructure du remblai de la colonne ND, on constate une légère hétérogénéité le long de la hauteur de la colonne. La porosité totale $n_{Hg\text{-}T}$ varie faiblement entre 39% et 45% (Figures 4.16 et 4.17). À nouveau, une distribution unimodale composée essentiellement de macropres est observée (diamètre entre 0,2 et 1 µm). En comparaison avec le remblai de la colonne TD, le remblai de la colonne ND est moins poreux. Le diamètre médian d_m de cette famille est d'environ 0,9 µm.

Il serait très important de souligner le fait que la technique de la porosimétrie au mercure ne donne pas l'image réelle de la distribution des vrais pores des RCP, les macropores étant parfois sous-estimés tandis que les mésopores sont parfois surestimés (Diamond 2000).

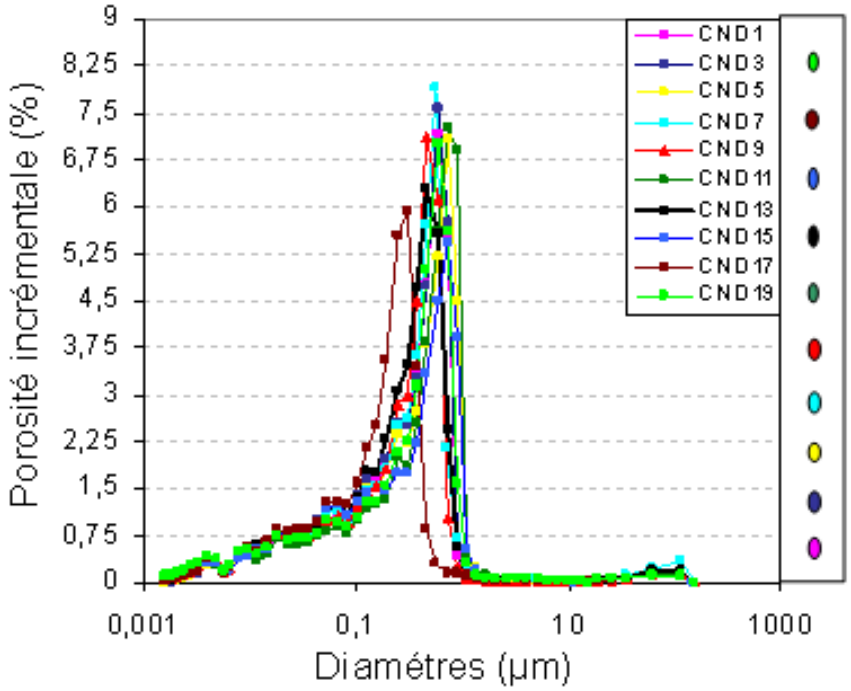


Figure 4.16 : Évolution de la porosité incrémentale le long du remblai LVT de la hauteur de la colonne ND

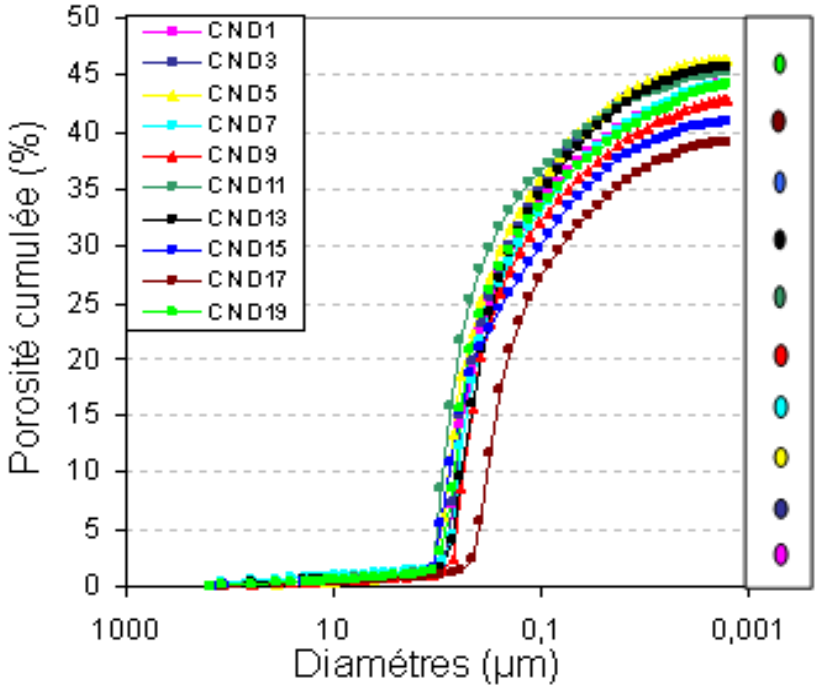


Figure 4.17 : Évolution de la porosité cumulée du remblai LVT le long de la hauteur de la colonne ND

4.7 Conclusions

De cette étude menée à l'usine de remblai de la mine LVT juste avant sa fermeture, il ressort les conclusions suivantes :

- Le tassement total et le drainage sont observés dans les premiers 72 heures. Au-delà, il ne se draine plus d'eau et le tassement n'est plus observable;
- Environ 15% et 8% d'eau a été respectivement drainée du remblai des colonnes totalement-drainée (TD) et à moitié drainée (MD);
- Les déformations volumiques engendrées par le tassement gravitaire étaient de 5,5% pour le remblai de la colonne TD, 2,8% pour le remblai de la colonne MD et de 2,5% pour le remblai de la colonne ND. Comparé aux observations faites à la mine Louvicourt où la déformation moyenne est comprise entre 3% et 5,5%, on peut donc dire que les chantiers souterrains se comporteraient un peu comme une colonne TD ou MD;
- Avec la configuration de drainage latéral du remblai des colonnes MD et TD lors de la consolidation gravitaire, la meilleure résistance mécanique du remblai en colonne a été obtenue avec les colonnes totalement drainée TD (UCS = 2,9 MPa) et à moitié drainée MD (UCS = 2,7 MPa).

CHAPITRE 5

CARACTÉRISATION HYDROMÉCANIQUE DES REMBLAIS CIMENTÉS EN PÂTE EN CONSOLIDATION GRAVITAIRE DE LA MINE LRD

5.1 Mise en contexte

Suite aux essais de caractérisation physique, chimique, mécanique et microstructurale du remblai minier cimenté en pâte en consolidation gravitaire à la mine LVT, d'autres essais de caractérisation hydromécanique des remblais cimentés en pâte en consolidation gravitaire (essais en colonnes) ont été effectués à l'usine de remblai de la mine LRD. L'objectif principal de ces derniers essais était de mieux caractériser les principales propriétés contrôlant la consolidation par gravité des remblais au cours de leur mise en place en colonne, particulièrement l'évolution des pressions interstitielles et/ou de la succion à différentes hauteurs dans les colonnes.

5.2 Présentation des colonnes instrumentées

Comme pour les essais en colonnes réalisés à l'usine de remblai de la mine LVT, trois colonnes en PVC de 3 m de haut sont utilisées pour les essais à la mine LRD. Cependant, les colonnes étaient configurées afin de permettre à la fois un drainage latéral et vertical (basal). Le drainage latéral se fait au niveau des jointures à l'aide d'un géotextile tandis que le drainage basal se fait à l'aide d'une plaque perforée recouverte du même géotextile. L'eau de drainage peut être collectée séparément selon le type de drain : petits bidons pour le drain basal et grands bidons pour le drain latéral (voir Figure 5.1). Les trois colonnes sont numérotées de 1 à 3 (voir chapitre 3 pour les détails).

Les colonnes sont également équipées de tensiomètres en céramique poreuse afin de mesurer à la fois la pression interstitielle et/ou la succion dans le remblai cimenté en pâte. Pour chaque colonne, deux tensiomètres ont été installés à deux hauteurs différentes dans la colonne, soit à 70 cm et à 180 cm à partir de la base (Cap 1 à 6 sur la Figure 5.1). En dehors du drainage et de la pression interstitielle/succion, un troisième paramètre peut être mesuré au cours de l'essai en colonne : il s'agit du tassement résultant de la consolidation gravitaire. Dans ce chapitre qui ne traite que du cas des remblais de la mine LRD, un intérêt particulier sera accordé à l'évolution des pressions interstitielles de l'eau des pores. En effet, le suivi des pressions interstitielles dans les remblais permettra d'estimer le degré de consolidation en fonction des séquences de remplissage et du temps de cure.

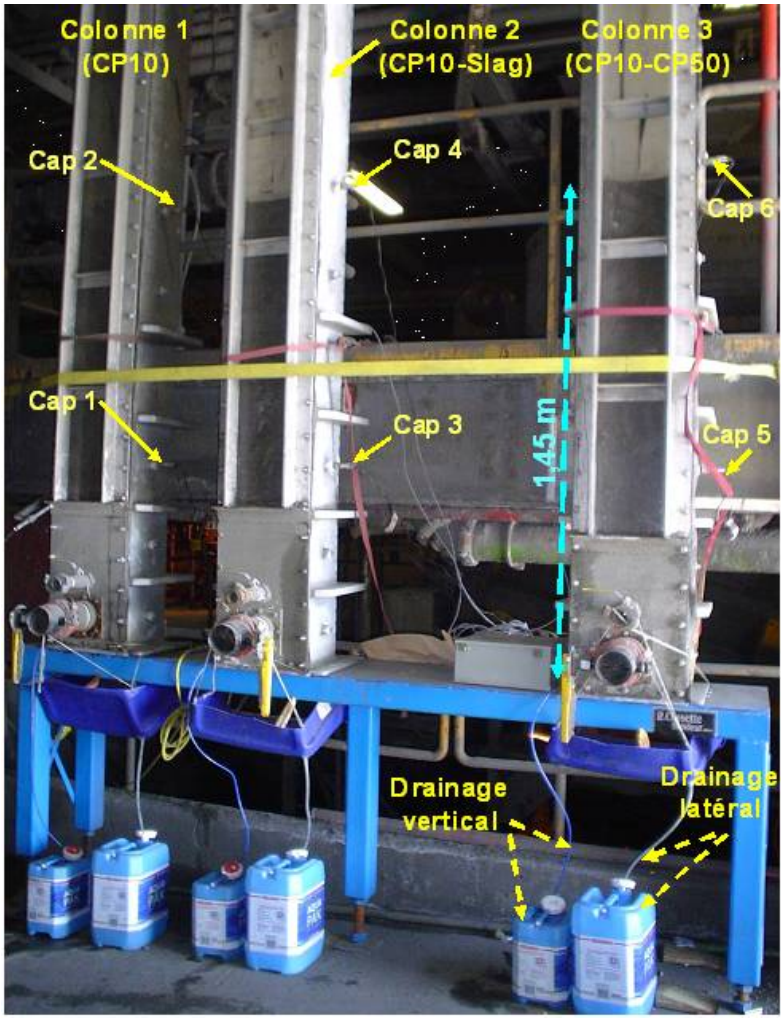


Figure 5.1 : Colonnes de consolidation instrumentées à l'usine de remblai de la mine LRD

5.3 Préparation des mélanges de remblai en pâte à la mine LRD

Rappelons que les trois colonnes étaient configurées en drainage total (latéral et basal) et chacune a été remplie avec une recette différente : la COLONNE 1 a été remplie avec le remblai préparé avec le liant constitué de 100% de CP10, la COLONNE 2 a été remplie avec le remblai préparé avec le liant CP10-Slag@50:50, et la COLONNE 3 a été remplie avec le remblai préparé avec le liant CP10-CP50@50:50. La recette de la colonne 3 correspondait à celle qui était utilisée à la mine LRD.

Le malaxage des mélanges de remblai a été effectué à l'aide d'un mélangeur-pompe permettant de pomper le remblai directement dans les colonnes. La Figure 5.2 montre une photo du mélangeur-pompe de coulis utilisé pour ces essais de consolidation des remblais LRD. Les mélanges finaux contenaient 5% massique d'agent liant (soit 5,9% volumique), pour un pourcentage solide final de 76% (teneur en eau finale de 31,6%). Le poids volumique total résultant est de 22,1 kN/m^3 tandis que le poids volumique sec est de 16,8 kN/m^3.

Figure 5.2 : Photo du malaxeur-pompe utilisé pour les mélanges des remblais consolidés en colonne à l'usine de remblai LRD

5.4 Remplissage séquentiel des colonnes

Contrairement à ce qui avait été initialement prévu de remplir les colonnes sur 300 cm, elles avaient finalement été remplies seulement sur les 290 cm de hauteur ; les 10 cm restant correspondaient à l'épaisseur de couvercles usinés afin d'éviter d'exposer la surface libre des remblais en colonne à l'air libre. Aussi, avec l'utilisation du malaxeur-pompe les trois colonnes instrumentées ont finalement été remplies chacune en deux couches à l'intérieur de 24 heures à raison d'une couche par 12 heures (au lieu des 24 heures par couche initialement prévues). Par conséquent, le taux de remplissage ajusté est de 0,121 m/h ou 12,1 cm/h (au lieu du taux de 0,0625 m/h ou 6,25 cm/h initialement prévu).

Aussi, pour chaque recette de mélange (correspondant à chaque colonne), 3 moules drainés et 3 moules non-drainés de remblai sont également préparés comme échantillons témoins. Soit au total, 18 moules de remblai cimenté en pâte, de 7,6 cm de diamètre par 15,2 cm de hauteur (Figure 5.3).

Figure 5.3 : Photos montrant le remplissage d'une colonne à l'aide du malaxeur-pompe utilisé ainsi que des moules de 3 po x 6 po de pour les mélanges de remblai LRD

Le suivi du drainage des remblais a débuté pendant le remplissage de la première couche qui est épaisse de 1,45 m. Ce drainage est contrôlé à la fois à la base de chaque colonne (désigné comme drainage vertical ou basal, Dg_V) et aussi latéralement (désigné comme drainage latéral, Dg_L). Autrement dit, les eaux drainées latéralement et à la base des colonnes ont été collectées séparément dans des bidons et pesées au cours du temps écoulé depuis le début du remplissage (Dg_T = Dg_L + Dg_V = est l'eau totale drainée).

5.5 Résultats de la consolidation gravitaire des remblais en colonnes

5.5.1 Drainage cumulatif

Toute l'eau drainée des remblais de chacune des trois colonnes (drainage cumulatif) a été collectée et pesée régulièrement en fonction du temps de consolidation gravitaire, en commençant les mesures à la fin du remplissage de la première couche et jusqu'à ce que le remblai cesse de se drainer (environ 60 heures après le début du remblayage).

La Figure 5.4 montre l'évolution du drainage cumulatif (vertical Dg_V, latéral Dg_L et total Dg_T) du remblai de la COLONNE 1 (recette avec 100% de ciment Type 10) en fonction du temps écoulé depuis le début du remplissage. Le maximum de drainage est obtenu après environ 48 heures du début du remplissage (courbe de drainage total, Dg_T). On peut observer que le volume d'eau drainée (25,2 litres) constitue 17,5% du volume total d'eau initialement contenue dans le remblai de cette colonne (143,8 litres). La Figure 5.4 montre également que l'essentiel du drainage cumulatif observé proviendrait du drainage latéral (Dg_L = 14,4%), puisque la proportion de drainage vertical (Dg_V) ne représente que 3,1% de la quantité d'eau totale du remblai.

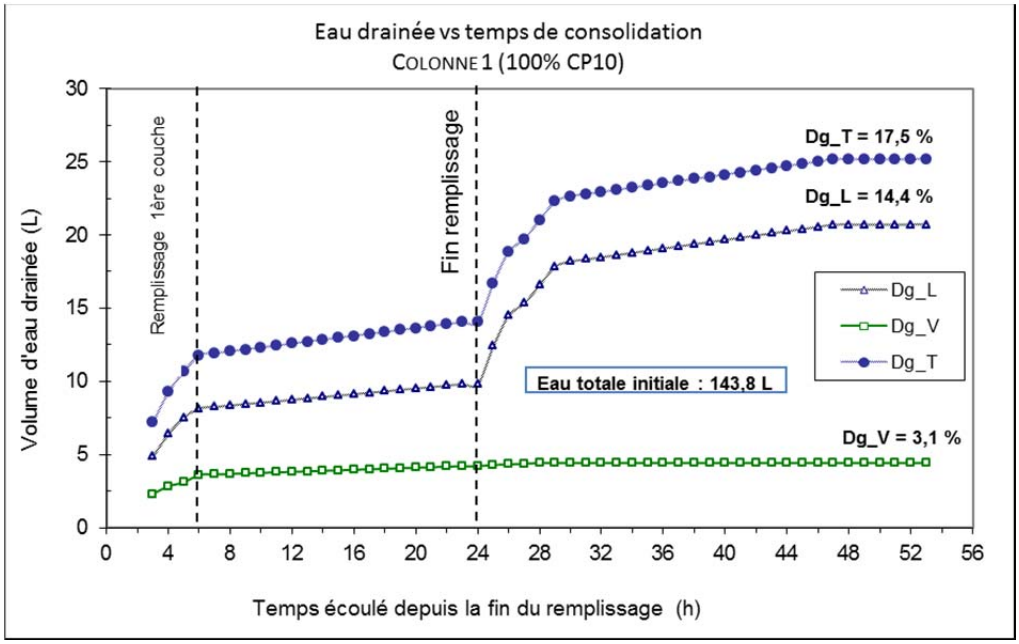


Figure 5.4 : Évolution du drainage cumulatif au cours de la consolidation gravitaire du remblai de la COLONNE 1 (100% de CP10)

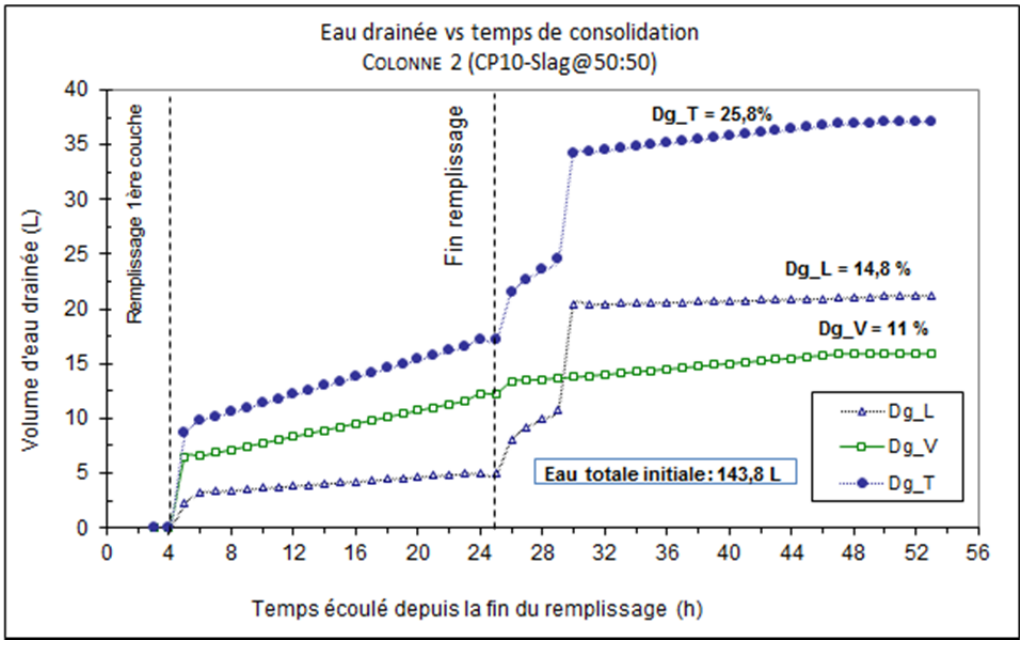


Figure 5.5 : Évolution du drainage cumulatif pendant la consolidation gravitaire du remblai de la COLONNE 2 (CP10-Slag@50:50)

La Figure 5.5 montre l'évolution du drainage cumulatif pour le remblai de la COLONNE 2. L'évolution du drainage en fonction du temps écoulé depuis la fin du remplissage est différente de celui du remblai de la COLONNE 1. En effet, contrairement à la colonne 1, le volume cumulé d'eau drainée verticalement est supérieur au volume d'eau drainée latéralement entre la fin de la séquence 1 (début des mesures) et la fin de remplissage de la 2ième séquence.

Par contre le drainage latéral a repris le dessus sur le drainage vertical 28 heures après le début du remplissage de la colonne. Ce décrochage brusque pourrait être lié aux propriétés du liant à base de scories (slag) qui favoriserait plus facilement le drainage. Le volume total d'eau drainée représente 25,8% du volume total initial d'eau de la COLONNE 2 et dont 14,8% d'eau drainée l'ont été latéralement et 11% d'eau l'ont été verticalement. On s'aperçoit que le remblai en pâte préparé avec le liant CP10-Slag@50:50 s'était beaucoup plus drainé que le remblai en pâte préparé avec la recette de liant CP10 seul (Dg_T = 25,8% comparé au Dg_T = 17,5% pour la colonne 1).

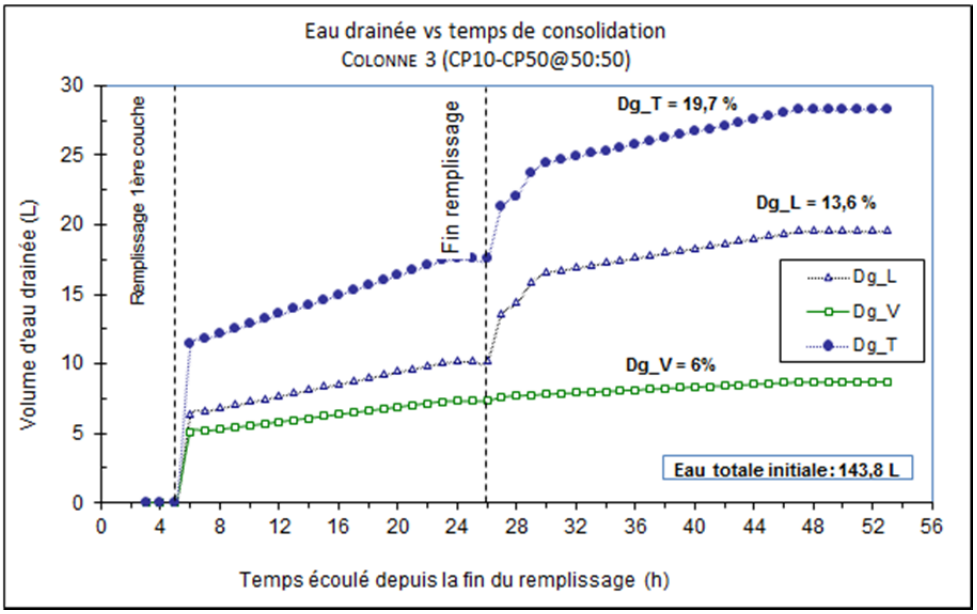


Figure 5.6 : Évolution du drainage cumulatif pendant la consolidation gravitaire du remblai de la COLONNE 3 (CP10-CP50@50:50)

La Figure 5.6 montre quant à elle que l'évolution du drainage de ce remblai en fonction du temps écoulé depuis la fin du remplissage est similaire à celle du drainage du remblai de la COLONNE 1. On y observe également que l'eau drainée du remblai de la COLONNE 3 (CP10-CP50@50:50) représente 19,7% de l'eau totale initiale de ce remblai. La répartition des eaux drainées latéralement (Dg_L = 13,6%) et verticalement ou à la base (Dg_V = 6%) est très comparable à celle observée pour le remblai de la COLONNE 1 avec 100% de CP10 (Dg_T = 17,5%, Dg_L=14,4% et Dg_V= 3,1%).

On constate que le drainage vertical diffère pour les trois types de remblai en pâte dans les trois colonnes : Dg_V(colonne 2) > Dg_V(colonne 3) > Dg_V(colonne 1). Par contre, le drainage latéral est similaire pour les COLONNES 1 et 3 (liant 100% de CP10 et CP10-CP50@50:50), mais diffère de celui de la COLONNE 2 (liant CP10-Slag@50:50). On remarque aussi que l'ajout de la deuxième couche n'affecte pas significativement le drainage vertical, contrairement au drainage latéral pour lequel le volume d'eau drainée a doublé dans le cas des COLONNES 1 et 3 et quadruplé dans le cas de la COLONNE 2. Ces observations montrent que si le drainage latéral est permis, celui-ci est prépondérant au drainage vertical (ou à la base) de la colonne.

La Figure 5.7 est un comparatif de l'évolution de l'eau totale drainée en fonction du temps écoulé depuis la fin du remplissage des trois colonnes. Cette figure montre que les maximums d'eau totale drainée ont été atteints 48 heures depuis le début du remplissage des colonnes. On remarque qu'au cours de la consolidation sous poids propre, le remblai ne libère qu'une petite partie de son eau initiale qui serait de l'ordre de 17,5%, 25,8% et 19,7% respectivement pour les recettes de mélange avec le liant CP10@100%, le liant CP10-Slag@50:50 et le liant CP10-CP50@50:50. On peut également noter que le liant à base de slag favoriserait plus le drainage à court terme.

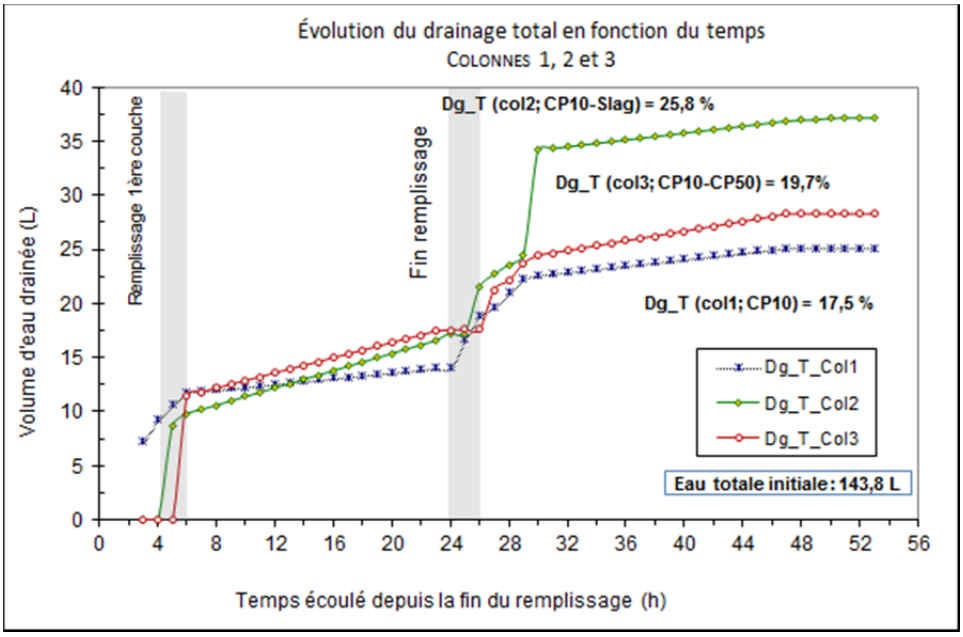


Figure 5.7 : Variation du drainage cumulatif des remblais des trois colonnes en fonction du temps de consolidation gravitaire

5.5.2 Tassements mesurés

Les tassements observés au sommet des colonnes de remblai (ΔH) ont été mesurés au cours du temps de consolidation et ce, pendant deux jours après le remplissage final des colonnes (temps correspondant au tassement maximal). Les mesures ont été effectuées régulièrement selon un intervalle de temps d'environ 1 heure et en parallèle avec les mesures de l'eau de drainage. Il est à noter que ces tassements constituent les valeurs moyennes des différents tassements mesurés en cinq points au sommet des remblais. Ces tassements moyens finaux des trois remblais en colonnes sont présentés dans la Figure 5.8.

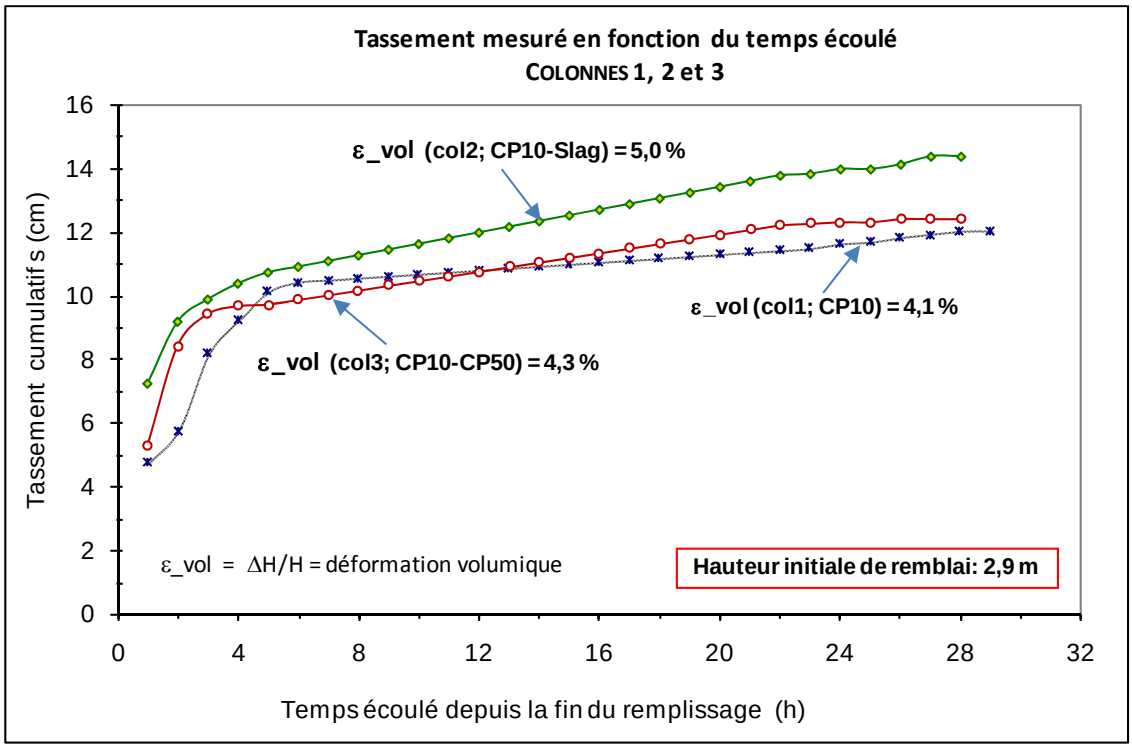


Figure 5.8 : Évolution des tassements finaux en fonction du temps de consolidation des remblais des COLONNES 1, 2 et 3

On observe à partir de la Figure 5.8 que le tassement de ces remblais en colonne suit une évolution comparable à celle du drainage. Ce tassement commence à se stabiliser pour les trois remblais à peu près 28 heures après la fin du remplissage des colonnes. Les valeurs moyennes des tassements finaux enregistrés sont de 12 cm, de 12,4 cm et de 14,4 cm respectivement pour les COLONNES 1, 3 et 2.

Les pourcentages de déformation volumique ($\varepsilon_vol = \Delta H_{final}/H$) calculés pour ces tassements sont de 4,1% ; 5% et 4,3% respectivement pour la recette avec CP10@100 (COLONNE 1), la recette avec CP10-Slag@50:50 (COLONNE 2) et la recette avec CP10-CP50@50:50 (COLONNE 3).

5.6 Évolution des pressions interstitielles dans les colonnes

Nous présentons dans cette section, les mesures de la pression interstitielle u_w et/ou de la succion matricielle u_a (pression négative) enregistrée au cours de la consolidation des remblais. Ces pressions ont été mesurées à l'aide de capteurs de pression à paroi en céramique dont les caractéristiques ont été présentées au chapitre 3. Ces capteurs ont d'abord été calibrés au laboratoire en fonction des pressions d'eau en utilisant les colonnes remplies d'eau à différents niveaux (ce qui correspond à plusieurs points de mesure de la pression).

À partir de ces mesures, il en est résulté une équation de calibrage qui permet de convertir le courant électrique (enregistré par le capteur) en pression d'eau. Les courbes de calibrage des capteurs utilisés pour les trois colonnes de remblai sont présentées à la Figure 5.9. Il est à noter que la précision des mesures de succion ne sera pas garantie puisque le calibrage n'a été effectué qu'avec des valeurs de pressions positives (pressions interstitielles).

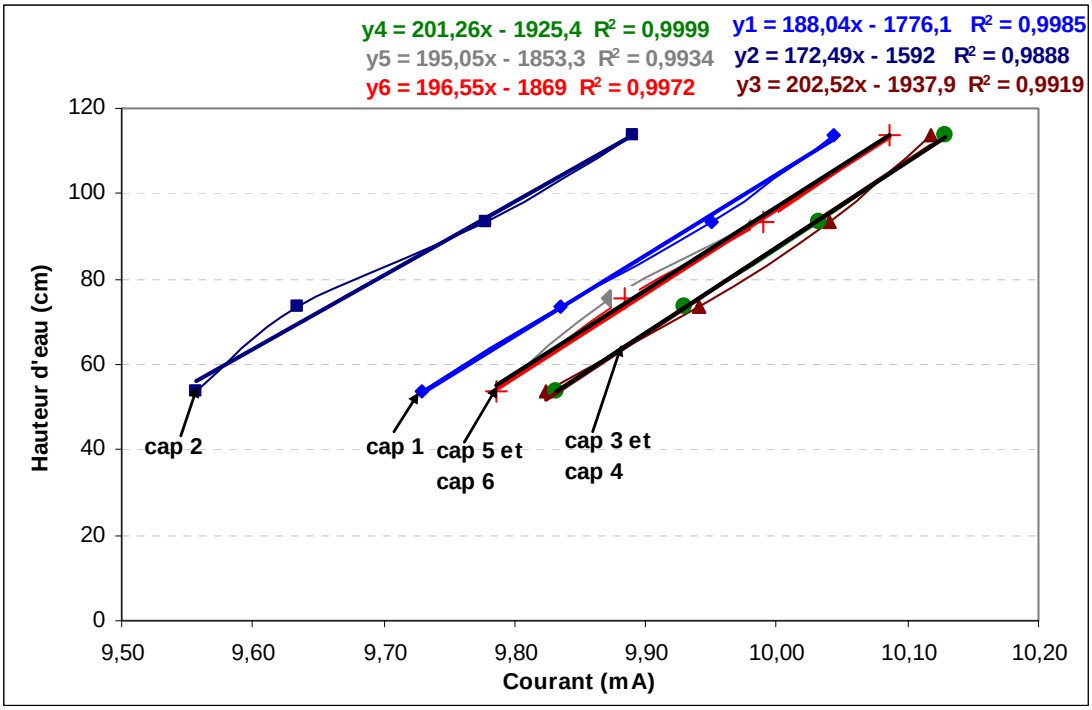


Figure 5.9 : Courbes de calibrage des capteurs de pression employés pour les remblais en colonne consolidés à l'usine de remblai de la mine LRD

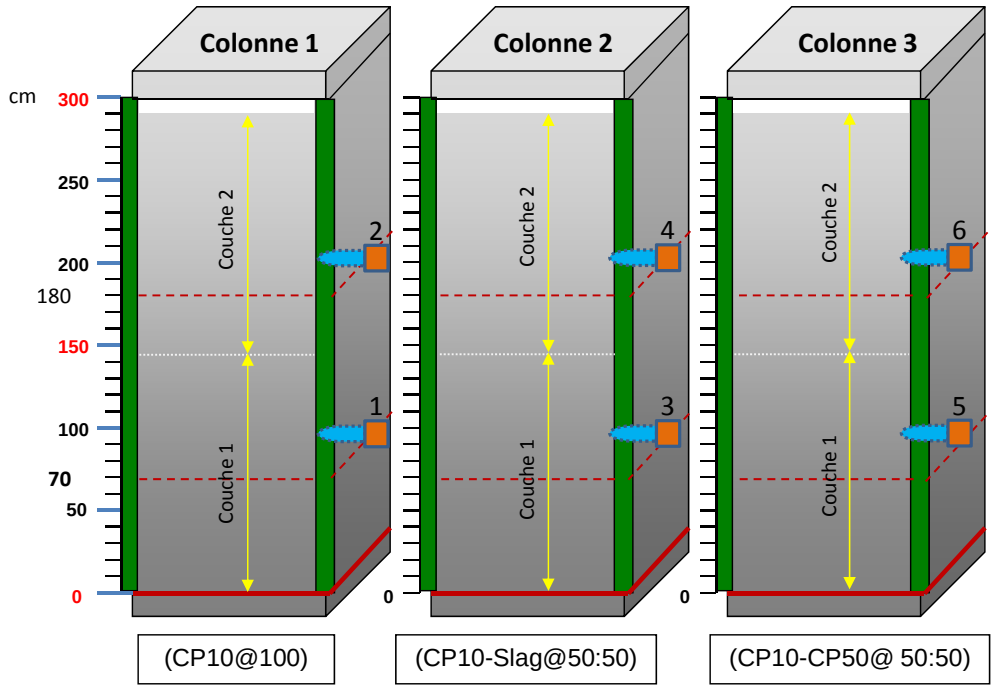


Figure 5.10 : Schéma montrant la position des six capteurs tensiométriques sur les trois colonnes testées à la mine LRD

Comme le montre la Figure 5.10, pour chaque colonne, deux capteurs tensiométriques ont été installés à raison d'un tensiomètre par couche de remblai, sachant que les colonnes sont remplies en deux couches. La pression d'eau interstitielle dans la COLONNE 1 (CP10 seul) a été mesurée par les capteurs n°1 et n°2. La pression interstitielle dans la COLONNE 2 (CP10-Slag@50:50) a été mesurée par les tensiomètres n°3 et n°4, tandis que les capteurs n°5 et n°6 ont été utilisés pour mesurer la pression interstitielle dans le remblai de la COLONNE 3 (CP10-CP50@50:50).

L'évolution de la pression interstitielle dans les remblais a été ensuite évaluée au cours du premier mois de cure du remblai (incluant la consolidation gravitaire) en débutant dès la fin du remplissage des colonnes. La fréquence de mesure a été fixée à un intervalle de temps de 2 minutes. Les mesures enregistrées par ces capteurs ont été visualisées et récupérées par le biais du logiciel «HOBOware Pro». Les détails de la méthode de calibrage des capteurs de pressions et de visualisation des résultats sont présentés à l'Annexe B.

5.6.1 Dissipation de la pression interstitielle des remblais en colonnes

Dans un premier temps, on présente les évolutions des pressions interstitielles des deux séquences de remblayage (deux couches montrées sur la Figure 5.10) et ce, pour les trois colonnes étudiées. On comparera ensuite la dissipation de des pressions interstitielles dans les trois colonnes, d'une part au niveau des couches inférieures (couches 1) et d'autre part au niveau des couches supérieures (couches 2). Les résultats des variations des pressions interstitielles de ces remblais en fonction du temps écoulé (consolidation et durcissement) sont présentés pour les COLONNES 1, 2 et 3.

a) Colonne 1

D'après la Figure 5.11, on remarque que le remblai de la COLONNE 1 (CP10 seul) enregistre une pression interstitielle positive u_w qui atteint 21 kPa dans la couche inférieure (couche 1). Cette valeur est très raisonnable puisqu'elle correspond à peu près à la pression hydrostatique u_0 calculée à 70 cm à partir de la base de la colonne (u_0 = 9,81 kN/m^3 × 2,2 m = 21,6 kPa). La pression interstitielle mesurée dans la couche supérieure (couche 2) est de l'ordre de 3 kPa qui est largement inférieure à la pression hydrostatique au niveau du tensiomètre no2 qui serait autour de 10 kPa (u_0 = 9,81 kN/m^3 × 1,1 m = 10,8 kPa).

Cette différence pourrait être attribuée à l'effet du drainage de la couche 2 (supérieure) vers la couche 1 (inférieure). Par la suite la pression interstitielle se dissipe assez rapidement dans les 18 heures qui suivent dans la couche supérieure (couche 2) et assez lentement dans la couche inférieure (couche 1) dans laquelle la pression interstitielle à seulement baissé jusqu'à 17 kPa dans la même période. Par contre la pression devient négative (succion) dans la couche supérieure après 18 heures de dissipation de la pression interstitielle.

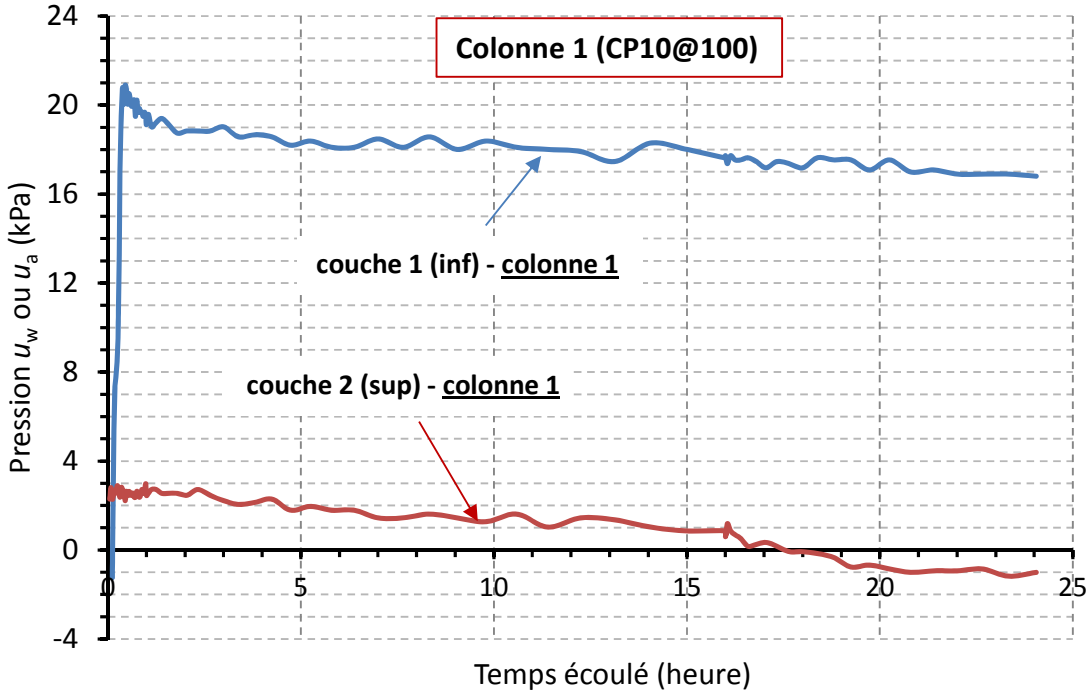


Figure 5.11 : Évolution à court terme de la pression interstitielle du remblai de la **COLONNE 1** en fonction du temps de consolidation (en heure)

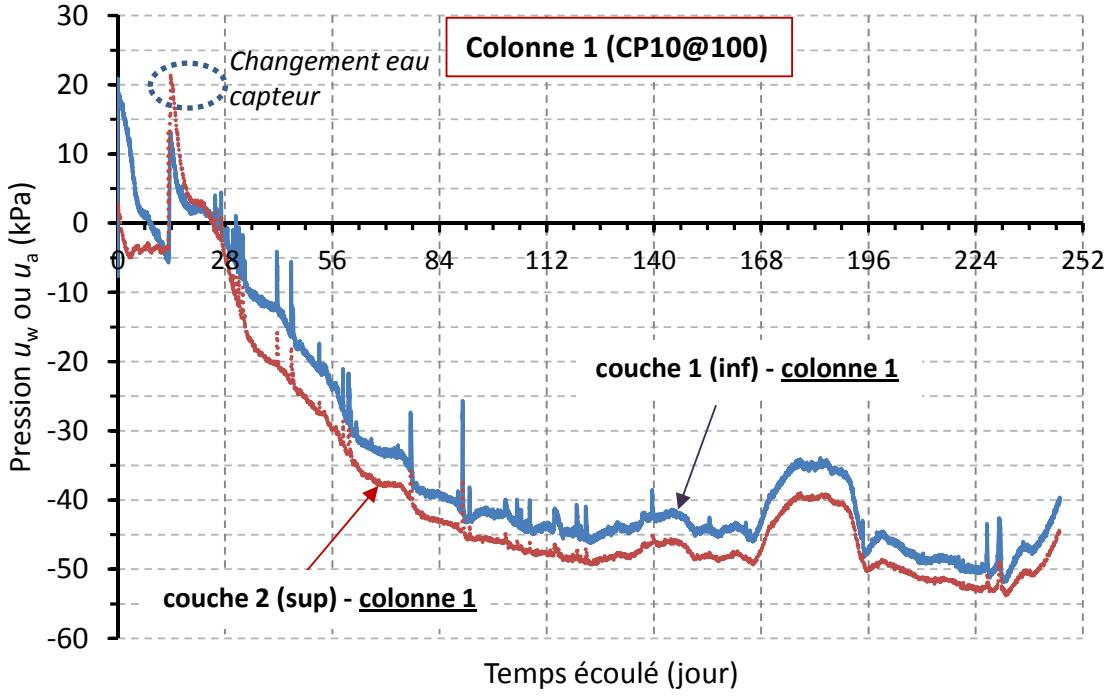


Figure 5.12 : Évolution à long terme de la pression interstitielle du remblai de la **COLONNE 1** en fonction du temps de cure (en jour)

La Figure 5.12 présente l'évolution de la pression interstitielle du remblai de la COLONNE 1 à long terme (consolidation mécanique et consolidation due à l'hydratation du liant). On peut y voir que finalement la pression interstitielle dans la couche inférieure s'était dissipée après 8 jours de consolidation gravitaire. Au cours de la même période de temps la pression négative qui s'était développée dans la couche 2 (supérieure) s'était stabilisée à $u_a = -5$ kPa. Entre le 8ème et le 14ème jour la pression interstitielle atteint la même valeur de −5 kPa dans les deux couches.

C'est à ce moment que l'eau des capteurs tensiométriques a été renouvelée entrainant une augmentation brutale de la pression interstitielle simultanément dans les deux couches pour atteindre une valeur de 13 kPa dans la couche inférieure et 21,5 kPa dans la couche supérieure. Par la suite cette pression s'est dissipée en 14 jours environ, correspondant au 28e jour de cure. Au-delà de 28 jours apparaît à nouveau la succion matricielle qui serait beaucoup due au phénomène d'hydratation du remblai.

Par la suite commence une longue période de développement des pressions négatives pendant toute la durée des mesures, soit près de 250 jours. Ces succions atteignent environ −50 kPa pour la couche supérieure du remblai LRD de la COLONNE 1 et à peu près –46 kPa pour la couche inférieure de la même colonne. L'allure des courbes d'évolution des succions dans les deux couches de ce remblai sont très similaires durant le temps de consolidation (mécanique et chimique) étudié.

b) Colonne 2

La Figure 5.13 présente la dissipation des pressions interstitielles des couches de remblai préparé avec la recette CP10-Slag@50:50 de la COLONNE 2. On note que l'évolution de la pression interstitielle est différente de celle observée pour le remblai de la COLONNE 1. En effet, le tensiomètre a enregistré une pression interstitielle positive u_w qui atteint presque 22 kPa dans la couche inférieure (couche 1).

Cette valeur est quasiment identique à la pression hydrostatique u_0 calculée à 70 cm à partir de la base de la colonne de 21,6 kPa (≈ 22 kPa). La pression interstitielle mesurée dans la couche supérieure (couche 2) est négative et en moyenne de −15 kPa alors qu'on se serait attendu à avoir une pression interstitielle proche de la pression hydrostatique d'environ 11 kPa.

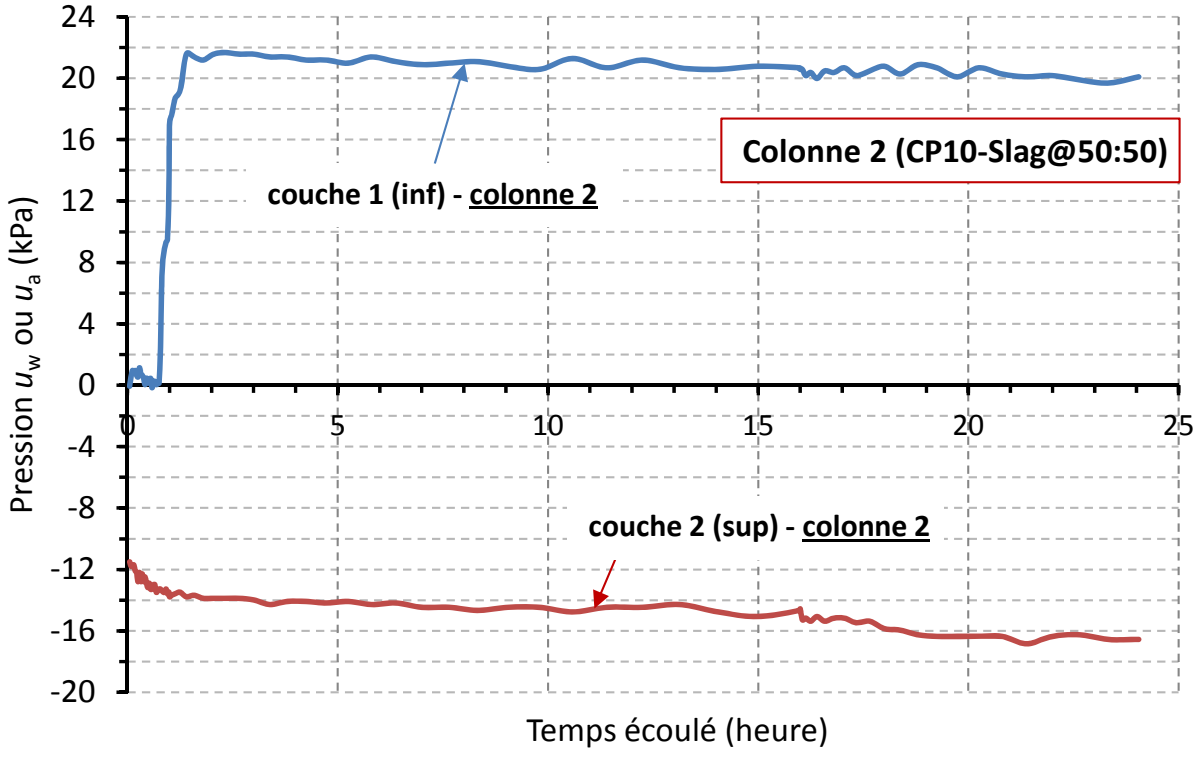


Figure 5.13 : Évolution à court terme de la pression interstitielle du remblai de la **COLONNE 2** en fonction du temps de consolidation (en heure)

Par la suite la pression interstitielle dans la couche inférieure (couche 1) ne se dissipe pas et reste stable pendant les premières 24 heures de consolidation. Une situation semblable est observée au niveau de la couche supérieure (couche 2) où la pression négative est restée stable sur les 24 heures de consolidation. Le niveau de succion matricielle observé dans la couche supérieure pourrait à la fois être attribuable au type de liant utilisé dans la COLONNE 2 (CP10-Slag) et à son mode d'hydratation (apparition du phénomène d'auto-dessiccation).

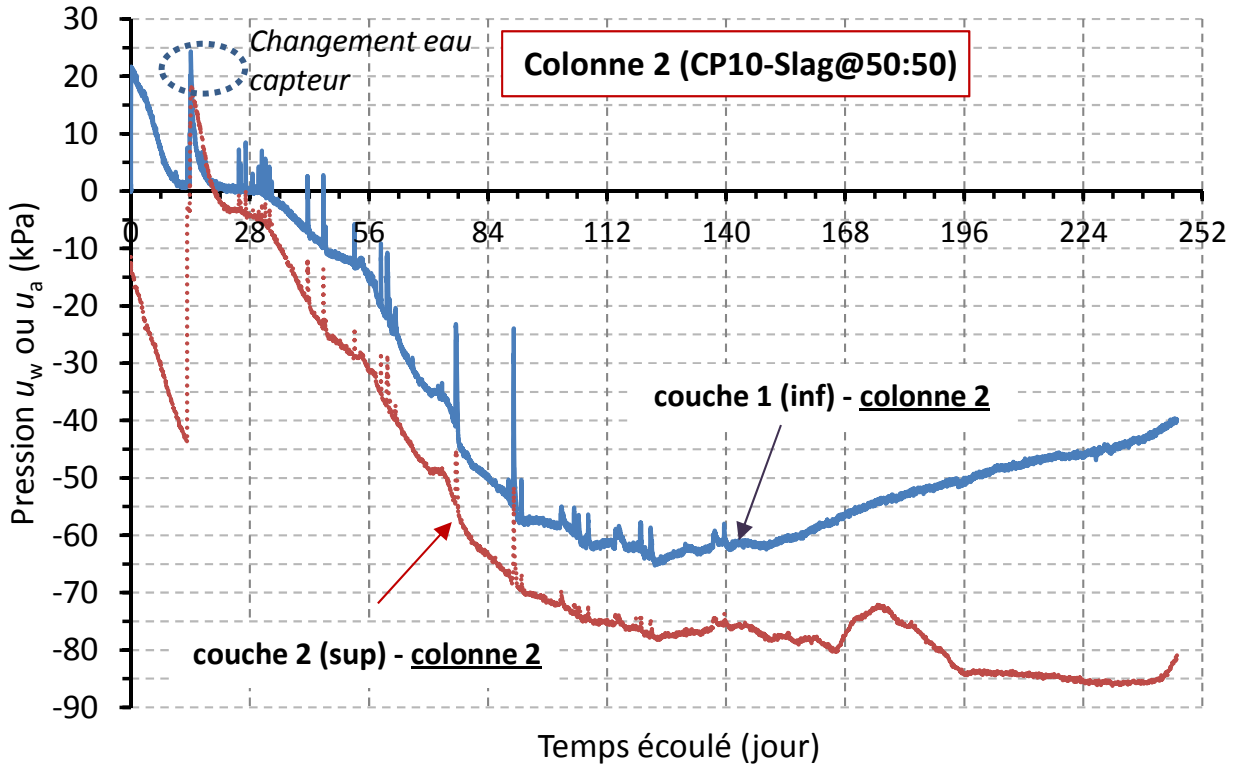


Figure 5.14 : Évolution à long terme de la pression interstitielle du remblai de la **COLONNE 2** en fonction du temps de cure (en jour)

La Figure 5.14 présente l'évolution de la pression interstitielle du remblai de la COLONNE 2 à long terme. On peut y voir que la pression interstitielle dans la couche inférieure (couche 1) s'était dissipée après 14 jours de consolidation gravitaire (presque le double du temps nécessaire pour la COLONNE 1). Au cours de la même période de temps (14 jours) la pression négative qui s'était développée dans la couche 2 (supérieure) a continué à augmenter jusqu'à $u_a = -45$ kPa.

C'est à ce moment (au 14e jour de cure) que l'eau des capteurs tensiométriques a été renouvelée entrainant à nouveau une augmentation subite de la pression interstitielle simultanément dans les deux couches pour atteindre une valeur de 24 kPa dans la couche inférieure et 14 kPa dans la couche supérieure. Par la suite cette pression s'est dissipée en 7 jours pour la couche supérieure (couche 2) et en 14 jours pour la couche inférieure (couche 1), correspondant respectivement au 21e et au 28e jour de cure. Par conséquent, au-delà des 21e et 28e jours apparaît à nouveau la succion matricielle qui serait encore attribuable au phénomène d'hydratation du remblai.

La décroissance graduelle des succions a atteint approximativement –65 kPa pour la couche inférieure (couche 1) du remblai et à peu près –80 kPa pour la couche supérieure (couche 2). Ces succions sont plus au moins stables aux alentours de ces dernières valeurs indiquées avec une augmentation « anormale » des pressions vers la fin des mesures.

c) Colonne 3

La Figure 5.15 présente la dissipation de la pression interstitielle des couches de remblai préparé avec la recette CP10-CP50@50:50 de la COLONNE 3. On note que l'évolution de la pression interstitielle est à nouveau différente de celles observée pour les remblais des COLONNES 1 et 2. En effet, les tensiomètres no.5 et no.6 ont enregistré une pression interstitielle négative u_a de –16 kPa dans la couche inférieure (couche 1) et –13 kPa dans la couche supérieure (couche 2) au cours des 5 premières heures de la consolidation.

Tout laisse croire que la colonne n'était pas encore remplie. Entre 5 et 8 heures de temps écoulé la pression interstitielle redevient positive seulement dans la couche inférieure (couche 1) et atteint une valeur de l'ordre de 7 kPa. Entre la 8e et 10e heure de temps écoulé, cette pression interstitielle dans la couche inférieure augmente d'un palier pour atteindre environ 19,5 kPa (proche de la pression hydrostatique u_0 = 21,6 kPa). La pression interstitielle mesurée dans la couche supérieure (couche 2) est restée négative et en moyenne de –13 kPa alors qu'on se serait attendu à avoir une pression interstitielle proche de la pression hydrostatique d'environ 11 kPa.

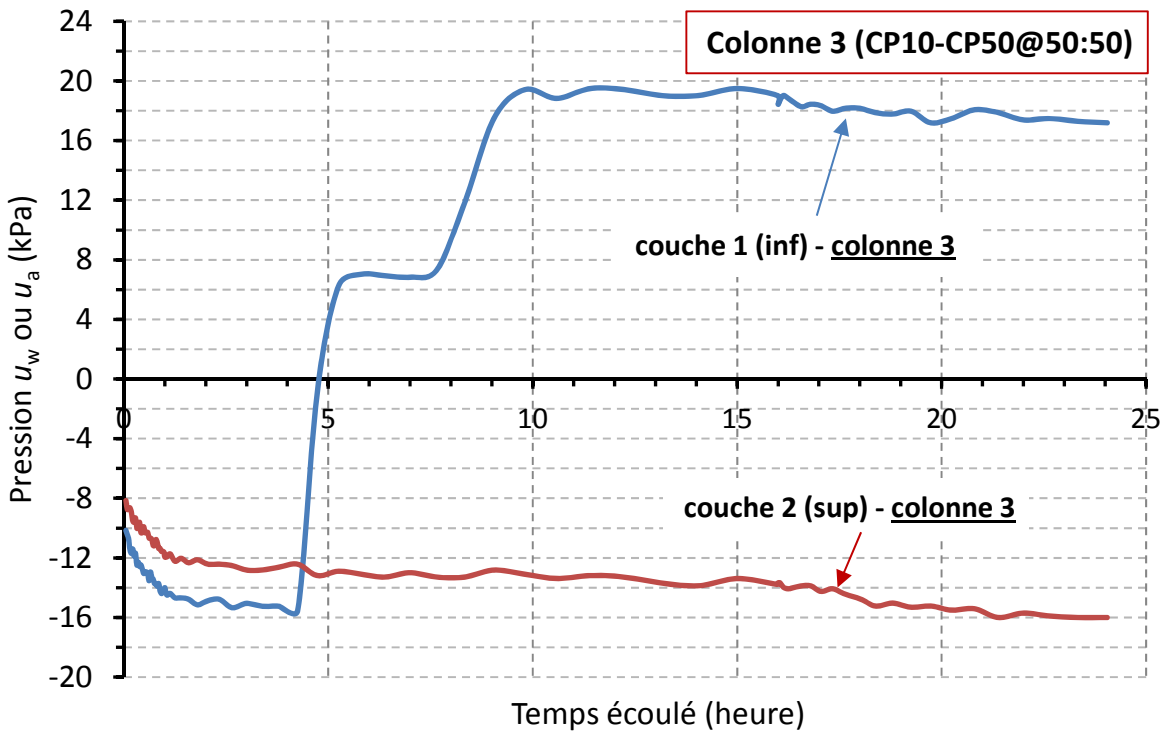


Figure 5.15 : Évolution à court terme de la pression interstitielle du remblai de la **COLONNE 3** en fonction du temps de consolidation (en heure)

Dans les premières 24 heures de consolidation gravitaire la pression interstitielle dans la couche inférieure (couche 1) ne s'est pas dissipée et est restée stable pendant cette période de consolidation. Une situation similaire est observée au niveau de la couche supérieure (couche 2) où la succion est restée également stable sur les 24 heures de consolidation (autour de –13 kPa). De nouveau, le niveau de succion matricielle observé dans la couche supérieure est à la fois attribuable au type de liant utilisé dans la COLONNE 3 (CP10-CP50) et à son mode d'hydratation.

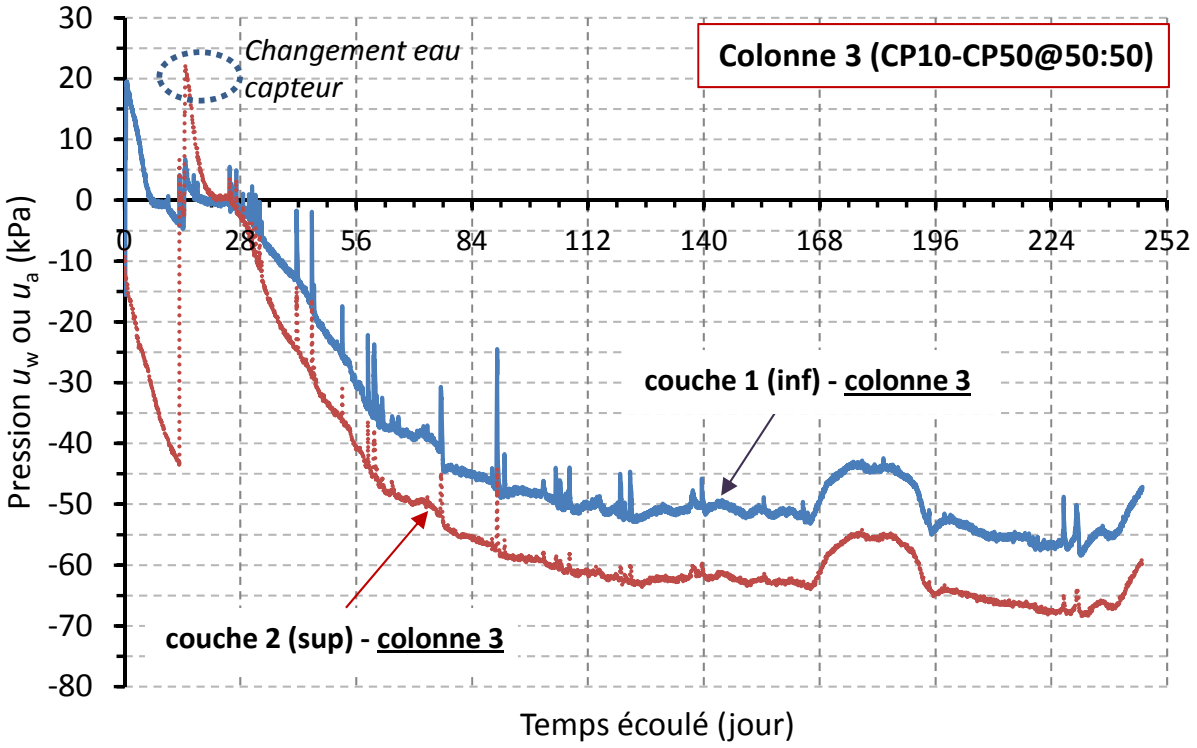


Figure 5.16 : Évolution à long terme de la pression interstitielle du remblai de la **COLONNE 3** en fonction du temps de cure (en jour)

La Figure 5.16 présente l'évolution de la pression interstitielle du remblai de la COLONNE 3 à long terme. On y voit que la pression interstitielle dans la couche inférieure (couche 1) s'était dissipée après seulement 7 jours de consolidation gravitaire (soit le même temps nécessaire que pour la COLONNE 1). Dans les 3 jours suivants (soit le 10e jour), cette pression s'est maintenue en bas de –5 kPa dans la couche inférieure avant de diminuer progressivement dans les pressions négatives au cours des 4 prochains jours (soit le 14e jour de cure). Au cours des 14 premiers jours de cure la pression négative qui s'était développée dans la couche 2 (supérieure) a continué à augmenter jusqu'à $u_a = -45$ kPa.

C'est au 14e jour de cure que l'eau des capteurs tensiométriques a été renouvelée, entrainant à la fameuse augmentation brutale de la pression interstitielle simultanément dans les deux couches pour atteindre une valeur de 7 kPa dans la couche inférieure (couche 1) et 22 kPa dans la couche supérieure (couche 2). Par la suite cette pression s'est dissipée en 14 jours pour les deux couches, correspondant au 28e jour de cure. Par conséquent, au-delà du 28e jour apparaît la succion

matricielle attribuable au phénomène d'hydratation du remblai. La décroissance graduelle des succions a atteint approximativement –53 kPa dans la couche inférieure (couche 1) du remblai et à peu près –63 kPa dans la couche supérieure (couche 2). Ces succions sont plus au moins stables aux alentours de ces dernières valeurs indiquées avec la fameuse augmentation « anormale » des pressions déjà observée vers la fin des mesures. D'autres graphiques sont présentés à l'Annexe G.

5.7 Synthèse

Les essais de consolidation gravitaire en colonnes des remblais cimentés en pâte ont été effectués à l'usine de remblai de la mine LRD en février 2008. L'objectif principal de ces essais était d'étudier les propriétés hydriques et hydromécaniques de ces remblais en fonction de leur consolidation et des séquences de remblayage. À partir des résultats des essais réalisés, quelques conclusions sommaires peuvent être tirées:

- La vitesse de drainage et de tassement conditionne celle de la consolidation des remblais cimentés en pâte;
- Entre le drainage vertical et latéral c'est le drainage latéral qui semble prépondérant;
- Le remblai avec la recette CP10-Slag favorise un meilleur drainage de son eau interstitielle et par conséquent, une plus grande consolidation par rapport aux remblais avec le liant CP10 seul ou CP10-CP50;
- La déformation volumique (tassement) des remblais avec le liant CP10 seul ou CP10-CP50 est relativement faible (4,1% et 4,3%) par rapport au remblai à base de recette de CP10-Slag (5%) ;
- La mesure des pressions interstitielles constitue un bon indicateur de la période de désaturation des remblais.

CHAPITRE 6
DISCUSSION SUR LES RÉSULTATS OBTENUS

6.1 Comparaison du drainage et du tassement

Puisque dans cette études l'eau de drainage des remblais est collectée l'eau de drainage au cours de la consolidation gravitaire en même temps que l'on mesure le tassement résultant, il apparaît opportun de pouvoir vérifier la concordance ou divergence entre ces deux méthodes de suivi. En effet, l'évolution de l'eau de drainage et du tassement des remblais de LVT et LRD peut être quantifiée en calculant à la fois le volume des vides tassés (perte d'eau par drainage) et la déformation volumique (résultant du tassement gravitaire mesuré).

La réduction du volume des vides due à la consolidation peut être calculée à partir de l'indice des vides final à chaque incrément de temps écoulé au cours de la consolidation gravitaire. L'indice des vides final e_f est calculé par la relation suivante :

$$e_f = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0}(1 + e_0) \qquad [6\text{-}1]$$

où e_0 = indice des vides initial du remblai après sa mise en place ($e_0 = V_{v0}/V_s$) ; ΔH = tassement gravitaire observé ; H_0 = hauteur initiale de la colonne de remblai ; V_{v0} = volume initial des vides ($= V_T - V_s$) ; V_s = volume des solides du remblai (résidus + ciment anhydre).

Le volume final des vides V_{vf} dû à la consolidation gravitaire est également calculé par l'équation suivante :

$$V_{vf} = e_f V_s \qquad [6\text{-}2]$$

La masse totale de remblai est $M_T = \rho_h V_T$, la masse d'eau est $M_w = M_T(1 - C_w)$, la masse solide est $M_s = \rho_h V_T C_w$, le volume solide est $V_s = M_s/\rho_s$, le volume initial des vides $V_{v0} = V_T - V_s$ et l'indice des vides initial $e_0 = V_{v0}/V_s$. Le Tableau 6.1 contient tous les paramètres des remblais des trois colonnes utilisées à la mine LVT (colonnes ND, MD et TD) et les trois colonnes utilisées à la mine LRD (colonnes 1, 2 et 3).

Tableau 6.1 : Calcul des différents paramètres des remblais LVT et LRD

	Remblais LRD			**Remblais LVT**		
	Colonne 1	Colonne 2	Colonne 3	ND	MD	TD
C_w(%)	76	76	76	75,8	75,8	75,8
V_T (L)	279	279	279	288	288	288
ρ_h (kg/m^3)	2150	2146	2151	2180	2180	2180
ρ_s (kg/m^3)	3624	3609	3625	3500	3500	3500
M_T (kg)	599,03	597,91	599,31	628,33	628,33	628,33
M_w (kg)	143,8	143,5	143,8	152,06	152,06	152,06
M_s (kg)	455,3	454,4	455,5	476,3	476,3	476,3
V_s (L)	125,62	125,91	125,65	136,08	136,08	136,08
V_{v0} (L)	153,4	153,1	153,4	151,9	151,9	151,9
e_0	1,22	1,22	1,22	1,12	1,12	1,12

Colonnes ND (non drainée) ; MD (moitié drainée) ; TD (totalement drainée).

Dans les sous-sections qui suivent, on présente la comparaison du volume des vides final V_{vf} calculé à partir du volume d'eau drainée V_{dw} ($V_{vf} = V_{v0} - V_{dw}$) et du tassement Δh ou ΔH à l'aide de l'équation [6-1]. On y présente également la déformation volumique finale $\varepsilon_{vol\text{-}f}$ calculée à partir du volume d'eau drainée ($\varepsilon_{vol\text{-}f} = V_{dw}/V_0$) et du tassement gravitaire ($\varepsilon_{vol\text{-}f} = \Delta h/H_0 = \Delta H/H_0$). Les graphiques de comparaison sont présentés pour le remblai LVT et pour le remblai LRD.

6.1.1 Comparaison du drainage et du tassement du remblai LVT

a) Colonne moitié drainée (MD)

La Figure 6.1 présente les courbes de comparaison du volume des vides tassés ainsi que de la déformation volumique au cours de la consolidation gravitaire du remblai de la colonne moitié drainée (MD). On observe clairement une discordance entre les estimations faites à partir du volume d'eau drainée et du tassement mesuré. Le volume des vides tassés ainsi que la déformation volumique calculés à partir du volume d'eau drainée sont supérieurs à ceux calculés à partir du tassement.

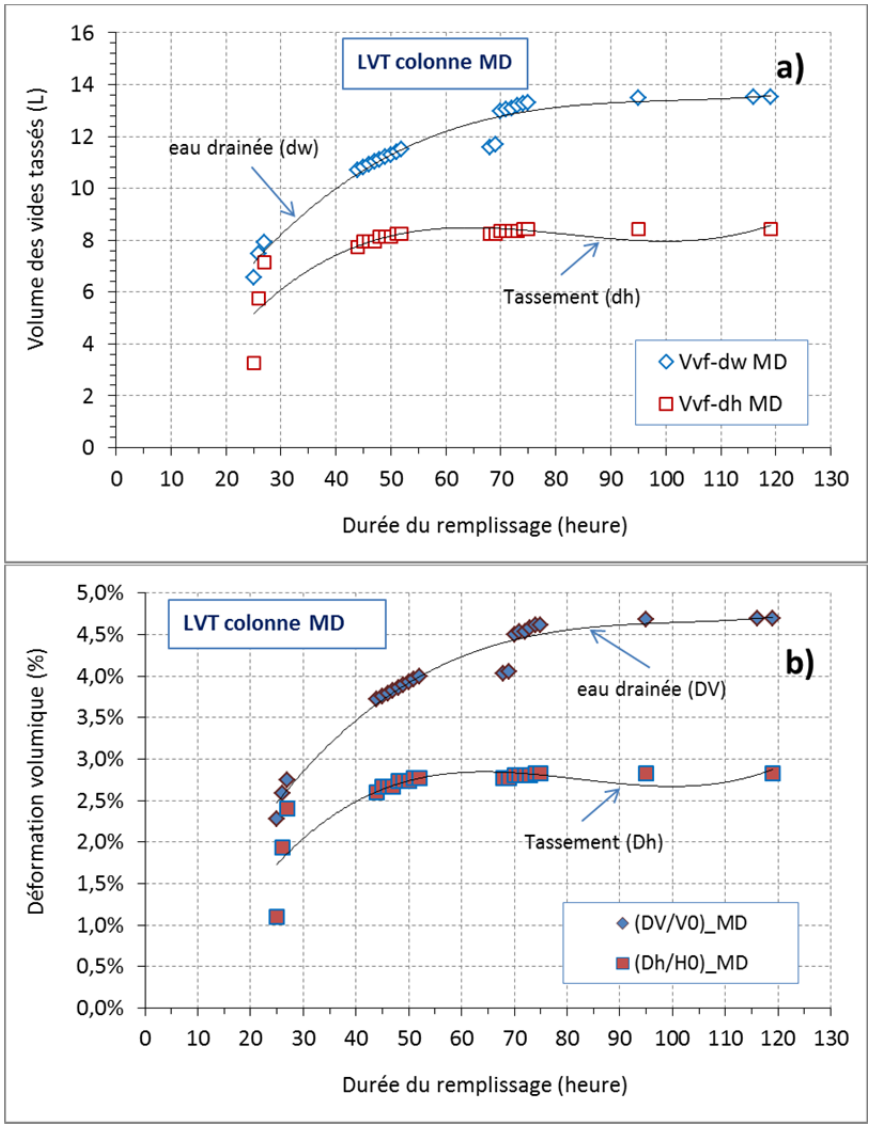


Figure 6.1 : Comparaison du volume des vides final calculé à partir de la quantité d'eau drainée et du tassement au cours de la consolidation pour le remblai de la colonne moitié drainée (MD): a) volume des vides tassés ; b) déformation volumique

b) Colonne moitié drainée (TD)

La Figure 6.2 présente quant à elle les courbes de comparaison du volume des vides tassés ainsi que de la déformation volumique au cours de la consolidation gravitaire du remblai de la colonne totalement drainée (TD). On observe nettement une discordance entre les estimations faites à partir du volume d'eau drainée et du tassement mesuré. Le volume des vides tassés ainsi que la déformation volumique calculés à partir du volume d'eau drainée sont à nouveau supérieurs à ceux calculés à partir du tassement.

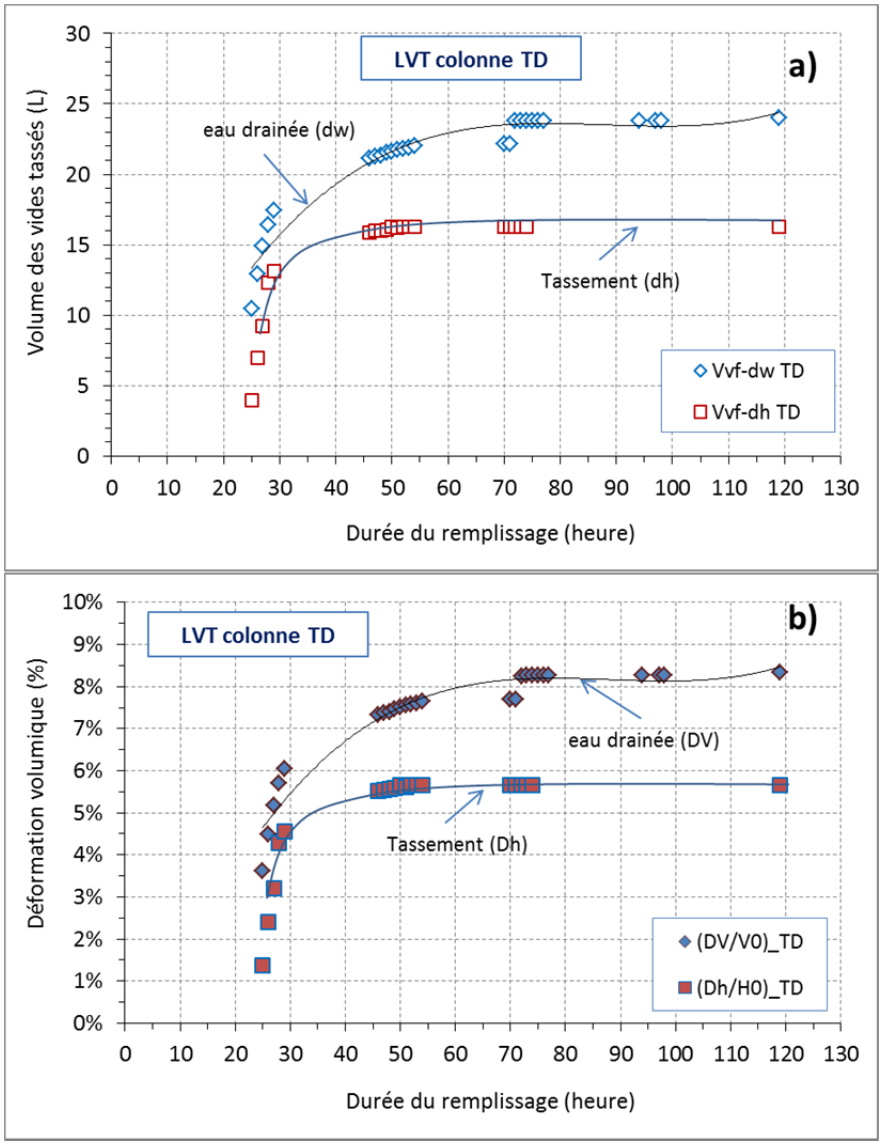


Figure 6.2 : Comparaison du volume des vides final calculé à partir de la quantité d'eau drainée et du tassement au cours de la consolidation pour le remblai de la colonne totalement drainée (TD): a) volume des vides tassés ; b) déformation volumique

6.1.2 Comparaison du drainage et du tassement du remblai LRD

a) Colonne 1

La Figure 6.3 présente les courbes de comparaison du volume des vides tassés ainsi que de la déformation volumique au cours de la consolidation gravitaire du remblai de la COLONNE 1. On observe nettement une discordance entre les estimations faites à partir du volume d'eau drainée et du tassement mesuré. Le volume des vides tassés ainsi que la déformation volumique calculés à partir du volume d'eau drainée sont à nouveau supérieurs à ceux calculés à partir du tassement.

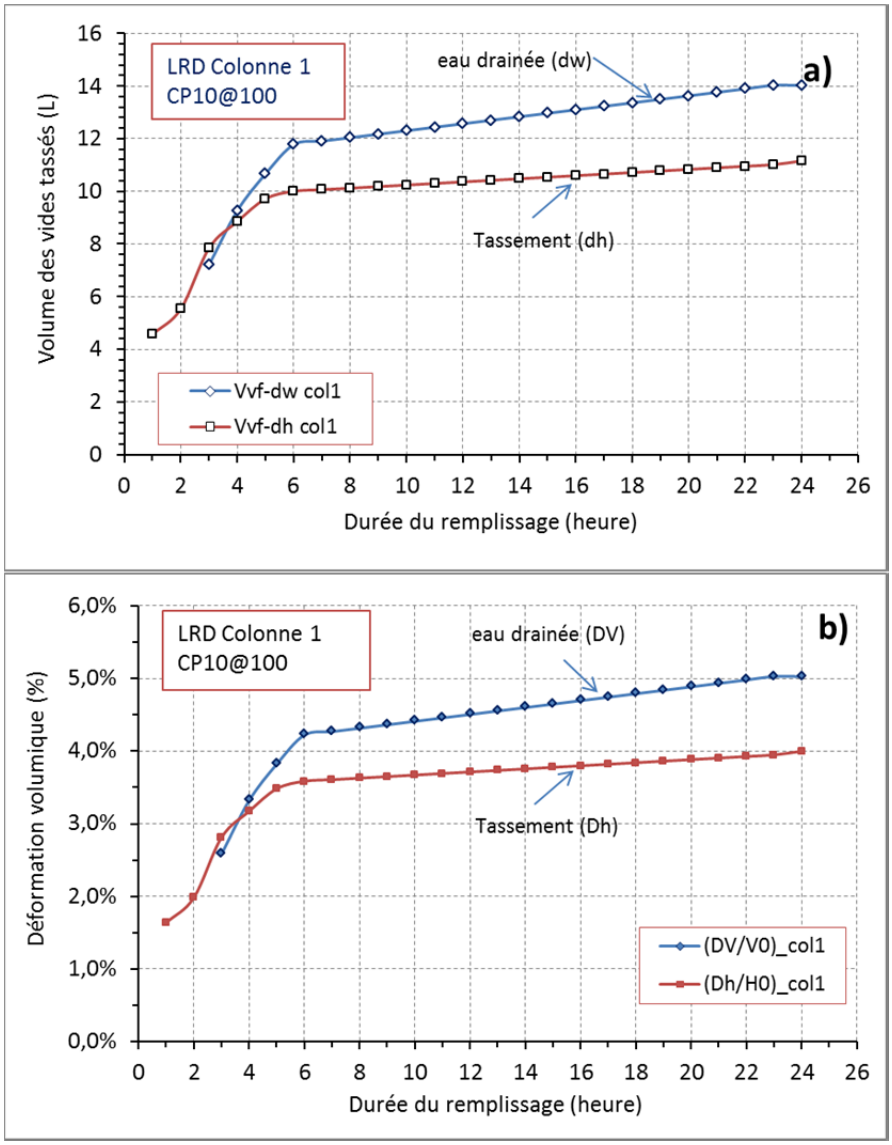


Figure 6.3 : Comparaison du volume des vides final calculé à partir de la quantité d'eau drainée et du tassement au cours de la consolidation pour le remblai de la COLONNE 1: a) volume des vides tassés ; b) déformation volumique

b) Colonne 2

La Figure 6.4 présente les courbes de comparaison du volume des vides tassés ainsi que de la déformation volumique au cours de la consolidation gravitaire du remblai de la COLONNE 2. On observe nettement une discordance entre les estimations faites à partir du volume d'eau drainée et du tassement mesuré. Le volume des vides tassés ainsi que la déformation volumique calculés à partir du volume d'eau drainée sont à nouveau supérieurs à ceux calculés à partir du tassement.

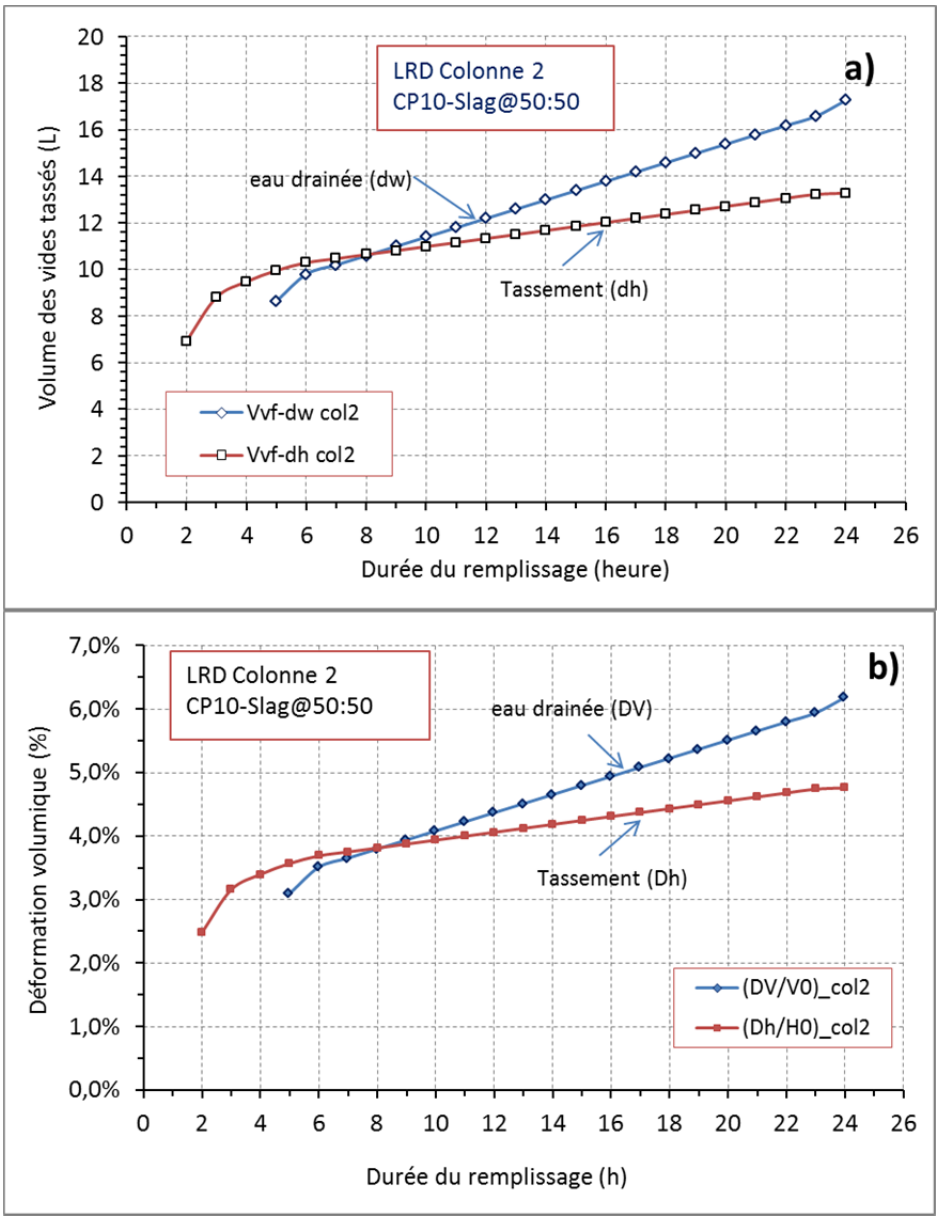


Figure 6.4 : Comparaison du volume des vides final calculé à partir de la quantité d'eau drainée et du tassement au cours de la consolidation pour le remblai de la COLONNE 2: a) volume des vides tassés ; b) déformation volumique

c) Colonne 3

La Figure 6.5 présente les courbes de comparaison du volume des vides tassés ainsi que de la déformation volumique au cours de la consolidation gravitaire du remblai de la COLONNE 3. On observe nettement une discordance entre les estimations faites à partir du volume d'eau drainée et du tassement mesuré. Le volume des vides tassés ainsi que la déformation volumique calculés à partir du volume d'eau drainée sont à nouveau supérieurs à ceux calculés à partir du tassement.

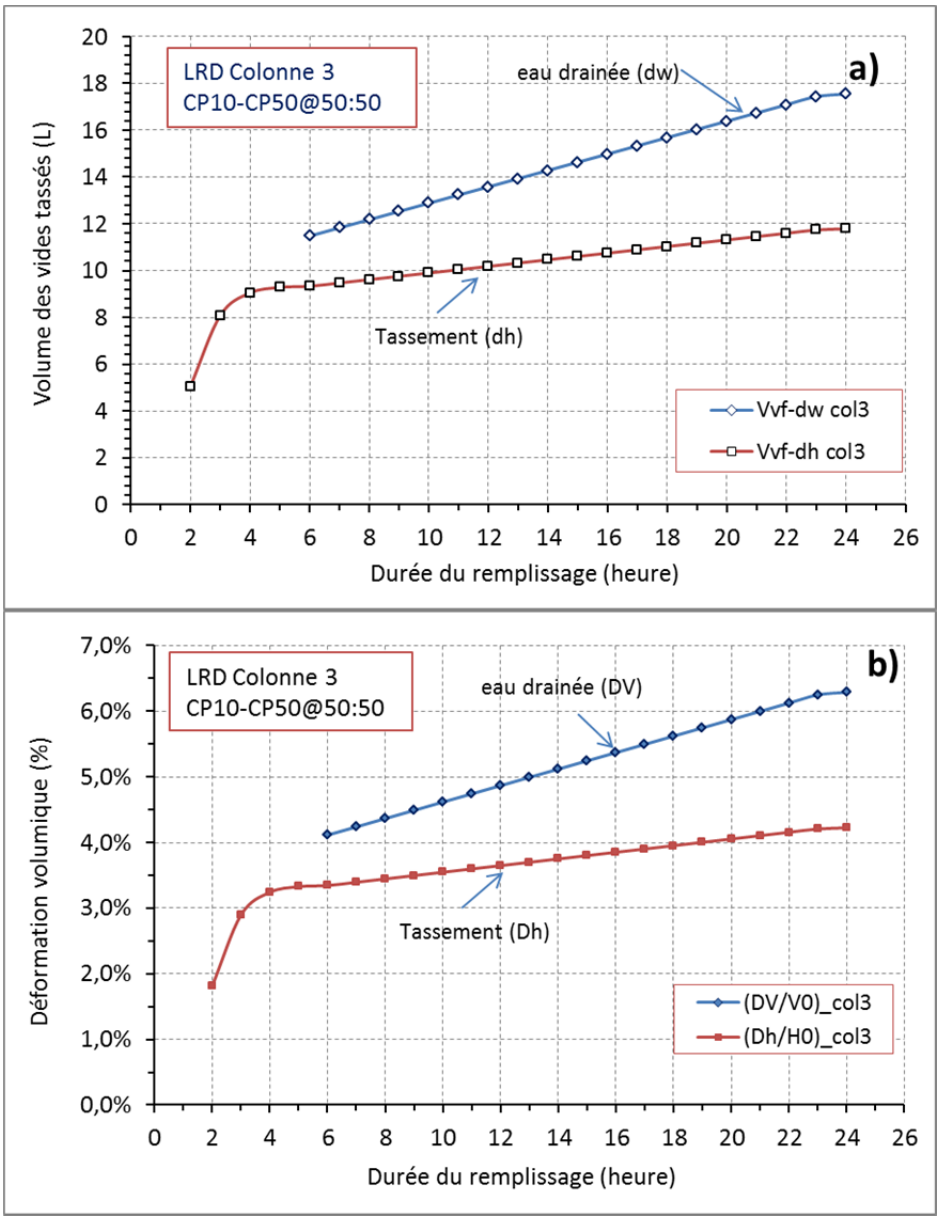


Figure 6.5 : Comparaison du volume des vides final calculé à partir de la quantité d'eau drainée et du tassement au cours de la consolidation pour le remblai de la COLONNE 3: a) volume des vides tassés ; b) déformation volumique

6.1.3 Interprétation

La différence marquée entre les vides tassés et la déformation volumique calculés à partir du volume d'eau drainée et du tassement mesuré pourrait être expliquée par le séquençage de remplissage des colonnes. En effet, cette différence pourrait être due au processus de drainage (consolidation) de la première séquence de remplissage (couche inférieure ou couche 1) du remblai pendant la première journée de consolidation avant l'ajout de la deuxième séquence (couche supérieure ou couche 2).

Cette différence entre le drainage et le tassement des colonnes est beaucoup plus accentuée dans le cas des colonnes de la mine LRD (colonnes MD et TD) que dans le cas de la mine LVT (colonnes 1, 2 et 3) et pourrait être due à la vitesse du drainage. En effet, la combinaison des drainages vertical et latéral dans le cas du remblai LRD accélère l'expulsion de l'eau de la première séquence du remblai comparativement aux remblais LVT. De plus, le volume des vides tassés (qui ne pouvait être mesuré) de la séquence inférieure des colonnes de remblai sera colmaté de nouveau par le remblai de la séquence supérieure, d'où le surplus d'eau drainée.

6.2 Effet du séquençage sur la dissipation du remblai LRD

Dans cette sous-section on analyse les résultats de l'évolution des pressions interstitielles dans les deux couches de remplissage (remblayage séquentiel) des trois colonnes au cours de la consolidation gravitaire. A partir de ces mesures il est possible de calculer le degré de consolidation gravitaire des trois types de remblai. Le degré de consolidation en fonction de la pression interstitielle en excès u comme suit :

$$U_{avg}\% = \left(1 - \frac{u_t}{u_i}\right) \times 100 \qquad [6\text{-}2]$$

Où u_t = pression interstitielle moyenne en excès à un instant t donné ; u_i = pression interstitielle en excès initiale.

Cette équation montre que pour que le remblai soit totalement consolidé il faudrait que la pression interstitielle en excès à l'instant t soit totalement dissipée ($u_t = 0$). La pression interstitielle en excès correspond à la pression interstitielle positive mesurée par les tensiomètres.

Les Figures 6.6 et 6.7 présentent l'évolution de la consolidation (variation de la pression interstitielle) des trois types de remblai (trois colonnes) selon le remblayage séquentiel des colonnes en deux couches.

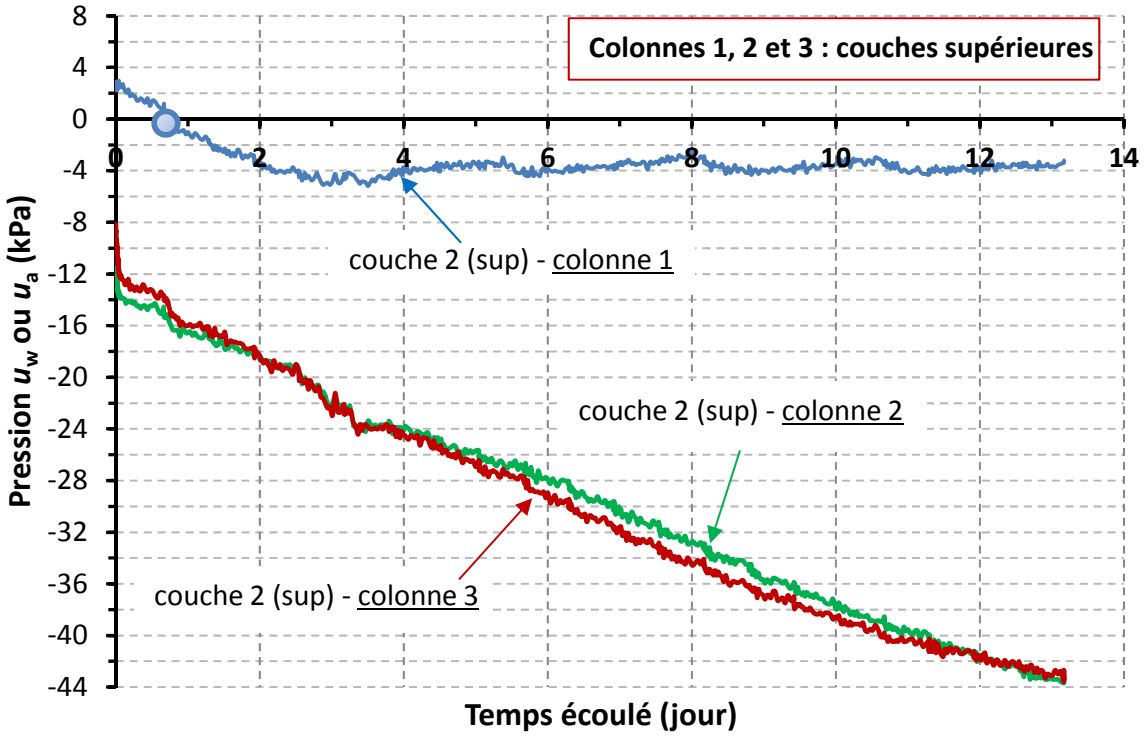


Figure 6.6 : Comparaison des évolutions des pressions interstitielles au début de la consolidation des couches supérieures des remblais des trois colonnes (le rond correspond à la fin de la consolidation gravitaire)

La Figure 6.6 qui présente les courbes d'évolution de la pression interstitielle des couches supérieures (couche 2) dans les trois colonnes montre clairement que seules les données de dissipation de pression interstitielle de la couche supérieure de la COLONNE 1 semblent cohérentes. En effet, il ne semble pas du tout cohérent de n'avoir mesuré que de la succion dans les couches supérieures des COLONNES 2 et 3. En effet, ces tensiomètres (no.4 et 6) n'ont jamais enregistré de pression positive mis à part après le remplacement de leur eau survenu au 14e jour de consolidation (voire Figures 5.14 et 5.16).

De plus, la similitude entre les courbes d'évolution de la pression interstitielle des couches supérieurs des COLONNES 2 et 3 n'est pas logique eu égard aux résultats des mesures de tassement et de drainage (Figures 5.7 et 5.8). L'apparition précoce de succion dans les couches supérieures des COLONNES 2 et 3 immédiatement après le remplissage aurait dû traduire un état de désaturation instantanée qui ne semble en aucun réaliste. Par conséquent, nous attribuons à la mesure erronée des succions à très court terme à une cause de disfonctionnement des tensiomètres à céramique poreuse. En effet, selon les données de tassement gravitaire (Figure 5.8), le comportement en consolidation de la couche supérieure de la COLONNE 3 (liant = CP10 seul) devrait être similaire en tout point à celui de la couche de la COLONNE 1 (liant = CP10-CP50@50:50).

La Figure 6.6 montre également qu'après la consolidation de la couche supérieure de la COLONNE 1 la succion moyenne développée était de l'ordre de 4 kPa (comparativement aux succions de 45 kPa mesurées par les tensiomètres nos.4 et 6 dans les couches supérieures des COLONNES 2 et 3.

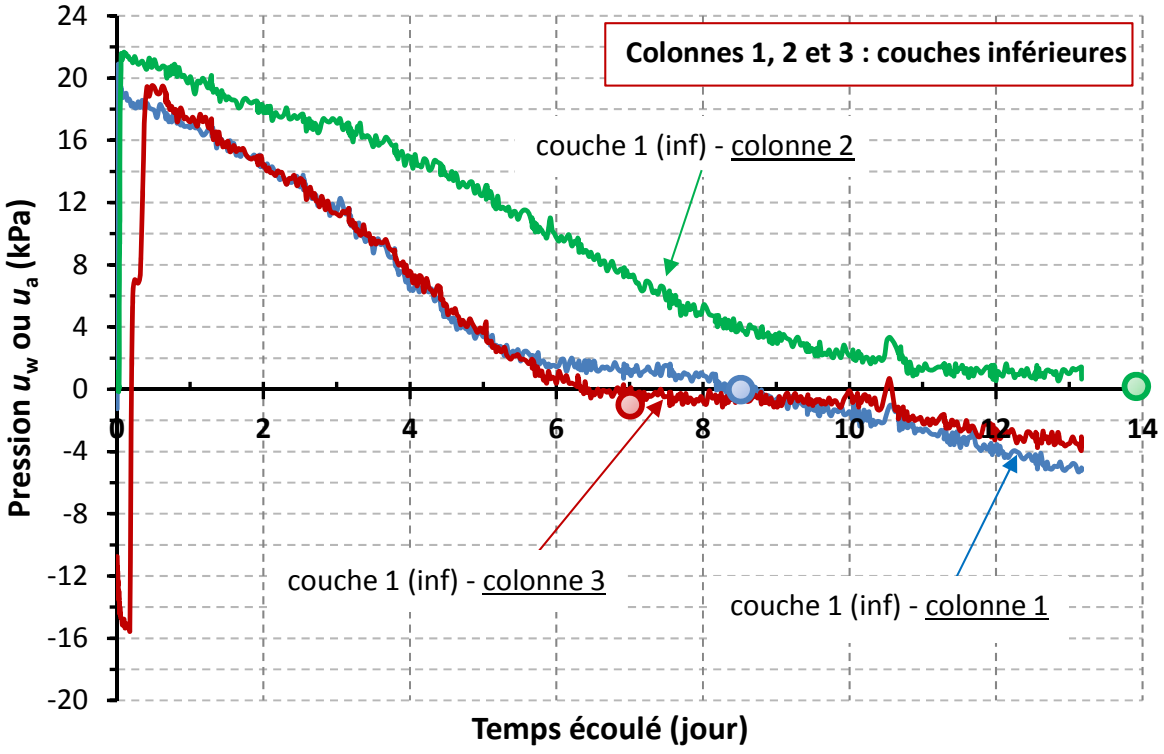


Figure 6.7 : Comparaison des évolutions des pressions interstitielles au début de la consolidation des couches inférieures des remblais des trois colonnes (les ronds correspondent à la fin de la consolidation gravitaire)

La Figure 6.7 montre que pour les couches inférieures des trois colonnes, les courbes de dissipation de la pression interstitielle semblent très réalistes et surtout très cohérentes avec les observations faites au niveau du drainage et du tassement gravitaire (Figure 5.7 et 5.8). Ces courbes montrent que la couche inférieure de la COLONNE 1 a fini de se consolider (u_t = 0 correspond au rond sur la Figure 6.7) environ 8½ jours après le fin du remplissage de la colonne.

La fin de consolidation de la couche inférieure de la COLONNE 2 a été observée aux alentours de 14 jours après le remplissage de la colonne. Quant à la fin de consolidation de la couche inférieure de la COLONNE 3 elle a été observée à peu près 8 jours après le remplissage de la colonne. La Figure 6.7 montre clairement que les comportements de consolidation des couches inférieures des COLONNES 1 et 3 sont très similaires et ceci corrobore les données de tassement gravitaire (Figure 5.8). Cette figure montre également que le comportement de consolidation de la couche inférieure de la COLONNE 2 se démarque de celle des deux autres colonnes.

6.3 Mécanismes de consolidation gravitaire du remblai en colonne

La consolidation gravitaire des remblais en pâte en colonnes réalisée à l'usine de remblai des mines LVT et LRD entre dans la perspective d'étudier le comportement hydromécanique à court et à long terme de ces remblais. La compréhension de ce comportement des RCP et sa contribution sur la résistance mécanique résultante requiert d'apporter des explications quant aux mécanismes mis en jeu au cours de la consolidation des remblais sous leur poids propre.

Au cours de leur consolidation en colonnes, les remblais en pâte (considérés comme matériaux fins) sont soumis à la théorie de consolidation dite primaire et unidimensionnelle à déformation linéaire appliquée aux sols fins et saturés. Les lois qui gouvernent cette théorie sont intégrées dans l'équation de Gibson et al. (1967) définie par l'équation [2-21]. Cette formule résume les paramètres hydriques et mécaniques agissant au cours de la consolidation gravitaire applicable aux remblais en pâte. Les différents paramètres de consolidation gravitaire (contrainte gravitaire ou effective $\Delta\sigma_{v'}$, indice des vides Δe et la pression interstitielle Δu_w) des remblais en pâte des colonnes sont illustrés schématiquement dans les Figure 6.8 et 6.9.

Il a été observé que l'écoulement (vitesse de drainage et gradient hydraulique) et la perméabilité des remblais étaient tributaires de l'évolution du drainage au cours des 5 premiers jours de consolidation. Les schémas des Figures 6.8 et 6.9 illustrent l'évolution morphologique des remblais consolidés en colonnes selon les quatre scénarios de drainage utilisés en expérimentation au cours de cette étude.

6.3.1 Configuration non drainée (ND)

Dans cette configuration l'eau des pores s'extrude à la surface du remblai durant les premières heures de consolidation et commence à disparaître durant les jours suivants. La disparition de cette eau pourrait survenir après quelques jours de consolidation et nous laisse penser soit à l'évaporation de cette eau (température de 25°C à l'usine) et/ou à la réintégration de cette eau dans le remblai. Cette configuration de consolidation a été testée à la mine LVT (Figure 6.8a).

6.3.2 Configuration moitié drainée (MD)

Dans cette configuration une partie de l'eau des pores est drainée latéralement via la couche inférieure du remblai et une autre partie d'eau est observée en surface de celui-ci seulement durant quelques heures (durée inférieure à celle du remblai non drainé). La quantité d'eau observée à la surface de cette colonne est très faible par rapport à celle observée à la surface de la colonne ND, ce qui explique la vitesse et le temps de disparition de cette eau. Cette configuration de consolidation a été testée à la mine LVT (Figure 6.8b).

Seulement le remblai LVT a été testé dans les configurations non drainée (ND) et moitié drainée (MD) pour l'étude de la consolidation gravitaire.

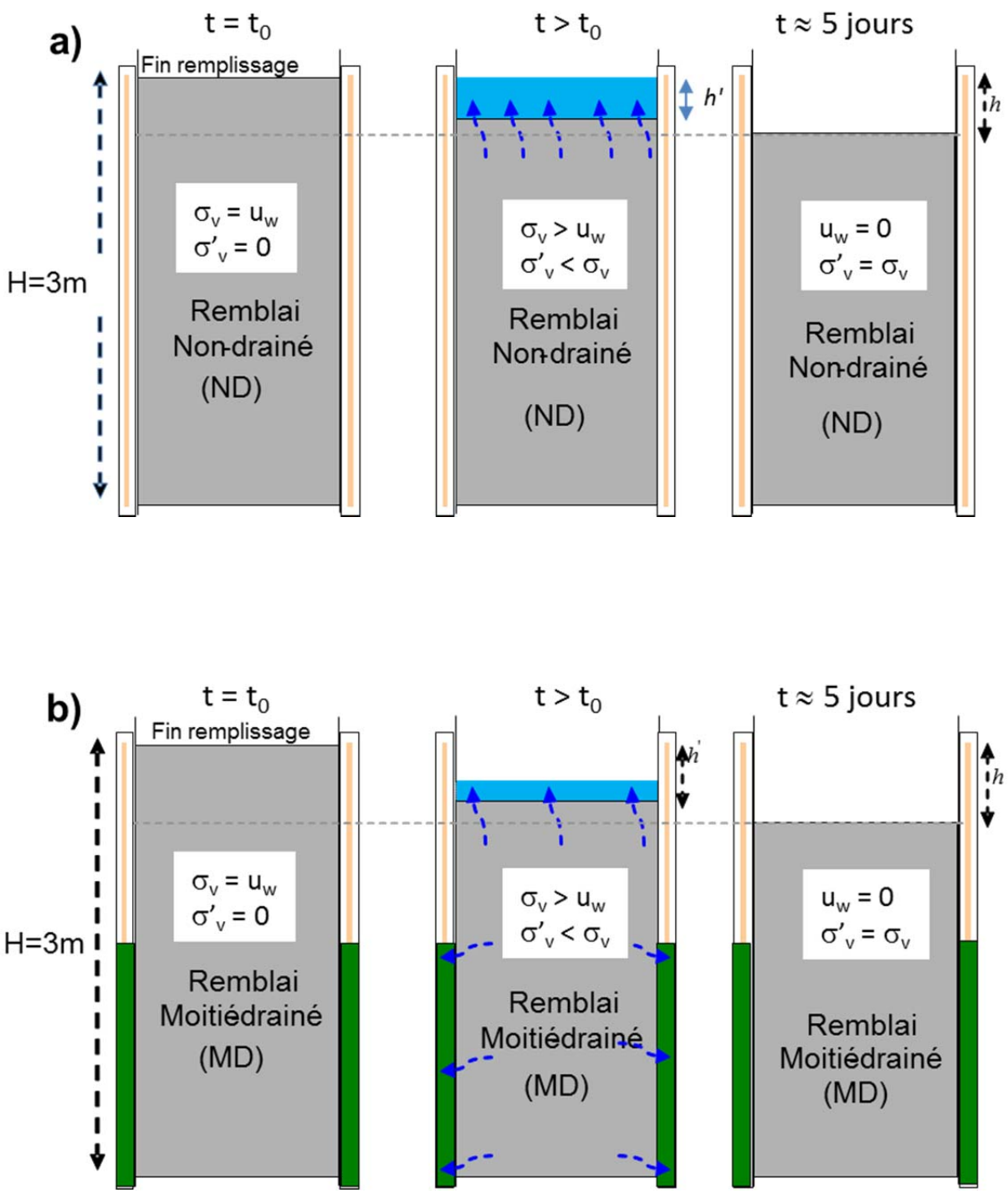


Figure 6.8 : Schématisation de la consolidation gravitaire des remblais en colonnes : a) configuration non drainée ; b) configuration moitié drainée.

La configuration totalement drainée a été testée à la fois avec le remblai LVT (drainage latéral seul) et le remblai LRD (drainage latéral et basal) pour l'étude de la consolidation gravitaire.

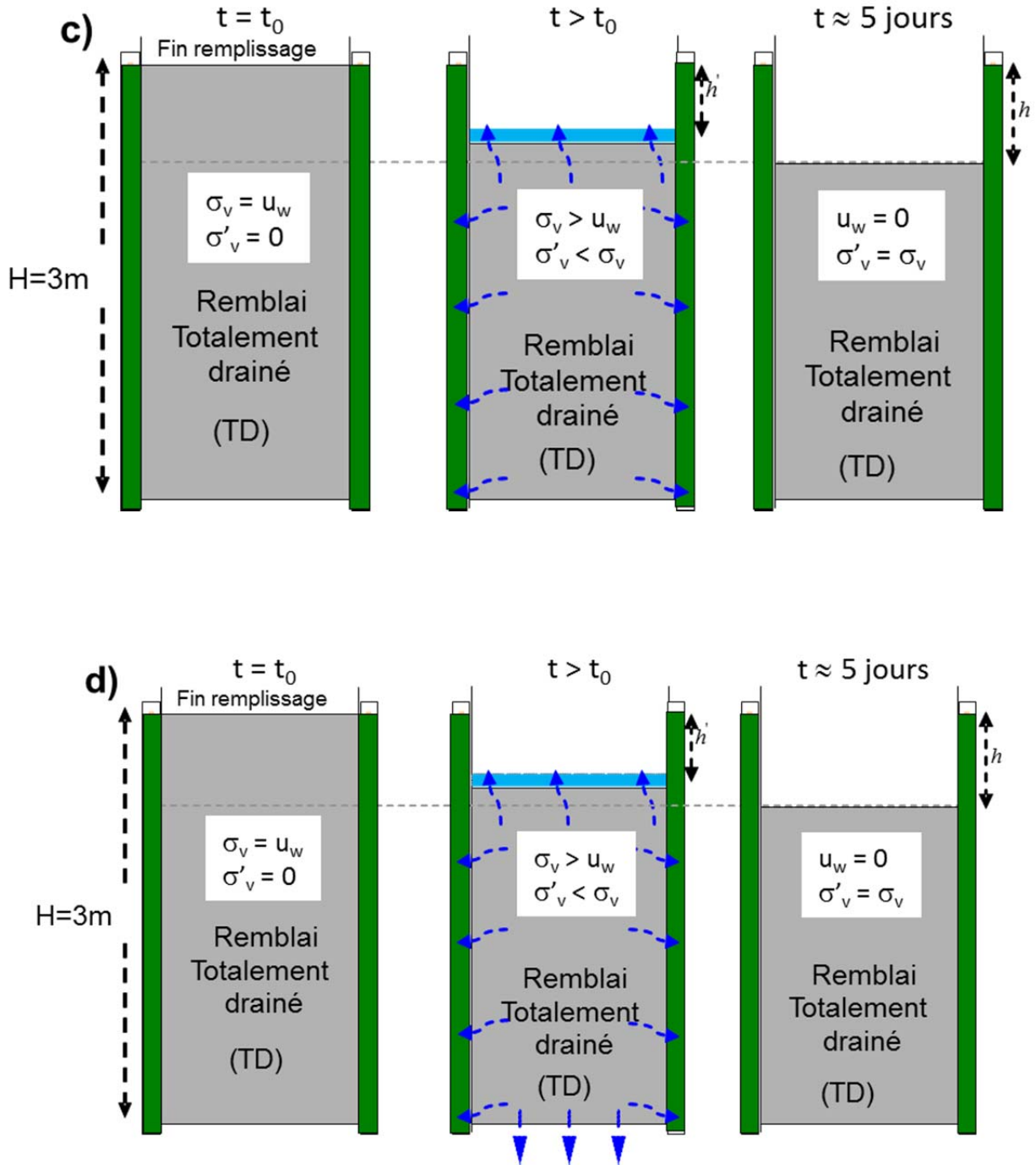


Figure 6.9 : Schématisation de la consolidation gravitaire des remblais en colonnes : c) configuration totalement drainée latéralement; d) configuration totalement drainée latéralement avec drainage basal

6.3.3 Configuration totalement drainée (TD) avec ou sans drainage basal

Dans cette configuration une petite quantité d'eau est également remarquée à la surface de ce remblai (inférieure à la masse d'eau observée au sommet du remblai moitié drainé MD). La majeure partie de l'eau drainée est expulsée latéralement dans le cas du remblai de la mine LVT (Figure 6.9c) et latéralement et verticalement pour le remblai de la mine LRD (Figure 6.9d). Il est évident que la quantité de l'eau de ressuage du remblai à drainage latéral seulement (colonnes LVT) est un peu plus élevée par rapport à celle du remblai à drainage latéral et vertical (colonnes LRD).

6.3.4 Synthèse

Les remblais en colonnes sont considérés initialement saturés (S_r =100%), c'est-à-dire que les vides sont initialement remplis d'eau. Pour appliquer la théorie de la consolidation gravitaire sur ces remblais, on suppose que les grains solides (résidus et liants) et l'eau de la matrice sont incompressibles. L'expulsion d'une partie d'eau de ces remblais par drainage reste donc un facteur primordial pour la diminution de leur indice des vides. Cette hypothèse reste valable pour les remblais à très court terme (< 7 jours de cure).

A partir des données de drainage et de tassement il ressortait que le remblai de la COLONNE 2 (CP10-Slag) devrait être la meilleure recette qui assurerait un bon drainage de la grande partie de son eau. Par conséquent, et selon les résultats obtenus à la mine LVT, ce remblai devrait assurer une excellente résistance mécanique à moyen et long terme. Dans ce sens et à court terme, il n'était pas simple de croire qu'il y aurait une différence majeure de la performance de résistance entre la recette de remblai CP10-CP50 et la recette à CP10 seul (mis à part une possible attaque sulfatique).

Les observations des quantités d'eau de ressuage des remblais des colonnes et la comparaison des quantités d'eau drainées pour chaque scénario de drainage (ND, MD, TD sans drainage basal, TD avec drainage basal) démontrent l'importance de la contribution du drainage lors de la consolidation gravitaire. En faisant une petite comparaison des scénarios de drainage étudiés pour

ces remblais en colonnes, on constate que la vitesse de drainage est importante dans le cas des remblais totalement drainés surtout lorsque le drainage est permis dans toutes les directions (latéral et vertical). Ces constations sont également appuyées par les résultats des mesures des pressions interstitielles de ces remblais pendant leur consolidation en colonnes à drainage latéral et vertical.

6.4 Effet du drainage et du tassement sur la résistance mécanique

6.4.1 Remblai LRD

Dans la version corrigée du mémoire, nous avons été en mesure d'avoir les résultats des essais mécaniques réalisés sur les éprouvettes de remblai de la mine LRD qui ont été obtenus par Takhur (2008). Le Tableau 6.2 contient les principaux résultats UCS des remblais LRD (voir aussi Figure 6.10).

Tableau 6.2 : Gamme de variation de la résistance mécanique UCS des remblais en colonnes de la mine LRD (totalement drainé avec drainage basal permis) (tiré de Takhur 2008)

Recette de mélange	Gamme d'UCS (kPa)	Moyenne d'UCS (kPa)	UCS moyen moules en plastique (kPa)	
			Non drainé	Drainé
CP10 seul (**Colonne 1**)	304 – 725	**501**	291	515
CP10-Slag@50:50 (**Colonne 2**)	670 – 978	**809**	586	767
CP10-CP50@50:50 (**Colonne 3**)	428 – 825	**588**	362	650

Temps de cure: 94 jours (Colonne 1); 98 jours (Colonne 2); 102 jours (Colonne 3)

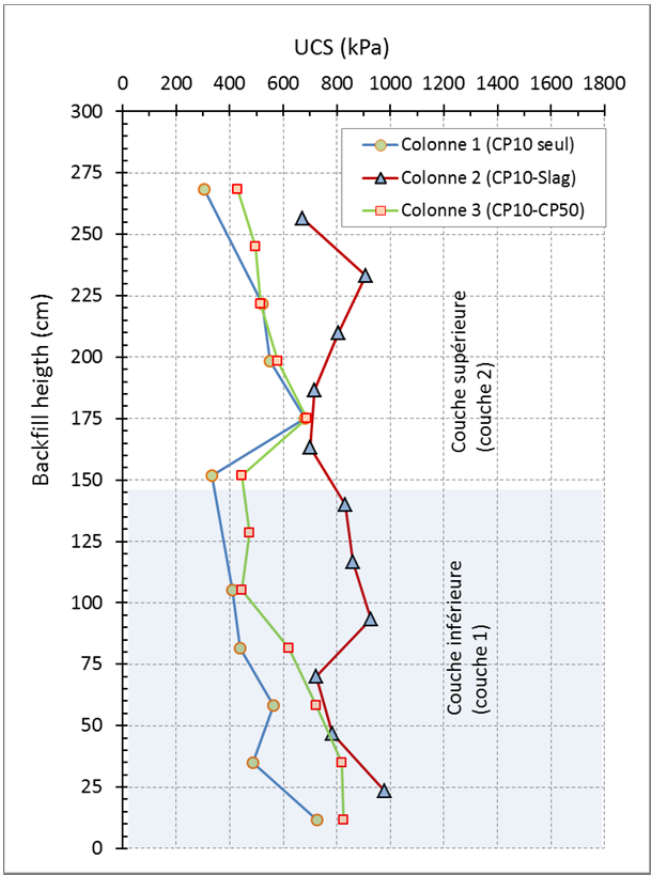


Figure 6.10 : Évolution de la résistance (UCS) des remblais le long des colonnes à la mine LRD (tiré de Takhur 2008)

Les résultats du Tableau 6.2 et de la Figure 6.10 montrent que l'UCS des échantillons de remblai consolidés en colonnes augmente légèrement avec la profondeur dans les colonnes. Pour les recettes de mélange de remblai avec CP10 seul et CP10-CP50, cette augmentation suit approximativement la tendance du poids des terres (γh). Ceci confirme le fait que les valeurs d'UCS obtenues à partir d'échantillons de moules en plastique non drainés sont conservatrices. Il peut être également observé sur la Figure 6.10 que la valeur moyenne d'UCS des remblais consolidés en colonnes est plus proche de la valeur moyenne d'UCS obtenue à partir d'éprouvettes de moules en plastique drainés. Ces résultats suggèrent également que les valeurs les plus réalistes d'UCS obtenues au laboratoire doivent être obtenues à partir de moules en plastique perforés.

De ces résultats il ressort que : $\mathbf{UCS_{(CP10\text{-}Slag)}} > \mathbf{UCS_{(CP10\text{-}CP50)}} \approx \mathbf{UCS_{(CP10)}}$ et ceci corrobore l'intuition que nous avions eu auparavant sur la base du drainage.

6.4.2 Remblai LVT

Comme l'ont montré les résultats de cette étude (chapitre 4), les remblais drainés (TD et MD) à tassement important présentent des résistances mécaniques élevées par rapport aux remblais non drainés et moins tassés. Il a été également observé dans ces résultats que la majorité des propriétés de ces remblais varient en fonction du drainage et du tassement. Autrement, ces remblais en colonnes ont développé des comportements internes dépendants des propriétés acquises au cours de leur consolidation gravitaire et selon leurs conditions de drainage permis. Les propriétés de ces remblais ont changé entre leur état initial avant la consolidation et leur état final après 90 jours de consolidation ou de cure. Deux principales composantes relient ces deux états des remblais; le solide (grains solides) et les vides (eau et/ou air).

Ces deux éléments (solides et vides) constituent la structure (le volume) des remblais qui varie selon le drainage (perte d'eau) et le tassement de ceux-ci suite à leur consolidation sous leur poids propre. Vue l'incompressibilité des grains solides des remblais au cours de leur consolidation gravitaire, l'évolution des vides reste à l'origine de tout changement de la structure de ces remblais.

Le tableau 6.3 récapitule les principaux paramètres démontrant la variation des vides des remblais consolidés en colonnes et la résistance (UCS) maximale obtenue (Tableau 6.3) ainsi que le rôle du drainage et du tassement dans l'acquisition de la résistance mécanique. Ainsi, ces paramètres sont calculés pour les remblais des trois colonnes des deux mines comme le montre le Tableau 6.3.

Tableau 6.3 : Paramètres principaux liés à la variation des vides des remblais (TD, MD et ND) en fonction de drainage et du tassement et de la résistance mécanique obtenue à 98 jours

Recette	Drainage (%)	Tassement vertical (%)	Indice des vides *e*	%solide C_w (%)	UCS (MPa)
Mélange initial	0	0	1.12	75,8	0
Remblai TD	15,8 %	5,5	0,75	82 - 85	2,9
Remblai MD	8,9	2,8	0,75	84 - 87	2,7
Remblai ND	0	2,5	0,85	81,5	2,4

6.5 Discussion sur la microstructure des remblais en colonnes

Afin de comparer les distributions de la porosité des remblais des trois colonnes et dans le but de limiter la quantité de courbes, trois points ont été arbitrairement choisis : le bas de la colonne, le milieu et le haut de la colonne. De plus, pour cette comparaison, seule les courbes cumulatives seront considérées. La Figure 6.11 présente cette comparaison pour les trois colonnes de remblai en pâte (mine LVT). À partir de ces courbes, il est possible de déterminer le seuil de percolation d_{th} qui définit le diamètre minimal à partir duquel il y a percolation (pénétration) du fluide non-mouillant (tel que le mercure).

6.5.1 Haut de la colonne

On constate qu'en haut de colonne (Figure 6.11a), les courbes de porosité cumulée des remblais des colonnes ND et MD sont similaires. Au contraire, la courbe de porosité cumulée du remblai de la colonne TD est clairement décalée en-dessous de celles des deux autres colonnes. Le diamètre de seuil de percolation d_{th} = 1,11 μm pour le remblai de la colonne ND, d_{th} = 0,90 μm pour le remblai de la colonne MD et d_{th} = 0,4 μm pour le remblai de la colonne TD.

Une valeur élevée de d_{th} traduit une microstructure plus perméable qu'avec une plus faible valeur de d_{th}. La porosité totale correspondante, $n_{Hg\text{-}T}$ = 44,2 % pour le remblai de la colonne UD, $n_{Hg\text{-}T}$ = 43,7% pour le remblai de la colonne MD et $n_{Hg\text{-}T}$ = 36,9% pour le remblai de la colonne TD.

6.5.2 Milieu de la colonne

On y observe qu'en milieu de colonne (Figure 6.3b), les courbes de porosité cumulée des remblais des trois colonnes (TD, ND et MD) semblent différentes. Le diamètre de seuil de percolation d_{th} = 1,10 μm pour le remblai de la colonne ND, d_{th} = 0,72 μm pour le remblai de la colonne MD et d_{th} = 0,72 μm pour le remblai de la colonne TD. La porosité totale correspondante $n_{Hg\text{-}T}$ = 45,3 % pour le remblai de la colonne UD, $n_{Hg\text{-}T}$ = 41,1% pour le remblai de la colonne MD et $n_{Hg\text{-}T}$ = 45,6% pour le remblai de la colonne TD.

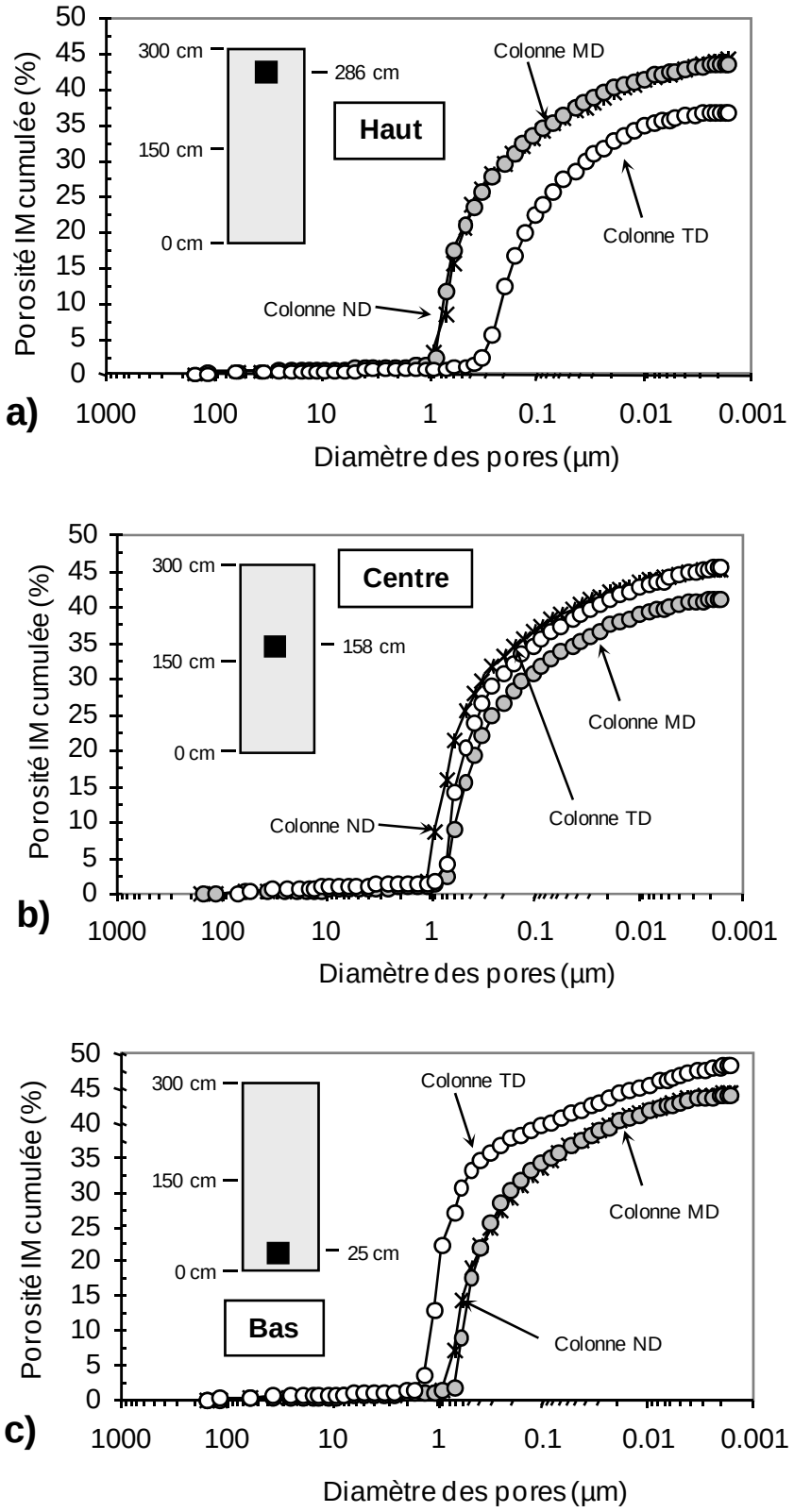


Figure 6.11 : Évolution de la porosité cumulée du remblai à trois hauteurs différentes des colonnes ND, MD et TD: a) le haut, b) le milieu et c) le bas (mine LVT)

6.5.3 Bas de la colonne

En bas de colonne (Figure 6.11c), les courbes de porosité cumulée des remblais des colonnes ND et MD sont similaires. Par contre, la courbe de porosité cumulée du remblai de la colonne TD est clairement au-dessus de celles des deux autres colonnes. À partir de ces courbes, il a été possible de calculer le diamètre de seuil de percolation d_{th} = 0,90 µm pour le remblai de la colonne ND, d_{th} = 0,72 µm pour le remblai de la colonne MD et d_{th} = 1,36 µm pour le remblai de la colonne TD. La porosité totale correspondante, $n_{Hg\text{-}T}$ = 44,3 % pour le remblai de la colonne ND, $n_{Hg\text{-}T}$ = 43,9% pour le remblai de la colonne MD et $n_{Hg\text{-}T}$ = 48,4% pour le remblai de la colonne TD.

De l'ensemble de ces résultats on en déduit les valeurs moyennes de diamètre de seuil de percolation $d_{th\text{-}m}$ et de porosité totale $n_{Hg\text{-}T\text{-}m}$ suivantes: $d_{th\text{-}m}$ = 0,77 µm pour le remblai de la colonne TD, $d_{th\text{-}m}$ = 0,87 µm pour le remblai de la colonne MD et $d_{th\text{-}m}$ = 0,94 µm pour le remblai de la colonne ND; $n_{Hg\text{-}T\text{-}m}$ = 43,3 %, 43,1 % et 43,8 % pour le remblai des colonnes TD, MD et ND, respectivement. Une synthèse de tous les résultats présentés au chapitre 4 (section 4.7.2) est présentée dans le Tableau 6.4 synthèse ces résultats.

Tableau 6.4 : Gamme de variation des paramètres de porosimétrie au mercure sur les remblais des trois colonnes

Type de colonne	Diamètre moyen de pore d_m (µm)	Diamètre de seuil de percolation d_{th} (µm)	Porosité totale $n_{Hg\text{-}T}$ (%)	Porosité totale moyen $n_{Hg\text{-}T\text{-}m}$ (%)	Surface spécifique pore $S_{m\text{-}p}$ (m^2/g)
TD	0,20 - 1,11	0,37 - 1,36	36,91 - 48,39	43,3	10,25 - 15,77
MD	0,47 - 0,72	0,72 - 1,11	41,10 - 44,95	43,1	3,41 - 13,17
ND	0,31 - 0,72	0,47 - 1,11	39,13 - 46,34	43,8	9,38 - 14,94

La consolidation gravitaire du remblai se matérialiserait par l'acquisition de propriétés hydro-géotechniques, mécaniques et microstructurales leur permettant d'avoir une bonne performance mécanique à long terme. Ainsi, le remblai drainé perd une fraction importante de son eau interstitielle et devient par conséquent moins saturé. La matrice du remblai libère ainsi une fraction des vides anciennement occupés par l'eau interstitielle. Ces vides pourraient être comblés

par les hydrates. En plus du pourcentage solide des grains initiaux du RPC qui augmente suite au tassement, il peut y avoir formation de solides résultants de l'hydratation et/ou de la précipitation. La structure finale du RPC drainé posséderait par conséquent une résistance mécanique plus élevée.

6.6 Effet de la géochimie sur la résistance mécanique

D'après les résultats de la composition chimique et géochimique des eaux interstitielles des RCP consolidés en colonnes, nous observons des phénomènes se déroulant dans le cas des bétons tels que la dissolution des anhydres et la précipitation des hydrates. Dans notre cas, on peut parler de dissolution lente montrée durant toute la période de cure des remblais des trois colonnes.

Cette dissolution est accompagnée de la formation rapide des hydrates (solubles et/ou solides) durant les premières heures de consolidation. Les hydrates dont les oxydes et les hydroxydes sont principalement l'ettringite, le gypse, les gels C-S-H, etc. On note l'absence de Portlandite due vraisemblablement au pH dont la valeur maximale est de 12,45.

L'hydratation lente pourrait être liée à l'utilisation de Slag en grand pourcentage (80%) dans la composition initiale du liant de la recette des remblais. En plus, avec la présence de ciment Portland, la Slag aurait un effet sur la faible formation des sulfates (Benzaazoua et al. 2004). Ceci est démontré particulièrement dans le cas des eaux drainées des remblais TD et MD.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1 Conclusions

L'étude de recherche et d'expérimentation sur les remblais miniers cimentés en pâte (RCP) consolidés en colonnes a été menée au laboratoire de l'unité de recherche et service en technologie minéral (URSTM) de l'UQAT et à l'usine de remblai en pâte des deux mines abitibiennes LVT et LRD.

L'objectif principal de cette étude était de mieux comprendre la consolidation gravitaire des RCP en colonnes et l'évolution de leurs propriétés physiques, hydro géotechniques et microstructurales en fonction du temps de consolidation. Les principaux facteurs examinés dans cette étude sont le drainage et le tassement des remblais en colonnes selon différents scenario de drainage et en fonction des paramètres intrinsèques des mélanges initiaux de ces remblais. Les paramètres et les conditions du remblayage souterrain ont été conçus et appliqués dans l'expérimentation de cette étude pour permettre une bonne comparaison des résultats obtenus.

Les principales conclusions tirées de cette étude sont:

- Le remblai *totalement drainé* (TD) a libéré une quantité maximale d'eau qui atteint 15% de son eau initiale, et une déformation volumique maximale (tassement) de 5,5% ;
- Le *remblai moitié drainé* (MD) a libéré une quantité d'eau équivalant à presque la moitié de celle obtenue par le remblai TD (8%) et une déformation maximale de 2,8% (mine LVT) ;
- Le drainage et le tassement des remblais en colonnes atteignent leur valeur maximale après environ 3 à 5 jours de consolidation sous leur poids propre (LVT et LRD);

- Les déformations volumiques maximales obtenues par ces remblais en colonnes (TD et MD) sont comparables avec celles observées à la mine LVT qui sont de l'ordre de 3 à 5,5%.
- La résistance mécanique maximale (UCS) des RCP en colonnes (mine LVT) est atteinte par le remblai TD avec une valeur de 2,9 MPa à l'interface des deux séquences de remblayage (2,7 MPa pour le remblai MD). La combinaison de la configuration du drainage et du remblayage séquentiel aurait un rôle très important sur la valeur de la résistance UCS des remblais en pâte. Ces résistances UCS (2,7 – 2,9MPa) obtenues par les remblais drainées consolidés en colonnes sont comparables et quasi similaires aux résistances UCS des remblais des chantiers démontrées en 2003 par Belem et al. 2006 (Figure 1.2);
- L'analyse chimique et géochimique des eaux drainées des RCP pendant leur consolidation en colonnes (mine LVT) démontre des conditions favorables à la précipitation des hydrates et des précipités qui contribueraient à la cimentation de la matrice de ces remblais et par-delà même, à l'acquisition de leur résistance maximal ;
- Le remblai drainé (mine LVT) est caractérisé par une porosité totale élevée (50%) et une surface spécifique relativement importante (11,3 à 12,9 m²/g) avec une variation significative de la microstructure en fonction de la hauteur de colonne TD (les plus fortes valeurs de la porosité totale et de la surface spécifique de ces remblais sont observées au bas des colonnes drainées avec un faible pourcentage des micropores). Il en résulte un lien significatif entre les valeurs maximales de la porosité et de la surface spécifiques des remblais drainés (TD et MD) et celles de la résistance maximale obtenue par ces remblais (2,7 à 2,9 MPa).
- La comparaison des trois recettes du remblai en colonnes de la mine LRD (CP10 seul 100%, CP10-Slag@50:50% et CP10-CP50@50:50%) démontre que le remblai préparé avec le liant CP10-Slag@50:50% favorise un bon drainage par rapport aux autres remblais. En se basant sur les résultats obtenus sur les remblais en colonnes de la mine LVT, ce remblai à CP10-Slag@50:50% est susceptible de donner la plus forte résistance mécanique parmi les trois recettes de remblai ;

- L'expérimentation des colonnes à drainage latéral et/ou vertical étudiée dans les deux mines (LVT et LRD) démontre que la vitesse de consolidation est proportionnelle à celle du drainage et du tassement, ce qui implique que le bon drainage (tassement) favorise des conditions propices à la consolidation. Ces constatations sont également soutenues par la désaturation des couches de remblai du haut des colonnes (LRD) par rapport aux couches inférieures des colonnes.
- Les mesures des pressions interstitielles des remblais en colonnes ont permis d'évaluer la période de désaturation des remblais en fonction de la hauteur des colonnes.

Les résultats généraux de cette étude apportent des gains très importants quant au rôle du drainage et du tassement sur l'acquisition de la résistance maximale des remblais en pâte consolidés sur leur poids propre à court et moyen terme. Il serait très important de prédire les résultats de ces gains sur la performance des remblais en pâte consolidés à long terme.

7.2 Recommandations

Les recommandations de cette étude porteraient sur la compréhension de différents aspects de la consolidation gravitaire des remblais en pâte en colonnes dont principalement l'amélioration des méthodes expérimentées dans notre cas ou d'autre méthodes à utiliser. Plusieurs paramètres d'analyse de cette étude nous ont permis d'améliorer notre vision en ce qui a trait au comportement et à l'évolution des RCP consolidés en colonnes.

L'élaboration de différents essais de consolidation des RCP *in situ* a dévoilé beaucoup de défis à soulever afin d'assurer une bonne similitude entre le remblayage souterrain effectué dans les chantiers à quelques km sous terre et le remblayage appliqué dans les colonnes à l'usine de remblai en pâte situé en surface. La réalisation des essaies de consolidation des remblais en colonnes dans les chantiers souterrains permettront certainement d'éviter la complexité des essais et d'assurer d'imiter les vrais conditions de consolidation des remblais en place (*slump*, humidité, température…etc.).

Supposons que le drainage et le tassement soient les principaux facteurs gouvernants les résultats de la consolidation gravitaire des RCP, il serait préférable d'approfondir les mesures d'évaluation de ces deux facteurs. Premièrement, les scénarios de drainage et la distribution des trous perforés (drains) sur la géométrie des colonnes (PVC) devront être similaires - au plus possible - au système de fracturation et de fissuration des parois rocheux dans le contexte des chantiers souterrains. Les outils de mesure des eaux drainées par les remblais (latéralement et/ou verticalement) doivent également être plus adéquats (exemple, installation de cuves munies de robinets pour le bon contrôle du drainage en fonction du temps). Deuxièmement, pour une évaluation précise de la déformation volumique des remblais consolidés en colonnes, les mesures du tassement de ces remblais doivent être faites par des senseurs de mesure de tassement (dit tassement différentiel). Ces senseurs seraient installés à différentes profondeurs des colonnes et pour les deux séquences de remblayage.

Les objectifs visés par cette étude portaient beaucoup plus sur la compréhension des aspects externes des RCP pendant leur consolidation sous leur poids propre. Quelques aspects internes ont été également étudiés comme l'analyse de la microstructure (porosité et surface spécifique) et les pressions interstitielles des pores de ces remblais, une exploitation approfondie de ces aspects internes serait très importante. Pour ce faire, il est recommandé d'installer plusieurs capteurs de pression interstitielle le long de la hauteur des colonnes et d'utiliser des senseurs de mesure de la teneur en eau volumique réelle des remblais (quelques senseurs le long de la hauteur des colonnes).

L'analyse chimique et géochimique effectuée dans cette étude a été faite sur les eaux de drainage des remblais en fonction du temps de leur consolidation gravitaire. L'interprétation des données de ces analyses à l'aide d'un logiciel de modélisation (exemple Visual MINTEQ) est fortement recommandée afin d'évaluer les composantes en hydrates et en précipités intervenant dans la cimentation et la consolidation de ces remblais. L'analyse des échantillons des RCP après leur consolidation en colonnes à l'aide du microscope électronique à balayage évaluerait également le type et la morphologie de leur microstructure.

RÉFÉRENCES ET BIBLIOGRAPHIE

AUBERTIN M., BUSSIERE B., CHAPUIS R. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines, Can. Geotech. J. 33 (1996) 470-482.

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B. BERNIER, L. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers. Ville Mont-Royal. Québec : Presses internationales Polytechnique. CD ROM.

AUBERTIN, M., LI, L., ARNOLDI, S., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., SIMON, R. (2003) Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. Soil and Rock America 2003: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium, 22-26 June 2003, Boston, Massachusetts, USA, Verlag Gückauf GmbH (VGE), Essen, vol. 1, 2003, p. 1157-1164.

AUBERTIN, M., LI, L., BELEM, T., SIMON, R., HARVEY, A., JAMES, M., BENZAAZO UA, M., BUSSIÈRE, B. (2005) Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés. in Symposium 2005 sur l'environnement et les mines, (2e Symposium: 15-18 mai, 2005 : Rouyn-Noranda, Canada), 2005.

BELEM T., BENZAAZOUA M., BUSSIÈRE B., AUBERTIN M. (2005). Notes de cours de remblais miniers, (Université du Québec en Abitibi-Témiscaminque)

BELEM T., EL AATAR O., BUSSIÈRE B., BENZAAZOUA M., FALL M., YILMAZ E. (2006). Characterization of self-weight consolidated paste backfill. Proceedings of 9th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste'06, 3-7 April 2006, Limerick, Ireland. R. Jewell, S. Lawson & Ph. Newman (eds), pp. 333 – 345.

BELEM T., EL AATAR O., BUSSIÈRE B., BENZAAZOUA M., YILMAZ E. (2007). Hydro-geotechnical and geochemical characterization of column consolidated cemented paste backfill. *Minefill 2007*, 29 April- 2 Mai, Montréal, Qc, Canada

BELEM, T., BENZAAZOUA M. (2003). Utilisation du remblai en pâte commesupport de terrain. Partie 1 : De sa fabrication à sa mise en place sous terre.Après-mines 2003, Nancy, France, 5-7 février 2003.

BELEM, T., BENZAAZOUA M. (2004). An overwiew on the use of paste backfill technology as a ground support method in cut-and-fill mines. Proceedings of the 5th International

Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction. Villaescusa & Potvin (eds.). 28-30 september 2004. Perth, Western Australia, Tayler & Francis Group, London, pp. 637-650.

BELEM, T., BENZAAZOUA, M. (2008) Underground paste backfill technology: applications and design methods. Geotechnical and Geological Engineering, vol 26, no 2, 2008, p.147–175.

BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. (2000) Mechanical behaviour of cemented paste backfill. In: Proceedings of 53th Canadian Geotechnical Conference, «Geotechnical Engineering at the dawn of the third millennium», 15–18 October, Montreal, vol. 1, 2000, p. 373–380.

BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B., DAGENAIS, A.M. (2002) Effects of settlement and drainage on strength development within mine paste backfill. In: Proceedings of Tailings and Mine Waste'02, 27–30 January, Fort Collins, Colorado, Balkema: Rotterdam, 2002, p. 139–148.

BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., (2001). The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill, in Proceedings of Tailings and Mine Waste'01, January 16-19, Fort Collins, Colorado, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 365–374.

BELEM, T., HARVEY, A., SIMON, R., AUBERTIN, M. (2004) Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill. In: Villaescusa E and Potvin Y (eds) Proceedings of the fith International Symposium on Ground support in Mining and Underground Construction, 28–30 September, Perth, Western Australia, Australia, Tayler & Francis Group, London, 2004, p. 619–630.

BELEM, T. (2005) Étude des phénomènes de tassement et de drainage des remblais cimentés en pâte. Rapport Fondation Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, 2005, 22p.

BELLMANN F, MÖSER B, STARK J (2006) Influence of sulphate solution concentration on the formation of gypsum in sulfat resistance test specimen. Cement and Concrete Research 36:358–363.

BENZAAZOUA M., BELEM, T., OUELLET, S, FALL, M. (2003). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie II : Comportement à court, moyen et à long terme. Après-mines 2003, Nancy, France, 5-7 février 2003.

BENZAAZOUA, M., BELEM, T. (2000) Optimization of sulfide-rich paste backfill mixtures for increasing long-term strength and stability. In: Sánchez MA, Vergara F & Castro SH (Eds) Proceedings of 5th Conference on Clean Technology for Mining Industry, Santiago, University of Concepción, 2000, vol. I, p. 343–352.

BENZAAZOUA, M., BELEM, T., BUSSIÈRE, B. OUELLET, S. (2002). Évolution des propriétés des remblais en pâte : principaux paramètres d'influence, Compte rendu du 17e Colloque en contrôle de terrain, Association minière du Québec, Val d'Or, Mars 2002.

BENZAAZOUA, M., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., (2002) Chemical aspect of sulfurous paste backfill mixtures. Cement and Concrete Research, vol 32, no 7, 2002, p. 1133–1144.

BENZAAZOUA, M., BELEM, T., JOLETTE, D. (2000) Investigation de la stabilité chimique et de son impact sur la qualité des remblais miniers cimentés. In : IRSST Report No. R–260, 2000, 172p.

BENZAAZOUA, M., BELEM, T., OUELLET, S., FALL, M. (2003) Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie II : comportement à court, a moyen et à long terme, in Proceedings of Après-mines 2003, "Impacts et gestion des risques: besoins et acquis de la recherche". 5–7 February, Nancy, GISOS, CD-ROM, 2003, 12p.

BENZAAZOUA, M., BELEM, T., YILMAZ, E. (2006) CUAPS - Novel Lab Tool for Paste Backfill. Canadian Mining Journal, vol. 127, no. 3, 2006, p. 31 (1 page).

BENZAAZOUA, M., FALL, M., BELEM, T. (2004) A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. Minerals Engineering, vol 17, no 2, 2004, p. 141–152.

BENZAAZOUA, M., OUELLET, J., SERVANT, S., NEWMAN, P., VERBURG, R. (1999) Cementitious backfill with high sulfur content: physical, chemical and mineralogical characterization. Cement and Concrete Research, vol 29, 1999, p. 719–725.

BUSSIERE B., (2007) Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches, Can. Geotech. J. 44 (2007) 1019-1052.

CAYOUETTE, J. (2003) Optimization of the paste backfill plant at Louvicourt mine. CIM Bulletin vol 96, no 1075, 2003, p. 51–57.

EL-AATAR, O., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., YILMAZ, E. (2007) Microstructural properties of column consolidated paste backfill. 60th Canadian Geotechnical and 8th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences. Ottawa, Ontario, October 21-24, 2007.

EMERIAULT F., BREYSSE D., KASTNER R. & DENIS A. (2004): Geotechnical survey and mechanical parameters in urban soils : Modelling soil variability and inferring representative values using the extension of Lyon subway line D as a case study. Canadian Geotechnical Journal/Revue Canadienne de Géotechnique, 2004. N 5,Vol.41. p.773-786.

GALLOIS, S., ALEXIS, A., THOMAS, P. (1999). Modélisation du processus de sédimentation-consolidation des vases estuariennes: approche continue unidimensionnelle. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 57, 311-318.

GIBSON, R. E., ENGLAND, G. L., AND HUSSEY, M. J. L. (1967). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. I: Finite nonlinear consolidation of thin homogenious layers. Geotechnique, 17(3), 261–273.

GIBSON, R.E. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. Géotechnique 8(4), 171 – 183.

GODBOUT, J., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., BELEM, T., BENZAAZOUA, M. 2004. Évolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage. *Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference*, 24-27 October 2004, Quebec city, Session 4G, pp. 15-22.

HARVEY, A. (2004) Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers. Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées (génie minéral), École polytechnique Montréal, Canada, 2004, 136 p.

HASSANI, F. (1999) In situ behaviour of pastefill in bulk mining operation at the Bouchard Hébert mine. Report of the Departement of Mining and Metallurgical Engineering, McGill University, 1999.

HASSANI, F., ARCHIBALD, J., (1998). Mine backfill, CD-ROM. Canadian institute of mine, metallurgy and petroleum.

HASSANI, F., FOTOOHI, K., VUKOVIC, N. (1997) Quantitative evaluation of pastefill performance to alleviate rockburst. Final report, Report of the Departement of Mining and Metallurgical Engineering, McGill University, 1997.

HASSANI, F., OUELLET, J., ZHOU, Z. AND ROY, A. (2004) Paste backfill behaviour in a narrow vein mine: in situ stress and strain monitoring, In Proceedings 8th International Symposium on Mining with Backfill, Nonferrous Metals Society of China, Beijing, China, pp. 257–267.

HELINSKI, M., FAHEY, F., FOURIE, A.B. (2007) Numerical modelling of cemented paste backfill deposition. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol 13, no 10, 2007, p. 1308-1319.

LANDRIAULT D. (2006). They said «it will never work»: 25 years of paste backfill 1981-2006, in: J. Jewell, S. Lawson, P. Newman (Eds.), Proceedings of the 9th International Conference on Paste and Thickened Tailings, Limerick, Ireland, 2006, pp. 277-292.

LANDRIAULT, D.A., VERBURG, R., CINCILLA, W., WELCH, D. (1997) Paste technology for underground backfill and surface tailings disposal applications. Short course notes, Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Technical workshop–April 27, Vancouver, British Columbia, Canada, 1997, 120 p.

LE ROUX, K.A., BAWDEN, W.F., GRABINSKY, M.W.F. (2005) Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine. Mineral Technology: IMM Transaction, Section A, 2005 vol 114, no 2, p.65-86.

LI, L., AUBERTIN, M., SHIRAZI, A., BELEM, T., SIMON, R. (2007) Stress distribution in inclined backfilled stopes. 9th International Symposium in Mining with Backfill, , Montreal, Quebec, Canada, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM), April 29-May 2, 2007.

LI, L., AUBERTIN, M., BELEM, T. (2005) Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings. Canadian Geotechnical Journal, vol. 42, no 6, 2005, p. 1705-1717.

LI, L., AUBERTIN, M., SIMON, R., BUSSIÈRE, B., BELEM, T. (2003) Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics: Proceedings of 3rd International FLAC Symposium (3rd, October 22-24, 2003 : Sudbury, Canada), Rotterdam, A.A. Balkema, 2003, p. 211-219.

MCCARTHY, D.F. (2007). "Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics". 5th edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA, 850 p.

MITCHELL, R.J., OLSEN, R.S., SMITH, J.D., (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Can. Geotech. J*., Vol.19, No.1, pp. 14-28.

OUELLET, S., BUSSIEÈRE, B., MBONIMPA, M., BENZAAZOUA, M., AUBERTIN, M. (2005). Reactivity and mineralogical evolution of an underground mine sulphidic cemented paste backfill. *Minerals Engineering* 19 p. 407–419.

OUELLET, S., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., AUBERTIN, M., BELEM, T. (2004). Effect of binder type and mixing water chemistry on microstructural evolution of cemented paste backfill. Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference, 24-27 October 2004, Quebec city, Session 4G, pp. 23-30.

REVELL M.B., (2004). Paste – How strong is it?. In Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill, Septembre 2004, Beijing, The Nonferrous Metals Society of China, pp. 286-294.

SAMB S. (2006). Études expérimentales des effets de la température sur les propriétés mécaniques et la durabilité des remblais miniers cimentés en pâte. Final Year Report of Postgradeuate Studies in Engineering Geology and the Environment – EPFL-EMP-UL-École Polytechnique de Montréal.

SANTAMARINA, J.C., KLEIN, K.A. PALOMINO, A., AND GUIMARAES, M.S. (2002) Micro-scale aspects of chemical-mechanical coupling: Interparticle forces and fabric. pp. 47-64 in: Chemo-mechanical Coupling in Clays: From nano-scale to Engineering Applications (C.D. Maio, T. Hueckel and B. Loret, editors). A.A. Balkema, Lisse, The Netherlands.

SCOTT, D.J., DUSSEAULT, M.B. and CARRIER, W.D., III (1986). "Large-Scale Self-Weight Consolidation Testing." Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892

SENEVIRATNE M.H., FAHEY, M., NEWSON, T. A., FUJIYASU, Y. (1996) Numerical modelling of consolidation and evaporation of slurried mine tailings, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. Vol. 20, 647-671

TERZAGHI, K. (1959). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York

WELS C., BARNEKOW U., HAASE M., EXNER M. AND JAKUBICK A.T. (2000). A Case Study on Self-Weight Consolidation of Uranium Tailings. In: E. Oezberk and A.J. Oliver, Editors, Uranium 2000, Proc. of Int. Sym. on the Process Metallurgy of Uranium, CIM, 9–15 Sept, 2000, Saskatoon, Canada (2000).

YILMAZ E., BELEM T., BENZAAZOUA M., BUSSIÈRE B. (2010). Assessment of the Modified CUAPS Apparatus to Estimate In Situ Properties of Cemented Paste Backfill. Geotechnical Testing Journal, Vol. 33, No. 5. Paper ID GTJ102689, pp. 351–362.

YILMAZ E., BENZAAZOUA M., BELEM T., BUSSIÈRE B. (2009). Effect of curing under pressure on compressive strength development of cemented paste backfill. *Minerals Engineering* 22, 772–785.

YILMAZ, E., BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. (2008) Experimental Characterization of the Influence of Curing under Stress on the Hydromechanical and Geochemical Properties of Cemented Paste Backfill. Tailings and mine waste'08, Vail, Colorado, USA, october 19-22, 2008.

YILMAZ, E., BELEM, T., BUSSIÈRE, B. ET BENZAAZOUA, M. (2008) Consolidation characteristics of early age cemented paste backfill. *GeoEdmonton 2008 61st Canadian Geotechnical Conference and 9th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference*, Edmonton, Canadian Geotechnical Society, International Association of Hydrogeologists-CNC, Geotechnical Society of Edmonton, pp. 797-804, 2008a.

YILMAZ, E., EL AATAR, O., BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE B. (2006). Effets de la consolidation du remblai en pâte sur sa performance. *21e Colloque en contrôle de terrain de l'AMQ*, 11–12 April 2006, Val-d'Or, 12p.

Annexes

Annexe A

A1-Feuille de calcul des mélanges de remblai LRD

Feuille de calcul des mélanges de remblai en pâte au mixeur en fixant le pourcentage solide massique (C_w)

# Projet	Colonnes LRD
Opérateur	Omar El Aatar
Date	2008-02-05

Résidu	Laronde (LRD)		
#URSTM			
			Calcul
GS résidus	3,760	*tare*	
teneur en eau	18,0%	*tare + mh*	
% solide	84,7%	*tare + ms*	

		Colonne 1	*Colonne 2*	*Colonne 3*
section colonne (cm^2)		960,75	960,75	960,75
hauteur colonne (cm)		290	290	290
Nb de colonnes		1	1	1
% solide initial		76,0%	76,0%	76,0%
proportion de liant (%)		5,00%	5,00%	5,00%
facteur de sécurité (%)		0%	0%	0%
(T10) GU	3,15	100%	50%	50%
(T50) HS	3,18			50%
(T30) HE	3,15			
Slag (GGBFS)	2,9		50%	
FA (types C, F)	2,3			
Chaux	2,6			
Gs-liant composé (g/cc)		3,15	3,02	3,16
Gs remblai (résidus+liant)		3,726	3,717	3,727
Volume d'1 colonne (cm^3)		278617,5	278617,5	278617,5
Volume total pâte VT (cm^3)		278617,5	278617,5	278617,5
Masse solide calc. Ms (g)		476921,89	476390,54	476980,11
degré de saturation initial(%)		100,0%	100,0%	100,0%
Masse sèche résidu Mt (g)		454211,3	453705,3	454266,8
masse totale liant Ml (g)		22710,6	22685,3	22713,3
masse totale eau Mw (g)		150606,91	150439,12	150625,30
Masse eau résidu (g)		81758,0	81666,9	81768,0

Annexe A

A2-Feuille de calcul des mélanges de remblai LRD (suite)

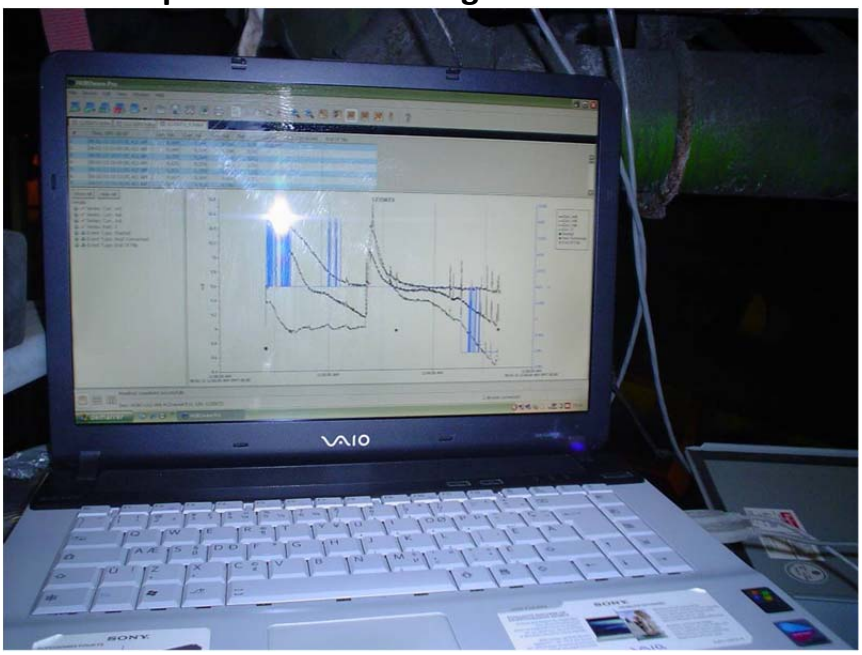
#Batch		Colonne 1	Colonne 2	Colonne 3
Masse humide résidus (g)		535969,4	535372,2	536034,8
masse eau à ajouter (g)		68848,9	68772,2	68857,3
Masse liants	(T10) GU	22710,6	11342,6	11356,7
	(T50) HS			11356,7
	(T30) HE			
	Slag (GGBFS)		11342,6	
	FA (types C, F)			
	Chaux			
Eau/Liant (E/L) ou W/C		6,63	6,63	6,63
Gs-résidus (g/cc)		3,760	3,760	3,760
Gs remblai (résid+liant)		3,726	3,717	3,727
%solide instantanné Cw(%)		76,00%	76,00%	76,00%
%solide+fibres - Vol (%)		45,94%	46,01%	45,9%
Eau ajoutée (g)				
m_h résidu ajouté (g)				
m_s résidu ajouté corres (g)		0,0	0,0	0,0
ajust. liant à ajouter (g)		0,0	0,0	0,0
Masse liants	(T10) GU	0,0	0,0	0,0
	(T50) HS	0,0	0,0	0,0
	(T30) HE	0,0	0,0	0,0
	Slag (GGBFS)	0,0	0,0	0,0
	FA (types C, F)	0,0	0,0	0,0
	Chaux	0,0	0,0	0,0
slump mesuré (mm)				
tare (g)				
m_h pâte (g)				
m_s pâte (g)				
teneur eau mesurée (%)				
% solide massique mesuré (m)				
teneur eau mass. calculée (%)		31,6%	31,6%	31,6%
teneur eau Vol calculée		0,54	0,54	0,54
% solide massique calculé (m)		76,0%	76,0%	76,0%
% solide volumique calculé (V)		45,94%	46,01%	45,94%
indice des vides final ef		1,18	1,17	1,18
degré de saturation final (%)		100%	100%	100%
porosité finale n		54,1%	54,0%	54,1%
%liant massique final Bw		5,0%	5,0%	5,0%
%liant volumique final Bv		6,0%	6,2%	5,9%
E/L ou W/C instantanné		6,6	6,6	6,6
ρs remblai (g/cm³)		3,726	3,717	3,727
ρd remblai (g/cm³)		1,712	1,710	1,712
γd remblai (kN/m³)		16,79	16,77	16,79
ρh remblai (g/cm³)		2,252	2,250	2,253
γh remblai (kN/m³)		22,09	22,06	22,09

Annexe B

Mesures de pression interstitielle/succion des remblais en colonnes de la mine LRD

Capteur de pression utilisé (tensiomètre à paroi en céramique poreuse)

Exemple visuel avec le logiciel HOBOware Pro

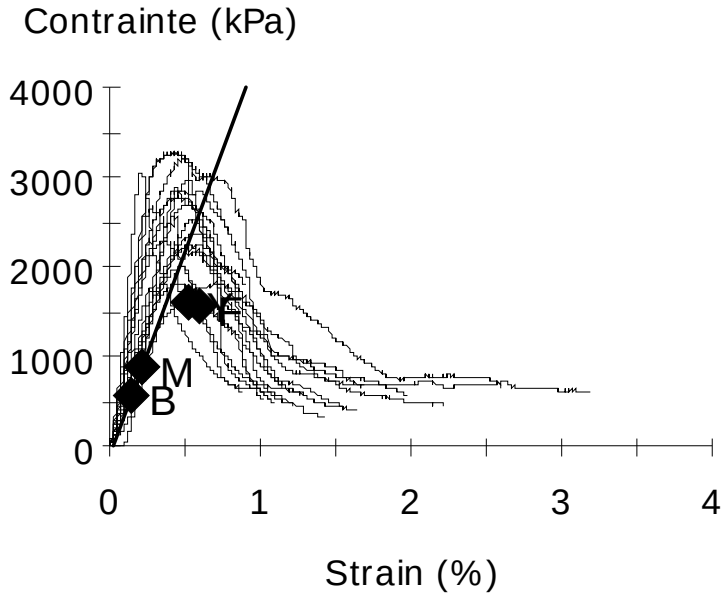


Annexe C

Valeurs d'UCS des remblais en colonne de LVT

C1. Colonne totalement drainée (TD)

Specimen #	Specimen Comment	Peak Load N	Peak Stress kPa	Modulus kPa
1	LVT in situ B#10 E20-TD	14667.246	1809.1	739519.987
2	LVT in situ B#10 E19-TD	15886.419	2241.2	607217.510
3	LVT in situ B#9 E18-TD	17522.286	2694.1	1020711.434
4	LVT in situ B#9 E17-TD	19621.978	2951.7	749561.138
6	LVT in situ B#8 E15-TD	17623.261	2539.4	779280.568
7	LVT in situ B#7 E14-TD	17468.300	2571.5	1045121.979
8	LVT in situ B#7 E13-TD	22478.446	3273.8	1239921.966
9	LVT in situ B#6 E 12-TD	22251.362	3275.7	1285522.099
10	LVT in situ B#6 E 11-TD	21408.720	3220.5	1187043.348
11	LVT in situ B#5 E 10-TD	19551.281	2893.7	1067244.372
12	LVT in situ B#5 E 9-TD	19572.704	2850.6	758162.296
13	LVT in situ B#4 E 8-TD	19136.302	2787.0	1037940.000
14	LVT in situ B#4 E 7-TD	15360.483	2298.2	940445.101
15	LVT in situ B#3 E 6-TD	15153.036	2242.8	664620.290
16	LVT in situ B#2 E 4-TD	15213.606	2251.7	601260.775
17	LVT in situ B#2 E 3-TD	13588.058	1979.0	697818.272
18	LVT in situ B#1 E 2-TD	16284.706	2371.7	627532.055
19	LVT in situ B#1 E 1-TD	11107.386	1609.1	458690.426



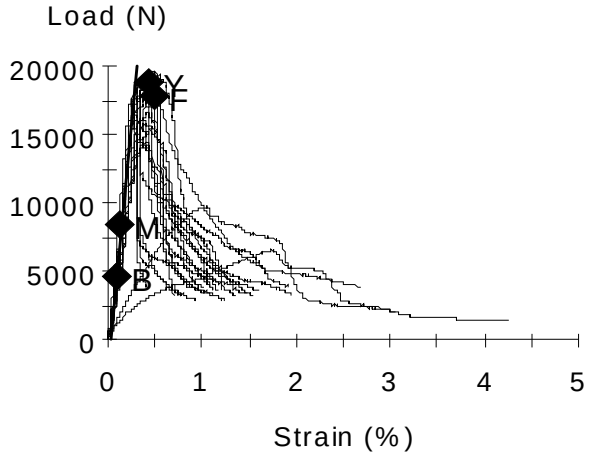
Graphes contrainte-déformation de tous les échantillons

Annexe C

Valeurs d'UCS des remblais en colonne de LVT (suite)

C2. Colonne moitié drainée (MD)

Specimen #	Specimen Comment	Peak Load N	Peak Stress kPa	Modulus kPa
1	LVTinsitu-B#11-E22-MD	6508.384	942.8	161360.640
2	LVTinsitu-B#11-E21-MD	9706.568	1413.7	212833.478
3	LVTinsitu-B#10-E20MD	15907.926	2316.9	1042748.551
4	LVTinsitu-B#10-E19MD	18533.006	2728.3	753720.869
5	LVTinsitu-B#9-E18MD	16215.709	2413.0	921454.808
6	LVTinsitu-B#9-E17MD	17708.062	2592.9	843736.266
7	LVTinsitu-B#8-E16MD	16042.265	2349.0	1065174.330
8	LVTinsitu-B#8-E15MD	16450.738	2421.8	1004267.249
9	LVTinsitu-B#7-E14MD	18780.174	2764.7	1144735.271
10	LVTinsitu-B#7-E13MD	17542.616	2568.7	1252427.842
11	LVTinsitu-B#6-E12MD	17833.260	2639.4	1095986.598
12	LVTinsitu-B#6-E11MD	19097.955	2766.6	1200176.109
13	LVTinsitu-B#5-E10MD	18778.946	2720.4	1046905.472
14	LVTinsitu-B#4-E9-MD	18971.352	2792.8	1079323.414
15	LVTinsitu-B#4-E8-MD	18040.453	2641.6	993921.713
16	LVTinsitu-B#4-E7-MD	15813.862	2315.5	810856.214
17	LVTinsitu-B#3-E6-MD	15629.681	2288.6	755526.716
18	LVTinsitu-B#3-E5-MD	16615.549	2459.2	831403.669
19	LVTinsitu-B#2-E4-MD	13992.398	2048.8	778052.147
20	LVTinsitu-B#2-E3-MD	14316.857	2063.0	715727.678
21	LVTinsitu-B#1-E2-MD	19685.232	2897.9	951866.531
22	LVTinsitu-B#1-E1-MD	18758.616	2746.7	1025039.477



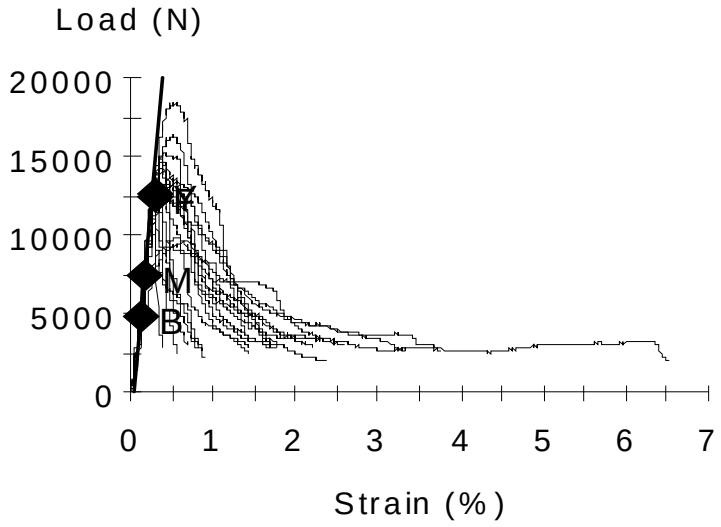
Graphes contrainte-déformation de tous les échantillons

Annexe C

Valeurs d'UCS des remblais en colonne de LVT (suite)

C3. Colonne non drainée (ND)

Specimen #	Specimen Comment	Peak Load N	Peak Stress kPa	Modulus kPa
20	LVTinsitu-B#1-E1-ND	12645.808	1861.6	777302.396
19	LVTinsitu-B#1-E2-ND	14461.225	2151.9	692325.934
18	LVTinsitu-B#2-E3-ND	12649.378	1862.1	732928.574
17	LVTinsitu-B#2-E4-ND	13710.572	2018.4	739105.297
16	LVTinsitu-B#3-E5-ND	11706.332	1723.3	708271.652
15	LVTinsitu-B#3-E6-ND	13960.789	2055.2	711388.112
14	LVTinsitu-B#4-E7-ND	14419.819	2145.8	868525.095
13	LVTinsitu-B#4-E8-ND	12820.711	1867.2	818898.606
12	LVTinsitu-B#5-E9-ND	10984.862	1617.1	747140.798
11	LVTinsitu-B#5-E10-ND	15211.078	2263.5	792011.774
10	LVTinsitu-B#6-E11-ND	13286.080	1945.4	738102.013
9	LVTinsitu-B#6-E12-ND	12047.484	1792.8	640847.182
8	LVTinsitu-B#7-E13-ND	16314.392	2388.8	717921.802
7	LVTinsitu-B#7-E14-ND	14642.824	2155.6	782942.601
6	LVTinsitu-B#8-E15-ND	18443.919	2715.2	785127.125
5	LVTinsitu-B#8-E16-ND	14246.973	2086.1	718431.712
4	LVTinsitu-B#9-E17-ND	14940.158	2223.2	799492.682
3	LVTinsitu-B#9-E18-ND	13636.956	2040.3	595172.928
2	LVTinsitu-B#10-E19-ND	9520.893	1394.1	442103.725
1	LVTinsitu-B#10-E20-ND	9887.831	1459.7	555905.047



Graphes contrainte-déformation de tous les échantillons

Annexe D

Paramètres hydrogéotechniques des remblais LVT

D1. Colonne totalement drainée (TD)

Colonnes totalement drainée

Niveau de l'échantillon	Numéro de l'échantillon	Dr (g/cm³)	w%	solides %S	e	Sr (%)	n	θ
288,38	20	3,33	17,9	84,78	0,73	81,80	0,42	0,35
288,38	19	3,29	18,7	84,25	0,70	87,52	0,41	0,36
265,13	18	3,33	20,8	82,80	0,77	89,98	0,43	0,39
265,13	17	3,34	19,7	83,54	0,73	89,91	0,42	0,38
241,88	16	3,33	20,1	83,24	0,90	74,54	0,47	0,35
241,88	15	3,34	15,1	86,92	0,54	93,83	0,35	0,33
213,88	14	3,34	18,9	84,11	0,72	87,21	0,42	0,37
213,88	13	3,35	18,8	84,20	0,72	86,76	0,42	0,36
184,38	12	3,35	21,2	82,49	0,78	91,64	0,44	0,40
184,38	11	3,34	20,9	82,73	0,75	92,62	0,43	0,40
158,13	10	3,35	21,7	82,17	0,75	97,14	0,43	0,42
158,13	9	3,34	21,0	82,66	0,78	89,97	0,44	0,39
127,38	8	3,26	19,0	84,06	0,73	84,10	0,42	0,36
127,38	7	3,28	14,2	87,54	0,70	66,31	0,41	0,27
92,13	6	3,30	24,5	80,29	0,90	89,77	0,47	0,43
92,13	5	3,28	23,5	80,95	0,88	87,54	0,47	0,41
55,88	4	3,28	20,6	82,91	0,85	79,16	0,46	0,36
55,88	3	3,30	21,2	82,51	0,84	83,39	0,46	0,38
18,63	2	3,29	19,4	83,73	0,79	81,25	0,44	0,36
18,63	1	3,29	21,0	82,65	0,91	76,23	0,48	0,36

Annexe D

Paramètres hydrogéotechniques des remblais LVT

D2. Colonne moitié drainée (ND)

Colonnes à moitié drainée

Niveau de l'échantillon	Numéro de l'échantillon	Dr (g/cm³)	w%	solides %S	e	Sr (%)	n	θ
287,25	22	3,32	18,24	84,57	0,77	78,85	0,43	0,34
287,25	21	3,29	20,39	83,06	0,77	87,31	0,43	0,38
261,18	20	3,31	14,73	87,16	0,71	69,04	0,41	0,29
261,18	19	3,33	18,83	84,16	0,77	81,04	0,44	0,35
235,09	18	3,34	17,46	85,13	0,76	76,67	0,43	0,33
235,09	17	3,35	21,53	82,29	0,85	85,31	0,46	0,39
209,55	16	3,40	14,52	87,32	0,75	66,00	0,43	0,28
209,55	15	3,25	14,56	87,29	0,69	68,57	0,41	0,28
184,01	14	3,35	16,13	86,11	0,75	72,21	0,43	0,31
184,01	13	3,34	14,42	87,40	0,72	67,27	0,42	0,28
158,47	12	3,32	14,77	87,13	0,69	71,26	0,41	0,29
158,47	11	3,33	16,67	85,71	0,69	80,63	0,41	0,33
131,13	10	3,27	18,27	84,55	0,73	81,98	0,42	0,35
131,13	9	3,29	19,89	83,41	0,77	85,60	0,43	0,37
101,99	8	3,28	21,05	82,61	0,80	86,88	0,44	0,38
101,99	7	3,25	14,72	87,17	0,70	68,32	0,41	0,28
72,85	6	3,28	22,95	81,34	0,85	88,09	0,46	0,41
72,85	5	3,27	15,33	86,70	0,71	70,52	0,42	0,29
43,71	4	3,29	19,30	83,82	0,77	82,54	0,43	0,36
43,71	3	3,27	19,32	83,81	0,79	79,89	0,44	0,35
14,57	2	3,29	22,00	81,97	0,81	89,64	0,45	0,40
14,57	1	3,28	16,02	86,19	0,72	72,71	0,42	0,30

Annexe D

Paramètres hydrogéotechniques des remblais LVT

D3. Colonne non drainée (ND)

Colonnes non drainée

Niveau de l'échantillon	Numéro de l'échantillon	Dr (g/cm³)	w%	solides %S	e	Sr (%)	n	θ
283,8	20	3,35	22,57	81,59	0,91	83,38	0,48	0,40
283,8	19	3,36	24,08	80,59	0,94	86,27	0,48	0,42
251,9	18	3,36	24,24	80,49	0,91	89,10	0,48	0,43
251,9	17	3,34	22,28	81,78	0,82	90,48	0,45	0,41
220,5	16	3,34	18,31	84,52	0,95	64,13	0,49	0,31
220,5	15	3,34	20,12	83,25	0,80	84,50	0,44	0,37
189,1	14	3,34	22,15	81,87	0,85	87,41	0,46	0,40
189,1	13	3,35	24,46	80,35	0,89	92,24	0,47	0,43
157,7	12	3,34	21,49	82,31	0,87	82,11	0,47	0,38
157,7	11	3,34	21,07	82,60	0,84	83,85	0,46	0,38
127,8	10	3,30	23,53	80,95	0,83	92,95	0,45	0,42
127,8	9	3,30	22,97	81,32	0,84	90,60	0,46	0,41
99,4	8	3,30	21,08	82,59	0,82	84,78	0,45	0,38
99,4	7	3,29	20,47	83,01	0,83	81,51	0,45	0,37
71	6	3,30	24,42	80,37	0,88	92,00	0,47	0,43
71	5	3,29	24,30	80,45	0,88	90,83	0,47	0,43
42,6	4	3,29	24,16	80,54	0,89	89,87	0,47	0,42
42,6	3	3,28	23,27	81,12	0,86	89,14	0,46	0,41
14,2	2	3,29	20,85	82,75	0,81	84,35	0,45	0,38
14,2	1	3,29	21,25	82,47	0,81	85,90	0,45	0,39

Annexe E

Surfaces spécifiques massiques S_m des remblais LVT

E1. Colonne totalement drainée (TD)

	Colomn Fully Drained		Masse	Masse	Masse	Surface	Intervalle de	Niveau
# éch	Nom d'éch	Gs	Tube vide (g)	Tube+éch (g)	éch (g)	spécifique(m²/g)	l'éch (cm)	d'éch (cm)
10	LVT-CFD 19	3,29	13,40	16,25	2,85	9,20	276,75 - 300	288,38
9	LVT-CFD 17	3,34	13,42	16,17	2,76	8,86	253,5 - 276,75	265,13
8	LVT-CFD 15	3,34	13,53	16,19	2,66	9,28	230,25 - 253,5	241,88
7	LVT-CFD 13	3,35	13,47	15,94	2,47	9,26	197,5 - 230,25	213,88
6	LVT-CFD 11	3,34	13,44	16,44	3,00	8,96	171,25 - 197,5	184,38
5	LVT-CFD 9	3,34	13,43	15,69	2,26	8,76	145 - 171,25	158,13
4	LVT-CFD 7	3,28	13,52	16,12	2,60	11,25	109,75 - 145	127,38
3	LVT-CFD 5	3,28	13,55	15,90	2,35	11,28	74,5 - 109,75	92,13
2	LVT-CFD 3	3,30	13,52	15,94	2,42	10,54	37,25 - 74,5	55,88
1	LVT-CFD 1	3,29	13,47	16,67	3,20	11,02	0 - 37,25	18,63

E2. Colonne moitié drainée (MD)

	Colomn Half Drained		Masse	Masse	Masse	Surface	Intervalle de	Niveau
# éch	Nom d'éch	Gs	Tube vide (g)	Tube+éch (g)	éch (g)	spécifique(m²/g)	l'éch (cm)	d'éch (cm)
11	LVT-CHD 21	3,29	13,5262	16,0825	2,5563	12,07	274,5 - 300	287,25
10	LVT-CHD 19	3,33	13,4697	16,5025	3,0328	10,34	247,86 - 274,5	261,18
9	LVT-CHD 17	3,35	13,4041	16,2541	2,85	10,65	222,32 - 247,86	235,09
8	LVT-CHD 15	3,25	13,3251	16,4652	3,1401	7,66	196,78 - 222,32	209,55
7	LVT-CHD 13	3,34	13,4152	16,6409	3,2257	8,62	171,24 - 196,78	184,01
6	LVT-CHD 11	3,33	13,5525	16,3648	2,8123	9,41	145,7 - 171,24	158,47
5	LVT-CHD 9	3,29	13,5264	16,5491	3,0227	9,41	116,56 - 145,7	131,13
4	LVT-CHD 7	3,25	13,47	16,4405	2,9705	12,90	87,42 - 116,56	101,99
3	LVT-CHD 5	3,27	13,3254	15,7161	2,3907	12,13	58,28 - 87,42	72,85
2	LVT-CHD 3	3,27	13,5525	16,313	2,7605	6,78	29,14 - 58,28	43,71
1	LVT-CHD 1	3,28	13,4163	16,0099	2,5936	7,54	0 - 29,14	14,57

E3. Colonne totalement drainée (TD)

	Colomn No Drained		Masse	Masse	Masse	Surface	Intervalle de	Niveau
# éch	Nom d'éch	Gs	Tube vide (g)	Tube+éch (g)	éch (g)	spécifique(m²/g)	l'éch (cm)	d'éch (cm)
10	LVT-CND 19	3,36	13,4178	16,695	3,2772	8,29	267,6 - 300	283,8
9	LVT-CND 17	3,34	13,326	16,5448	3,2188	8,46	236,2 - 267,6	251,9
8	LVT-CND 15	3,34	13,4168	16,5048	3,088	8,63	204,8 - 236,2	220,5
7	LVT-CND 13	3,35	13,5533	16,5584	3,0051	7,45	173,4 - 204,8	189,1
6	LVT-CND 11	3,34	13,4046	16,4007	2,9961	7,92	142 - 173,4	157,7
5	LVT-CND 9	3,30	13,4703	16,6304	3,1601	8,77	113,6 - 142	127,8
4	LVT-CND 7	3,29	13,4448	16,6247	3,1799	9,00	85,2 - 113,6	99,4
3	LVT-CND 5	3,29	13,4284	16,3421	2,9137	8,82	56,8 - 85,2	71
2	LVT-CND 3	3,28	13,5181	16,8028	3,2847	10,36	28,4 - 56,8	42,6
1	LVT-CND 1	3,29	13,5533	16,6623	3,109	9,19	0 - 28,4	14,2

Annexe F

Porosimétrie par intrusion de mercure sur les remblais

Fiche d'essai Porosimètre au mercure AutoPore III

Procédure essai	PE1-06			
	Date:		Heure:	à
	Operateur:	Omar		
	Client:	URSTM		

■ **Porosité-totale-au-mercure nHg(%)**

n_{Hg}(%) éch	n_{Hg}(%) éch	n_{Hg}(%) éch	n_{Hg}(%) éch

_____**Cycle**	échant 1	échant 2	échant 3	échant 4
Nom échantillon				
ρ_d (g/cm³) remblai				
Indice vides **e**				

$$\%V_{imm} = \left(\frac{e \times m_1}{\rho_d(1+e)}\right)\frac{1}{V_{mm_pen}} \times 100$$

détermination de m_1

25% < $\%V_{imm}$ < 90%

(Vimm = Volume intrusion maximale mesurable)

(Vmm = Volume mamximal mesurable)

Nature de l'échantillon (sol, remblai, roche, ...)	
Identification condition d'analyse (intrusion, retrait,..)	Intrusion + Retrait (de 1 a 60000 psia)

Basse Pression

⇨ *Paramètres fixes essai en basse pression*

Type d'équilibrage des basses pressions	☐	Taux d'injection	☒	Temps
Volume maximale d'intrusion (résolution courbes)	-			
Temps pour faire le vide dans l'échantillon	5 mn			
Pression du vide	50 µmHg			par défaut
Changement pression d'évacuation sans restriction	0,652 psia			

■ **Paramètres essai en basse pression**

	Port 1	Port 2	Port 3	Port 4
Nom de l'échantillon				
Numéro du pénétromètre				
Masse de l'échantillon en g (0.001 a 500 g) = m1				
Masse échantillon + pénétromètre scellé = m2				
Masse pénétromètre scellé = m2 -m1				

Fin essai basse pression

■ **Paramètres intermédiaires**

	Port 1	Port 2	Port 3	Port 4
Masse pénétromètre + échantillon + mercure = m3				

Haute pression

⇨ *Paramètres fixes essai en haute pression*

Type d'équilibrage des hautes pressions	☐	Taux d'injection	☒	Temps
Volume maximale d'intrusion	**0,05**	mL/g		

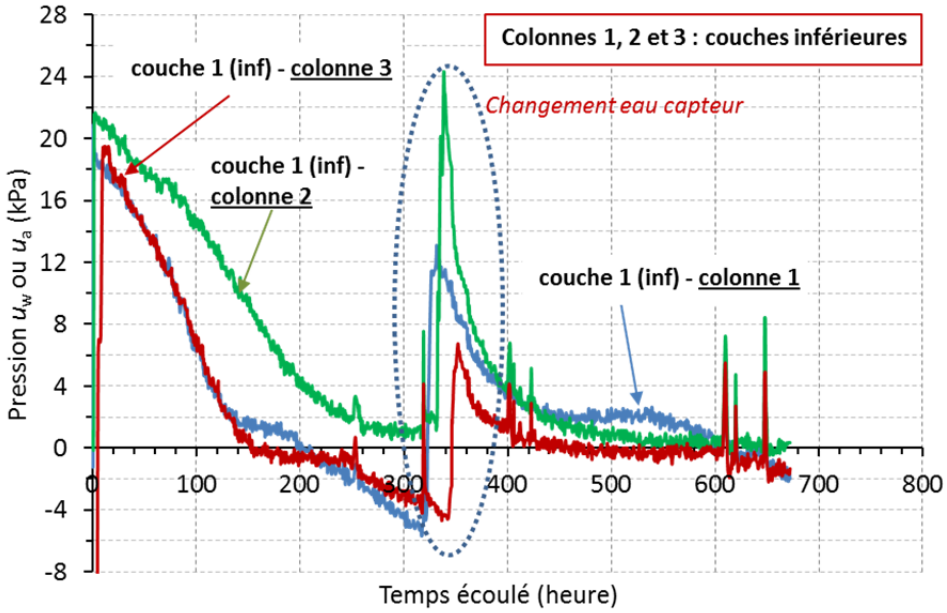
■ **Paramètres essai en haute pression**

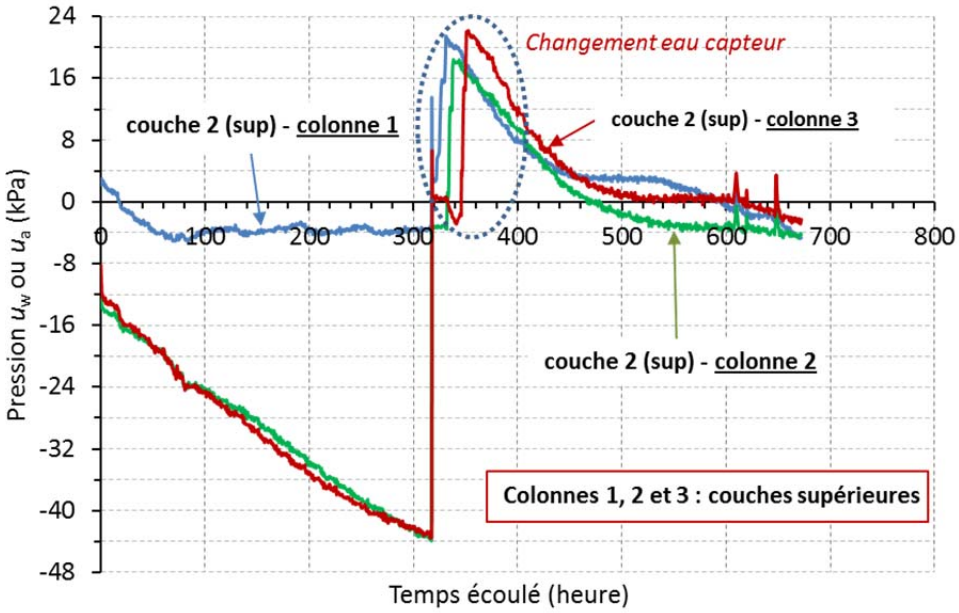
	Chambre 1	Chambre 2	
Nom de l'échantillon			(correspondant aux Ports 1 et 2)
Nom de l'échantillon			(correspondant aux Ports 3 et 4)

Annexe G

Mesure de la pression interstitielle et la succion dans les remblais en colonne LRD

G1. Mesure de pression/succion à court terme des couches inférieures et supérieures des colonnes de remblai

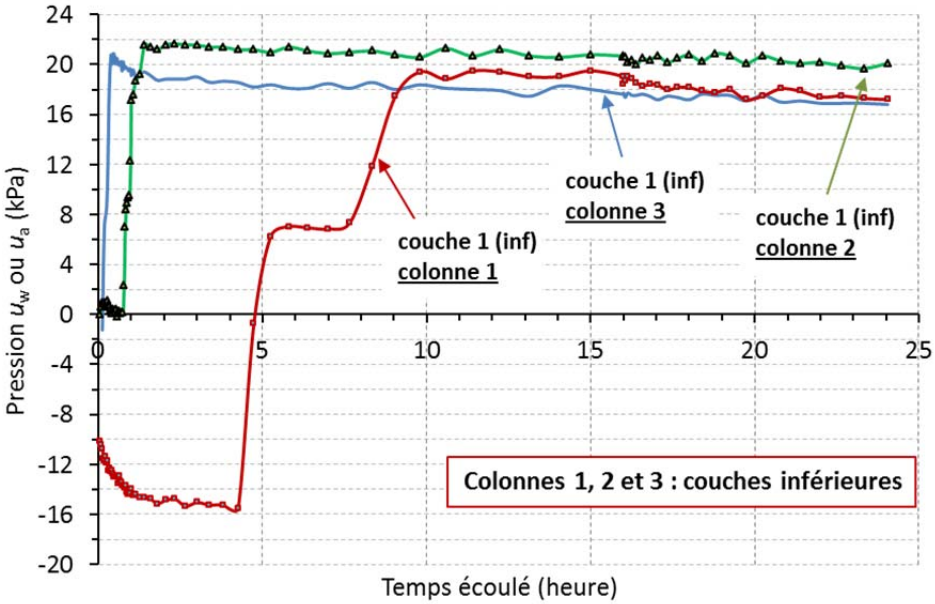


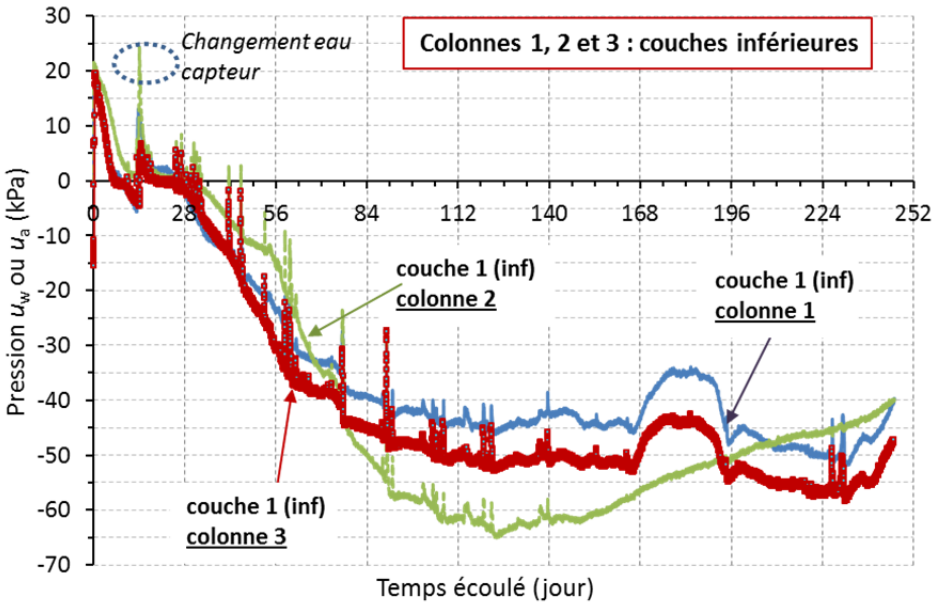


Annexe G

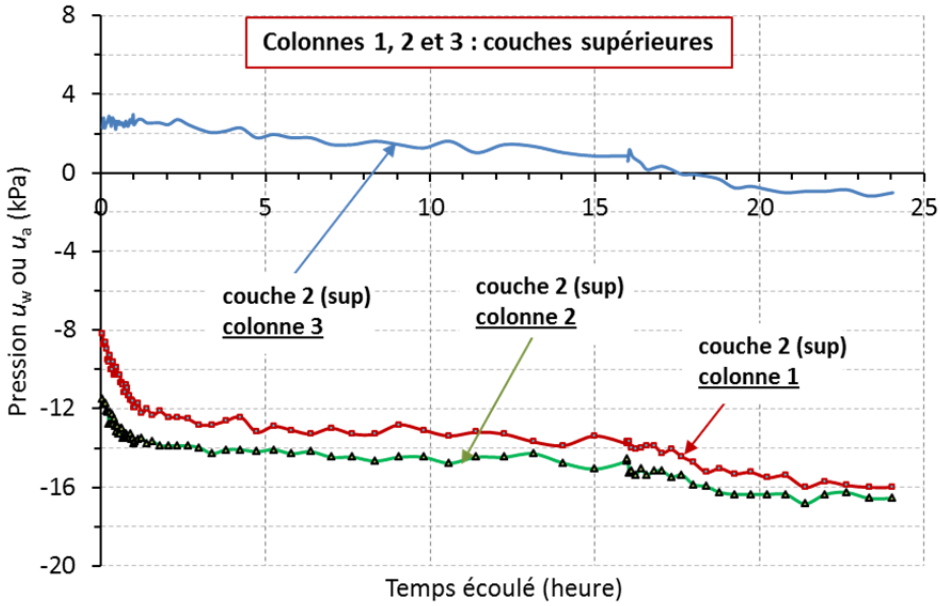
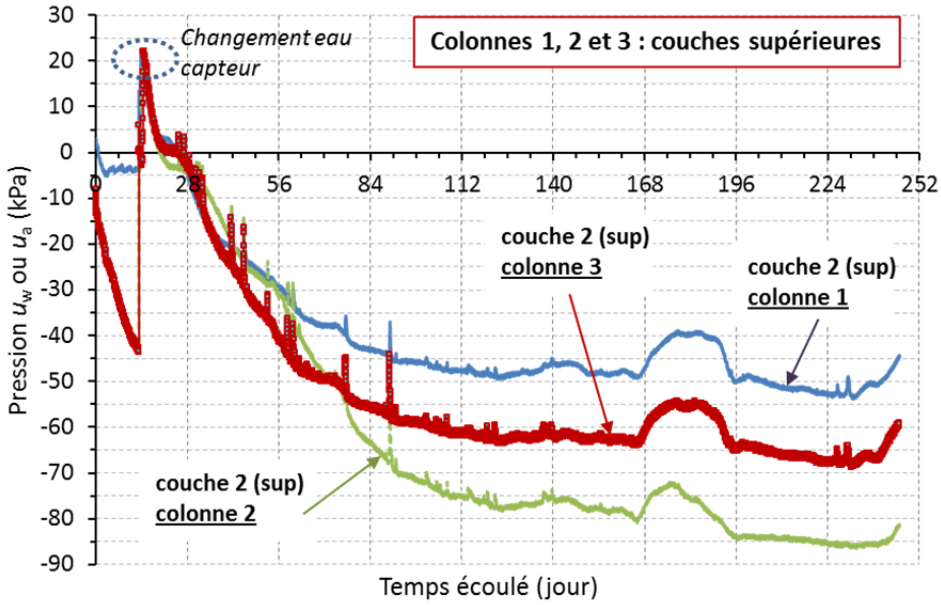
Mesure de la pression interstitielle et la succion dans les remblais en colonne LRD (suite)

G2. Mesure de pression/succion des <u>couches inférieures</u> des colonnes cours (temps en heure) et à long terme (temps en jour)





Annexe G

Mesure de la pression interstitielle et la succion dans les remblais en colonne LRD (suite)

G3. Mesure de pression/succion des <u>couches supérieures</u> des colonnes cours (temps en heure) et à long terme (temps en jour)