

Titre: Étude expérimentale des propriétés géotechniques d'un remblai
Title: hydraulique en lien avec la ségrégation des particules

Auteur: Jean Béket Dalcé
Author:

Date: 2018

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Dalcé, J. B. (2018). Étude expérimentale des propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique en lien avec la ségrégation des particules [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/3784/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/3784/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Li Li
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES D'UN REMBLAI
HYDRAULIQUE EN LIEN AVEC LA SÉGRÉGATION DES PARTICULES

JEAN BÉKET DALCÉ

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAITRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)

DÉCEMBRE 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES D'UN REMBLAI
HYDRAULIQUE EN LIEN AVEC LA SÉGRÉGATION DES PARTICULES

présenté par : DALCÉ Jean Béket

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

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

M. SIMON Richard, Ph. D., président

M. LI Li, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. MBONIMPA Mamert, Ph. D., membre

DÉDICACE

À ma famille,

À mon père,

À ma mère,

À mes frères et mes sœurs.

REMERCIEMENTS

Je ne remercierai jamais assez mon directeur de recherche et professeur à l'École Polytechnique de Montréal, Monsieur Li Li qui à chaque instant a toujours été présent pour permettre la réalisation de ce travail, présent pendant mes incertitudes et mes angoisses, présent par ses explications, ses corrections et ses conseils. Pour cela j'en suis et serai à tout jamais reconnaissant, Merci.

Je remercie Monsieur Richard Simon, professeur à l'École Polytechnique de Montréal et Monsieur Mamert Mbonimpa, professeur à l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) pour leur acceptation et pour leur temps d'évaluer mes travaux de recherche.

Je tiens aussi à remercier Monsieur Michel Aubertin, professeur émérite à l'École Polytechnique de Montréal qui sans le savoir m'a conforté dans mon choix de continuer aux cycles supérieurs, car il m'a transmis par diverses interventions le goût du savoir. Je remercie également Monsieur Pengyu Yang, chercheur postdoctoral à l'École Polytechnique de Montréal pour ses précieux conseils et corrections. Mes remerciements vont aussi à Monsieur Robert Chapuis, professeur à l'École Polytechnique de Montréal qui par ses explications a facilité la compréhension et l'interprétation de plusieurs notions présentées dans cette étude.

Je remercie également Madame Noura El-Harrak, Monsieur Étienne Bélanger, Monsieur Samuel Chénier, Monsieur Éric Turgeon pour leur support technique et explications lors de la réalisation des essais.

Je remercie aussi mes collègues de travail: Amine qui m'a aidé pour l'écriture de l'article, Karim pour son aide lors de la réalisation des essais, les étudiants de l'institut pour leur encouragement, ainsi que les stagiaires : Charlie, Armand, Boniface et Mohamed pour leur dévouement.

Finalement, j'aimerais remercier le CRSNG, FRQNT et les partenaires industriels de l'IRME UQAT-Polytechnique pour leur soutien financier qui m'a permis de réaliser les travaux de recherche présentés dans ce mémoire.

RÉSUMÉ

Par ses activités, l'industrie minière génère des quantités considérables de rejets solides sous formes des résidus miniers et des roches stériles qui, une fois entreposés en surface, peuvent engendrer des problèmes géotechniques, environnementaux et de paysage. L'adoption du remblayage dans les méthodes de minage en souterrain demeure l'une des mesures permettant d'annihiler en partie ces problèmes. Par cette pratique, l'industrie minière retourne dans les chantiers souterrains une grande partie de ces rejets solides. Plusieurs types de remblais sont ainsi utilisés: le remblai en pâte, le remblai rocheux et le remblai hydraulique.

Le remblai hydraulique a été le premier type de remblai utilisé dans les mines souterraines. En raison de son faible coût et de sa simplicité de préparation, il reste encore un des plus utilisés de nos jours dans les mines en souterrain au Canada, en Australie, en Chine et ailleurs dans le monde.

Composé de sable et/ou de résidus miniers classifiés, le remblai hydraulique possède généralement une conductivité hydraulique élevée. Il peut se consolider rapidement une fois déposé dans le chantier. Cependant, cette propriété hydraulique positive peut mener à des conséquences négatives sur les propriétés mécaniques. L'écoulement d'eau rapide associé avec le drainage et la consolidation rapides du remblai peut entraîner le mouvement et la migration des particules fines. Ce phénomène est connu et appelé la ségrégation. La ségrégation des particules du remblai dans le chantier entraîne une hétérogénéité des propriétés géotechniques. Cette imprévue peut mener à une augmentation des risques d'instabilité de remblai et de dilution du minerai lors de l'extraction des chantiers secondaires.

Beaucoup d'études ont été apportées en considérant l'intégration d'adjuvants dans le mélange de remblai hydraulique pour diminuer le degré de ségrégation. Peu d'études portent sur la description de la ségrégation ainsi que sur la variation spatiale des propriétés géotechniques associée à la ségrégation des remblais déposés dans les chantiers.

L'objectif de ce projet de recherche consiste donc à mieux comprendre les mécanismes de ségrégation et évaluer quantitativement la variation spatiale des propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique en lien avec la ségrégation du remblai.

Pour atteindre cet objectif, un remblai hydraulique a été fabriqué par le mélange entre un résidu minier et un sable classifié. Plusieurs essais ont été menés sur des échantillons préparés dans des

colonnes de hauteurs variables. Le drainage à la base n'est pas permis. La résistance en compression uniaxiale, la granulométrie, la porosité et la masse volumique ont été mesurées le long de la hauteur des différentes colonnes. Des expressions ont été proposées pour décrire quantitativement le degré de ségrégation d'un matériau.

Cette étude a permis de mettre en évidence deux mécanismes de ségrégation qui interviennent lors de la déposition et durant la consolidation du remblai hydraulique. La sédimentation rapide des grains grossiers (classification) engendre un drainage ascendant, qui entraîne la migration des particules fines vers le haut à travers les pores des strates lâches (diffusion) du remblai hydraulique et facilite la ségrégation par fluidisation des particules. Ces mécanismes engendrent une stratification du remblai hydraulique. Les matériaux fins riches en liant, soit du ciment Portland, occupent les couches supérieures tandis que les matériaux grossiers dépourvus de particules fines remplissent les couches inférieures. Cette hétérogénéité des matériaux entraîne une variation de la porosité, de la densité et de la résistance mécanique du remblai dans les colonnes. Quoique de matériaux plus fins, de porosité plus grande et de densité plus faible, les couches au sommet présentent des résistances mécaniques plus élevées en raison de leur teneur plus élevée en ciment par rapport aux couches inférieures dans les colonnes.

Les comparaisons entre les résistances mécaniques obtenues avec des échantillons préparés en dimension standard et celles obtenues avec des échantillons préparés dans des colonnes de différentes hauteurs démontrent que la résistance mécanique d'un remblai hydraulique déposé dans un chantier avec une barricade étanche peut être sous-estimée au sommet et surestimée à la base par les résultats obtenus avec des échantillons standard.

Plus de travaux sont nécessaires en considérant différentes conditions de drainage à la base et en utilisant des recettes différentes en variant la granulométrie, le pourcentage de solides, le teneur en ciment et en considérant différentes périodes de repos.

ABSTRACT

The mining industry generates considerable amounts of solid wastes in terms of tailings and waste rocks, which are usually stored on ground surface and can generate environmental, geotechnical and landscape problems. The use of mining wastes as backfilling material in the underground mining can partly reduce these problems. In fact, this practice can allow the mining industry to return a large part of these solid wastes to underground stopes. Several types of backfills are used in the mining industry, including paste backfill, rock fill and hydraulic backfill.

Hydraulic backfill was the first type of backfill used in underground mines. It still remains one of the most used backfill today in Canada, Australia, China and elsewhere in the world. Composed of sand or/and classified tailings, the hydraulic backfill usually has a high hydraulic conductivity. Upon deposition in a mine stope, its drainage and consolidation can take place quickly. However, this positive aspect in hydraulic behavior can lead to negative consequence on the mechanical properties. The fast flow of water associated with the quick drainage and consolidation can lead to the movement and migration of fine particles. This is a phenomenon well-know as segregation. The segregation of the backfill particles in stopes leads to a heterogeneity of the geotechnical properties. These unexpected properties may increase the risks of instability of the backfill and ore dilution during the extraction of the secondary stopes.

Numerous studies have been reported by integrating admixtures into the hydraulic backfill mixture to reduce the degree of segregation. Few studies have been done on the quantification of the degree of segregation and on the quantification of the spatial variation of the geotechnical properties associated with the segregation when the backfill is deposited in stopes.

The objective of this project of research is to better understand the mechanism of the segregation and to quantitatively evaluate the spatial variation of the geotechnical properties associated with the segregation of a hydraulic backfill.

To achieve this objective, a hydraulic backfill was made by mixing a portion of tailings and another portion of classified sand. Several tests have been conducted on samples prepared with various columns of different heights. Base drainage was not allowed. The unconfined compressive strength, particle size distribution, porosity and density were measured along the height of the columns of different heights. Expressions were proposed to quantitatively describe the degree of segregation of granular materials.

This study has allowed to highlight two mechanisms of segregation that were involved during the deposition and consolidation of the hydraulic backfill. The quick sedimentation of the coarse particle (classification) generates an upward drainage, which leads to the upward migration of fine particles through the pores of the loose strata (diffusion) of the hydraulic backfill and facilitates the fluidization segregation of the particles. These mechanisms result in stratification of the hydraulic backfill. Binder-rich fine materials occupy the upper layers, while coarse materials free of fine particles fill the lower layers. This heterogeneity of the materials results in a variation in the porosity, density and mechanical strength of the backfill in the columns. Even though the top layers are higher in porosity and lower in density, their mechanical strengths are higher than the underlying layers because of their high content in cement.

The comparisons between the mechanical strengths obtained with samples prepared in standard dimension and those obtained with samples prepared in columns of different heights demonstrate that the mechanical strength of a hydraulic backfill placed in the stopes with a waterproof barricade can be underestimated near the top part and overestimated near the base part of the backfill by using the mechanical strength obtained with samples prepared in standard dimension.

More works are necessary by considering different base draining condition and different recipes with different particle size distributions, solid contents, binder contents and curing time.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XIV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIX
LISTE DES ANNEXES.....	XXII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Mise en contexte et problématique.....	1
1.2 Objectifs	4
1.3 Contenu du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE ET PROBLÉMATIQUE	7
2.1 Généralités.....	7
2.2 Solutions analytiques pour déterminer la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé latéralement	7
2.2.1 Solutions classiques.....	8
2.2.2 Modèle de Mitchell et al. (1982).....	8
2.2.3 Solution graphique de Stone (1993).....	10
2.2.4 Modèle de Mitchell modifié (Li & Aubertin, 2012)	10
2.2.5 Modèle généralisé (Li, 2014a)	12
2.2.6 Modèle amélioré (Li & Aubertin, 2014)	14

2.2.7 Modèle considérant l'effet stabilisateur d'un bouchon (Li, 2014b).....	16
2.2.8 Nouveau modèle de détermination de la résistance mécanique d'un chantier remblayé (Yang et al., 2017).....	19
2.2.9 Modèle de détermination de la résistance mécanique requise avec considération des pressions exercées par le remblai en pulpe dans un chantier secondaire arrière (Liu et al., 2018)	21
2.3 Détermination de la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé à la base.....	25
2.3.1 Solution de Mitchell (1991)	25
2.3.2 Solution de Stone (1993) ou de Pakalnis et al. (2005)	28
2.3.3 Solution graphique de Pagé et al. (2018).....	30
2.4 Les différents types de remblais miniers.....	34
2.4.1 Remblai rocheux.....	34
2.4.2 Remblai en pâte	37
2.4.3 Remblai hydraulique	40
2.5 La ségrégation des particules	48
2.5.1 Les mélanges	52
2.5.2 Les mécanismes de ségrégation.....	53
2.6 Méthodes expérimentales	57
2.7 Problématique.....	59
2.7.1 Ségrégation des remblais hydrauliques	59
2.7.2 Mécanismes de ségrégation lors de la déposition du remblai hydraulique	61
CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE D'UN REMBLAI HYDRAULIQUE	64
3.1 Méthodologie	64
3.2 Origine des matériaux d'essai	64
3.3 Mélange et composition du remblai hydraulique	65

3.4 Caractérisation du remblai hydraulique	67
3.4.1 Granulométrie.....	67
3.4.2 Densité relative des grains solides.....	68
3.4.3 Essai de compaction	68
3.4.4 Indice des vides minimal et maximal	68
3.4.5 Conductivité hydraulique saturée	69
3.5 Résultats d'essais.....	69
3.5.1 Granulométrie.....	69
3.5.2 Densité relative	70
3.5.3 Essai de compactage.....	71
3.5.4 Indices des vides maximal et minimal.....	76
3.5.5 Conductivité hydraulique saturée	76
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: EXPERIMENTAL STUDY OF UCS DISTRIBUTION OF HYDRAULIC BACKFILL ASSOCIATED WITH SEGREGATION	78
4.1 Introduction	79
4.2 Material and test procedure	82
4.3 Test results and interpretation	87
4.4 Degree of segregation.....	93
4.5 Discussion	96
4.6 Conclusion.....	98
CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE.....	105
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	110
6.1 Conclusions	111
6.2 Recommandations	113
BIBLIOGRAPHIE	115

ANNEXES	125
---------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Classification des résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai hydraulique (tirée de Thomas & Holtham, 1989)	43
Tableau 2.2 : Résultats des analyses sur le bloc de remblai in situ (adapté de Ouellet et al., 1995)	50
Tableau 3.1 : Densité relative des grains solides du remblai hydraulique	70
Table 4.1 : Physical characteristics of the sand-tailings mixture used to produce CHF	84

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Modèle du bloc confiné de Mitchell (tirée de Mitchell et al., 1982)	8
Figure 2.2 : Variation de la résistance en compression uniaxiale (UCS) nécessaire en fonction de la largeur des remblais exposés latéralement pour différentes épaisseurs en considérant un $FS \geq 2$ (tirée de Stone, 1993).	10
Figure 2.3 : Présentation schématique de (a) une veine minéralisée et la disposition des différents chantiers et (b) Un modèle du bloc confiné utilisé par Mitchell et al. (1982) (tirée de Li, 2014b)	13
Figure 2.4 : Mécanisme de rupture d'un chantier remblayé et modèle d'analyse par méthode d'équilibre limite pour les deux types de glissement considérés (tirée de Li & Aubertin, 2014).	15
Figure 2.5 : Un remblai composé d'un bouchon et d'un résiduel (tirée de Li, 2014b).	17
Figure 2.6 : Plans de rupture pour un chantier avec un ratio hauteur/largeur élevé et un bouchon à la base (tirée de Li, 2014b).....	18
Figure 2.7 : Illustration du modèle de rupture de Yang et al. (2017) avec une fissure en tension verticale et différentes forces agissant dans sur le remblai (tirée de Yang et al., 2017).	20
Figure 2.8 : Illustration des forces et des pressions agissant sur un remblai exposé en avant et poussé en arrière par une pression iso-géostatique du remblai en pulpe (tirée de Liu et al., 2018) ..	21
Figure 2.9 : Modèle de Mitchell (1991) et les modes de rupture d'une semelle exposée à la base	26
Figure 2.10 : Illustration des quatre modes de rupture obtenues par des modélisations numériques (tirée de Pakalnis et al., 2005)	27
Figure 2.11 : Abaque de stabilité pour un pilier semelle en minerai exposé à la base pour un $FS \geq 2$ (tirée de Stone, 1993)	29
Figure 2.12 : Abaque de stabilité pour une semelle exposée à la base pour un $FS \geq 2$ (tirée de Pakalnis et al., 2005)	29

Figure 2.13 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur pour différents angles d'inclinaison (β) du chantier (tirée de Pagé et al., 2018).....	30
Figure 2.14 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur pour différentes largeurs (W) du chantier (tirée de Pagé et al., 2018).	31
Figure 2.15 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur du chantier pour différentes épaisseurs (e) de la semelle (tirée de Pagé et al., 2018).....	31
Figure 2.16 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier pour différents modules de Young (E_s) de la semelle (tirée de Pagé et al., 2018) ...	32
Figure 2.17 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur du chantier pour : (a) différents modules de Young de la roche (E_r); (b) différents coefficients de pression des terres latéral du roc (K_r) (tirée de Pagé et al., 2018).....	33
Figure 2.18 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier pour différents hauteurs du remblai au-dessus de la semelle (tirée de Pagé et al., 2018).....	33
Figure 2.19 : Photo et distribution granulométrique typiques d'un remblai rocheux (tirée de Sainsbury & Sainsbury, 2014).	36
Figure 2.20 : Influence de la proportion de liant (% Ciment), de la quantité d'eau (W/C ratio massique eau/ciment), du pourcentage des fines et de la densité du remblai sur la résistance mécanique (UCS) du remblai en pâte (tirée de Fall & Benzaazoua, 2003).	39
Figure 2.21 : Distribution granulométrique des remblais hydrauliques (en lignes pleines) utilisés en Australie (tirée de Sivakugan, 2008).	41
Figure 2.22 : Distribution granulométrique de l'intrant et des produits de classification par hydrocyclonage (Fourie et al., 1994).	42
Figure 2.23: Évolution de la résistance en compression uniaxiale d'un remblai hydraulique pour différents temps de cure et périodes de malaxage (tirée de Kermani et al., 2015).	44
Figure 2.24 : Configurations typiques de transport et de déposition du remblai hydraulique (tirée de Thomas et al., 1979).	46

Figure 2.25 : Schéma des coupes dans le bloc de remblai in situ (adaptée de Ouellet et al., 1995).	49
Figure 2.26: Illustration de l'analyse par imagerie digitale d'une colonne de béton après sa déposition (tirée de Panesar & Shindman, 2012).	51
Figure 2.27: Illustration du mélange par convection d'un remblai hydraulique (tirée de Lominé, 2007).	52
Figure 2.28 : Illustration de la ségrégation par tamisage tirée de (Mosby et al., 1996).	53
Figure 2.29 : Illustration de la ségrégation par effets de poussée (tirée de Mosby et al., 1996).	54
Figure 2.30 : Concentration d'un sable grossier au-dessus de l'empilement à cause de l'effet de son angle de repos (adaptée de Mosby et al., 1996).	54
Figure 2.31 : Ségrégation lors du transport des matériaux granulaires tirée de (Lominé, 2007).	55
Figure 2.32 : Création de courants d'air lors de déposition des particules dans un silo (adaptée de Mosby et al., 1996).	56
Figure 2.33 : Ségrégation par fluidisation (tirée de Lominé, 2007).	57
Figure 2.34 : Démonstration de la ségrégation sur des échantillons de remblai hydraulique cimenté (tirée de Liu et al., 2017).	60
Figure 2.35 : Mécanismes de ségrégation par fluidisation d'un mélange binaire de densité uniforme (tirée de Gibilaro et al., 1985).	62
Figure 3.1 : Courbes granulométriques du sable HSP et du résidu minier utilisé.	66
Figure 3.2 : Courbes granulométriques du mélange de remblai hydraulique et des matériaux utilisés.	67
Figure 3.3 : Courbes granulométriques du remblai hydraulique.	70
Figure 3.4 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d en fonction de la teneur en eau ω du sable HSP classifié, obtenue avec l'essai de compactage Proctor modifié et des courbes théoriques de saturation.	73
Figure 3.5 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d en fonction de l'indice des vides, déterminé à partir de l'essai de compactage Proctor modifié pour le sable HSP classifié.	73

Figure 3.6 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du résidu minier en fonction de la teneur en eau ω et des courbes théoriques de saturation.....	74
Figure 3.7 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du résidu minier en fonction de l'indice de vide déterminé à partir de l'essai compactage Proctor.....	74
Figure 3.8 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du remblai hydraulique en fonction de la teneur en eau ω obtenue à l'aide des essais de compactage et des courbes théoriques de saturation.	75
Figure 3.9 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du remblai hydraulique en fonction de l'indice des vides déterminé à partir de l'essai de compactage Proctor.....	75
Figure 4.1: Illustration of CHF samples prepared in four columns; the number indicates the position of each sample of 10 cm high.....	82
Figure 4.2: Particle size distribution of the sand-tailings mixture used to produce the CHF	83
Figure 4.3: Schematic representation of the deposition method of CHF (adapted from Carraro & Prezzi, 2007).....	85
Figure 4.4: Illustration of CHF samples in columns with different heights after the complete settlement	86
Figure 4.5: Particle size distributions of the different layers of the CHF after settlement and curing: (a) 10 cm; (b) (20 cm); (c) 40 cm; (d) 80 cm (Layers 1 to 8 indicate the locations of the layers from the base to top of the column).	88
Figure 4.6: Variation of the D_{50} (size of 50% of particles passing) along the height of settled backfill for the columns of (a) 20 cm, (b) 40 cm and (c) 80 cm, respectively.	90
Figure 4.7: Variation of the porosity along the height of settled backfill for columns: (a) 10 cm; (b) 80 cm	91
Figure 4.8: Variation of the bulk density along the height of settled backfill for different columns: (a) 10 cm; (b) 80 cm.	91
Figure 4.9: Variations of the UCS of CHF samples taken from specimens with the height of 10, 20, 40 and 80 cm columns.....	93

Figure 4.10: Variation of the SD along the height of settled backfill for the columns of (a) 40 cm and (b) 80 cm, respectively.	95
Figure 4.11: Variation of the D_{50} along the height of settled backfill for the columns of (a) 40 cm and (b) 80 cm, respectively.	96
Figure 4.12: Typical failure modes of cylindrical cemented hydraulic fill submitted to uniaxial compressive tests: a) diagonal shear, b) vertical split (or columnar split)	98

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$B(m)$	Largeur du chantier minier
$c(kPa)$	Cohésion du sol ou du remblai
$c_a(kPa)$	Cohésion entre le remblai et les murs de minerai adjacents
$c_r(kPa)$	Cohésion de la roche
$c_z(kPa)$	Cohésion entre le remblai et les murs de roches adjacents
CD	Essai consolidé drainé
CP	Ciment Portland
CRE	Courbe de rétention d'eau
CU	Essai consolidé non drainé (Consolidated Undrained)
C_U	Coefficient d'uniformité
$D_r(\%)$	Densité relative
$D_x(mm)$	Diamètre correspondant à $x\%$ massique cumulé sur la courbe granulométrique
$E(MPa)$	Module de Young du sol ou du remblai
$E_r(MPa)$	Module de Young de la roche
FS	Facteur de sécurité
$h(m)$	Profondeur d'un point à partir de la surface du sol ou du remblai
$H(m)$	Hauteur du remblai
HAR	Chantier à haut ratio (High Aspect Ratio)
I_p	Indice de plasticité
$k(m/s)$	Conductivité hydraulique
$k_{sat}(m/s)$	Conductivité hydraulique saturée
K	Coefficient de pression des terres
K_o	Coefficient de pression des terres au repos

$(K_o)\mu$	Coefficient de pression des terres au repos au coefficient de Poisson
K_a	Coefficient de pression des terres actif
K_p	Coefficient de pression des terres passif
K_r	Coefficient de pression des terres de la roche
$L(m)$	Longueur du chantier minier
LAR	Chantier à bas ratio (Low Aspect Ratio)
MM	Modèle modifié de Li et Aubertin (2012)
$p_o(kPa)$	Charge appliquée sur le remblai
$Réf$	Cas de référence
$UCS(kPa)$	Résistance en compression uniaxiale
UU	Essai non consolidé non drainé (Unconsolidated Undrained)
VAR	Variable
$\beta (o)$	Angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontal
$\delta(^{\circ})$	Angle de frottement à l'interface entre les murs et le remblai
ε_h	Déformation horizontale
ε_v	Déformation verticale
$\emptyset(^{\circ})$	Angle de frottement interne du sol ou du remblai
$\emptyset_p(^{\circ})$	Angle de frottement interne du pilier-dalle
$\emptyset_r(^{\circ})$	Angle de frottement interne de la roche
$\varphi(^{\circ})$	Angle de dilatance du sol ou du remblai
$\varphi_p(^{\circ})$	Angle de dilatance du pilier-dalle
$\varphi_r(^{\circ})$	Angle de dilatance de la roche
$\gamma(kN/m^3)$	Poids volumique du sol ou du remblai
$\gamma_d(kN/m^3)$	Poids volumique sec

$\gamma_p(kN/m^3)$	Poids volumique du pilier-dalle
$\gamma_r(kN/m^3)$	Poids volumique de la roche
μ	Coefficient de Poisson du sol ou du remblai
μ_p	Coefficient de Poisson du pilier-dalle
μ_r	Coefficient de Poisson de la roche
$\theta(^{\circ})$	Angle d'inclinaison du mur de soutènement par rapport à l'axe vertical
$\sigma_c(kPa)$	Contrainte de confinement latéral des épontes
$\sigma_h(kPa)$	Contrainte horizontale
$\sigma_n(kPa)$	Contrainte normale
$\sigma_t(kPa)$	Résistance à la traction
$\sigma_v(kPa)$	Contrainte verticale
$\tau(kPa)$	Résistance au cisaillement

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Article de conférence	124
Annexe B – Caractérisation des matériaux	135

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte et problématique

L'industrie minière fait face à de plus en plus de pression en matière de la protection de l'environnement et du développement durable. Par l'instauration de plusieurs mesures telles l'étude d'impact environnemental, l'imposition de procédures et l'implantation d'organismes régissant l'acceptabilité sociale des projets, l'industrie minière adopte de plus en plus des approches d'exploration et d'exploitation responsables. Cette responsabilité commence dès la planification des projets miniers par la gestion efficace et la valorisation des rejets miniers et par le garanti et le maintien d'un milieu de travail respectant la santé, la sécurité et l'intégrité physique des travailleurs. Le remblayage des chantiers rentre dans cette ligne. Par le remblayage, l'industrie minière retourne une grande partie des rejets solides dans les chantiers souterrains.

Les développements (construction des voies de roulage, fonçage de puits de circulation, des galeries de soutirage), l'exploitation des chantiers et le traitement des minerais produisent des quantités considérables de rejets solides. La réduction des coûts d'exploitation via la mécanisation des opérations permet l'exploitation des gisements de faibles teneurs. Cela mène à une production de rejets miniers de quantité encore plus importante.

Ces rejets miniers sont souvent entreposés en surface sous forme de haldes de stériles et de parcs à résidus. Les haldes de stériles constituent des reliefs anthropiques composés des roches qui n'ont pas de valeur commerciale. N'ayant subi aucun traitement, les matériaux formant les haldes de stériles ont une granulométrie grossière et très étalée, allant de particules très fines jusqu'aux blocs erratiques. Les résidus miniers sont constitués des rejets des concentrateurs, qui ont une granulométrie fine dont les particules peuvent aller de tailles très fines comme de l'argile jusqu'à la taille de sable fin.

Les infrastructures associées à ces rejets miniers peuvent présenter des risques d'instabilité géotechnique. Les parcs à résidus en sont un exemple flagrant. En cas de conception inappropriée et de suivi inadéquat, les structures de confinement peuvent devenir instables, soit en raison de précipitations abondantes, soit en raison de la liquéfaction statique ou dynamique des résidus

miniers. Dans tous les cas, la quantité importante de l'eau favorise l'écoulement et le déversement des résidus dans les régions en aval et peut causer des dégâts importants à l'environnement, aux matériels et aux vivants.

En 2014, la rupture de la digue du parc à résidus miniers à la mine Mount Polley a entraîné le déversement de plus de 240 millions de m³ de résidus et causé la contamination de plusieurs lacs (Schoenberger, 2016; Coulibaly et al., 2017). En novembre 2015, la rupture d'une digue au Brésil a causé la mort de 19 personnes et engendré des dégâts environnementaux évalués à des milliards de dollars (Carmo et al., 2017). Ces incidents sont loin d'être des cas isolés et démontrent à quel point l'entreposage de ces rejets miniers peut être problématique pour la protection de l'environnement et de la sécurité de la population.

Nonobstant les problèmes géotechniques et esthétiques, les haldes à stériles et les parcs à résidus miniers présentent aussi des risques d'instabilité géochimique. Les eaux acides produites par les minéraux sulfureux constituent un problème environnemental bien connu sous le thème du drainage minier acide de l'industrie minière (Aubertin et al., 2002). La lixiviation des métaux lourds est un autre problème environnemental connu sous le thème du drainage minier neutre contaminé. Si ces écoulements problématiques ne sont pas bien confinés, ils peuvent migrer vers les réseaux hydrologiques et hydrogéologiques et contaminer les écosystèmes.

À la vue de ces problèmes géotechniques et géochimiques, l'adoption du remblayage des chantiers souterrains comme une méthode de valorisation des rejets miniers devient intéressante et nécessaire. Un pourcentage non négligeable de rejets miniers peut être retourné sous terre sous forme de remblais miniers, diminuant le volume et les coûts de la gestion des rejets miniers déposés en surface (Hassani & Archibald, 1998; Aubertin & al., 2002). De plus, l'utilisation de ces rejets miniers comme matériaux de remblayage fournit un milieu de travail plus sécuritaire en diminuant les risques d'instabilité du terrain (Potvin et al., 2005).

Plusieurs types de remblai sont généralement adoptés dans l'industrie minière. Le remblai rocheux, le remblai en pâte et le remblai hydraulique demeurent les types de remblai les plus utilisés. Le remblai rocheux est composé principalement des roches stériles, avec ou sans agents liants. Le remblai en pâte est constitué de résidus miniers de concentrateur tout-venant avec une densité de pulpe P (rapport de la masse solide sur la masse totale) variant entre 70% à 85% (Landriault, 1995).

Le remblai hydraulique est généralement composé de rejets de concentrateur classifiés avec un pourcentage solide compris entre 60% et 70% (Thomas & Holtham, 1989).

Lorsque le remblai est sous forme de pulpe ou de liquide, c'est notamment le cas avec les remblais hydraulique et en pâte, la construction de barricade est nécessaire pour maintenir le remblai dans le chantier (Rankine et al., 2005). Un aspect important pour s'assurer de la stabilité de la barricade est la connaissance de la pression sur la barricade exercée par le remblai. Cela demande une considération du drainage et de la consolidation dans l'évaluation des pressions interstitielles et des contraintes totales sur les barricades.

Lorsque les remblais sont utilisés pour récupérer des piliers ou pour réduire la dilution du minerai, il est essentiel de bien déterminer la résistance mécanique nécessaire et de s'assurer de l'atteinte de la résistance nécessaire visée par la masse du remblai mis aux chantiers. Dans certaines mines, des effondrements de remblai lors d'une excavation adjacente ont causé des dilutions importantes et même la perte totale d'un chantier. Il est donc important de connaître la cause des ruptures des remblais lors d'une excavation adjacente.

Plusieurs solutions existent pour déterminer la résistance mécanique minimale requise pour un chantier exposé verticalement (Mitchell et al, 1982; Li & Aubertin, 2012, 2014; Li, 2014a, 2014b; Yang et al., 2017; Liu et al., 2018) ou horizontalement (Mitchell, 1991; Stone, 1993; Palkanis et al., 2005; Pagé et al., 2018). Une fois la résistance nécessaire déterminée, l'étape suivante est de déterminer la recette qui satisfait ce critère en considérant différents pourcentages de solides, de liant et temps de cure. Cela se fait souvent au laboratoire à partir des échantillons de dimensions standard, préparés au laboratoire ou sur le terrain. Les résultats obtenus sont utilisés pour représenter la résistance des remblais déposés dans les chantiers. Des questions se posent : est-ce que la masse du remblai dans un chantier est homogène? Est-ce que la résistance nécessaire visée est atteinte par toute la masse du remblai dans le chantier?

La réponse dépend du type de remblai. Pour les remblais rocheux et hydraulique, un phénomène bien connu peut se produire lors de la déposition des remblais dans les chantiers, c'est la ségrégation des particules. La masse du remblai dans un chantier n'est pas homogène. La question primordiale est la suivante : les résistances obtenues en laboratoire avec des échantillons standards sont-elles représentatives de la résistance de la masse du remblai dans un chantier?

1.2 Objectifs

L'objectif principal de cette étude est d'étudier les effets de la ségrégation des particules sur la distribution des propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique en fonction de la hauteur du remblai. Pour atteindre cet objectif, on a procédé à des essais de laboratoire afin d'analyser les variations des propriétés géotechniques du remblai hydraulique le long de la hauteur du remblai dans des colonnes de hauteurs différentes :

- Caractériser un résidu minier et un sable;
- Préparer un remblai hydraulique en mélangeant une portion de résidu minier et une portion de sable classifié;
- Effectuer des essais en colonnes de différentes hauteurs pour démontrer la présence de ségrégation du remblai hydraulique dans les colonnes;
- Effectuer des essais en compression uniaxiale pour mesurer la distribution de la résistance en compression uniaxiale le long de la hauteur des remblais préparés dans des colonnes de différentes hauteurs;
- Caractériser les échantillons d'essai issus des colonnes de différentes hauteurs et en différentes positions.
- Analyser les résultats et proposer des expressions pour déterminer quantitativement le degré de ségrégation du remblai hydraulique.

1.3 Contenu du mémoire

Le mémoire débute avec une introduction pour mettre en contexte le projet de recherche. Cette introduction permettra d'exposer les problématiques et l'objectif du mémoire. Une revue de littérature sera présentée dans le chapitre 2 afin de :

- Présenter les diverses solutions de détermination de la résistance mécanique nécessaire du remblai dans un chantier;
- Présenter les différents types de remblai et expliquer leurs caractéristiques géotechniques;

- Présenter le phénomène de ségrégation, les mécanismes prépondérants et les facteurs d'influence.

Le chapitre 3 présente la méthodologie de l'étude ainsi que la caractérisation des matériaux constituant le remblai hydraulique. Les essais sont énumérés comme suit :

- Granulométrie
- La densité relative
- Essais de conductivité hydraulique saturée
- Essais de compactage.

Le protocole d'essais de compression uniaxiale sur les échantillons tirés des colonnes sera également présenté dans ce chapitre.

Le chapitre 4 présente les résultats principaux de ce projet de recherche sous la forme d'un article soumis à la revue « Construction and Building Materials ». La variation des propriétés géotechniques en fonction des positions dans les colonnes de différentes hauteurs est présentée, incluant notamment la granulométrie, la densité, la porosité et la résistance en compression uniaxiale. Cela permettra de statuer sur l'effet de la ségrégation sur les propriétés géotechniques du remblai hydraulique. Des expressions ont été proposées pour décrire d'une façon quantitative le degré de ségrégation d'un remblai.

Une discussion générale est donnée au chapitre 5 sur les limitations de cette étude et des travaux de recherche à poursuivre. Des conclusions et des recommandations sont données au chapitre 6.

Cette étude est novatrice dans le sens qu'elle apporte une meilleure compréhension sur le phénomène et les mécanismes de ségrégation ainsi que l'effet de la ségrégation sur les propriétés géotechniques des remblais hydrauliques dans les chantiers. La variation spatiale des propriétés géotechniques dans une ouverture a été pour la première fois étudiée et démontrée par des essais au laboratoire. Des expressions ont été aussi proposées pour la première fois pour décrire le degré de ségrégation en considérant la variation de particules dans l'espace. Les résultats montrent que la masse du remblai hydraulique dans un chantier peut devenir hétérogène et les propriétés géotechniques obtenues à partir des échantillons standard au laboratoire ne sont pas représentatives de celles de la masse du remblai hydraulique dans le chantier. Certes, cette étude comporte des

limitations et plus de travaux sont nécessaires. Cependant, ce mémoire ouvre la voie pour les études à venir. Les expressions proposées pour le degré de ségrégation comblent une lacune dans la description quantitative du degré de ségrégation des matériaux granulaires.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE ET PROBLÉMATIQUE

2.1 Généralités

Le remblayage des chantiers souterrains constitue à remplir des vides créés par l'exploitation minière afin de fournir des plateformes de travail et d'assurer la stabilité du terrain (Potvin et al., 2005). De plus, le remblayage souterrain permet aussi de réduire la quantité de rejets miniers déposés en surface, ce qui diminue l'impact des opérations minières sur l'environnement (Aubertin et al., 2002).

Bien que le remblayage des chantiers souterrains ait plusieurs avantages, la conception des chantiers remblayés doit se faire d'une façon appropriée. Cela commence toujours par l'identification de l'objectif du remblai. La résistance nécessaire des remblais doit être ensuite évaluée. Finalement, il faut sélectionner la recette appropriée pour satisfaire le critère de la résistance nécessaire et d'autres critères établis pour assurer la transportation du remblai par des conduits.

2.2 Solutions analytiques pour déterminer la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé latéralement

Afin d'assurer la continuité des opérations d'exploitation, les zones minéralisées peuvent être divisées en plusieurs chantiers dépendamment des méthodes de minage adoptées : chantiers primaires et chantiers secondaires. Les chantiers primaires une fois exploités sont remblayés afin de permettre l'extraction des chantiers secondaires (Yang et al., 2017). La résistance mécanique nécessaire du remblai doit être définie pour assurer la stabilité du remblai des chantiers primaires lors de l'exposition latérale par l'excavation des chantiers secondaires. Plusieurs solutions analytiques ont été développées dans le passé, impliquant différentes hypothèses (Mitchell et al., 1982; Zhou et Nadarajah, 2006; Dirige et al., 2009; Li et Aubertin, 2012, 2014; Li 2013, 2014a, 2014b; Liu et al., 2016; 2018; Yang et al., 2017). Certaines de ces solutions sont présentées dans les sous-sections en bas.

2.2.1 Solutions classiques

Deux approches classiques ont été utilisées pour déterminer la résistance nécessaire d'un remblai exposé latéralement. La première suppose que le remblai doit être capable de supporter une pression équivalente à son propre poids, La résistance en compression uniaxiale nécessaire est déterminée par l'équation suivante (Askew et al., 1978; Mitchell et al., 1982):

$$UCS = \gamma h \quad [2-1]$$

où γ représente le poids volumique du remblai et h la profondeur du point de calcul dans le remblai. La résistance mécanique nécessaire d'un remblai varie linéairement avec la profondeur.

La deuxième approche traite le chantier remblayé comme un problème de la stabilité d'une pente verticale bi-dimensionnelle. L'angle de frottement interne est considéré comme nul. La résistance en compression uniaxiale nécessaire est déterminée comme suit :

$$UCS = \frac{\gamma H}{2} \quad [2-2]$$

où H est la hauteur du remblai.

Les deux approches ne tiennent pas compte de la géométrie du chantier et largement surestiment la résistance nécessaire des remblais (Mitchell et al., 1982).

2.2.2 Modèle de Mitchell et al. (1982)

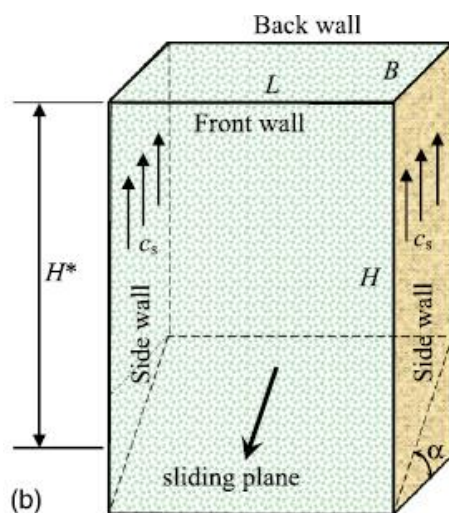


Figure 2.1 : Modèle du bloc confiné de Mitchell (tirée de Mitchell et al., 1982)

Mitchell et al., (1982) proposent d'analyser la stabilité d'un bloc confiné en considérant la résistance cohésive des contacts entre le remblai et les deux murs latéraux. Leur modèle est démontré à la figure 2.1. La considération de l'équilibre du bloc mène à l'équation suivante pour déterminer le facteur de sécurité contre le glissement du bloc confiné :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2cL}{H^*(\gamma L - 2c_z) \sin 2\alpha} \quad [2.3]$$

où H^* est exprimé comme suit :

$$H^* = H - \frac{B \tan \alpha}{2} \quad [2.4]$$

FS = Facteur de sécurité

ϕ = Angle de frottement interne du remblai ($^\circ$)

c = Cohésion du remblai (kPa)

α = Angle du plan de glissement par rapport à l'horizontal ($^\circ$)

H = Hauteur du chantier (m)

γ = Poids volumique du remblai (kN/m³)

L = Longueur du chantier (m)

B = Largeur du chantier (m)

c_s = Cohésion entre le remblai et les parois du chantier

Plusieurs paramètres de cette équation demeurent difficile à évaluer comme la cohésion (c_s) entre le remblai et les murs du chantier et l'angle du plan de glissement (α). Plusieurs hypothèses ont été adoptées par Mitchell et al., (1982) :

- La cohésion (c_s) entre le remblai et les murs adjacents est égale à la cohésion du remblai (c)
- L'angle du plan de glissement critique du remblai dans le chantier peut être évalué par la relation suivante qui découle de la considération du cas actif de Rankine :

$$\alpha = 45^\circ + \phi/2 \quad [2.5]$$

En supposant que l'angle de frottement interne est nul, que le chantier est très étroit et haut et que le facteur de sécurité est égale à 1, Mitchell et al., (1982) ont proposé l'expression suivante pour déterminer la résistance nécessaire du remblai exposé d'un côté :

$$UCS = 2c = \frac{\gamma}{\frac{1}{H} + \frac{1}{L}} \quad [2.6]$$

2.2.3 Solution graphique de Stone (1993)

Stone (1993), basé sur des essais de laboratoire a proposé une solution graphique pour déterminer la résistance en compression uniaxiale nécessaire d'un remblai exposé latéralement (figure 2.2). On constate que la résistance en compression simple nécessaire augmente avec la largeur et la hauteur des chantiers, ce qui correspond bien aux résultats obtenus par Mitchell et al. (1982).

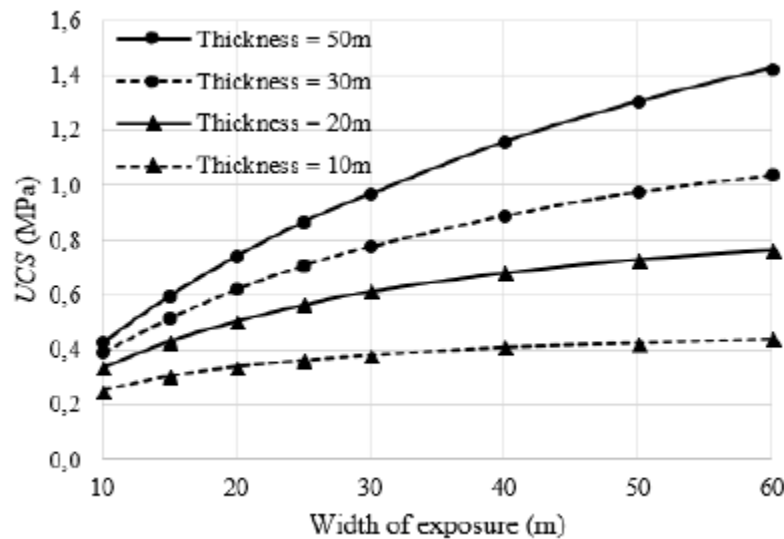


Figure 2.2 : Variation de la résistance en compression uniaxiale (UCS) nécessaire en fonction de la largeur des remblais exposés latéralement pour différentes épaisseurs en considérant un $FS \geq 2$ (tirée de Stone, 1993).

2.2.4 Modèle de Mitchell modifié (Li & Aubertin, 2012)

En considérant que la cohésion entre les murs adjacents et le remblai est égale à la cohésion du remblai cimenté, le modèle de Mitchell et al., (1982) se montre très peu conservateur. Ainsi, Li et Aubertin (2012) ont proposé une modification du modèle de Mitchell et al., (1982) en considérant

l'angle de frottement interne du remblai comme étant non nul et la cohésion (c_s) entre les murs adjacents et le remblai est une fraction de la cohésion du remblai cimenté. De plus, une pression de surcharge p_0 au sommet du remblai est considérée. Le facteur de sécurité et les résistances minimales nécessaires pour un chantier étroit et haut avec un ratio hauteur/largeur élevé (HAR) s'expriment comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{[p_0 + H^*(\gamma - 2c_z / L)] \sin 2\alpha} \quad [2.7]$$

$$c = \frac{(p_0 + \gamma H^*) / 2}{[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha]^{-1} + r_z H^* / L} \quad [2.8]$$

$$UCS = 2c \tan(45^\circ + \phi / 2) \quad [2.9]$$

$$H^* = H - \frac{B \tan \alpha}{2} \quad [2.10]$$

où $r_z = c_z / c$ représente le ratio entre la cohésion des murs adjacents du chantier et la cohésion du remblai; la valeur de r_z varie entre 0 et 1.

Pour un chantier étendu ou un ratio hauteur/largeur faible, les expressions du facteur de sécurité et de la cohésion minimale nécessaire deviennent comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{[p_0 + H(\gamma / 2 - c_z / L)] \sin 2\alpha} \quad [2.11]$$

$$c = \frac{(p_0 + \gamma H) / 2}{2[(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha]^{-1} + r_z H / L} \quad [2.12]$$

L'exposition de la face du remblai lors de l'extraction du chantier secondaire peut créer des fissures de tension dans le remblai exposé. La profondeur des fissures de tension peut être évaluée par l'équation suivante (McCarthy, 2001) :

$$H_t = \frac{2c}{\gamma \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})} \quad [2.13]$$

Une largeur équivalente du chantier peut être déduite de cette profondeur de fissure de tension :

$$B' = \frac{(H - H_t)}{\tan \alpha} \quad [2.14]$$

En remplaçant la valeur de B par la valeur de B', les équations [2-7] à [2-10] peuvent être appliquées pour analyser la stabilité ou pour déterminer la résistance minimale nécessaire d'un remblai exposé dans un chantier étendu avec un faible ratio hauteur/largeur en considérant une fissure en tension.

Cette méthode facilite ainsi la détermination de la résistance en compression uniaxiale pour tout type de chantier.

2.2.5 Modèle généralisé (Li, 2014a)

Plusieurs paramètres géotechniques dont les contraintes normales agissant sur les murs du chantier n'ont pas été pris en compte lors de l'analyse par la méthode d'équilibre limite du bloc confiné adoptée par Mitchell et al. (1982) et modifiée par Li et Aubertin (2012). Quoique très conservatrice, cette approche peut conduire à une surestimation de la résistance nécessaire et induire une augmentation de la consommation de liant, ce qui peut représenter des coûts et dépenses considérables mais non-nécessaires. L'intégration de ces paramètres par Li (2014a) amène à un modèle généralisé de détermination de la résistance en compression uniaxiale (UCS) requise pour la stabilisation d'un chantier remblayé exposé latéralement (Li, 2014b). Ce modèle comme démontré à la figure 2.3 simule un chantier primaire dont les deux faces latérales du remblai sont en contact avec le massif rocheux tandis que la face arrière du remblai se repose sur le minerai qui possède généralement des caractéristiques géotechniques différentes du massif rocheux.

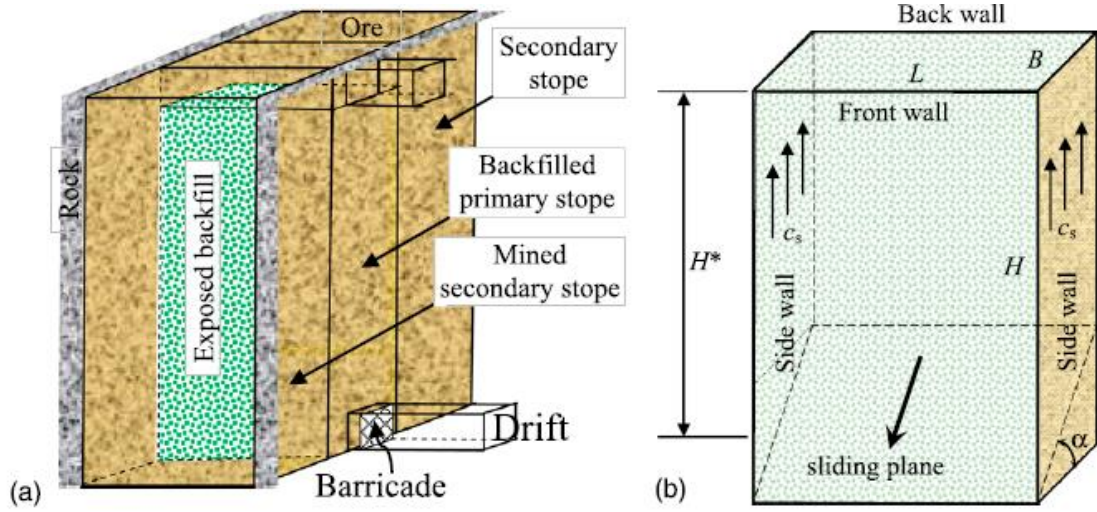


Figure 2.3 : Présentation schématique de (a) une veine minéralisée et la disposition des différents chantiers et (b) Un modèle du bloc confiné utilisé par Mitchell et al. (1982) (tirée de Li, 2014b)

Pour un chantier étroit, c'est-à-dire ($H \geq B \tan \alpha$), le facteur de sécurité FS et la cohésion c du remblai cimenté se calculent comme suit :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha} \left(\frac{p'}{c} - r_a \frac{H'}{B} - 2r_z \frac{H^*}{L} \right)^{-1} \quad [2.15]$$

$$c = p' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha} + r_a \frac{H'}{B} + 2r_z \frac{H^*}{L} \right]^{-1} \quad [2.16]$$

où $c_z (= r_z c)$ et δ représentent la cohésion et l'angle de frottement le long des interfaces entre le remblai et les deux murs latéraux; $c_a (= r_a c)$ représente la cohésion entre le remblai et le mur arrière. Les valeurs de r_z et r_a varient entre 0 et 1; p' s'exprime comme suit :

$$p' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{B \tan \alpha} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - p_0 \right) \left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H' \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad [2.17]$$

et

$$H' = H - B \tan \alpha \quad [2.18]$$

Pour un chantier étendu avec un faible ratio hauteur/largeur, la solution devient :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha} \left(\frac{p''}{c} - r_z \frac{H}{L} \right)^{-1} \quad [2.19]$$

$$c = p'' \left[\frac{2}{(FS - \tan \phi / \tan \alpha) \sin 2\alpha} + r_z \frac{H}{L} \right]^{-1} \quad [2.20]$$

$$p'' = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{H} \left(\frac{\mathcal{N}L}{2K \tan \delta} - p_0 \right) \left[1 - \exp \left(- \frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad [2.21]$$

Dans les équations [2-17] et [2-21], K est le coefficient de pression des terres, défini comme le ratio entre la contrainte horizontale (σ_h) et la contrainte verticale (σ_v) (Holtz & Kovacs, 1991). Sa valeur peut être prise comme le coefficient de pression des terres au repos de Jaky (1948) comme suit :

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad [2.22]$$

2.2.6 Modèle amélioré (Li & Aubertin, 2014)

Li & Aubertin (2014) ont réalisé des simulations numériques et révélé que le mouvement de la masse du remblai dans le bloc confiné de Mitchell et al. (1982) peut être divisé en deux zones de glissement. La première zone est rectangulaire et en haut du chantier. Elle se déplace principalement vers le bas (dans la direction verticale). La deuxième zone est triangulaire dans la partie inférieure du chantier. Elle se déplace vers l'ouverture dans une direction parallèle au plan de glissement (figure 2.4)

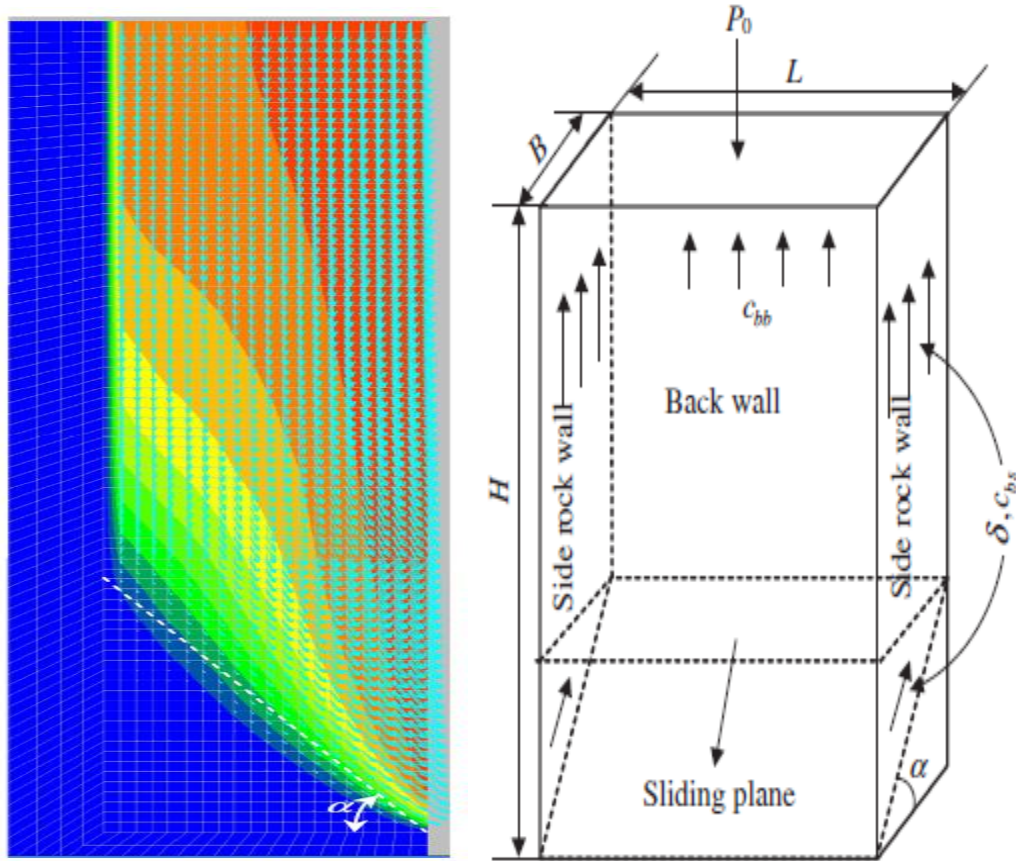


Figure 2.4 : Mécanisme de rupture d'un chantier remblayé et modèle d'analyse par méthode d'équilibre limite pour les deux types de glissement considérés (tirée de Li & Aubertin, 2014).

Dans la zone supérieure rectangulaire, Li et Aubertin (2014) ont considéré que la résistance au cisaillement créée par la cohésion c_z et l'angle de frottement à l'interface entre le remblai et les murs latéraux du massif rocheux agit dans la direction verticale. Dans la zone inférieure triangulaire, Li et Aubertin (2014) ont considéré que la résistance au cisaillement due à la cohésion c_z et l'angle de frottement interne à l'interface entre le remblai et les murs latéraux du massif rocheux agit dans une direction parallèle au plan de glissement. Ainsi, ils ont proposé les équations suivantes pour la détermination du facteur de sécurité du chantier remblayé :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{c \left(\frac{1}{\cos \alpha} + r_z \frac{H'}{L} \right) + \frac{(\gamma / M - p_1) [(1 - \exp(-MH')) / (MH' - 1)] + \gamma H' / 2}{1 + L / B}}{(p_1 + \gamma H' / 2) \sin \alpha} \quad [2.23]$$

Avec

$$H' = B \tan \alpha \quad [2.24]$$

$$M = 2K(B^{-1} + L^{-1}) \tan \delta \quad [2.25]$$

$$p_1 = p_0 - G' + (H - H') \left[\gamma - c \left(\frac{2r_a}{L} + \frac{r_z}{B} \right) \right] \quad [2.26]$$

$$G' = \frac{1}{1 + L / B} \left[\gamma (H - H') + \left(p_0 - \frac{\gamma}{M} \right) \{ 1 - \exp(-(H - H')M) \} \right] \quad [2.27]$$

où p_0 est la pression de surcharge au sommet du remblai. Ces équations ont été établies avec les hypothèses suivantes :

- Le chantier est haut et étroit ($H \geq B \tan \alpha$) ;
- Le plan de glissement critique du remblai fait un angle $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ avec l'horizontale ;
- La résistance au cisaillement entre le remblai et le mur arrière est induite par la cohésion c_a seulement et elle agit selon la direction verticale. La contrainte normale le long de l'interface entre le remblai et le mur arrière est nulle.

2.2.7 Modèle considérant l'effet stabilisateur d'un bouchon (Li, 2014b)

Dans la pratique, le remblayage d'un chantier est souvent divisé en deux phases : le bouchon et le résiduel (figure 2-5). Le remblai utilisé pour le bouchon contient généralement plus de ciment que le résiduel. Li (2014b) a proposé de considérer l'effet stabilisateur du bouchon dans le modèle du bloc confiné de Mitchell et al. (1998).

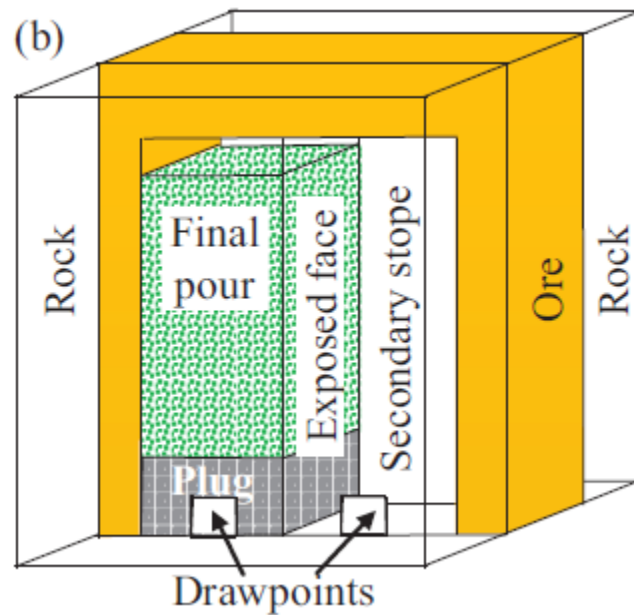


Figure 2.5 : Un remblai composé d'un bouchon et d'un résiduel (tirée de Li, 2014b).

Li (2014b) a considéré que le plan de glissement peut rester dans le bouchon (figure 2-6a) ou traverser le bouchon et le résiduel (figure 2-6b). La valeur de H_s peut ainsi être égale à zéro ou à l'épaisseur du bouchon H_p . Si le bouchon et le résiduel sont composés du même remblai avec les mêmes propriétés mécaniques, le plan de glissement critique passe par le pied du bouchon. La solution développée par Li et Aubertin (2012) peut être appliquée.

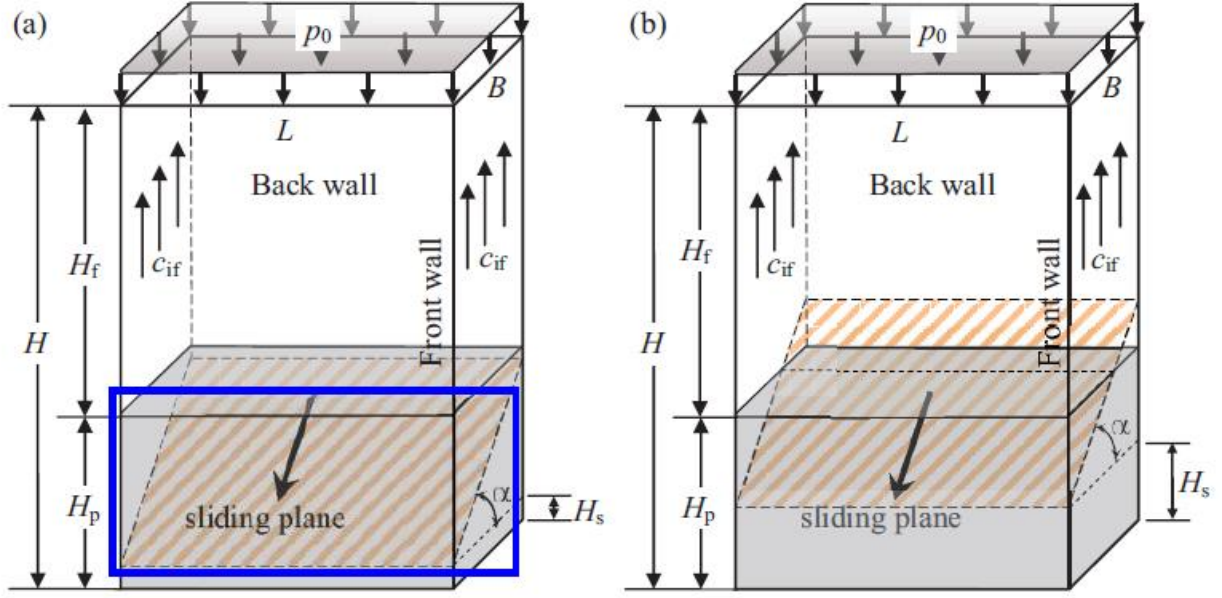


Figure 2.6 : Plans de rupture pour un chantier avec un ratio hauteur/largeur élevé et un bouchon à la base (tirée de Li, 2014b)

Lorsque le bouchon et le résiduel sont composés des remblais différents, on devrait d'abord déterminer la cohésion minimale requise du résiduel par l'équation suivante :

$$2c = \frac{p_o + \gamma(H_f - \frac{B \tan \alpha}{2})}{\left[\left(FS - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) \sin 2\alpha \right]^{-1} + \frac{r_{if}}{L} \left(H_f - \frac{B \tan \alpha}{2} \right)} \quad [2.28]$$

où p_o représente la charge appliquée à la surface du remblai, ϕ représente l'angle de frottement interne du remblai résiduel, α l'angle du plan de glissement par rapport à l'horizontale et H_f , B et L sont respectivement la hauteur du remblai résiduel, la largeur du remblai et la longueur de la face exposée du chantier.

Ensuite, on détermine le ratio optimal entre la cohésion nécessaire du bouchon et celle du résiduel comme suit :

$$r_{po} = \frac{p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}c}{L} \right) H_f + \gamma_p \left(H_p - \frac{B \tan \alpha}{2} \right)}{p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}c}{L} \right) \left(H_f - \frac{B \tan \alpha}{2} \right) + \frac{2r_{if}c}{L} \left(H_p - \frac{B \tan \alpha}{2} \right)} \quad [2.29]$$

La cohésion du bouchon peut être obtenue par l'équation suivante :

$$c_p = r_{po}c \quad [2.30]$$

Lorsqu'une conception de chantier remblayé est donnée, la procédure suivante peut être suivie pour évaluer la stabilité d'un remblai exposé latéralement avec un bouchon.

Considérons d'abord que le plan de glissement passe par le pied du bouchon ($H_s = 0$), le facteur de sécurité est obtenu par l'équation suivante :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2r_p c}{\left[p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}c}{L} \right) H_f + \left(\gamma_p - \frac{2r_{if}r_p c}{L} \right) \left(H_p - \frac{B \tan\alpha}{2} \right) \right] \sin 2\alpha} \quad [2.31]$$

Ensuite, on calcule le facteur de sécurité en considérant que le plan de glissement passe par le sommet du bouchon ($H_s = H_p$) :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2c}{\left[p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}}{L} c \right) \left(H_f - \frac{B \tan\alpha}{2} \right) \right] \sin 2\alpha} \quad [2.32]$$

Le facteur de sécurité de la conception du chantier remblayé est la valeur minimale entre les deux valeurs obtenues par les équations [2-31] et [2-32].

2.2.8 Nouveau modèle de détermination de la résistance mécanique d'un chantier remblayé (Yang et al., 2017)

Dans les modèles numériques de Li et Aubertin (2014), les mouvements du remblai ont été obtenus en considérant des cohésions faibles. Yang et al. (2017) ont aussi effectué des simulations numériques, mais en considérant des cohésions variant de valeurs faibles à des valeurs élevées. Ils ont montré que la surface de rupture change d'un plan de glissement passant par le pied de la masse du remblai lorsque la cohésion est faible à une forme de cuillère lorsque la cohésion est élevée. Pour la plupart des cas avec des cohésions élevées, le plan de rupture n'atteint pas le mur arrière. Une zone de traction apparaît en haut du chantier. Yang et al. (2017) ont donc proposé un nouveau modèle illustré à la figure 2.7.

$$P = \frac{L}{2K \tan \delta} \left\{ \gamma - \frac{1}{B_t \tan \alpha} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta} - P_0 \right) \left[\exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H_t \right) - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{L} H \right) \right] \right\} \quad [2.35]$$

2.2.9 Modèle de détermination de la résistance mécanique requise avec considération des pressions exercées par le remblai en pulpe dans un chantier secondaire arrière (Liu et al., 2018)

Dans certains cas, on a besoin d'exploiter un chantier secondaire peu après le remblayage d'un autre chantier secondaire au côté opposé d'un chantier primaire remblayé qui est intercalé entre par les deux chantiers secondaires. Une façon conservatrice pour estimer la résistance nécessaire du remblai dans le chantier primaire exposé en avant est de considérer une pression iso-géostatique exercée par le remblai en pulpe dans le premier chantier secondaire sur la face arrière du remblai dans le chantier primaire (figure 2.8).

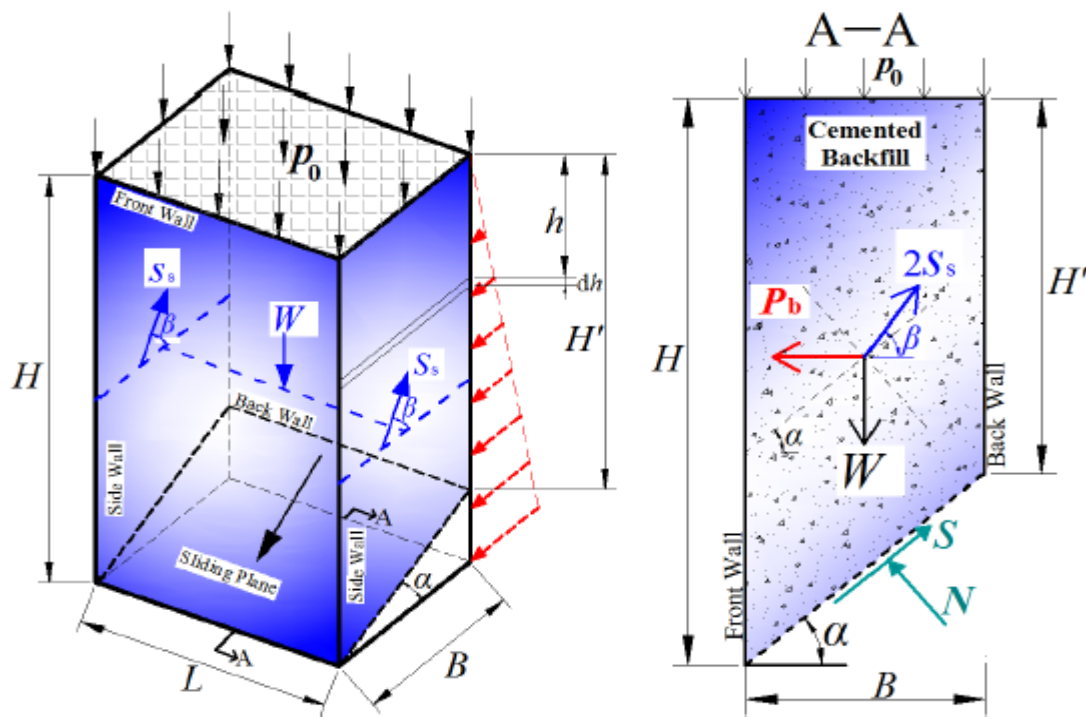


Figure 2.8 : Illustration des forces et des pressions agissant sur un remblai exposé en avant et poussé en arrière par une pression iso-géostatique du remblai en pulpe (tirée de Liu et al., 2018)

Plusieurs hypothèses ont été adoptées dans les analyses de Liu et al. (2018) :

- Le plan de glissement passe à la base de la face exposée du remblai;
- Le chantier est considéré haut et étroit ($H \geq B \tan \alpha$) avec un ratio hauteur/largeur élevé, ce qui implique que le plan de glissement intercepte mur arrière du remblai;
- La pression exercée par le remblai en pulpe dans le premier chantier secondaire est considérée égale à la pression iso-géostatique du remblai ($\sigma_h = \gamma h$).

Liu et al., (2018) ont considéré quatre modèles de rupture en fonction des angles respectifs de α et β ; le premier correspond à l'angle du plan de glissement par rapport à l'horizontale et le deuxième à l'angle entre la force de résistance au cisaillement sur les murs latéraux du chantier et l'horizontale.

Modèle 1 : $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ et $\beta = 90^\circ$

Ce modèle considère que les pressions sur la face arrière appliquée par le remblai en pulpe dans le premier chantier secondaire n'ont aucune influence sur les angles α et β . Le facteur de sécurité FS et la cohésion nécessaire se calculent par les équations suivantes :

$$FS = \frac{cLB/\cos\alpha + (Y - 2S_s \cos\alpha) \tan\phi}{Z - 2S_s \sin\alpha} \quad [2.36]$$

$$c = \frac{FS * Z - Y \tan\phi - 2X (FS * \sin\alpha - \cos\alpha \tan\phi)}{LB/\cos\alpha + 2BH * r_s (FS * \sin\alpha - \cos\alpha \tan\phi)} \quad [2.37]$$

où c représente la cohésion du remblai, L et B et H les facteurs géométriques inhérents au chantier, longueur de la face exposée, largeur et hauteur du chantier, ϕ l'angle de frottement interne du remblai, S_s correspond à la force de cisaillement agissant entre le remblai cimenté et les murs latéraux du chantier et r_s le ratio de cohésion entre les interfaces remblais cimentés et massif rocheux.

Modèle 2 : $\alpha = \beta = 45^\circ + \phi/2$

Avec cette hypothèse, le facteur de sécurité FS et la cohésion nécessaire peuvent être déterminées par les équations suivantes :

$$FS = \frac{cLB/\cos\alpha + Y \tan\phi}{Z - 2S_s} \quad [2.38]$$

$$c = \frac{FS * (Z - 2X) - Y \tan \phi}{LB / \cos \alpha + 2.FS.BH * r_s} \quad [2.39]$$

Modèle 3 : $90^\circ \geq \alpha = \beta \geq 0^\circ$

Ce modèle considère que l'angle du plan de glissement α est égal à l'angle de la force de résistance au cisaillement sur les murs latéraux β . Le facteur de sécurité et la cohésion nécessaire peuvent se calculer comme suit :

$$FS = \frac{cLB / \cos \alpha + Y \tan \phi}{Z - 2S_s} \quad [2.40]$$

$$c = \frac{FS * (Z - 2X) - Y \tan \phi}{LB / \cos \alpha + 2.FS.BH * r_s} \quad [2.41]$$

La valeur critique de l'angle α peut être obtenue en résolvant l'équation suivante :

$$\begin{aligned} \frac{\partial FS}{\partial \alpha} = & \frac{[c + \gamma_u H' \tan \phi - \gamma B \tan \phi / (2 \tan \alpha)] LB \sin \alpha / \cos^2 \alpha - Z \tan \phi}{Z - 2S_s} \\ & - \frac{cLB / \cos \alpha + Y \tan \phi}{(Z - 2S_s)^2} \\ & \times \left\{ \frac{B[2r_s c B - 2\gamma_u L H' \cos \alpha + \gamma L B (1 - \sin \alpha)]}{2 \cos^2 \alpha} + Y + \frac{L^2}{2K \tan \delta_s} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan \delta_s} - p_0 \right) \left[\left(\frac{1}{\sin^e \alpha} - \frac{4KB \tan \delta_s}{L \sin 2\alpha} \right) e^{\frac{-2K \tan \delta_s}{L} H'} - \frac{1}{\sin^2 \alpha} e^{\frac{-2K \tan \delta_s}{L} H} \right] \right\} = 0 \end{aligned} \quad [2.42]$$

où γ_u représente le poids volumique du remblai non-cimenté, γ le poids volumique pour le remblai cimenté, p_0 la surcharge appliquée à la surface du remblai, H' la hauteur du bloc de glissement sur la face arrière du chantier, K le coefficient de pression des terres et δ_s l'angle de frottement à l'interface des murs latéraux du chantier

Modèle 4 : $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ et $90^\circ \geq \beta \geq 0^\circ$

Ce modèle considère que le plan de glissement n'est pas affecté par la pression sur la face arrière.
Le facteur de sécurité s'exprime comme suit :

$$FS = \frac{cL (B/\cos\alpha) + [Y - 2S_s \sin(\beta - \alpha)] \tan\phi}{Z - 2S_s \cos(\beta - \alpha)} \quad [2.43]$$

En résolvant l'équation suivante :

$$\frac{\partial FS}{\partial \beta} = 0 \quad [2.44]$$

on obtient l'angle β exprimé comme suit :

$$\beta = \alpha + \arcsin \frac{2S_s U - Z \sqrt{U^2 - 4S_s^2 + Z^2}}{Z^2 + U^2} \quad [2.45]$$

où

$$U = Y + \frac{cLB}{\cos\alpha \tan\phi} \quad [2.46]$$

À la suite d'un procédé itératif, le facteur de sécurité peut finalement être exprimé comme suit :

$$FS = \frac{cLB/\cos\alpha + (Y + 2S_s \sin\phi) \tan\phi}{Z - 2S_s \cos\phi} \quad [2.47]$$

Si on pose le facteur de sécurité $FS = 1$, alors la cohésion minimale du remblai devient :

$$c = \frac{Z \cos\phi - Y \sin\phi - 2X}{LB \frac{\cos\phi}{\cos\alpha} + 2BH * r_s} \quad [2.48]$$

où :

$$S_s = BH * r_s c + X \quad [2.49]$$

$$X = \frac{LB}{2} \left[\gamma H^* - \left(\frac{\gamma L}{2K \tan\delta_s} - p_0 \right) \right] \quad [2.50]$$

$$+ \frac{L^2}{4K \tan\alpha \tan\delta_s} \left(\frac{\gamma L}{2K \tan\delta_s} - p_0 \right) \left[\left(e^{\frac{-2K \tan\delta_s}{L} H'} - e^{\frac{-2K \tan\delta_s}{L} H} \right) \right]$$

$$N = Y - 2S_s \sin(\beta - \alpha) \quad [2.51]$$

$$S = Z - 2S_s \cos(\beta - \alpha) \quad [2.52]$$

$$Y = W' \cos \alpha - P_b \sin \alpha \quad [2.53]$$

$$Z = W' \sin \alpha - P_b \cos \alpha \quad [2.54]$$

Après des comparaisons entre les solutions numériques et analytiques, Liu et al. (2018) ont proposé d'utiliser le modèle 4 (équations 2-49 à 2-55) pour déterminer le facteur de sécurité et la cohésion nécessaire du remblai exposé en avant et en poussée en arrière.

2.3 Détermination de la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé à la base

Avec la méthode de minage « coupe-et-remblai descendant » ou dans le cas de la récupération des piliers de niveau, on a besoin d'exposer le remblai cimenté à la base et de travailler sous le remblai cimenté exposé. Il est primordial de bien concevoir le remblai cimenté pour qu'il reste stable après l'extraction des minerais au-dessous du remblai cimenté afin d'assurer la sécurité des personnes et des équipements œuvrant sous le remblai, Cela nécessite une bonne compréhension de la stabilité et une bonne estimation de la résistance mécanique nécessaire d'un remblai cimenté exposé à la base.

2.3.1 Solution de Mitchell (1991)

Après plusieurs essais de stabilité sur des semelles en remblai cimentée exposées à la base, Mitchell (1991) a découvert quatre modes de rupture pour les semelles exposées à la base : glissement, flexion, rotation et effondrement. La figure 2.9 montre le modèle de Mitchell avec trois de ces quatre modes de rupture). Sur la figure, τ est la résistance de cisaillement à l'interface entre les parois du massif rocheux et la semelle, σ_c est la contrainte normale de confinement fournie par le

massif rocheux sur la semelle, σ_t est la résistance à la traction de la semelle, σ_v est la contrainte verticale exercée par le remblai sus-jacent à la semelle.

En considérant la solution analytique d'effet d'arche de Terzaghi (1943) et une épaisseur infinie du remblai non-cimenté sus-jacent, Mitchell (1991) a proposé l'équation suivante pour la détermination de la contrainte verticale sur la semelle en remblai cimenté :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} \quad [2.55]$$

où B est la largeur de la semelle; K le coefficient de pression des terres; ϕ et γ sont respectivement l'angle de frottement interne et le poids volumique du remblai non-cimenté sus-jacent.

La figure 2.10 présente les quatre modes de rupture obtenues par Pakalnis et al. (2005) à l'aide des simulations numériques.

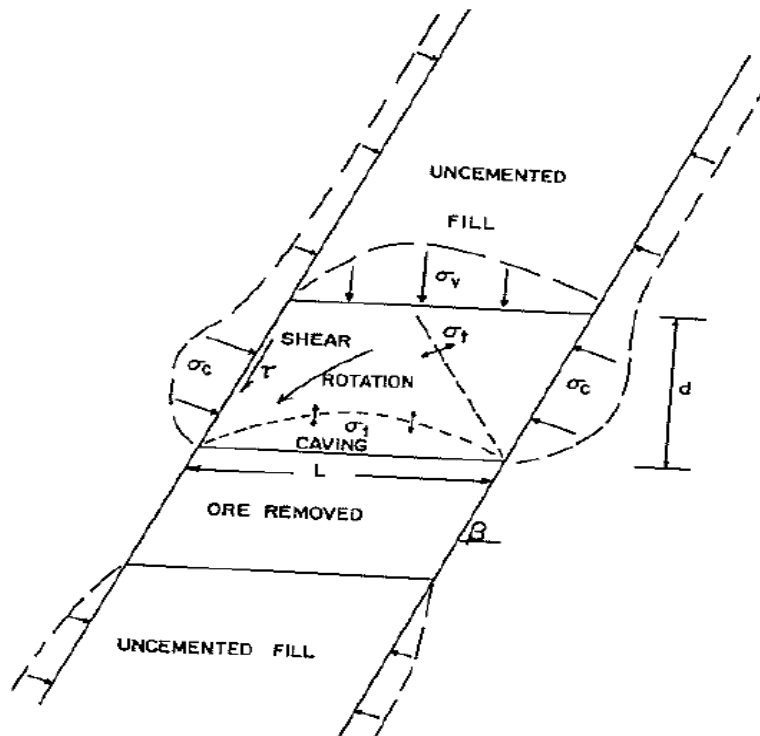


Figure 2.9 : Modèle de Mitchell (1991) et les modes de rupture d'une semelle exposée à la base

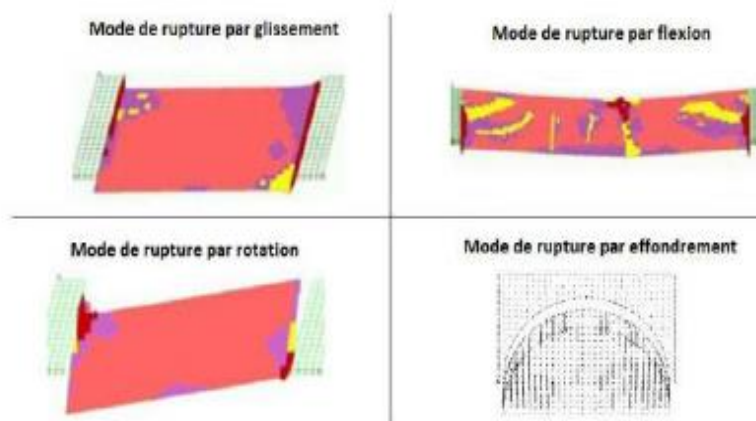


Figure 2.10 : Illustration des quatre modes de rupture obtenues par des modélisations numériques (tirée de Pakalnis et al., 2005)

Une équation a été proposée par Mitchell (1991) pour chaque mode de rupture pour évaluer la stabilité de la semelle.

Rupture par glissement

Selon Mitchell et Roettger (1989), la rupture par glissement survient quand la résistance au cisaillement entre le massif rocheux et le chantier remblayé est faible, due non seulement à une mauvaise qualité du massif, mais aussi une forte inclinaison du chantier. Pour qu'il y ait une rupture par glissement, l'inégalité suivante doit être respectée (Mitchell 1991) :

$$(\sigma_v + e\gamma) > 2 \left(\frac{\tau}{\sin^2 \alpha} \right) \left(\frac{e}{B} \right) \quad [2.56]$$

Où e représente l'épaisseur de la semelle et $\alpha = \beta$ représente l'angle d'inclinaison des interfaces entre le massif rocheux et la semelle.

Rupture par flexion

Considérant une poutre encastree longue et mince, Mitchell (1991) a proposé l'expression suivante pour observer une rupture par flexion de la semelle en remblai cimentée:

$$\left(\frac{B}{e} \right)^2 > 2 \frac{\sigma_t + \sigma_c}{\sigma_v + e\gamma} \quad [2.57]$$

Rupture par effondrement

La rupture par effondrement peut découler d'une faible résistance en traction de la semelle en remblai cimentée quand l'épaisseur de cette dernière est considérable. Mitchell a proposé la relation suivante pour qu'une telle instabilité se produise :

[2.58]

$$B\gamma > 8\sigma_t / \pi$$

Rupture par rotation

Mitchell (1991) a proposé l'inégalité suivante pour pouvoir observer une instabilité d'une semelle en remblai cimenté par rotation :

[2.59]

$$(\sigma_v + e\gamma) > \frac{e^2 \sigma_t}{2B(B - e \cot \alpha) \sin^2 \alpha}$$

Dans cette expression de Mitchell (1991), la résistance au cisaillement le long de l'interface entre l'éponte supérieure et la semelle en remblai cimentée n'a pas été considérée. Caceres (2005) a proposé l'expression suivante pour évaluer l'occurrence d'une rupture par rotation de la semelle :

[2.60]

$$(\sigma_v + e\gamma) > \frac{\sigma_t e^2 + 2\lambda \tau_e B \sin^2 \alpha}{B(B - e \cot \alpha) \sin^2 \alpha}$$

où λ est un coefficient variant entre 0 et 1.

La relation [2.61] a été vérifiée par Oulbacha (2014), Hughes (2014) et Caceres et al., (2017). Cependant, Oulbacha (2014) a indiqué qu'elle sous-estime la stabilité de la semelle lorsque l'angle d'inclinaison (α) est supérieur à 70° et surestime cette stabilité dans le cas contraire.

2.3.2 Solution de Stone (1993) ou de Pakalnis et al. (2005)

Stone (1993) a établi un abaque donnant la résistance en compression uniaxiale nécessaire pour assurer la stabilité des semelles en remblai cimenté contre des ruptures par flexion en fonction de la largeur du chantier pour différentes épaisseurs de semelles (figure 2.11). On voit que la résistance en compression uniaxiale nécessaire de la semelle augmente avec la largeur de la semelle, mais diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la semelle.

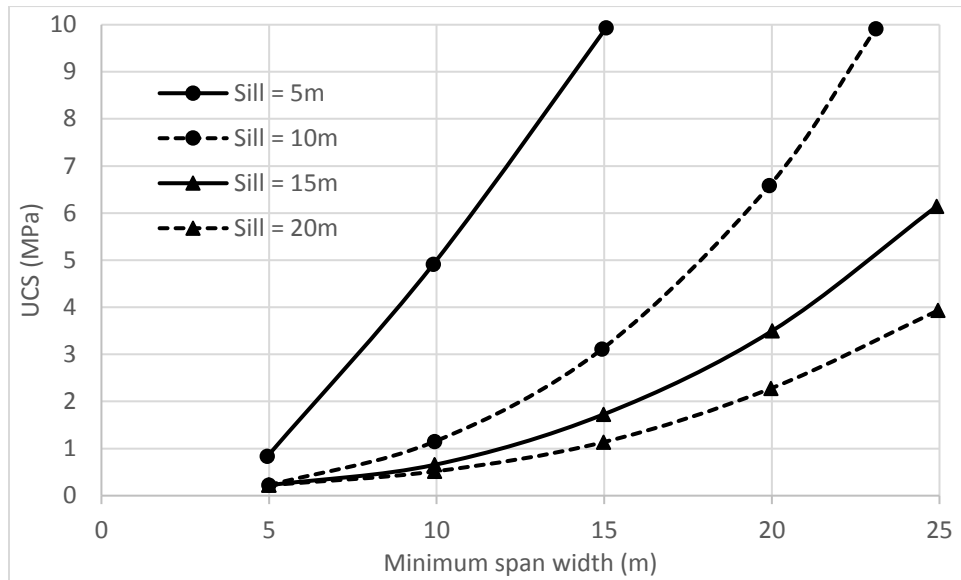


Figure 2.11 : Abaque de stabilité pour un pilier semelle en minerais exposé à la base pour un $FS \geq 2$ (tirée de Stone, 1993)

Pakalnis et al. (2005) ont modifié l'abaque de Stone (1993) à l'aide des observations des semelles en remblai cimenté dans douze mines canadiennes. L'abaque de Pakalnis et al. (2005) a montré à la figure 2.12 est souvent utilisé dans la conception des semelles en remblai cimenté pour déterminer la résistance en compression uniaxiale (UCS).

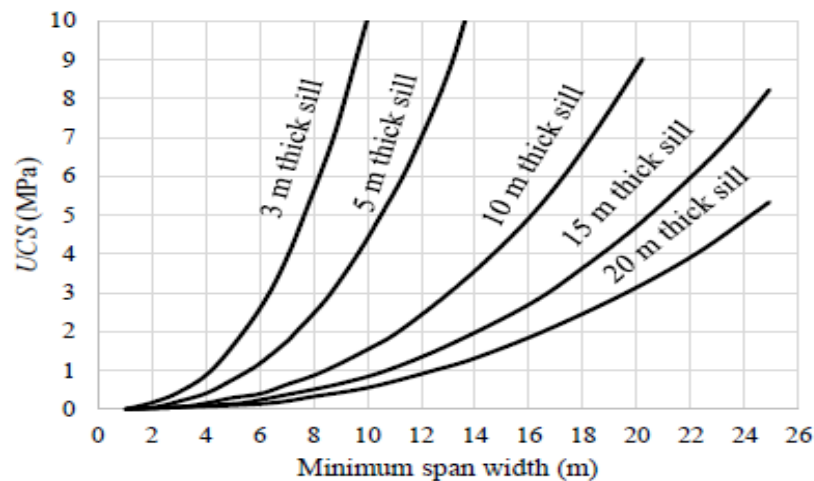


Figure 2.12 : Abaque de stabilité pour une semelle exposée à la base pour un $FS \geq 2$ (tirée de Pakalnis et al., 2005)

2.3.3 Solution graphique de Pagé et al. (2018)

La profondeur de mines et la convergence des épontes causée par l'excavation de chantiers sus et sous-jacents n'ont pas été pris en compte dans les analyses précédentes (Pagé et al., 2018). Ces paramètres peuvent non seulement influencer la résistance mécanique nécessaire des semelles en remblai cimenté, mais aussi engendrer des modes de rupture de la semelle différentes de celles préconisées. Des simulations numériques menées par Pagé et al. (2018) avec le logiciel PLAXIS ont démontré que les modes de rupture prépondérantes sont l'écrasement ou le cisaillement causés par la compression excessive exercée par les épontes du massif rocheux. Ce nouveau mécanisme de rupture fait ainsi intervenir plusieurs paramètres tels, le coefficient de pression des terres latéral, la rigidité de la semelle et des épontes et la profondeur de mine. Les abaques suivants ont été proposés pour les résistances nécessaires de la semelle en remblai cimenté en fonction de différents paramètres.

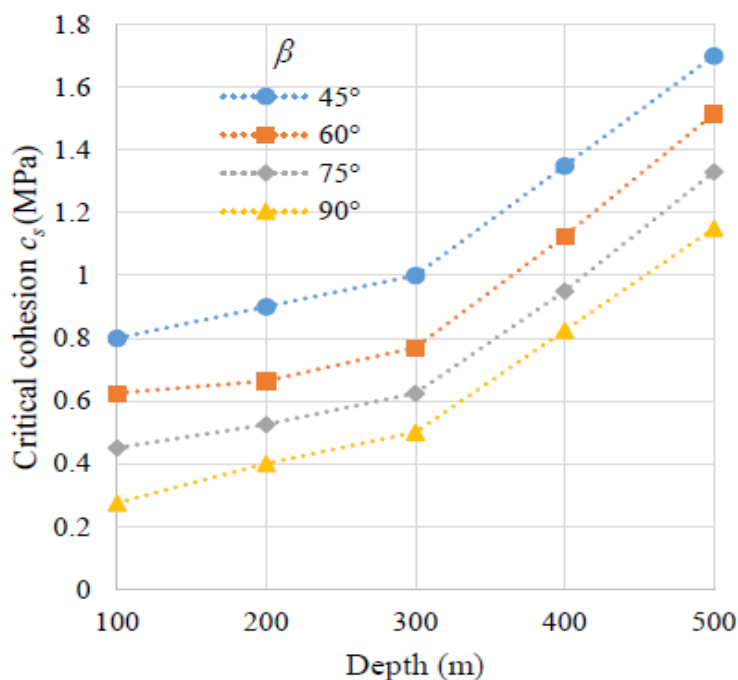


Figure 2.13 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur pour différents angles d'inclinaison (β) du chantier (tirée de Pagé et al., 2018).

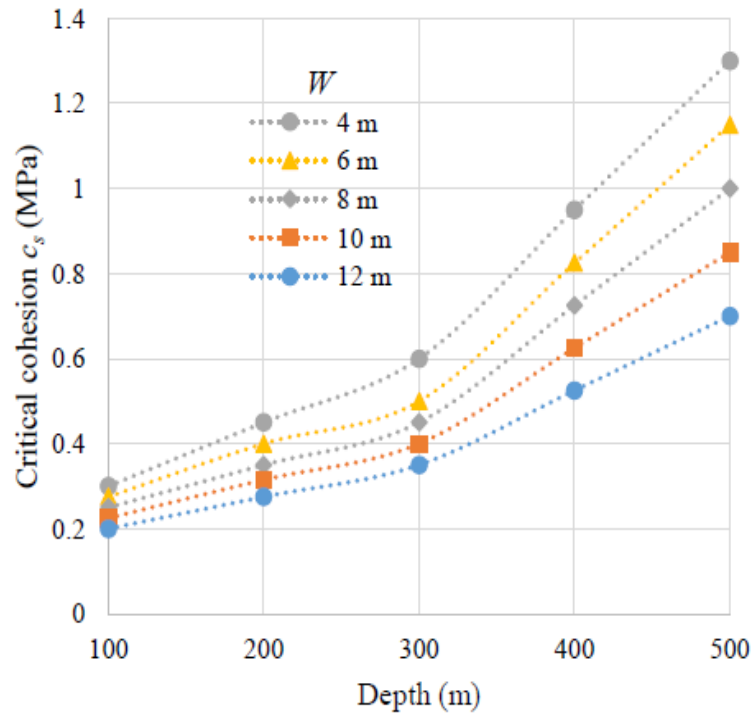


Figure 2.14 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur pour différentes largeurs (W) du chantier (tirée de Pagé et al., 2018).

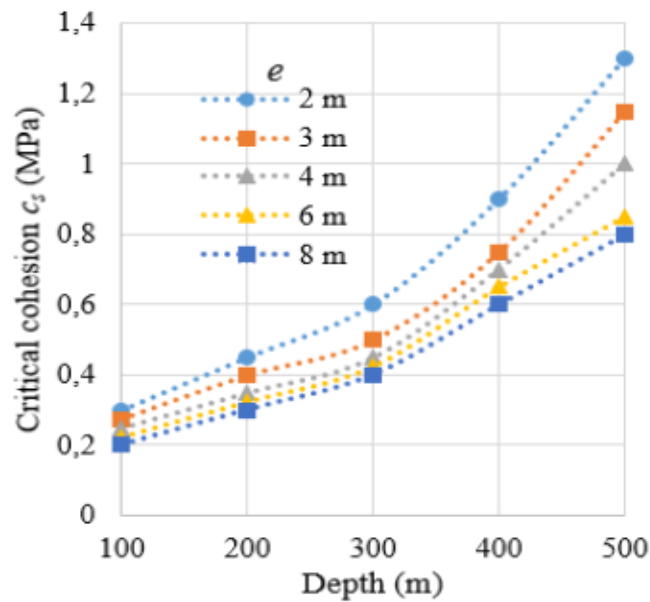


Figure 2.15 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur du chantier pour différentes épaisseurs (e) de la semelle (tirée de Pagé et al., 2018).

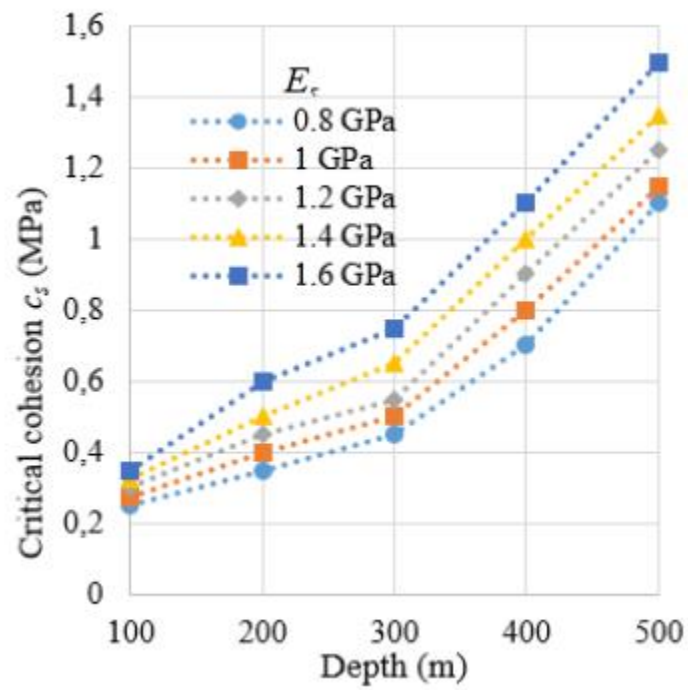


Figure 2.16 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier pour différents modules de Young (E_s) de la semelle (tirée de Pagé et al., 2018)

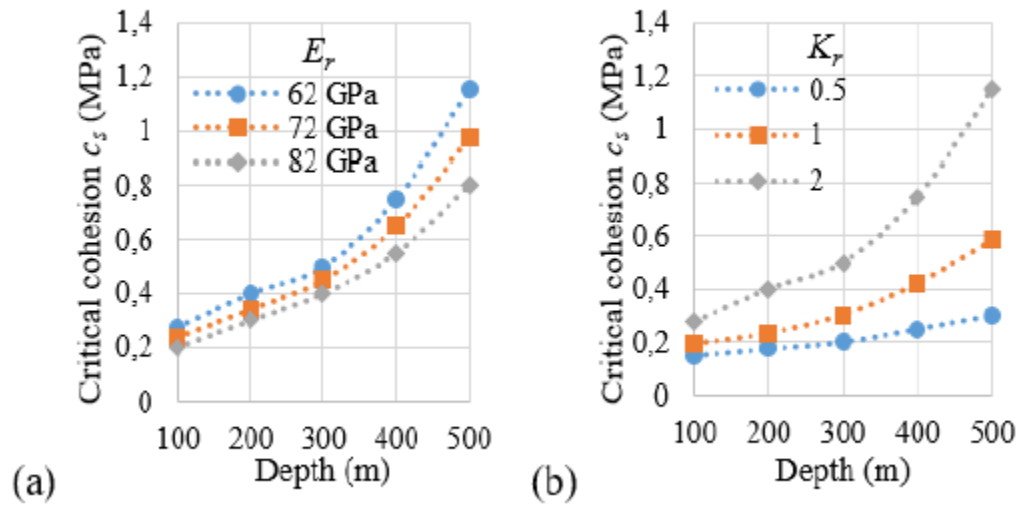


Figure 2.17 : Variation de la cohésion critique de la semelle en fonction de la profondeur du chantier pour : (a) différents modules de Young de la roche (E_r); (b) différents coefficients de pression des terres latéral du roc (K_r) (tirée de Pagé et al., 2018).

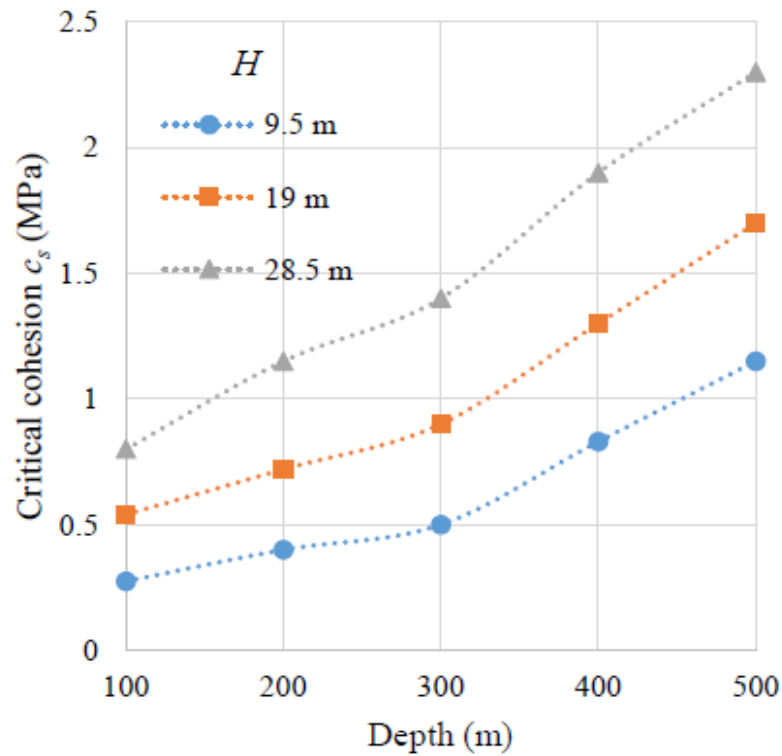


Figure 2.18 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier pour différents hauteurs du remblai au-dessus de la semelle (tirée de Pagé et al., 2018).

Ces résultats montrent que la profondeur du chantier a des effets significatifs sur la cohésion critique d'une semelle. Sa négligence pourrait engendrer une sous-estimation de la résistance mécanique nécessaire à la stabilité de la semelle. Pagé et al. (2018) ont aussi démontré qu'à cause de la convergence des épontes du massif rocheux due surtout à l'excavation des chantiers sous-jacents, la semelle est soumise à des contraintes horizontales plus élevées et nécessite une cohésion plus élevée afin de se prémunir des ruptures par écrasement et par cisaillement. Une comparaison avec l'abaque de Pakalnis et al. (2005) pour des semelles de petite épaisseur montre que la résistance mécanique nécessaire selon Pakalnis et al. (2005) peut être surestimée pour des mines peu profondes et sous-estimée pour des mines profondes.

2.4 Les différents types de remblais miniers

Trois types de remblai sont utilisés couramment dans la pratique, soit le remblai rocheux, le remblai en pâte et le remblai hydraulique. Ils sont présentés dans cette section pour voir leurs compositions et principales caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques.

2.4.1 Remblai rocheux

Constitué de roches stériles issues des activités de production, le remblai rocheux est caractérisé par une granulométrie grossière très étalée. Il est acheminé dans les chantiers par des camions ou des convoyeurs dépendamment de la géométrie et de la position du chantier. Quand un système de convoyeur n'est pas requis, la majorité des systèmes de remblayage rocheux sont très simples à implanter et nécessitent peu d'investissements. Toutefois, des problèmes de ségrégation des particules peuvent causer des hétérogénéités et affecter la résistance mécanique du remblai dans le chantier (Farsangi, 1996).

2.4.1.1 Classification des remblais rocheux

Selon Hassani & Archibald (1998), il y a quatre catégories de remblais rocheux:

- Remblai rocheux non cimenté RF (*Rockfill*). Ce type de remblai est souvent utilisé dans les chantiers secondaires où la résistance requise est moins élevée. Il est composé de roches stériles

d'une granulométrie très étalée issues des opérations souterraines ou en surface. Le fait d'être déposé et consolidé sous son propre poids et sans ajout de liant confère très peu de cohésion à ce remblai.

- Remblai rocheux consolidé CRF (*Consolidated Rockfill*). Le remblai rocheux en roches stériles avec un coulis de liant peut atteindre des résistances mécaniques assez élevées. Ce type de remblai peut aussi diminuer les effets de drainage minier acide dans le cas de stériles contaminés ou riches en sulfates.
- Remblai rocheux sableux consolidé CSRF (*Consolidated sand rockfill*). Ce remblai constitue une variante du CRF en intégrant une proportion de sable. Les particules de sable peuvent remplir des pores des roches stériles et augmente la densité et la cohésion du remblai dans le chantier. Avec du liant, ce remblai fournir une grande résistance et peut être utilisé dans les chantiers primaires.
- Remblai de rejets rocheux sableux et consolidés CSWF (*Consolidated Sand Waste Fill*). Ce remblai est constitué de roches stériles transportées dans le chantier et mis en place dans un état relativement sec. Un coulis de liant, mélange de sable et de ciment est ensuite ajouté dans le chantier. Ce coulis percole le dépôt de roches stériles et engendre une certaine cimentation entre les particules. L'interaction entre les roches stériles et le mélange de coulis, les écoulements préférentiels et la ségrégation des particules créent une incertitude quant à la percolation totale du coulis à travers tout le vide du dépôt. Il est difficile d'assurer une cimentation complète et la formation d'une masse de remblai homogène dans le chantier.

2.4.1.2 Propriétés physiques du remblai rocheux

Le remblai rocheux présente une granulométrie très étalée, pouvant aller de 1 à 1000 mm (Yang, 2016). La figure 2.19 montre une photo et une granulométrie typique d'un remblai rocheux. La ségrégation peut avoir lieu lors de la déposition du remblai rocheux dans un chantier, ce qui engendre un matériau hétérogène lâche avec une porosité très élevée atteignant 50%. Pour remédier à ce problème, la distribution granulométrique optimisée de Talbot peut être adoptée (Potvin et al., 2005).

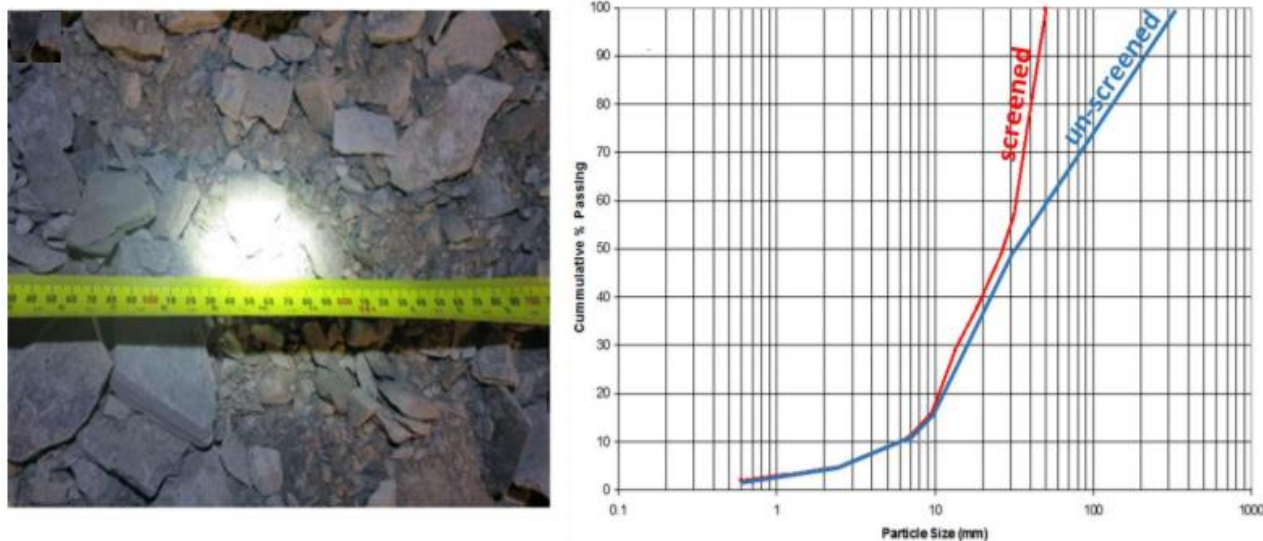


Figure 2.19 : Photo et distribution granulométrique typiques d'un remblai rocheux (tirée de Sainsbury & Sainsbury, 2014).

2.4.1.3 Propriétés mécaniques et hydrauliques du remblai rocheux

Les propriétés mécaniques et hydrauliques d'un remblai rocheux varient en fonction de ses constitutions. La distribution granulométrique, le pourcentage et le type de liant et la méthode de déposition peuvent influencer la résistance mécanique du remblai rocheux. Le remblai rocheux durant sa déposition peut avoir un angle de friction interne élevé variant entre 35° et 45° (Farsangi, 1996; Aubertin, 2013). Farsangi (1996) démontre que la résistance en compression uniaxiale UCS peut aller de 1,4 à 7 MPa alors que le module de Young varie de 2 à 3,8 GPa, dépendamment de la teneur de ciment (Yu & Counter, 1983).

La conductivité hydraulique du remblai rocheux dépend de ses paramètres physiques, chimiques et minéralogiques. Des essais d'infiltration menés sur des haldes à stériles à la mine du Lac Tio donnaient des valeurs se situant entre 4×10^{-5} et 3×10^{-3} m/s (Lessard, 2011) tandis que des essais en colonnes menés par Peregoedova (2012) montraient une conductivité hydraulique saturée K_{sat} de l'ordre de 10^{-3} m/s.

2.4.1.4 Avantages et inconvénients du remblai rocheux

L'utilisation des roches stériles comme des remblais rocheux présentent des avantages considérables (Hassani et Archibald 1998) :

- Réduction de la quantité de stérile à stocker en surface;
- Un système de préparation simple;
- L'obtention d'une très bonne résistance mécanique;
- Le drainage du chantier et la conception de barricade ne sont pas nécessaires.

Cependant, plusieurs inconvénients freinent l'utilisation du remblai rocheux :

- Le transport des matériaux depuis la surface augmente les coûts de remblayage (Potvin et al., 2005);
- La mise en place des stériles entraîne la ségrégation des particules qui affecte la résistance mécanique du remblai dans le chantier (Farsangi, 1996).

2.4.2 Remblai en pâte

Utilisé pour la première fois dans les années 1980 dans une mine en Allemagne (Lerche & Renetzeder, 1984), le remblai en pâte se veut un remblai uniforme, de faible perméabilité avec une densité solide assez élevée et un mélange de particules fines dont le pourcentage de diamètre inférieur à 45 micromètres est au moins 15% (Hassani & Archibald, 1998). Constitué de résidus miniers de tout venant, le remblai en pâte a une densité de pulpe entre 70 et 85% (Potvin et al., 2005). Pour y arriver, les résidus miniers sont épaissis, filtrés et ensuite acheminés vers des malaxeurs où ils sont mélangés avec un pourcentage de liant et d'eau.

2.4.2.1 Propriétés physiques du remblai en pâte

Selon Potvin et al. (2005), un remblai en pâte doit posséder au moins 15% des particules inférieures à 20 micromètres. Une deuxième exigence, souvent ignorée dans la pratique, est que le remblai déposé ne doit pas saigner de l'eau après la déposition. Cela exige souvent un pourcentage de solides entre 75 et 85%. Dans la pratique, il est très difficile de respecter ce critère sans traitements spéciaux, car un remblai satisfaisant ce critère est un matériau non-saturé avec une cohésion apparente en raison de la succion. Si le remblai est saturé, le saignement d'eau est inévitable lors

de sa déposition en raison du drainage et de la consolidation (Li et Zheng 2017; Zheng 2018). Un remblai en pâte satisfaisant tous les deux critères est non seulement difficile à transporter, mais aussi difficile à assurer des planchers horizontaux ou à favoriser des contacts serrés entre les remblais et les toits des chantiers. Un surplus d'eau est souvent ajouté dans les remblais. Cependant, le type de remblai qui satisfait le premier critère, mais pas le deuxième critère est continuellement appelé remblai en pâte.

Selon Benzaazoua et al. (2002), un remblai en pâte avec une densité de pulpe entre 70 et 85% et un affaissement au cône d'Abrams se situant typiquement entre 150 et 250 mm peut avoir une viscosité satisfaisante à son transport et à l'acquisition d'une grande résistance mécanique dans le chantier (Aref, 1988). Cette considération diminue grandement la ségrégation des particules. Bussière (1993) a montré que l'angle de friction pour les rejets de concentrateur non classifiés, soit du tout-venant varie entre 30° et 40° en condition consolidée et drainée (CD) et entre 15° et 20° en condition consolidée et non-drainée (CU).

2.4.2.2 Propriétés mécaniques et hydrauliques du remblai en pâte

Comme le remblai rocheux cimenté, la résistance mécanique du remblai en pâte résulte directement de sa proportion en liant. Compte-tenu de sa granulométrie fine, de sa forte capacité de rétention d'eau et du risque de liquéfaction, l'utilisation d'un liant est obligatoire pour la préparation du remblai en pâte (Belem & Benzaazoua, 2008). Avec une teneur de ciment typique variant de 3% à 6%, la résistance en compression uniaxiale peut atteindre 1000 à 3500 kPa (Belem et al., 2000) alors que le module de Young varie de 280 à 695 MPa (Leahy & Cowling, 1978; Barrett & Cowling, 1980). Une étude menée par Fall et Benzaazoua (2003) a mis en évidence les effets des propriétés physiques du remblai en pâte sur l'acquisition de sa résistance mécanique. La figure 2.20 montre que la résistance en compression uniaxiale (UCS) pour un temps de cure de 28 jours augmente avec le pourcentage de liant, diminue avec l'augmentation de la teneur en eau et du pourcentage de particules inférieures à 20 µm et varie peu en fonction de la densité du remblai. Les produits d'hydratation du liant favorisent la liaison entre les microstructures et remplissent une bonne partie des pores (Benzaazoua et al., 2003; Fall & Benzaazoua, 2003). Ce processus résulte en une augmentation de la cohésion en fonction du temps de cure et une diminution de la conductivité hydraulique du remblai dans le chantier (Godbout et al., 2007; Fall & Nasir, 2010; Yilmaz et al., 2014).

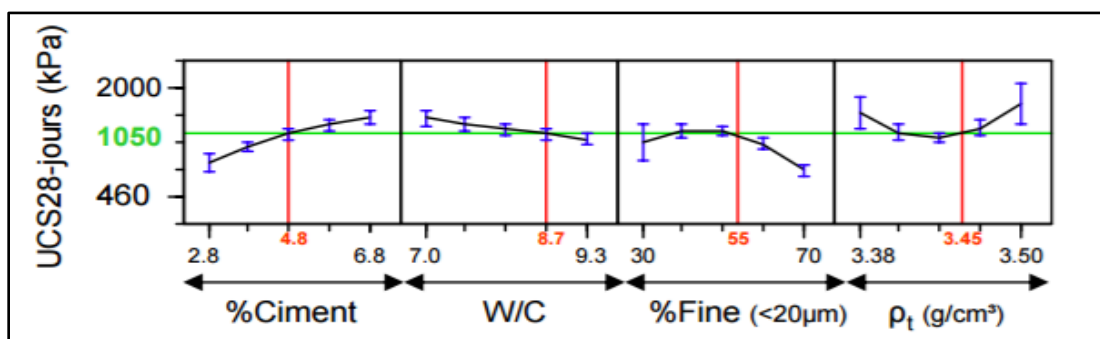


Figure 2.20 : Influence de la proportion de liant (% Ciment), de la quantité d'eau (W/C ratio massique eau/ciment), du pourcentage des fines et de la densité du remblai sur la résistance mécanique (UCS) du remblai en pâte (tirée de Fall & Benzaazoua, 2003).

En effet, due à sa teneur élevée en particules fines, le remblai en pâte a une conductivité hydraulique saturée assez faible, soit de l'ordre de 10^{-8} et 10^{-6} m/s (Bussière, 1993, 2007; Godbout et al., 2007). Cette faible perméabilité diminue la vitesse de drainage du remblai en pâte et influence sa consolidation dans le chantier (El Mkadmi et al., 2011, 2014).

2.4.2.3 Avantages et inconvénients du remblai en pâte

L'utilisation du remblai en pâte dans les chantiers miniers présente plusieurs avantages, incluant notamment (Aubertin et al., 2002; Hassani & Archibald, 1998):

- Possibilité de retourner un pourcentage considérable de rejets réactifs dans les chantiers;
- L'atteinte de résistance mécanique très élevée;
- Faible drainage dans le chantier, donc aucun lessivage du liant;
- Saturation prolongée du remblai dans le chantier, ce qui diminue les possibilités d'oxydation des résidus;
- Réduction du temps de remblayage, par conséquent une augmentation de la productivité;
- Diminution des coûts de construction de barricade.

Outre ces avantages, le remblai en pâte demeure le seul remblai qui ne peut être déposé dans un chantier souterrain sans cimentation. Cette décision découle du fait que le remblai en pâte est un

matériau susceptible à la liquéfaction à cause de son état saturé et de sa faible conductivité hydraulique (Potvin et al., 2005).

2.4.3 Remblai hydraulique

Utilisé pour la première fois en 1864 en Pennsylvanie aux États-Unis pour minimiser la subsidence et protéger la fondation d'une église (Lightfoot, 1951), le remblai hydraulique peut être classé selon le système de classification USCS (Unified Soil Classification System) comme un sable silteux (SM) ou un silt sableux (ML) avec un pourcentage d'argile négligeable résultant de la classification par hydrocyclonage des résidus miniers (Rankine & Sivakugan, 2005). Selon Potvin et al. (2005), le pourcentage des particules inférieures à 10 μm d'un remblai hydraulique doit être inférieur à 10%. Selon Hassani et Archibald (1998), les résidus miniers doivent être classifiés afin de réduire la quantité de particules fines inférieures à 10 μm à un pourcentage inférieur à 20%. Ce remblai constitué de rejets de concentrateur tamisés, d'eau et d'agents liants pour les chantiers primaires en souterrain peut être déposé soit en surface ou dans les chantiers souterrains avec un pourcentage solide inférieur à 75% (Hassani & Archibald, 1998). L'élimination des particules fines argileuse favorise l'acquisition de la résistance mécanique du remblai en augmentant le drainage et la consolidation de ce dernier dans le chantier (Rankine & Sivakugan, 2005). Cette classification augmente aussi la résistance à la liquéfaction du remblai hydraulique en raison de l'augmentation de sa capacité de drainage pendant et après la déposition dans les chantiers (Thomas et Holtham, 1989).

2.4.3.1 Caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques du remblai hydraulique

Granulométrie

Quoique produits à partir de résidus miniers classifiés, une investigation menée sur la distribution granulométrique de plus de 20 échantillons de remblais hydrauliques a révélé la présence d'un pourcentage considérable de particules fines (Rankine et al., 2004). Ces résultats sont dus à la non-efficacité des hydrocyclones, à la variation du traitement et de la finesse des résidus miniers (Thomas et al., 1979; Thomas & Holtham, 1989). La figure 2.21 montre en lignes solides des

courbes typiques de granulométrie des résidus miniers utilisés pour la production de remblais hydrauliques en Australie. Les courbes montrent un coefficient d'uniformité moyen et des distributions granulométriques étalées, toutefois moins étalées que celles des remblais en pâte et rocheux.

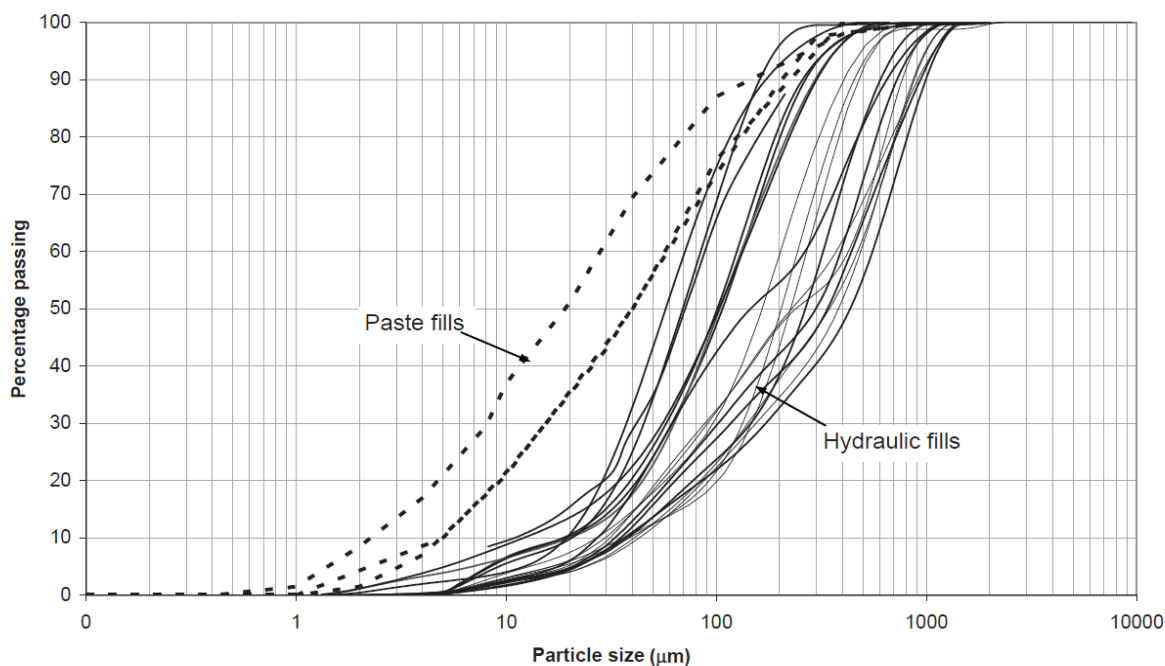


Figure 2.21 : Distribution granulométrique des remblais hydrauliques (en lignes pleines) utilisés en Australie (tirée de Sivakugan, 2008).

La figure 2.22 montre plusieurs courbes granulométriques de l'intrant et des différents produits de la classification par hydrocyclonage, issues d'une investigation menée sur des remblais hydrauliques en Afrique du Sud (Fourie et al., 1994). On y voit un pourcentage de particules fines inférieures à 75 μm autour de 20% avec des traces des particules d'argile.

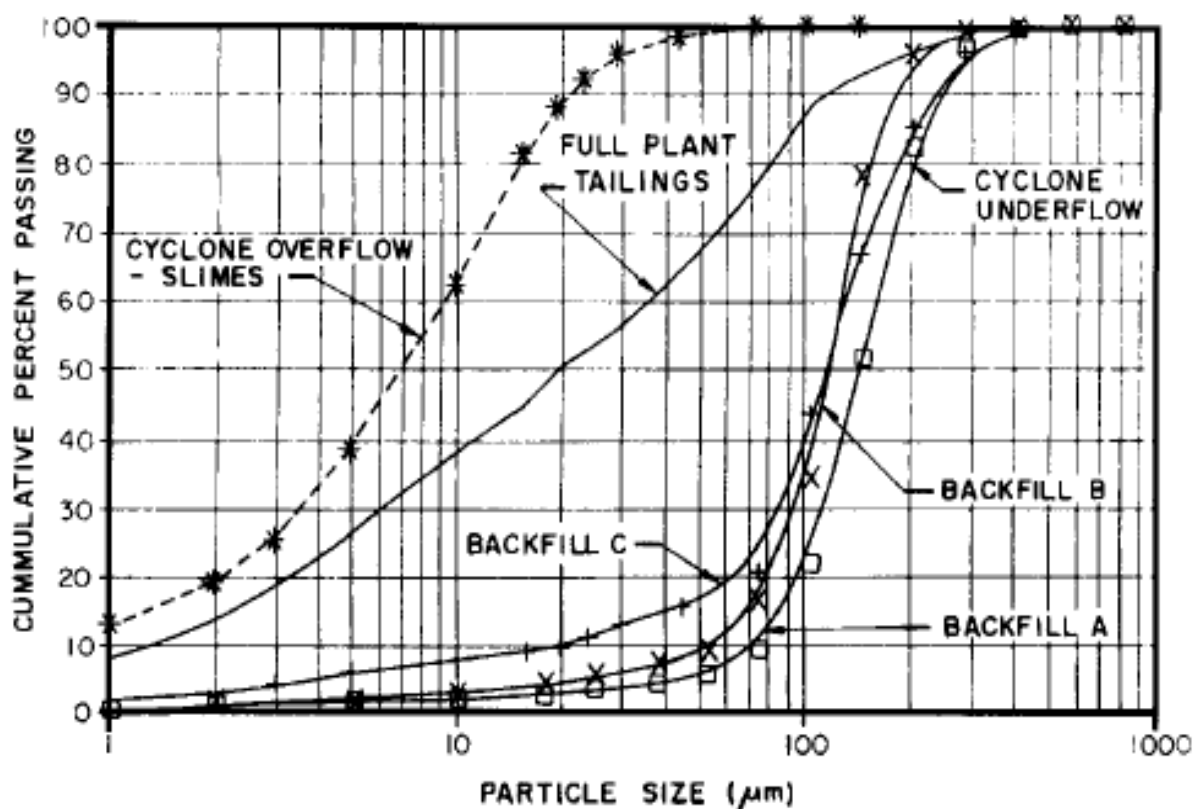


Figure 2.22 : Distribution granulométrique de l'intrant et des produits de classification par hydrocyclonage (Fourie et al., 1994).

Densité des grains solides (GS)

La composition minéralogique de la roche contrôle la valeur de la densité relative des grains solides. Dans les mines québécoises, cette valeur varie de 2,4 à 4 avec une valeur moyenne autour de 2,8 (Bussière, 1993).

Indice des vides (e)

L'indice des vides pour les remblais hydrauliques varie entre 0,6 et 0,9 (Bussière, 1993), ce qui donne une porosité de 37 à 50%.

Angle de frottement interne (ϕ)

L'angle de friction interne est un paramètre important pour l'analyse du comportement statique et dynamique du remblai hydraulique (El Mkadmi, 2012). Pour des remblais hydrauliques ayant des indices de densité relative (D_r) variant entre 50 et 80%, Rankine et Sivakugan (2005) ont montré

des valeurs d'angle de frottement entre 37° et 45°. La différence entre les valeurs de l'angle de frottement interne des différents remblais est due en partie à l'angularité différente des résidus de concentrateur.

Conductivité hydraulique saturée (K_{sat})

La distribution granulométrique, l'indice des vides ainsi que la minéralogie auront des effets directs sur la conductivité hydraulique saturée du remblai hydraulique (Bussière, 1993). Des essais de conductivité hydraulique sur des échantillons de résidus de concentrateur non classifiés ont donné des valeurs de K_{sat} comprises entre 10^{-6} et 10^{-8} m/s, tandis que pour des résidus classifiés avec un pourcentage de nul des particules inférieures à 10 μm , la conductivité hydraulique augmente jusqu'à des valeurs de 10^{-4} à 10^{-6} m/s (Bussière, 1993, 2007; Aubertin et al., 1996; Sivakugan et al., 2005). Cette conductivité est contrôlée par la présence des particules très fines de diamètre inférieur à 10 μm . Elle diminue en fonction du temps de drainage et de cure du remblai hydraulique dans le chantier (Senyur, 1989; Thomas & Holtham, 1989).

La tableau 2.1 montre une classification et l'identification des résidus utilisées pour la fabrication des remblais hydrauliques (Thomas et Holtahm 1989). Pour le remblai hydraulique, seulement les deux premières catégories peuvent être appliquées afin de permettre une bonne conductivité hydraulique et donc un drainage adéquat du remblai dans les chantiers.

Tableau 2.1 : Classification des résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai hydraulique (tirée de Thomas & Holtham, 1989)

Fraction massique ($< 10 \mu\text{m}$), %	Classification
0 to 10	Très grossier
10 to 20	Grossier
20 to 30	Moyen
30 to 40	Fin
40 to 50	Très fin
> 50	Extrêmement fin

Résistance en compression uniaxiale (UCS)

Le remblai hydraulique doit être conçu à une résistance mécanique spécifique qui satisfait aux exigences tenues dans le chantier (Oliver & Landriault, 1989). La figure 2.23 présente l'évolution de la résistance en compression uniaxiale (UCS) d'un remblai hydraulique cimenté en fonction du temps de cure et des périodes de malaxage. On constate que la résistance du remblai dans le chantier évolue avec le temps de cure, indépendamment du temps de malaxage.

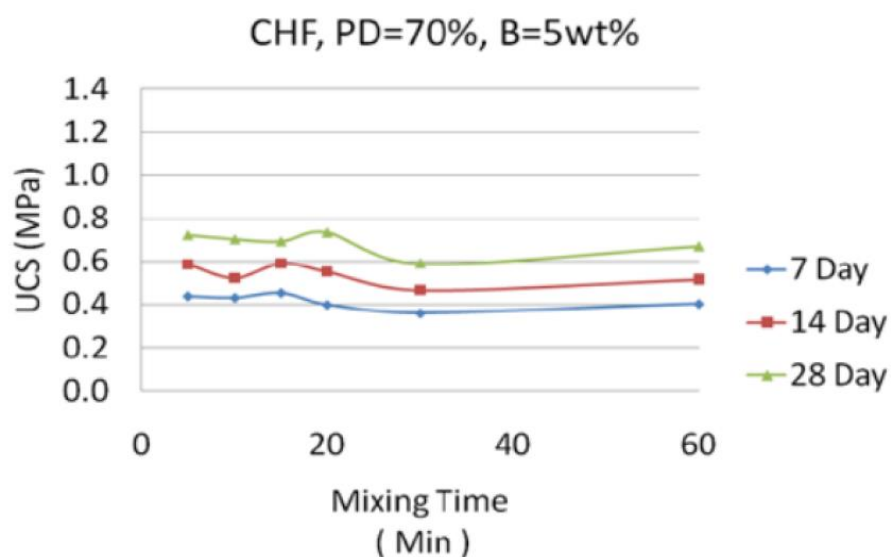


Figure 2.23: Évolution de la résistance en compression uniaxiale d'un remblai hydraulique pour différents temps de cure et périodes de malaxage (tirée de Kermani et al., 2015).

La résistance mécanique d'un remblai déposé dans le chantier dépend notamment de la minéralogie, de la nature de l'eau de gâchage, de la granulométrie des résidus, de la teneur en eau du remblai et du type et de la teneur de liant utilisés (Hassani & Archibald, 1998; Benzaazoua et al., 2002). L'étude menée par Lamos et Clark (1989) a montré que l'augmentation du pourcentage de liant, la diminution de l'apport en eau, l'augmentation de la concentration massique des résidus et l'augmentation des particules fines favorisent l'acquisition d'une résistance mécanique élevée dans les chantiers remblayés. Une conclusion similaire a été tirée par Yin et al. (2012) qui ont montré que la résistance mécanique augmente proportionnellement avec la densité massique des solides dans le remblai, tandis qu'elle diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Les pores du remblai hydraulique peuvent être comblés soit par du ciment ou des matériaux fins, menant à une certaine cohésion dans le remblai et l'augmentation de sa résistance mécanique (Lamos & Clark, 1989; Yin et al., 2012).

Module d'élasticité ou module de Young (E)

Cette valeur résulte de la composition minéralogique des grains composant le résidu, du type de liant utilisé pour le remblai et de l'eau de gâchage adopté dans le processus de remblayage. Pour un remblai hydraulique cimenté avec une teneur en ciment variant entre 3% et 17%, la valeur du module d'élasticité tourne autour de 150 MPa (Leahy & Cowling, 1978).

2.4.3.2 Rhéologie et transport du remblai hydraulique

La figure 2.24 montre que trois méthodes peuvent être utilisées pour acheminer le remblai hydraulique dans les chantiers souterrains (Thomas et al., 1979). Outre les configurations 1 et 3 où la présence de pompes est nécessaire pour le transport du remblai hydraulique, la configuration 2 assure le transport par gravité seulement. On voit que l'écoulement du remblai hydraulique est soit en chute libre sous l'effet de la gravité ou en écoulement horizontal sous l'effet de la pression en amont. Ces écoulements dépendent directement des propriétés rhéologiques du remblai hydraulique, caractérisée par son seuil de cisaillement τ_0 qui a une valeur typiquement inférieure à 0,1 kPa. Les caractéristiques rhéologiques du remblai hydraulique découlent de sa distribution granulométrique, de sa densité de pulpe P et de sa fraction fine (Cooke et al., 1992; Cooke, 1997, 2001).

Le remblai hydraulique avec un pourcentage solide massique inférieur à 75% répond aux critères de fluide newtonien (Potvin et al., 2005). Cependant, des études menées par Senapati et Mishra (2012) ont montré que le remblai hydraulique peut présenter aussi des caractéristiques d'un fluide non-newtownien pseudo-plastique quand la densité de pulpe P ou le pourcentage de particules grossières augmente.

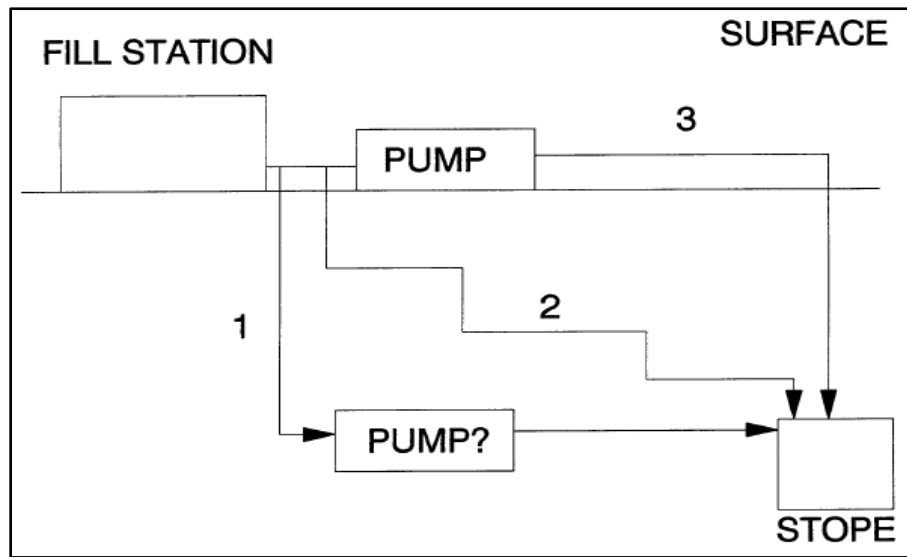


Figure 2.24 : Configurations typiques de transport et de déposition du remblai hydraulique (tirée de Thomas et al., 1979).

Pour un fluide idéal, la loi de la conservation d'énergie de Bernoulli peut être appliquée. Cependant, le remblai doit être transporté dans les conduits à des vitesses élevées afin de maintenir un régime turbulent et conserver les particules solides en suspension pour diminuer les risques de sédimentation et de ségrégation (Senapati & Mishra, 2012). Cette suspension par turbulence est maintenue par un nombre de Reynolds supérieur à 2100, soit un écoulement non laminaire (Emad et al., 2014). Cela implique que le principe de continuité indispensable à l'application de la loi de Bernoulli n'est plus maintenu tout au long du circuit de transport (Turian & Yuan, 1977). Ainsi, plusieurs relations empiriques sont utilisées pour déterminer la vitesse critique de transport du remblai hydraulique et la perte de charge équivalente dans le circuit. L'équation et l'abaque de Durand (1953) demeurent les plus utilisées et adaptées. Elles permettent une estimation de la vitesse critique en fonction du diamètre nominal du remblai hydraulique et d'une constante F_L déduite des caractéristiques du fluide (Durand, 1953) :

$$V_D = F_L [2gD(s - 1)]^{0.5} \quad [2.61]$$

V_D = Vitesse critique de ségrégation (m/s)

F_L = Paramètre de vitesse de ségrégation de Durand (%)

g = Accélération gravitationnelle (m/s²)

s = Densité relative des grains solides

D = Diamètre interne du conduit (m).

La perte de charge dans le circuit de transport correspond à la dissipation d'énergie provoquée par le frottement entre le fluide et la surface interne du conduit (Ouattara, 2011). Considérée linéaire et proportionnelle à la longueur du conduit traversée, cette perte de charge dépend des caractéristiques physiques inhérentes au remblai comme sa distribution granulométrique et sa densité de pulpe P, mais aussi de la rugosité interne du conduit. L'équation de Darcy-Weisbach permet une bonne estimation de cette perte de charge unitaire :

$$J = f \frac{V^2}{2gD} \quad [2.62]$$

V = Vitesse du fluide (m/s)

f = Coefficient intrinsèque de friction dépendant du type de fluide et des paramètres géométriques du conduit

g = Accélération gravitationnelle (m/s²)

D = Diamètre interne du conduit (m)

La détermination de la vitesse critique et l'estimation des pertes de charge ne sont que les étapes préliminaires à la compréhension des paramètres rhéologiques du remblai hydraulique et initient la démarche de conception d'un système de distribution de remblai dans une mine (De Korompay, 1974; Cooke, 2001). Seule une analyse expérimentale de l'écoulement en temps réel permet de statuer sur l'efficacité du système de distribution d'un remblai hydraulique et sur ses caractéristiques rhéologiques.

2.4.3.3 Avantages et inconvénients du remblai hydraulique

Le remblai hydraulique regroupe plusieurs avantages (Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005) :

- La technique de préparation et l'installation des infrastructures de distribution sont simples et peu coûteuses;
- L'opération de remblayage réclame très peu de surveillance;
- Les coûts de transport sont peu élevés, le remblai hydraulique peut être acheminé par gravité;

- Un drainage adéquat qui favorise la consolidation rapide du remblai dans le chantier;
- La réduction de la quantité de résidus à stocker en surface.

Cependant, plusieurs points apparaissent comme problématiques lors de l'utilisation du remblai hydraulique :

- Le lessivage des agents liants causé par le drainage du chantier pouvant influencer l'acquisition de la résistance mécanique du remblai;
- La gestion de l'excédant d'eau issu du drainage;
- La conception de barricades pouvant répondre aux critères de drainage et de stabilité;
- La ségrégation des particules lors de la mise en place du remblai qui modifie les paramètres mécaniques et hydrauliques du remblai hydraulique dans le chantier.

2.5 La ségrégation des particules

La ségrégation des particules demeure l'une des problématiques majeures affectant l'atteinte des objectifs géotechniques des remblais rocheux et hydraulique dans les chantiers. Ce phénomène connu du milieu minier était déjà observé lors de la déposition des résidus miniers dans les parcs à résidus miniers. Pour un même parc à résidus, une granulométrie différente sera obtenue dépendamment de la position du point d'échantillonnage (Blight et al., 1985; Blight, 1988, 1994, 2009; Bussière, 1993). Cette variation de la granulométrie est provoquée par la ségrégation des particules. La ségrégation des particules des résidus miniers dépend de la méthode de déposition des rejets de concentrateur dans les parcs à résidus (Aubertin et al., 2002). Par des méthodes comme le déversement à un point à l'intérieur du parc ou le déversement latéral à plusieurs points, les particules fines migrent avec l'eau vers des endroits éloignés du point de déversement tandis que les particules grossières sédimentent et demeurent près du point de déversement formant ce que l'on appelle des plages (L'Écuyer et al., 1992). Cette ségrégation engendre une variation de la résistance au cisaillement des parcs à résidus due aux différents matériaux et différents stades de consolidation des rejets (Blight, 2009). Les matériaux grossiers en se consolidant rapidement près des points de déversement acquièrent une certaine résistance, tandis que les matériaux fins sursaturés transportés par l'écoulement sédimentent et se consolident tranquillement et acquièrent

une résistance au cisaillement plus faible (Blight, 1994, 2009). Cette variation de la granulométrie augmente les risques de liquéfaction et d'érosion interne des parcs à résidus. Ainsi, pour assurer une meilleure stabilité à ces ouvrages, fines nul, c'est-à-dire des inclusions drainantes en roches stériles ont été introduites dans les parcs à résidus pour augmenter la consolidation des rejets fins et améliorent leur résistance au cisaillement (Aubertin et al., 2002; James & Aubertin, 2012; James et al., 2013).

Le phénomène de ségrégation est observé aussi dans les chantiers remblayés. La figure 2.25 montre une coupe dénudée d'un remblai cimenté sur une hauteur de 4 mètres à partir de la base d'un chantier de la mine Kiena à Val-D'or au Québec. Le tableau 2.2 démontre des variations considérables des propriétés géotechniques telles le poids volumique, l'indice de vide, la teneur en eau et le passant 75 micromètres (Ouellet et al., 1995). Ces variations démontrent qu'une répartition de la granulométrie du remblai, notamment du remblai hydraulique, s'effectue dans le chantier lors de sa déposition (McNay & Hill, 1976). Cette hétérogénéité a une influence marquée sur l'acquisition de la résistance mécanique du remblai et sur sa perméabilité (Coates & Yu, 1969; Ouellet et al., 1995).

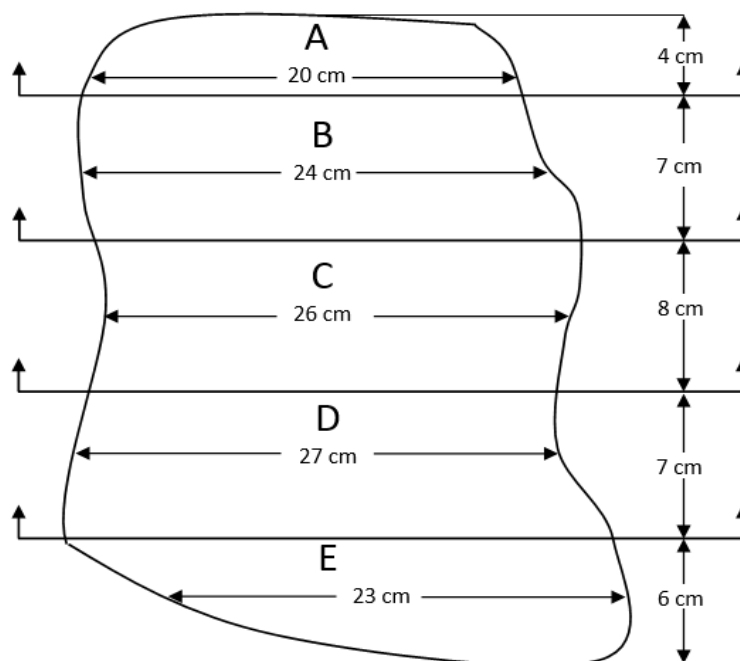


Figure 2.25 : Schéma des coupes dans le bloc de remblai in situ (adaptée de Ouellet et al., 1995).

Tableau 2.2 : Résultats des analyses sur le bloc de remblai in situ (adapté de Ouellet et al., 1995)

Couche	γ (g/cm ³)	e	w_w (%)	<75 μ m (%)
A	1.70	1.09	27.6	65
B	1.81	1.00	30.2	75
C	1.60	1.17	25.2	65
D	1.83	0.85	22.1	55
E	1.63	0.94	14.1	45

Le phénomène de ségrégation est aussi observé dans les travaux de construction en génie civil. Panesar et Shindman (2012) définissent la stabilité du béton SCC (Self Consolidating Concrete) comme sa capacité à résister à la ségrégation des particules et à maintenir une distribution uniforme de tous ses constituants lors de son placement. La figure 2.26 montre les différentes couches et la variation granulométrique le long de la colonne de béton. On y distingue trois modes de ségrégation (Panesar & Shindman, 2012):

- Déposition rapide des agrégats;
- Suspension d'une couche de mortier au-dessus du béton;
- Accumulation des composants légers en surface.

Ce phénomène de ségrégation a été observé par Bui et al. (2002) qui l'ont pris comme les principales causes de la déformabilité du béton SCC. La disposition des couches de matériaux fins et du liant à la surface du béton augmente le temps de séchage et de cure du béton, ce qui diminue sa résistance mécanique et augmente les risques d'instabilité (Bui et al., 2002; Panesar & Shindman, 2012).

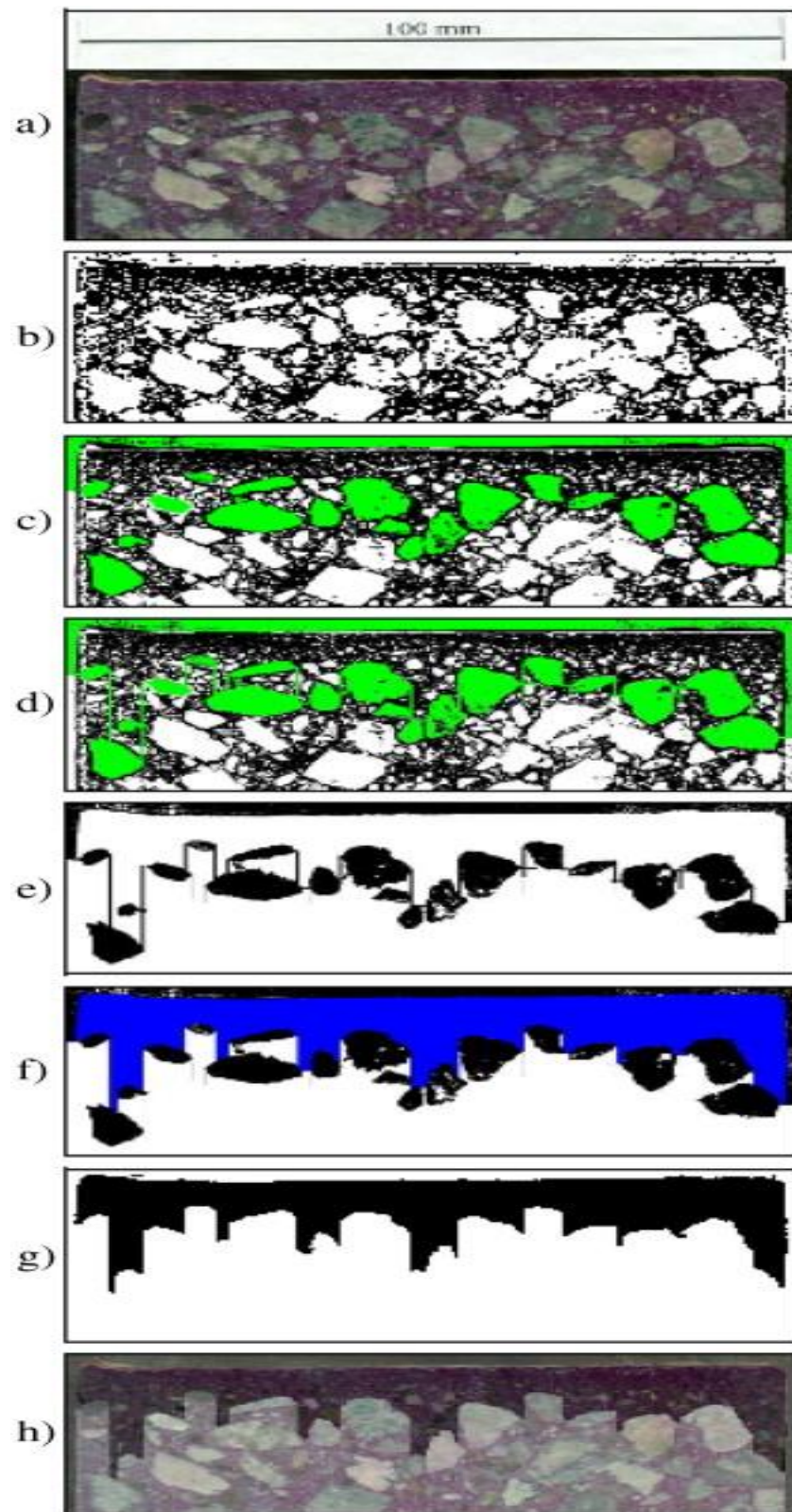


Figure 2.26: Illustration de l'analyse par imagerie digitale d'une colonne de béton après sa déposition (tirée de Panesar & Shindman, 2012).

Le problème de ségrégation a fait l'objet de plusieurs études en génie civil. Plusieurs mesures ont été proposées afin d'améliorer la résistance à la ségrégation du béton (ASTM C1610, 06; Khayat & Guizani, 1997), incluant notamment l'utilisation des adjuvants, la diminution du ratio entre le ciment et l'eau et la réduction du coefficient d'uniformité des matériaux.

Les interactions physiques entre les particules du remblai (les collisions plastiques et élastiques) et les interactions chimiques entre les particules et le ciment (adsorption, hydratation, et autres) sont autant d'éléments qui viennent complexifier la description et la compréhension d'un tel phénomène.

2.5.1 Les mélanges

Plusieurs types de mélanges peuvent être utilisées pour homogénéiser des matériaux : mélange par diffusion, mélange par convection et mélange par cisaillement (Lominé, 2007). Contrairement au remblai en pâte où le mélange est effectué par cisaillement dans un épaisseur, le type couramment adopté au remblai hydraulique est le mélange par convection. Les constituants (résidus classifiés, eau, liant) arrivent séparément et sont mélangés, soit dans un tambour tournant ou à un mécanisme similaire (figure 2.27).

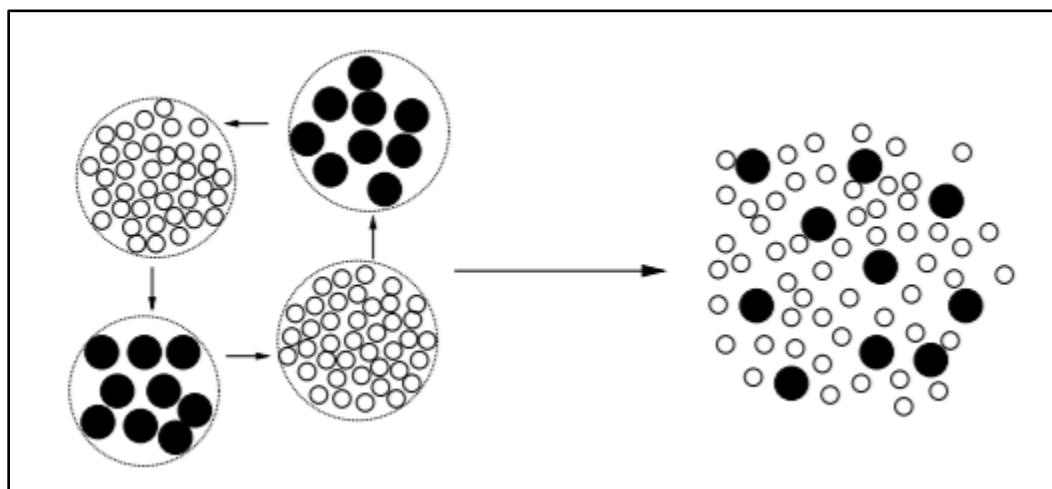


Figure 2.27: Illustration du mélange par convection d'un remblai hydraulique (tirée de Lominé, 2007)

Pour être acheminé vers les chantiers, l'homogénéité du remblai hydraulique est maintenue dans les conduits en conservant une vitesse optimale, supérieure à la vitesse critique de sédimentation ou de ségrégation.

2.5.2 Les mécanismes de ségrégation

La ségrégation se définit comme la séparation en amas distinct d'un ensemble de corps différents préalablement mélangés (Brown, 1939). La ségrégation apparaît lorsque des particules qui ont des propriétés différentes, comme par exemple une différence de taille, de densité, de texture surfacique, d'élasticité ou bien une différence de forme, sont mises en mouvement (Rosato & Blackmore, 2000; Lominé, 2007). On distingue dix mécanismes différents de ségrégation (Mosby et al., 1996) présentés dans les sous-sections suivantes:

2.5.2.1 La ségrégation par roulage

Ce type de ségrégation est typique des haldes à stériles, ou d'autres types de déposition en tas où une variation granulométrique est observée du centre au contour de l'empilement. Les petites particules ayant des masses moins significatives subissent des forces frictionnelles plus élevées que les grosses particules qui roulent sur les protubérances et atteignent la base des empilements. Ce mécanisme est encore plus important pour les particules ayant un degré élevé de sphéricité, surtout lors de faible taux de déversement.

2.5.2.2 La ségrégation par tamissage

La ségrégation par tamissage s'apparente à la ségrégation par roulement. Ce type de ségrégation s'observe lorsque le pourcentage de particules fines est peu élevé et que le ratio de diamètre entre les particules grossières et fines est très faible (figure 2.28).

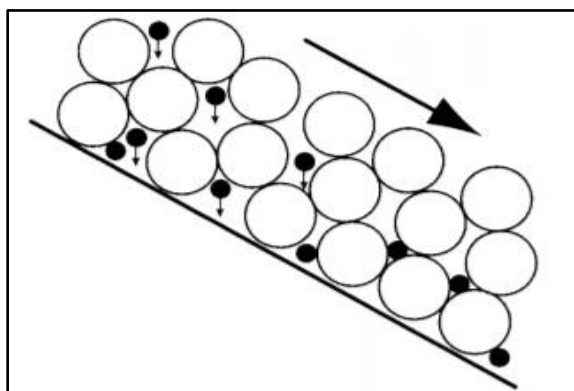


Figure 2.28 : Illustration de la ségrégation par tamissage tirée de (Mosby et al., 1996).

2.5.2.3 La ségrégation par effets de poussée

La ségrégation par effets de poussée fait intervenir la différence de densité des particules avec un ratio de diamètre proche de 1. Les particules de plus forte densité, attirées par la force gravitaire se retrouvent au centre du tas et poussent les autres particules vers les extrémités (figure 2.29).

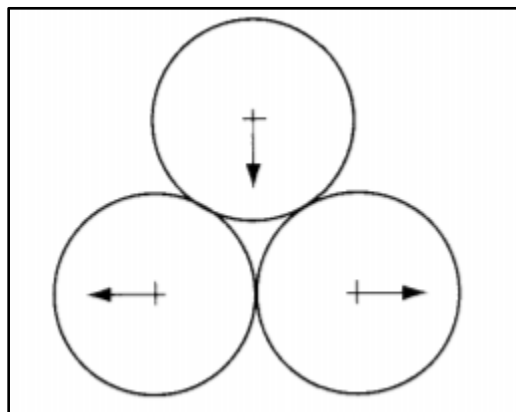


Figure 2.29 : Illustration de la ségrégation par effets de poussée (tirée de Mosby et al., 1996).

2.5.2.4 La ségrégation par effets d'angle de repos

Ce phénomène est observé lors de la déposition d'un mélange de matériaux qui ont des angles de repos différents. La figure 2.30 illustre un cas où plusieurs superpositions de matériaux ont été réalisées et la ségrégation a lieu due aux angles de déposition différents entre le sable et le concentré de cuivre.

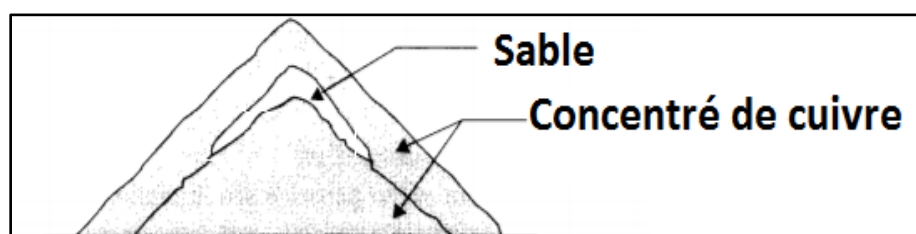


Figure 2.30 : Concentration d'un sable grossier au-dessus de l'empilement à cause de l'effet de son angle de repos (adaptée de Mosby et al., 1996).

2.5.2.5 La ségrégation par percolation

Ce type de ségrégation résulte de la migration de particules à travers une couche de particules plus grossières. Un ratio de diamètre des particules inférieur à 0,1547 dans un mélange binaire favorise ce type de ségrégation qui peut se faire soit sous l'action gravitaire ou par l'écoulement d'un fluide (Bridgwater & Ingram, 1971). Bridgwater & Ingram (1971) ont montré également que le ratio des

dimensions des particules, la forme et la rugosité de la surface sont des éléments qui influencent la vitesse de percolation et le degré de ségrégation.

2.5.2.6 La ségrégation par déplacement

Ce type de ségrégation demeure l'un des plus rares. Il résulte du mouvement soit par vibration d'un mélange qui fait en sorte que les particules plus grossières se retrouvent à la surface de l'empilement. Ce phénomène est attribué à une différence de pression entre les diverses couches de matériaux. Le système sous l'effet de la vibration tend vers un équilibre et les particules plus petites tendent à se placer au dessous des grosses (Brown, 1939).

2.5.2.7 La ségrégation par effets de trajectoire lors du transport

Lorsque des particules arrivent à l'extrémité d'un convoyeur ou d'une buse, ils parcourent une distance horizontale proportionnelle au carré de leur diamètre (Lominé, 2007). Ainsi les particules plus grossières ayant une énergie d'inertie plus grande que les particules fines se déposent plus loin de la zone de chute (figure 2.31).

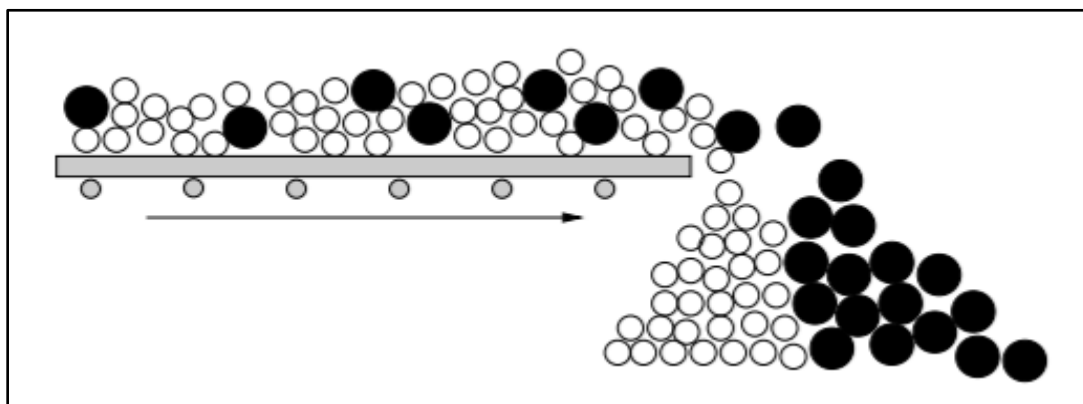


Figure 2.31 : Ségrégation lors du transport des matériaux granulaires tirée de (Lominé, 2007).

2.5.2.8 La ségrégation par effets de courant d'air

Ce phénomène est surtout observé dans les silos à grains où le débit de chute des grains peut créer des courants d'air à l'intérieur des silos. Ces courants d'air, dans le cas où le pourcentage de particules fines est élevé peuvent engendrer la ségrégation des particules. La figure 2.32 illustre que les particules fines sont poussées vers les extrémités du silo tandis que les particules grossières se retrouvent au milieu.

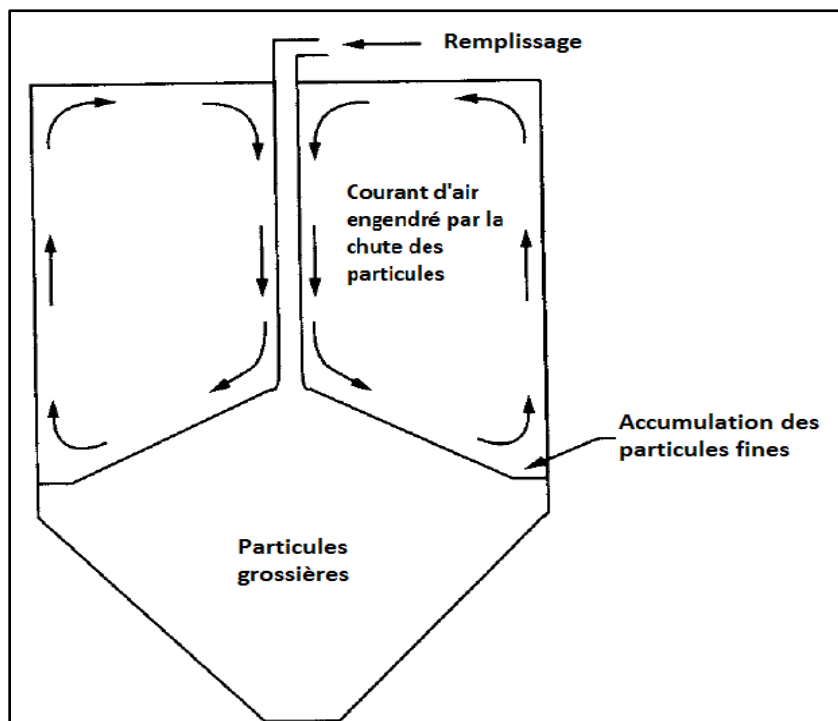


Figure 2.32 : Création de courants d’air lors de déposition des particules dans un silo (adaptée de Mosby et al., 1996).

2.5.2.9 La ségrégation par fluidisation

Quand la composition d’un mélange de solides diffèrent par sa densité et sa taille, il y a risque de ségrégation par fluidisation (Reddy & Sai, 2014). La ségrégation est utilisée dans l’industrie minière pour la séparation du charbon de ses impuretés.

Le phénomène de fluidisation se produit de deux façons. Dans le cas d’un mélange avec une concentration élevée de particules fines, l’air emprisonné dans les vides interstitiels peut favoriser la fluidisation du matériau. Les matériaux plus fins se retrouvent ainsi dans les couches en surface tandis que les matériaux grossiers occupent les couches sous-jacentes (Johanson, 2014). L’autre type de fluidisation dépend directement de la différence de densité des particules du mélange et de l’eau. Après et au cours de la déposition liquide, les matériaux plus denses tendent à se déplacer vers le fond tandis que les plus légers remontent à la surface et restent en suspension (figure 2.33), tel est le principe d’une analyse granulométrique par l’hydromètre. Une classification selon la facilité des matériaux à se fluidiser place le sable, le silt ou le mélange des deux comme particules à fluidisation très facile (Geldart, 1973). Ce type de ségrégation est généralement plus sévère (Brown, 1939).

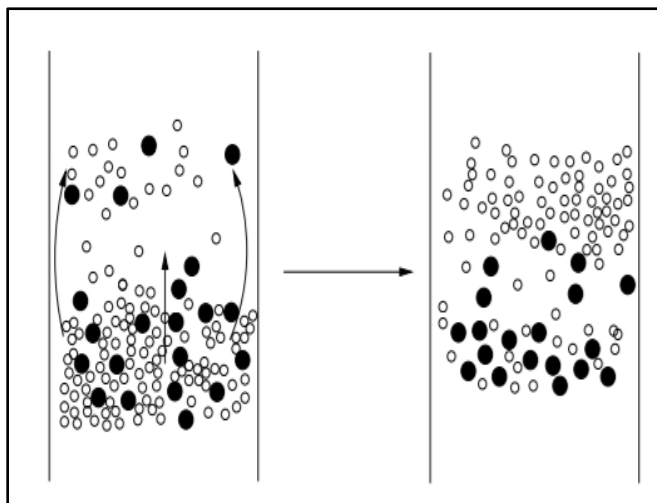


Figure 2.33 : Ségrégation par fluidisation (tirée de Lominé, 2007).

2.5.2.10 La ségrégation par effets d'impacts

Lors du mouvement des particules soit dans un processus de transport ou de déposition, la ségrégation peut aussi se produire par des collisions entre les particules et collisions entre les particules et les frontières (Mosby et al., 1996). La collision entre une particule grossière et une particule fine dévie la trajectoire de cette dernière en augmentant sa vitesse de déposition (Brown, 1939).

2.6 Méthodes expérimentales

À l'aide des modèles analytiques ou numériques, on peut déterminer la résistance minimum nécessaire pour assurer la stabilité d'un chantier remblayé. La démarche subséquente consiste à déterminer la recette optimale du remblai pour atteindre l'objectif de la résistance mécanique nécessaire. Cela nécessite de faire plusieurs essais sur différentes recettes (mélange des résidus miniers, de l'eau, du liant) en fonction du temps de cure.

2.6.1 Essais de laboratoire

Plusieurs essais peuvent être faits au laboratoire pour obtenir les propriétés mécaniques d'un remblai. Les plus récurrents sont les essais en compression simple, les essais en compression triaxiale et les essais en compression diamétrale (essais brésilien).

Essai en compression simple

Adopté à cause de sa simplicité de réalisation et d'interprétation, l'essai en compression simple consiste à charger axialement, sans contrainte de confinement, une éprouvette de matériau jusqu'à la rupture. La préparation des éprouvettes et la réalisation de l'essai sont établies par différentes normes. La norme la plus utilisée pour la détermination de la résistance en compression uniaxiale des remblais et du béton est la norme ASTM C39/C39M, 12 . Les méthodes de préparation, la géométrie des échantillons, l'incrémentation de charge appliquée et le ratio hauteur/diamètre sont autant de paramètres stipulés et encadrés par cette norme. Le module de déformation ou le module de Young E peut être aussi déterminé par cet essai s'il y a la mesure de la déformation axiale. Ces essais peuvent être menés sur diverses périodes. Une règle générale empirique consiste à obtenir une résistance en compression uniaxiale de 5 MPa pour un remblai jouant le rôle de support de toit et de 1 MPa pour un remblai exposé latéralement lorsque le temps de cure est de 28 jours (Belem & Benzaazoua, 2004).

Essais de traction et les essais triaxiaux

L'essai de traction quoique moins utilisé dans l'industrie permet de déterminer la résistance à la traction d'un remblai minier. Cet essai est basé sur la norme ASTM C1583/C1583M, 13 ou ASTM C496/C496M, 17.

Les essais triaxiaux qui permettent de déterminer la cohésion et l'angle de friction interne d'un matériau sont moins utilisés pour les remblais miniers. Ils consistent à l'application d'une charge axiale variable sur une éprouvette confinée par une charge constante isotrope. Ces essais peuvent être effectués sous diverses conditions : consolidé drainé (CD), consolidé non drainé (CU) et non consolidé non drainé (UU). Ces conditions font intervenir la notion de pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon testé. À cause de la cimentation, la pression interstitielle à l'intérieur du remblai cimenté n'est pas facile à mesurer sans perdre les senseurs de pression interstitielle.

2.6.2 Essais in situ

Faire des essais in situ est beaucoup plus compliqué et coûteux par rapport aux essais de laboratoire. Une grande variation des résultats est généralement observée entre les essais réalisés au laboratoire et in-situ (Belem, 2009). La résistance en compression uniaxiale UCS d'un échantillon de remblai obtenu par forage d'un chantier peut être 2 à 6 fois supérieure à la résistance mécanique obtenue avec un échantillon fabriqué en laboratoire. Une étude menée par Harvey (2004) a révélé que des

chantiers remblayés demeurent stables alors que l'analyse de la stabilité du chantier remblayé avec la résistance mécanique déterminée au laboratoire par des essais en compression uniaxiale UCS donnaient un facteur de sécurité de 1 selon le modèle de Mitchell et al., (1982). Cela peut être expliqué par divers facteurs, notamment l'interaction entre le massif rocheux et le remblai, la géométrie du chantier, la convergence des murs du chantier sur le remblai, le drainage et la consolidation du remblai une fois mis dans le chantier (Belem et al., 2002; Belem & Benzaazoua, 2008).

2.7 Problématique

2.7.1 Ségrégation des remblais hydrauliques

Harvey (2004) a souligné que « *Les paramètres de résistance mécanique ne sont significatifs que si les éprouvettes sont homogènes* ». C'est une exigence qui n'est pas facile d'atteindre ou de garantir pour plusieurs raisons, surtout pour les remblais hydrauliques à cause de la ségrégation.

Corson (1966, 1970) a étudié les effets de la ségrégation sur les propriétés géotechniques du remblai hydraulique. Après une analyse de la résistance en compression uniaxiale de plusieurs échantillons normalisés issus de différents mélanges de remblai hydraulique. Il a d'abord proposé l'équation suivante pour décrire la résistance mécanique d'un remblai hydraulique (Corson 1966) :

$$\text{Ln (UCS en psi)} = 8,271565 + 1,482918 \text{ Ln (\% ciment)} + 0,1129835 C_u \quad [2.63]$$

et ensuite une autre équation pour décrire la résistance en compression uniaxiale d'un remblai hydraulique (Corson 1966, 1970) :

$$\begin{aligned} \text{Ln (UCS en psi)} &= 10,31302 + 2,316894 \text{ Ln (\% ciment)} + 2,6167651 (D_{60} \times C_u) \\ &+ 0,4686402 (\% \text{ ciment} \times S_i) - 2,617396 (\% \text{ ciment} \times C_u) \\ &- 0,8850627 \text{ Ln (\% ciment} \times S_i) - 11,59489 D_{60} \quad [2.64] \\ &+ 62,96942 (\% \text{ ciment} \times D_{60}) - 8,250270 (\% \text{ ciment}) \\ &- 0,3077579 \text{ Ln } (D_{10}) \end{aligned}$$

où C_u , est le coefficient d'uniformité; D_{10} et D_{60} sont respectivement les tailles des grains correspondant à 10% et 60% passant en pouces; S_i est le pourcentage de silice présent dans les résidus.

Pour améliorer le drainage et diminuer la ségrégation des particules, il a proposé l'utilisation d'un dispersant et l'alternance des points de déversement. Cependant, il n'a donné ni appréciation du phénomène de ségrégation et ni analyse sur les mécanismes de ségrégation.

Suite à une analyse visuelle d'une coupe verticale dans un chantier remblayé, Ouellet et al. (1995) ont révélé la présence de strates de textures et de compositions différentes. Les couches de faible résistance peuvent être des plans de faiblesse si elles sont orientées de façon défavorable (Belem et al., 2002). Barrett (1973) et Barrett & Cowling (1980) ont montré que l'hétérogénéité du remblai dans le chantier est fonction du mode de remblayage utilisé et de la géométrie du chantier. Martic et al. (2014) ont proposé l'intégration d'adjuvants dans le mélange afin d'améliorer l'écoulement et l'homogénéité du remblai dans le chantier.

Dans une étude menée par Liu et al. (2017) sur plusieurs échantillons de remblais hydrauliques prélevés dans une mine en Ontario, ils ont montré que les résistances en compression uniaxiale obtenues en laboratoire sont très variées et dispersées. La grande variation et la dispersion des résistances mécaniques ont été en partie attribuées à la ségragation des matériaux comme montré à la figure 2.34. À cause de la ségragation, on voit clairement que la teneur des particules fines ou grossières et la teneur en ciment peuvent être différentes du bas vers le haut.

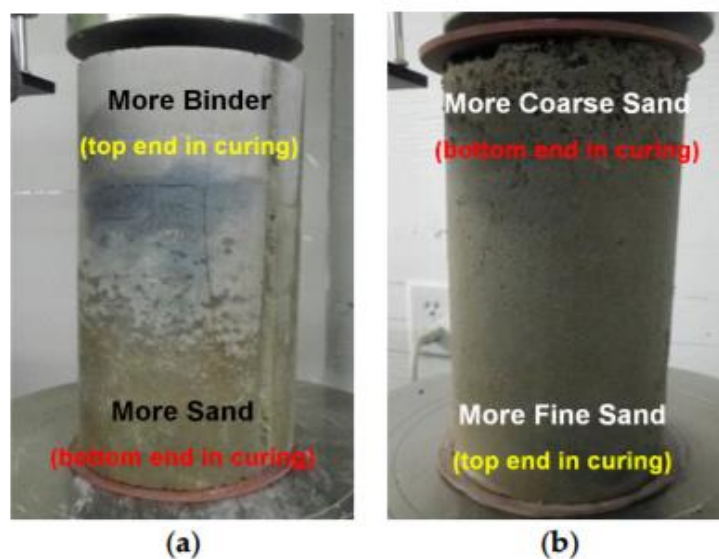


Figure 2.34 : Démonstration de la ségrégation sur des échantillons de remblai hydraulique cimenté (tirée de Liu et al., 2017).

La ségrégation des particules dépend des propriétés constitutives des solides, des propriétés rhéologiques du mélange, et des variables opérationnelles de déposition du mélange (Reddy & Sai, 2014). Cette tendance de séparation et de formation en différentes zones et couches est largement imputée aux différences de mobilité du mélange (Rosato & Blackmore, 2000).

2.7.2 Mécanismes de ségrégation lors de la déposition du remblai hydraulique

Dans la section 2.5.2, dix mécanismes de ségrégation ont été présentés. Lorsque un remblai hydraulique est déposé dans un chantier, il est essentiel de comprendre son mécanisme de ségrégation.

Pour le béton ou le remblai hydraulique, trois modes de ségrégation sont généralement observées (Jerabek & Hartman, 1965; Barrett, 1973; Panesar & Shindman, 2012) :

- La portion fluide se dissocie des particules denses;
- Par triage naturel, les particules grossières sédimentent rapidement;
- Les particules fines se déposent tranquillement après fluidisation et laissant une quantité d'eau en surface.

Ces modes de ségrégation rejoignent la ségrégation par fluidisation. Richardson et Zaki (1954) ont montré que la ségrégation par fluidisation suit la loi de Stokes qui prédit la vitesse de chute d'une particule dans un fluide (Stokes, 1901). La force de trainée agissant sur les particules peut être estimée comme suit (Richardson & Zaki, 1954) :

$$F = 3\pi\mu V_c d\beta_t \quad [2.65]$$

où F = Force de trainée agissant sur la sphère (N)

μ = Viscosité dynamique du fluide (Pa.s)

V_c = Vitesse de sédimentation de la suspension (m/s)

d = diamètre de la sphère (m)

β_t = Facteur de correction théorique de la loi de Stokes.

Cette force de trainée maintient la particule en suspension et favorise sa fluidisation. Cependant, cette équation a été proposée pour un mélange contenant des particules sphériques uniformes, ce qui n'est pas représentatif des matériaux utilisés dans les chantiers. Kennedy et Breton (1966) ont

proposé un modèle plus général en considérant la différence granulométrique des sphères et en divisant le phénomène en deux mécanismes : classification et diffusion. Ils définissent la classification comme la tendance d'un mélange liquide à se séparer en fonction de la densité et de la taille des particules des strates de matériaux. La diffusion devient ainsi le mouvement du fluide et des particules fines à travers les pores des strates de matériaux classifiés. Les grains grossiers sédimentent par leur taille. Cette sédimentation ou consolidation crée des couches de matériaux grossiers à la base du mélange. Ces strates de matériaux grossiers ont une porosité élevée qui facilite le déplacement, le drainage ascendant du fluide et des particules plus fines (Kennedy & Bretton, 1966). Cette hypothèse a ensuite été confirmée par plusieurs études numériques et expérimentales (Gibilaro et al., 1985; Toorman, 1996, 1999; Grasso et al., 2014, 2015).

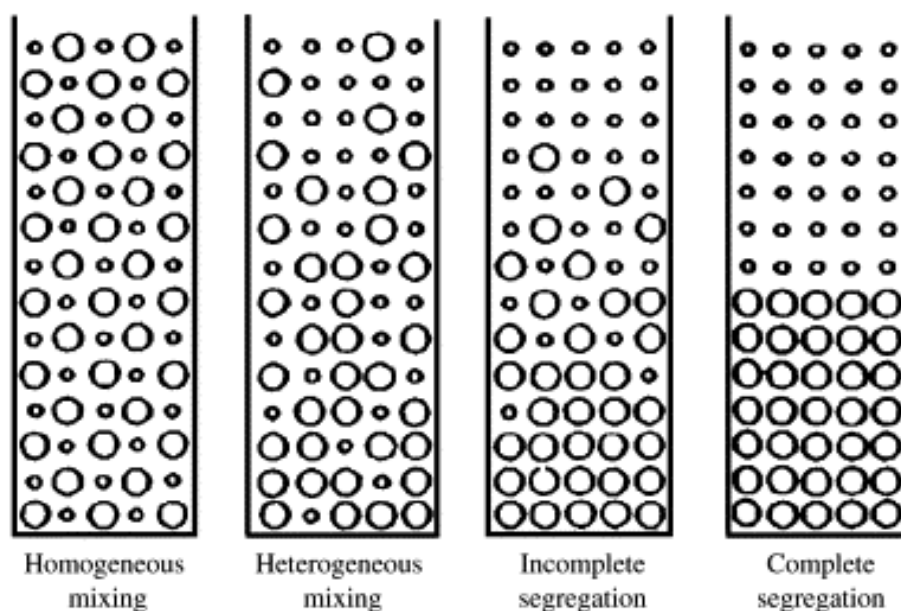


Figure 2.35 : Mécanismes de ségrégation par fluidisation d'un mélange binaire de densité uniforme (tirée de Gibilaro et al., 1985).

La figure 2.35 présente les étapes de la ségrégation par fluidisation d'un mélange binaire de densité uniforme. Trois stades peuvent être identifiés sur la figure : flocculation, sédimentation et consolidation (Imai, 1981; Pedroni, 2011).

La ségrégation par fluidisation crée ainsi des strates de matériaux avec des propriétés géotechniques différentes lors de la déposition du remblai hydraulique dans le chantier (Bardill &

Cenis, 1960; Jerabek & Hartman, 1965; Corson, 1966; Bates & Wayment, 1967; Coates & Yu, 1969; Corson, 1970; Barrett, 1973; Dickhout, 1973; Thomas et al., 1979; Barrett & Cowling, 1980; Yu & Counter, 1983; Dudler et al., 1984; Soderberg & Busch, 1985; Scoble & Piciacchia, 1986; Thomas & Holtham, 1989; Scoble, 1991; Fourie et al., 1994; Ouellet et al., 1995; Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005; Martic et al., 2014; Yang, 2016; Liu et al., 2017). Le ciment ou la granulométrie se répartissent alors de façon non homogène dans le chantier. La résistance mécanique du remblai dans le chantier peut être différente d'un endroit à l'autre. Les résistances et la stabilité de la masse du remblai dans le chantier peuvent être mal estimées.

Il est donc très important de comprendre et quantifier la variation des propriétés géotechniques en fonction de la position du remblai hydraulique. C'est objectif principal des travaux présentés dans ce mémoire. Ultimement, on devrait établir un modèle qui permet de décrire la distribution spatiale des propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique dans les chantiers.

Dans le chapitre 3, la méthode d'essais et quelques résultats de base sont énumérés. Les résultats principaux ont été présentés dans le chapitre 4 sous la forme d'un article de revue soumis.

CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE D'UN REMBLAI HYDRAULIQUE

L'objectif général de ce projet de recherche consiste à évaluer la variation spatiale des propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique en lien avec la ségrégation des particules. Pour atteindre cet objectif, des essais au laboratoire ont été réalisés. Dans ce chapitre, la méthodologie utilisée, le choix et l'origine des matériaux, la composition et la caractérisation physiques et hydrauliques du remblai hydraulique sont présentés.

3.1 Méthodologie

L'objectif principal présenté ci-haut sera approché en réalisant les tâches suivantes :

- Fabriquer un remblai hydraulique en fonction des critères connus;
- Démontrer les mécanismes de ségrégation par fluidisation du remblai hydraulique;
- Mesurer les propriétés géotechniques du remblai hydraulique après déposition;
- Comprendre les conséquences de la ségrégation par fluidisation sur ces propriétés géotechniques.

La première démarche est d'identifier les paramètres physiques et représentatifs des remblais hydrauliques utilisés dans l'industrie minière. La deuxième étape consiste à analyser les matériaux disponibles (un sable et un résidu minier) et à déterminer la proportion des matériaux afin de répondre aux critères préétablis pour la fabrication d'un remblai hydraulique utilisé dans les essais au laboratoire. Le remblai hydraulique issu d'un mélange entre le sable et le résidu minier est ensuite caractérisé afin de déduire les propriétés géotechniques. Un protocole d'essai de laboratoire est établi afin de simuler le remblayage d'un chantier. Après un temps de repos donné, des échantillons sont prélevés pour évaluer la variation des propriétés géotechniques à différentes positions. Les résultats sont finalement analysés et interprétés.

3.2 Origine des matériaux d'essai

Dans cette étude, on cherche à obtenir un matériau dont la taille maximale des grains est de 1 mm (1000 μm) et qui contient au maximum 10% de particules inférieures à 10 μm pour respecter le

critère d'un remblai hydraulique (Thomas, 1979; Lamos & Clark, 1989; Thomas & Holtham, 1989; Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005). Pour atteindre cet objectif, le remblai est fabriqué par un mélange de deux matériaux : un sable et un résidu minier. Le sable provient de la sablière à 650 m à l'est de la ville de Havre Saint Pierre, Québec. Ce sable prélevé par Rio Tinto Fer et Titane (RTFT) a été envoyé au laboratoire de l'Institut de recherche en mines et environnement (IRME) à l'École Polytechnique de Montréal. Le résidu minier provient d'une mine en Abitibi Témiscamingue, Québec. Les matériaux sont stockés dans des barils de 50 gallons. Un processus de cartage a été réalisé et relaté en détails dans les travaux de recherche de Bréard Lanoix (2017) et de Grimard (2018).

3.3 Mélange et composition du remblai hydraulique

La figure 3.1 montre les courbes granulométriques du sable et du résidu minier disponible au laboratoire. Le sable HSP (Havre Saint Pierre) n'a quasiment pas de particules fines inférieures à 10 μm mais contient des particules grossières supérieures à 1000 μm . Le résidu de Canadian Malartic présente une granulométrie trop fine avec un pourcentage de particules inférieures à 10 μm autour de 25%. Individuellement, aucun des deux matériaux disponibles ne répond pas aux critères établis pour la fabrication du remblai hydraulique. Le remblai hydraulique est donc fabriqué à partir d'un mélange de ces deux matériaux.

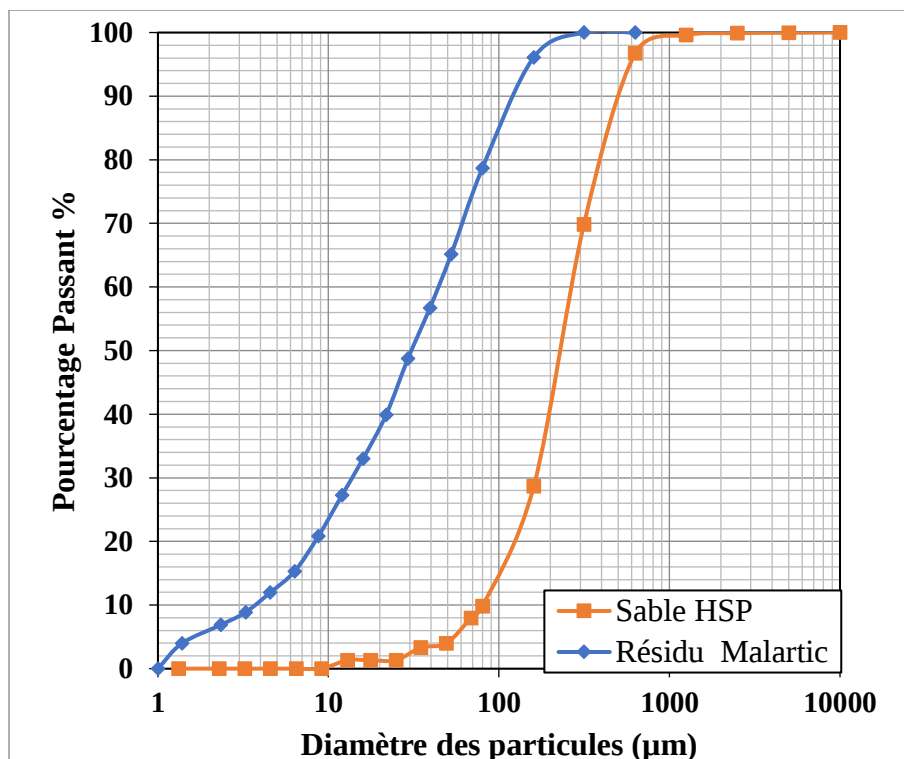


Figure 3.1 : Courbes granulométriques du sable HSP et du résidu minier utilisé.

Avant de procéder au mélange des deux matériaux, le sable HSP est classifié par tamisage. Les particules supérieures à 1000 µm et inférieures à 80 µm sont retirées. Le matériau résultant est mélangé au résidu minier à un pourcentage massique respectif de 80% pour le sable et 20% pour le résidu minier.

La figure 3.2 présente les granulométries des matériaux d'origine et du mélange qui correspond à notre remblai hydraulique obtenu et à utiliser dans les essais de laboratoire. Le remblai obtenu devient un sable silteux (SM) selon la classification USCS, un résidu minier grossier selon la classification de Thomas et Holtham (1989) et un remblai hydraulique selon Potvin et al. (2005).

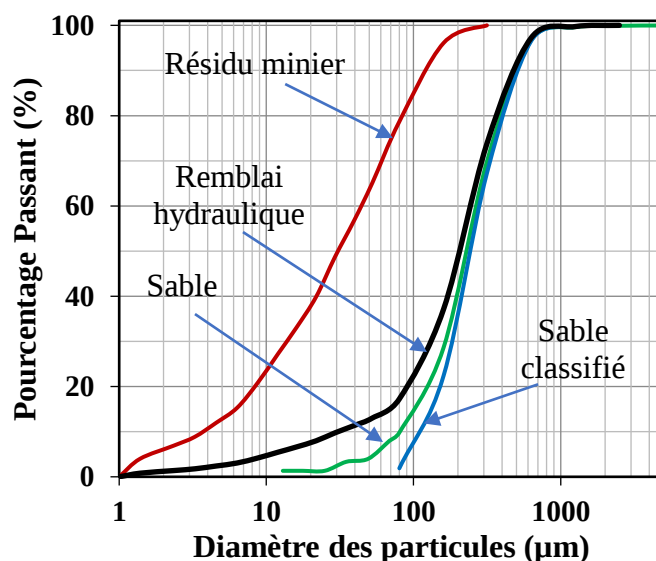


Figure 3.2 : Courbes granulométriques du mélange de remblai hydraulique et des matériaux utilisés.

3.4 Caractérisation du remblai hydraulique

En connaissant la constitution granulométrique nécessaire du remblai hydraulique, trois chaudières de matériaux (deux chaudières de sable HSP classifié et une chaudière de résidus miniers) ont été préparés après le cartage des résidus miniers et du sable HSP classifié. Les mélanges sont ainsi réalisés individuellement en fonction des essais et des masses requises. L'uniformité des échantillons a été assurée par l'utilisation d'un séparateur mécanique à 12 ouvertures. Ce processus a été répété autant que nécessaire pour l'obtention des masses nécessaires pour les essais de granulométrie, de densité relative des grains solides, de compaction, d'indice de vide minimal et maximal et de conductivité hydraulique saturée.

3.4.1 Granulométrie

La norme ASTM D422, 07 a été adoptée pour la détermination de la granulométrie du remblai hydraulique. Le tamisage a permis d'obtenir les portions des particules dont le diamètre est supérieur au tamis 200 correspondant à une dimension de 80 μm. La sédimentométrie a ensuite faite pour obtenir les portions des particules inférieures à 80 μm. Une fois on obtient la granulométrie, le coefficient d'uniformité C_u du remblai hydraulique peut être déterminé par l'équation suivante :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [3.1]$$

où D_{60} et D_{10} sont les diamètres correspondant à 60 et 10% passant. Un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 3 indique que le sol est peu étalé, tandis qu'un C_u supérieur à 6 démontre un matériau très étalé.

Le coefficient de courbure C_c peut être aussi obtenu par la relation suivante :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad [3.2]$$

Avec D_{30} , le diamètre correspondant au pourcentage passant de 30%.

3.4.2 Densité relative des grains solides

La norme ASTM D854, 14 a été suivie pour l'obtention de la densité relative des grains solides constituant le remblai hydraulique. À l'aide de pycnomètres calibrés, trois échantillons uniformes issus de trois mélanges distincts ont été analysés.

3.4.3 Essai de compaction

Des essais de compactage de Proctor modifié ont été réalisés sur le résidu minier, le sable HSP classifié et le remblai hydraulique en suivant la norme ASTM D1557, 12. Un moule de diamètre de 101,6 mm a été utilisé pour les essais de compactage. La masse volumique sèche ρ_d et la teneur en eau ω ont été ensuite estimées. La teneur en eau optimale ω_{opt} , la masse volumique sèche maximale ρ_{dmax} et les courbes de saturation tirées des équations théoriques de Holtz et Kovacs 1991 peuvent être obtenues.

3.4.4 Indice des vides minimal et maximal

L'indice de vide minimal et maximal du remblai hydraulique a été déterminé en suivant les normes ASTM D4253, 16 et ASTM D4254, 16.

Une masse du mélange de remblai hydraulique a été mise dans un moule de volume connu qui a été ensuite placé sur une table vibrante fonctionnant avec des fréquences allant de 50 à 60 hertz pendant un temps déterminé. La masse volumique maximale peut être obtenue avec le volume

minimal que la masse de matériau donnée peut occuper. Avec cette masse volumique maximale et la densité relative des grains, l'indice des vides minimal peut être calculé.

Pour obtenir l'indice de vide maximal, il faut d'abord déterminer la masse volumique minimale en suivant la méthode A de la norme ASTM qui propose une déposition manuelle lente du mélange dans une moule. L'indice des vides maximal est ensuite calculé avec la masse volumique minimale et la densité relative des grains.

Les porosités maximale et minimale sont ensuite calculées à partir des indices de vide maximal et minimal.

3.4.5 Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée du remblai hydraulique après l'ajout de 5% de liant (ciment Portland) a été mesurée en suivant les normes ASTM D2434, 06 et ASTM D5856, 15. Les échantillons utilisés dans les perméamètres à paroi rigides ont été compactés avec la teneur en eau optimum obtenue lors de l'essai de compactage. Des essais à charge constante et à charge variable ont été menés sur les différents échantillons. Les résultats ont été normalisés à une température de 20° C comme prescrit par les normes.

3.5 Résultats d'essais

3.5.1 Granulométrie

La distribution granulométrique du mélange de remblai hydraulique a été obtenue par le tamisage et la sédimentométrie. La figure 3.3 présente les courbes de deux échantillons, qui sont très proches d'une à l'autre. Le pourcentage des particules fines passant le tamis 200 ($< 80 \mu\text{m}$) est en moyenne de 20%, le pourcentage de particules inférieures à $10 \mu\text{m}$ est de 5%. Il est classifié comme un remblai grossier selon la classification de Thomas et Holtham (1989).

Avec les courbes de granulométrie, on obtient un coefficient d'uniformité C_u variant de 4.25 à 9.58 et un coefficient de courbure C_c variant entre 0.96 et 3.06. La valeur de C_c inférieure à 1 et supérieure à 3 indique que le remblai hydraulique est très bien réparti. Le remblai hydraulique est considéré comme un sable silteux (SM) selon la classification USCS (Holtz & Kovacs, 1991). Des essais de limite de plasticité n'ont pas pu être effectués sur le matériau car les résidus miniers issus

des roches dures sont reconnus comme des matériaux peu plastiques (Grimard, 2018). Le remblai hydraulique est donc classifié comme un sable silteux (SM) avec aucune ou peu de trace d'argile.

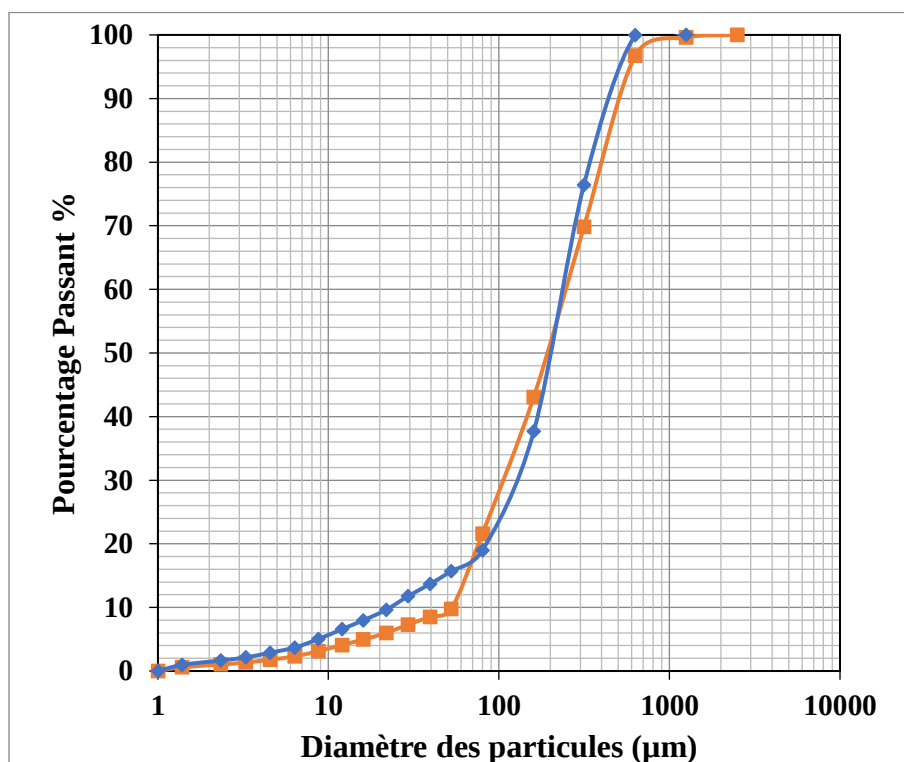


Figure 3.3 : Courbes granulométriques du remblai hydraulique.

3.5.2 Densité relative

Les densités relatives obtenues pour le sable HSP par Bréard Lanoix (2017) et pour le résidu minier par Grimard (2018) ont été mesurées de nouveau. Une valeur moyenne de 2.69 a été obtenue. Après le mélange des matériaux, la densité relative des grains normalisée à une température de 20°C du remblai hydraulique demeure inchangée. Comme démontré au tableau 3.1, et la variation des résultats obtenus respecte la norme (ASTM D854, 14).

Tableau 3.1 : Densité relative des grains solides du remblai hydraulique

Échantillon	Densité relative
1	2.69
2	2.70
3	2.68
Moyenne	2.69

3.5.3 Essai de compactage

Les essais de compactage Proctor modifié comme décrits précédemment ont été appliquées aux trois matériaux (sable HSP classifié, résidu minier et le remblai hydraulique). Les masses volumiques totale (ρ , kg/m³) et sèche (ρ_d , kg/m³) ont été déterminées à partir des équations suivantes (Holtz et Kovacs 1981):

$$\rho = \frac{M_t}{V_t} \quad [3.3]$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega} \quad [3.4]$$

où M_t est la masse totale (= Masse solide M_s + Masse eau M_w) (kg);

V_t est le volume totale (= Volume solide V_s + Volume des vides V_v) (m³);

ρ_d est la masse volumique sèche (kg/m³);

ω est la teneur en eau (= Masse eau M_w / Masse solide M_s).

La courbe obtenue de ces essais permet d'obtenir la masse volumique maximale.

L'indice des vides et le degré de saturation ont été déterminés par les relations suivantes :

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad [3.5]$$

$$S_r = \frac{\omega \rho_s}{e \rho_w} \quad [3.6]$$

où e représente l'indice de vide du matériau compacté;

S_r est le degré de saturation (%);

ρ_w est la masse volumique d'eau (kg/m³).

La figure 3.4 présente la variation de la masse volumique sèche ρ_d en fonction de la teneur en eau ω du sable HSP classifié, obtenue avec l'essai de Proctor modifié ainsi que des courbes théoriques de saturation. On obtient une masse volumique maximale de 1761 kg/m³ à une teneur en eau massique optimale de 12.6%.

La figure 3.5 montre la variation de la masse volumique sèche ρ_d en fonction de l'indice des vides, déterminé à partir de l'essai de compactage Proctor modifié pour le sable HSP classifié. On voit que la masse du sable HSP diminue avec l'augmentation de l'indice des vides.

La figure 3.6 présente la variation de la masse volumique sèche ρ_d du résidu minier en fonction de la teneur en eau ω , obtenue avec l'essai de Proctor modifié ainsi que des courbes théoriques de saturation. On obtient une masse volumique maximale de 1831 kg/m³ à une teneur en eau massique optimale de 14.3%.

La figure 3.7 montre la variation de la masse volumique sèche ρ_d du résidu minier en fonction de l'indice des vides, déterminé à partir de l'essai de compactage Proctor modifié. La masse volumique sèche du résidu minier diminue avec l'augmentation de l'indice des vides.

La figure 3.8 présente la variation de la masse volumique sèche ρ_d du remblai hydraulique en fonction de la teneur en eau ω du mélange, obtenue avec l'essai de compactage Proctor modifié ainsi que des courbes théoriques de saturation. On obtient une masse volumique maximale de 1934 kg/m³ à une teneur en eau massique optimale de 11.5%. Ce résultat concorde avec les résultats des essais de compactage Proctor modifié menés sur les matériaux constitutifs. Les particules plus fines du résidu minier peuvent occuper une partie des pores du sable HSP classifié et donc diminuer l'indice des vides. Le remblai hydraulique affiche une plus grande masse volumique.

La figure 3.9 montre la variation de la masse volumique sèche ρ_d du remblai hydraulique en fonction de l'indice des vides, déterminé à partir de l'essai de compactage Proctor modifié. On y constate aussi une diminution de la masse volumique en fonction de l'augmentation de l'indice des vides.

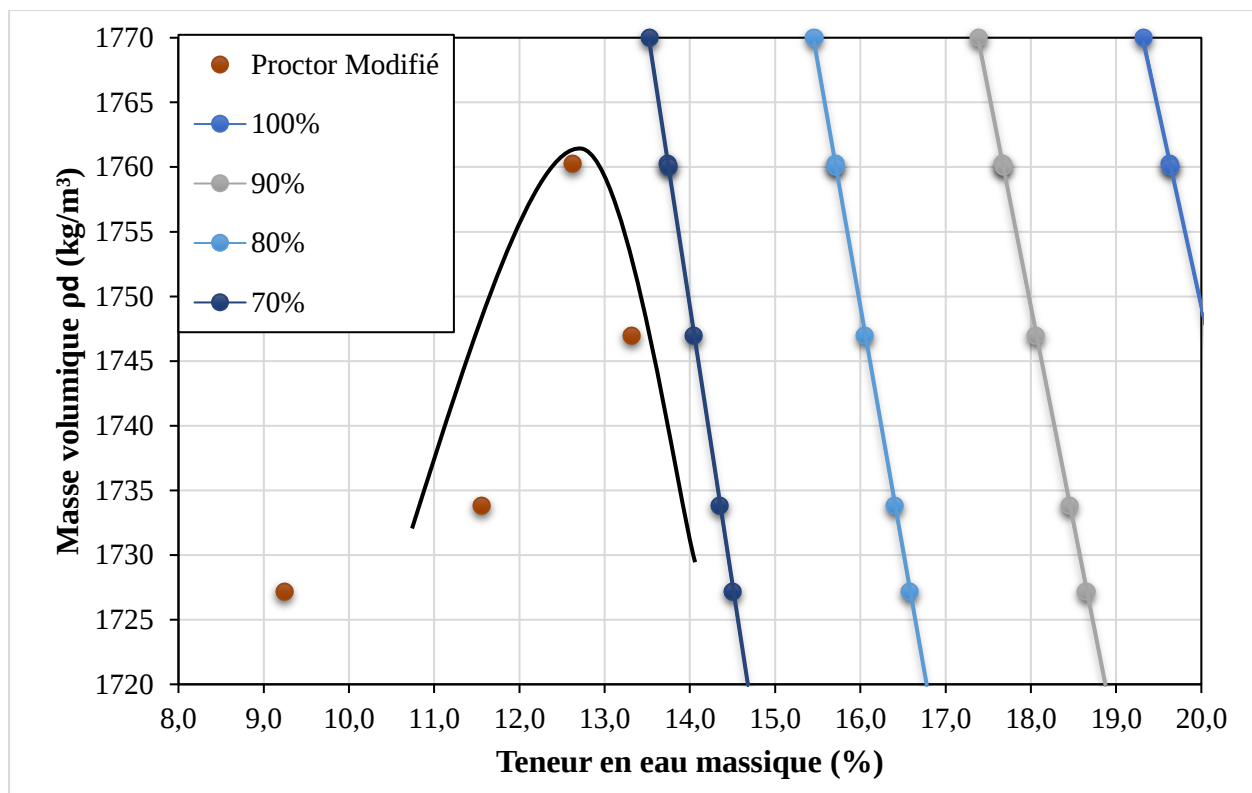


Figure 3.4 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d en fonction de la teneur en eau ω du sable HSP classifié, obtenue avec l'essai de compactage Proctor modifié et des courbes théoriques de saturation.

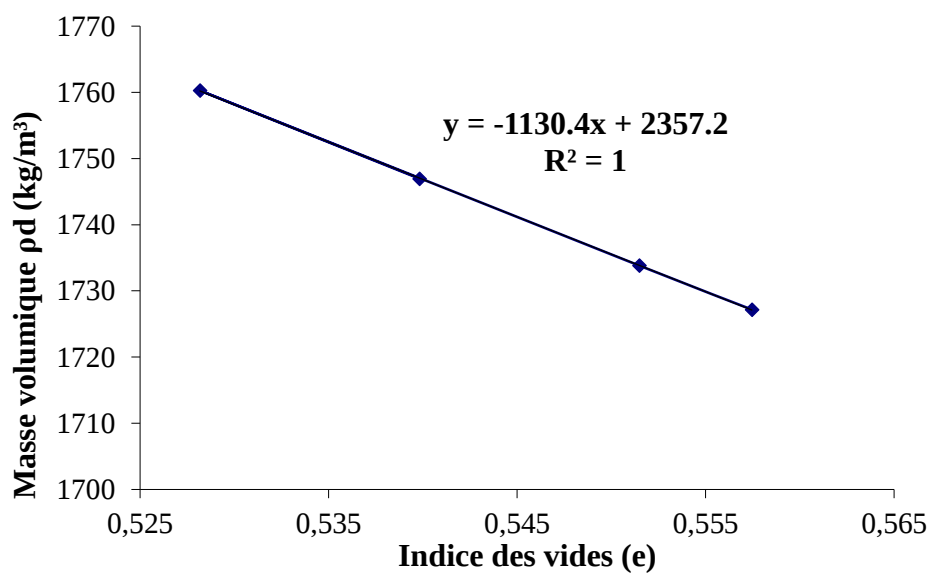


Figure 3.5 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d en fonction de l'indice des vides, déterminé à partir de l'essai de compactage Proctor modifié pour le sable HSP classifié.

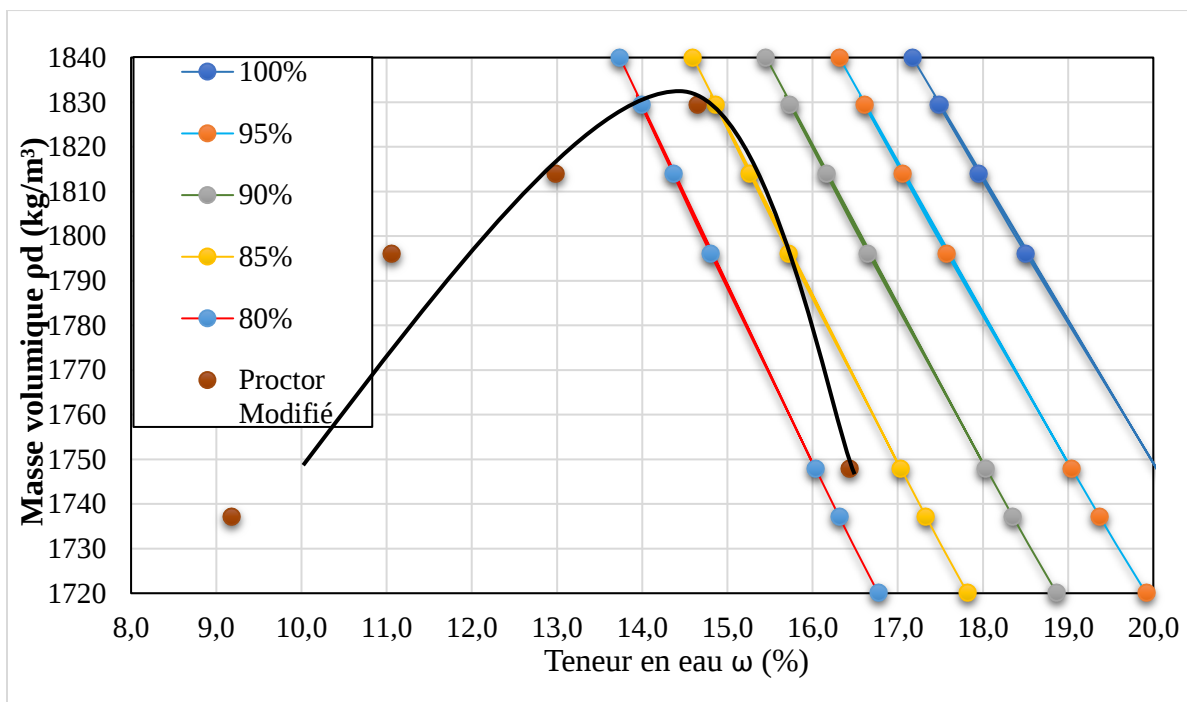


Figure 3.6 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du résidu minier en fonction de la teneur en eau ω et des courbes théoriques de saturation.

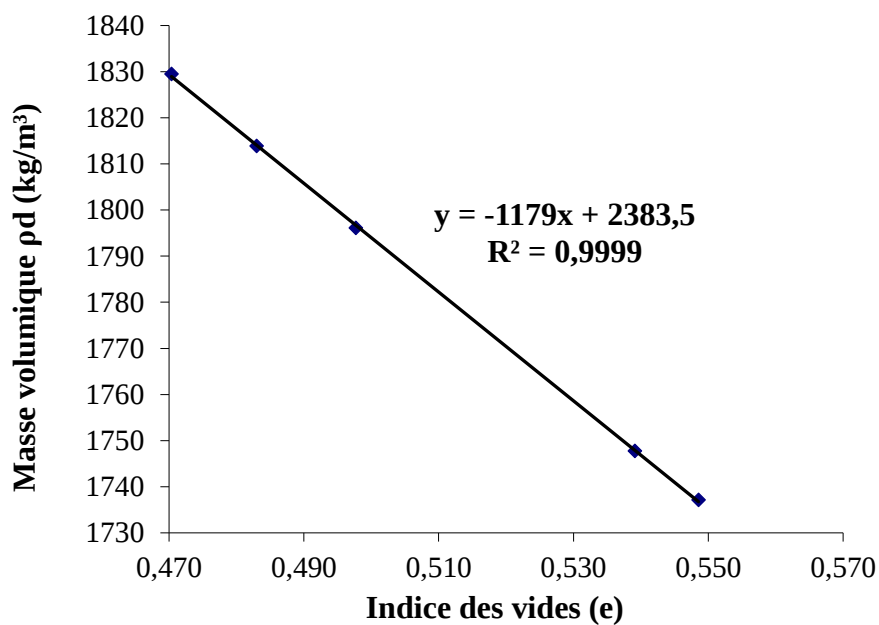


Figure 3.7 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du résidu minier en fonction de l'indice de vide déterminé à partir de l'essai compactage Proctor.

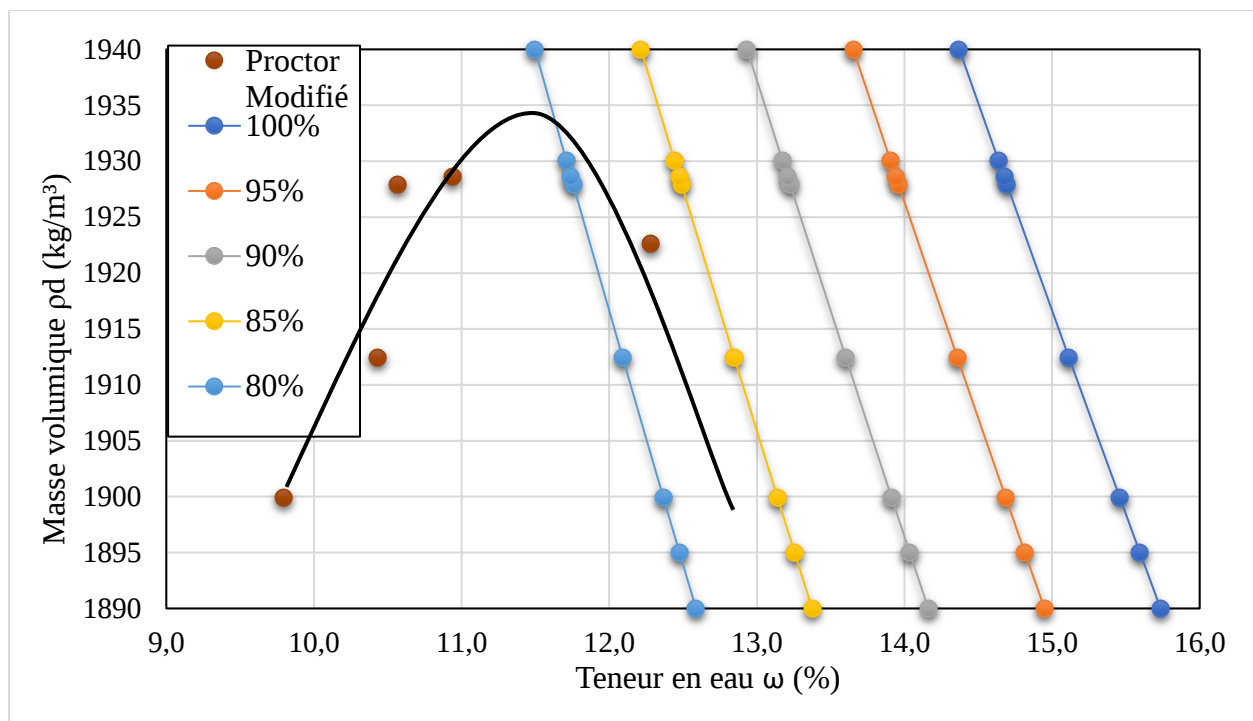


Figure 3.8 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du remblai hydraulique en fonction de la teneur en eau ω obtenue à l'aide des essais de compactage et des courbes théoriques de saturation.

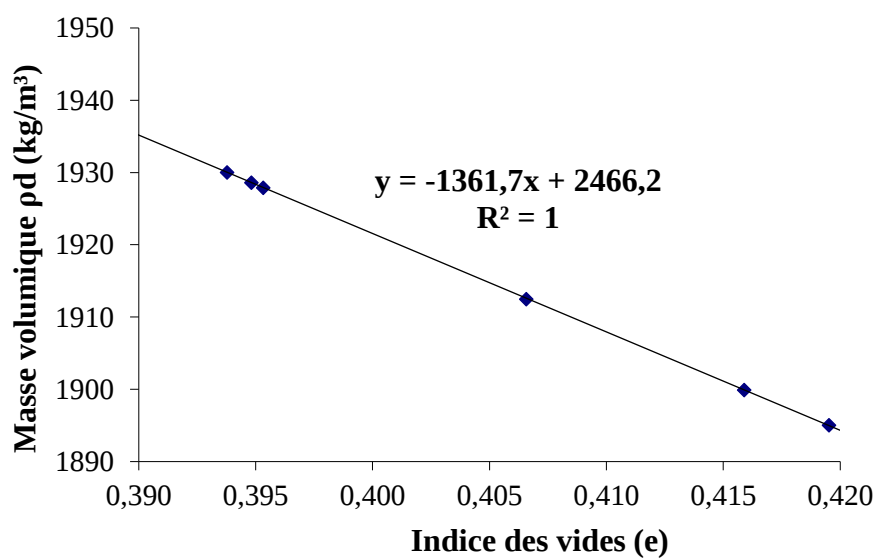


Figure 3.9 : Variation de la masse volumique sèche ρ_d du remblai hydraulique en fonction de l'indice des vides déterminé à partir de l'essai de compactage Proctor.

3.5.4 Indices des vides maximal et minimal

Les indices des vides minimal et maximal du remblai hydraulique ont été mesurés à 0.36 et 0.72, respectivement. Les porosités minimale et maximale calculées à partir des indices des vides sont de 26% et 42%, respectivement.

3.5.5 Conductivité hydraulique saturée

Par les essais de perméabilité à charge constante, la conductivité hydraulique saturée est calculée par l'équation suivante :

•

$$K_{sat} = \frac{Q \times L}{\Delta H \times A} \quad [3.7]$$

où K_{sat} = la conductivité hydraulique saturée (cm/s)

Q le débit traversant le matériau (cm³/s)

L la longueur entre les deux manomètres (cm)

ΔH la différence de charge hydraulique entre les deux manomètres (cm)

A l'aire interne du moule dans la direction perpendiculaire à l'écoulement (cm²).

Par les essais de perméabilité à Charge variable, la conductivité hydraulique saturée est calculée par l'équation suivante :

$$K_{sat} = \frac{a_{in}a_{out}L}{A(T_2 - T_1)(a_{in} + a_{out})} \ln \frac{\Delta H_1(T_1)}{\Delta H_2(T_2)} \quad [3.8]$$

où

a_{in} est l'aire de la burette d'entrée (cm²)

a_{out} est l'aire de la burette de sortie (cm²)

T_1 et T_2 sont deux temps de lecture

H_1 charge hydraulique au temps T_1 (cm)

H_2 charge hydraulique au temps T_2 (cm).

Si les burettes d'entrée et de sortie ont des diamètres internes identiques, c'est-à-dire $a_{in} = a_{out} = a$, l'équation [3.8] devient :

$$K_{sat} = \frac{aL}{2At} \ln \frac{\Delta H_1(T_1)}{\Delta H_2(T_2)}$$

Les valeurs de conductivité hydraulique saturée mesurées sont ensuite normalisées à une température de 20°C par la relation suivante :

$$K_{sat(20^\circ C)} = \frac{K_{sat(T^\circ C)} \times \mu_{(T^\circ C)}}{\mu_{(20^\circ C)}} \quad [3.9]$$

μ représente la viscosité dynamique de l'eau (Pa*s).

Comme expliqué précédemment, la méthode de déposition adoptée pour évaluer la conductivité hydraulique saturée du remblai hydraulique cimenté est la compaction en considérant la teneur en eau à l'optimum obtenue de l'essai de compactage Proctor modifié. La valeur moyenne de la conductivité hydraulique saturée est de 5.6×10^{-6} m/s par les essais à charge constante et de 5.01×10^{-6} m/s par les essais à charge variable. Ces valeurs demeurent assez proches des valeurs typiques de la conductivité hydraulique saturée des remblais hydrauliques. Par exemple, Rankine et al. (2004) et Sivakugan et al. (2013) ont rapporté des valeurs entre 2.8×10^{-7} m/s et 8.3×10^{-6} m/s pour la conductivité hydraulique des remblais hydrauliques en Australie.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: EXPERIMENTAL STUDY OF UCS DISTRIBUTION OF HYDRAULIC BACKFILL ASSOCIATED WITH SEGREGATION

Jean Béket Dalcé, Li Li, Pengyu Yang

Article submitted to Building and Construction Materials in September 2018

Abstract: Stope backfilling with mine wastes has become a common practice in underground mines worldwide. Despite the increasing popularity in paste and rock fills, hydraulic fill made of classified mill tailings and/or sands remains commonly used in many mines. When such a slurried material is placed in a mine stope, a phenomenon known as segregation can take place associated with the quick drainage and consolidation of the hydraulic fill, thereby leading to a heterogeneous fill mass. While numerous publications have focused on the alleviation of segregation, there are few studies on the characterization of the distribution of geotechnical properties within hydraulic fill due to segregation. It is particularly scarce to quantify the spatial variation of the segregation and the resulting geotechnical properties after a backfill is placed in an opening. There is also a gap to quantitatively describe the degree of segregation using an appropriate expression or definition. The aim of this study is to investigate the effect of the segregation on the spatial variation of the geotechnical properties of hydraulic fill. Laboratory tests were performed with the cemented hydraulic backfill prepared with columns of different heights. The experimental results indicate that the segregation takes place and the resulting physical and mechanical properties can vary throughout the columns for samples higher than twice of the standard size. These results also indicate that the mechanical properties of a hydraulic fill obtained in laboratory following the current practice with standard samples may not be representative of the fill mass placed in mine

stopes. Expressions are proposed to quantify the degree of segregation associated with the spatial variation of particle sizes of mine hydraulic backfill.

Keywords: Hydraulic backfill; Segregation; Degree of segregation; Unconfined compression strength; Laboratory tests.

4.1 Introduction

Stope filling with mine wastes has become a common practice in underground mines across the world. Mine backfill can provide a safer working platform or space, improve the ground stability, increase ore recovery, reduce ore dilution, and improve the efficiency of ventilation (Lamos & Clark 1989; Hassani & Archibald 1998; Potvin et al. 2005). The use of mill tailings as backfill materials can also decrease the surface disposal of mine wastes. The environmental impact due to the mine wastes (Nicholson et al. 1989; Dobchuk et al. 2013) and the geohazards associated with their surface storage facilities can thus be reduced (Aubertin et al. 2002).

Despite the popularity of paste backfill, hydraulic backfill (HF) remains widely used in Australia, Canada, China and elsewhere (Liu et al. 2017). A backfill can be classified as paste backfill when the following two criteria are met (Potvin et al. 2005): 1) the backfill contains at least 15% of particles smaller than 20 μm ; 2) the backfill does not bleed water upon deposition. Nowadays, the mill tailings are finer and finer due to improved processing technology. The first criterion can be satisfied by almost all mill (full) tailings produced from hard rock mines (Bussière 2007). In many cases, the second criterion is ignored so that a backfill made of full tailings (called unclassified tailings in China) is generally called paste backfill.

As a saturated or over-saturated granular material would always bleed water following the self-weight consolidation (Li et al. 2013; Zheng et al. 2018a, 2018b), a backfill meeting the

aforementioned second criterion of paste backfill is probably unsaturated (Li and Zheng 2017) and cohesive (due to suction). Its transportation by pipelines can thus be difficult. In practice, more water than needed (to meet the second criterion of paste backfill) is usually added to increase the flowability of the backfill. Pipeline washing before and after each filling cycle is another reason for the increased water content of the backfill. All these planned or unplanned water additions tend to saturate or over saturate the backfill, thereby failing the second criterion of paste backfill. This type of backfill is then sometimes called hydraulic backfill or pulp backfill (to distinguish with the conventional hydraulic backfill).

Hydraulic fill is made of sand and/or deslimed mill tailings (Thomas et al. 1979; Rankine et al. 2006; Sivakugan et al. 2013). A hydraulic backfill should not contain more than 10% of particles smaller than 10 μm (Potvin et al. 2005). In most cases, a portion of fine particles has to be removed through hydrocyclone or other desliming operations. This is the targeted hydraulic backfill (called classified backfill in China) in this study. To ease its pipeline transportation, HF usually contains a lot of water with solids content varying between 65 and 75% (Hassani & Archibald 1998; Potvin et al. 2005; Sivakugan 2008). Binders can be added to produce a cemented hydraulic fill (CHF).

As the content of fine particles is low, hydraulic fill usually has a relatively high hydraulic conductivity, typically in the order of magnitude between 10^{-5} and 10^{-6} m/s (Bates & Wayment 1967; Hassani & Archibald 1998; Grice 2001; Potvin et al. 2005; Rankine & Sivakugan 2005; Sivakugan et al. 2006). Upon deposition in a stope, the drainage and consolidation can take place quickly within HF, leading to the bleeding of free water from the barricades and ponding on the top surface of backfill. The relatively high velocity of upward flow can drive fine particles upward while the downward flow can accelerate the settlement of HF particles. Subsequently, the coarse particles generally tend to settle down, whereas the fine particles can migrate with the water flow

up toward the top of the backfill or down toward the bottom of the stope, depending on their initial position and drainage water flow direction. This results in a heterogeneous fill mass, generally with more fine particles in the upper part and more coarse particles in the lower part. A phenomenon known as segregation occurs.

Segregation was defined as a spatial variation of the physical properties of material (Brown 1939; Mosby et al. 1996). In civil engineering, the segregation of concrete has been well studied (ASTM C1610/C1610M-17; Khayat & Guizani 1997; Bui et al. 2002; Panesar & Shindman 2012; Nili et al. 2017). In mining engineering, segregation is commonly observed in tailings ponds where more coarse particles are located near the discharge points while more fine particles migrate farther (Blight et al. 1985; Blight 1994, 2009). Segregation is also well documented in pipeline transportation (Durand 1953; De Korompay 1974; Turian & Yuan 1977; Thomas et al. 1979; Li et al. 2002; Potvin et al. 2005; Ouattara 2011).

In mine backfilled stopes, the heterogeneity of hydraulic backfill associated with the segregation has been frequently reported (Jerabek & Hartman 1965; Corson 1966, 1970; Coates & Yu 1969; Dickhout 1973; McNay & Hill 1976; Scoble & Piciacchia 1986; Scoble 1991; Fourie et al. 1994; Ouellet et al. 1995; Cooke 2001; Martic et al. 2014; Yang 2016; Liu et al. 2017). Many efforts have been devoted to reducing the segregation by adding flocculent substance (Bardill & Cenis 1960; Corson 1966; McNay & Hill 1976; Wang et al. 2002; Martic et al. 2014). However, few studies have focused on the characterization of segregation and its effect on the physical and mechanical properties of the backfill deposited in the stope. It is particularly scarce to quantify the spatial variation of the segregation and the resulting geotechnical properties after a backfill is deposited in an opening. There is also a gap to quantitatively describe the degree of segregation using an appropriate expression or definition. In this paper, the segregation (and the resulting spatial

variation of physical and mechanical properties) of a cemented hydraulic backfill (CHF) is investigated using laboratory tests performed on CHF samples prepared in columns of different heights. Expression are proposed to quantitatively describe the degree of segregation associated with the spatial variation of particle sizes of hydraulic backfill.

4.2 Material and test procedure

Figure 4.1 shows the test program to investigate the segregation of a hydraulic backfill. The column molds are made of Plexiglas tubes (5 cm in internal diameter) of 15, 25, 50 and 95 cm high, respectively. Backfill samples were prepared in such a way that they would finally settle to 10, 20, 40 and 80 cm high, respectively; calculations were made based on an analytical solution developed for estimating the heights of pond and settled backfill placed in columns, inspired from that of Yang and Li (2017) for rectangular cross-section stopes.

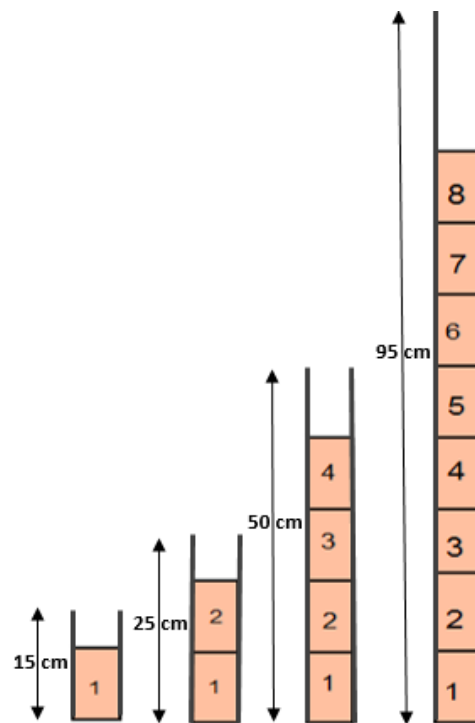


Figure 4.1: Illustration of CHF samples prepared in four columns; the number indicates the position of each sample of 10 cm high

The solids of the HF are composed by 80% of sands (deslimed by sieving) and 20% of mill tailings (from a mine located in the Abitibi region of Quebec, Canada). The solid mixture has a specific gravity of 2.69, a maximum void ratio e_{max} of 0.72, a minimum void ratio e_{min} of 0.36, a porosity n ranging between 26 and 42%, an optimum water content w_{opt} of 11.8% and a maximum dry unit weight γ_d of 19.35 kN/m³. Figure 4.2 shows the particle size distribution of the sand-tailings mixture. It has 5% of fine particles smaller than 10 μm , 10% of particles passing 31 μm , 50% of particles smaller than 214 μm , and a coefficient of uniformity of 8.3. More details of the physical properties of the sand-tailings mixture are summarized in Table 4.1. It is a well graded non-plastic silty sand (SM) based on the USCS classification.

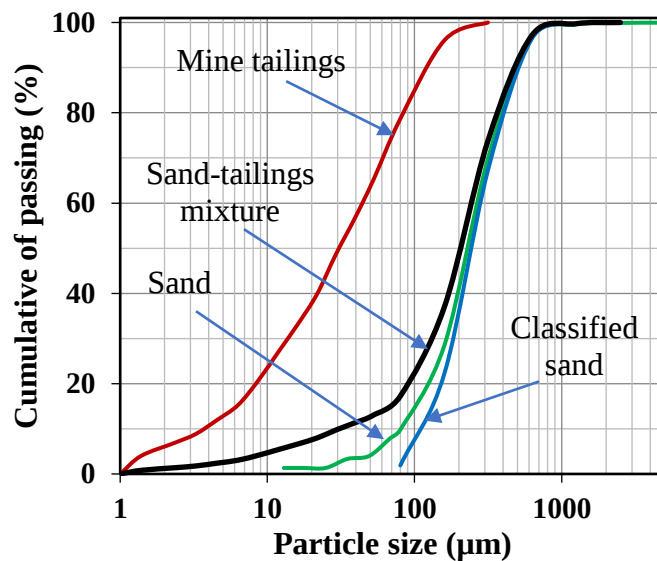


Figure 4.2: Particle size distribution of the sand-tailings mixture used to produce the CHF

Table 4.1 : Physical characteristics of the sand-tailings mixture used to produce CHF

	Physical properties
Specific gravity	2.69
Grain size distribution	
Content of particles < 10 μm (%)	5
D_{10} (μm)	31
D_{30} (μm)	131
D_{50} (μm)	214
D_{60} (μm)	257
D_{90} (μm)	533
Coefficient of uniformity C_u	8.3
Coefficient of curvature C_c	2.2
Maximum void ratio e_{max}	0.72
Minimum void ratio e_{min}	0.36
Optimum water content w_{opt} (%)	11.8
Porosity n (%)	26 - 42
Maximum dry unit weight γ_d (kN/m^3)	19.35

Ordinary Portland cement was used at a ratio of 1:20 (to sand-tailings mixture) to produce a cemented hydraulic backfill having a cement content of 5%. De-aired water was added to produce a CHF of 70% of solids content. The saturated hydraulic conductivity of the CHF is measured to be 2.41×10^{-6} m/s (constant head) and 2.35×10^{-6} m/s (variable head) after 24 h of saturation (ASTM D5856–15).

Figure 4.3 shows the preparation technique adopted in this study, which is mostly like a combined method of water pluviation and slurry deposition (Carraro & Prezzi 2007). The sample was prepared following the steps below:

- 1) Mixture of the sand-tailings with the 5% of Ordinary Portland cement. The mixture is well agitated to make a homogeneous material.
- 2) The mold is first filled with de-aired water by considering the target solid content of the HF. The quantities of both the solids and de-aired water were calculated and measured to make sure the final heights of the consolidated layers after the curing period of 28 days are close to the

wanted height. Thereafter, the CHF solids mixture was slowly poured in the mold. Drainage is not allowed at the base of the mold.

- 3) After the sedimentation of the fill solid particles, the mold filled with the CHF is agitated vigorously by shaking and turning the device upside-down.
- 4) The device is then placed on a horizontal surface to allow the settlement of the backfill under room temperature (22°C) to cure for 28 days. All the columns have an impervious base. No drainage is allowed at the base.

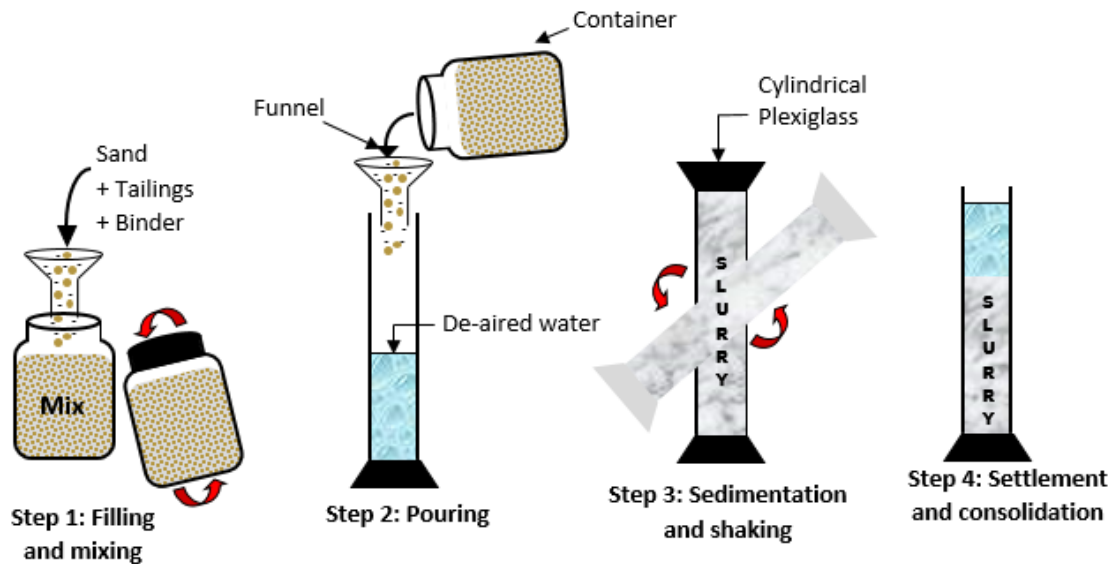


Figure 4.3: Schematic representation of the deposition method of CHF (adapted from Carraro & Prezzi, 2007)

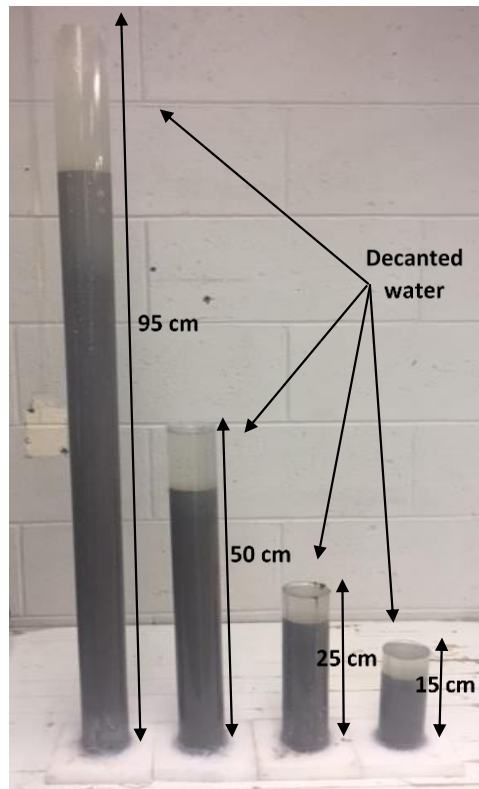


Figure 4.4: Illustration of CHF samples in columns with different heights after the complete settlement

Figure 4.4 shows the different heights of CHF specimens. Water ponding on the top of the backfill is observed due to upward drainage. The thickness of the backfill was reduced as a result of the self-weight consolidation.

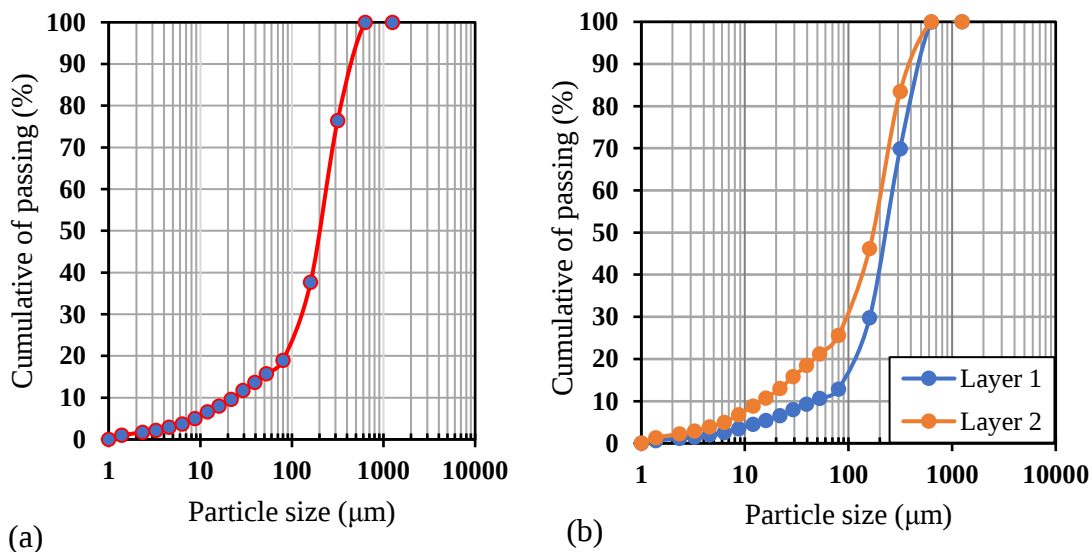
At the curing period of 28 days, the columns were cut into 10 cm long with a rock cutting saw machine. One, two, four and eight samples of 10 cm high were obtained with the columns of 15, 20, 50 and 95 cm high, respectively. The samples of 5 cm in diameter and 10 cm high were tested to measure their uniaxial compressive strength (UCS), with each test repeated three times. The test program thus included 45 unconfined compression tests. The tests were performed following the ASTM standard developed for cylindrical concrete specimens (ASTM C39/C39M–12).

After the uniaxial compression tests, the crushed samples were collected to measure the particle size distribution of the backfill located at different elevations of different columns. Two additional columns of 10 cm and 80 cm high were added to define the variation of the geotechnical characteristics as porosity and density of the CHF due to segregation. The samples are 2 cm high for the 10 cm column (resulting in 5 samples), and 5 cm for the 80 cm column (resulting in 15 samples).

4.3 Test results and interpretation

The particle size distribution, porosity and the bulk density have been determined for different layers of settled backfill in the columns. Typical results are presented in the following.

Figure 4.5 illustrates the variation of the particle size distribution curves of the CHF after a curing period of 28 days with the different columns. Layer 1 represents the base layer of the column while Layers 2, 3 and so on represent the layers at higher elevations. For the column of 10 cm (Fig. 4.5a), the addition of binder in the HF has an effect to increase the percentage of the fines particle ($< 80 \mu\text{m}$), but few effects on the portion of the coarse particles. The D_{10} of the CHF reduced to $25 \mu\text{m}$, compared to $31 \mu\text{m}$ of the HF (see Fig. 2 and Table 1). This increase in the fine particle portion can affect the hydraulic properties of the backfill (Thomas et al. 1979).



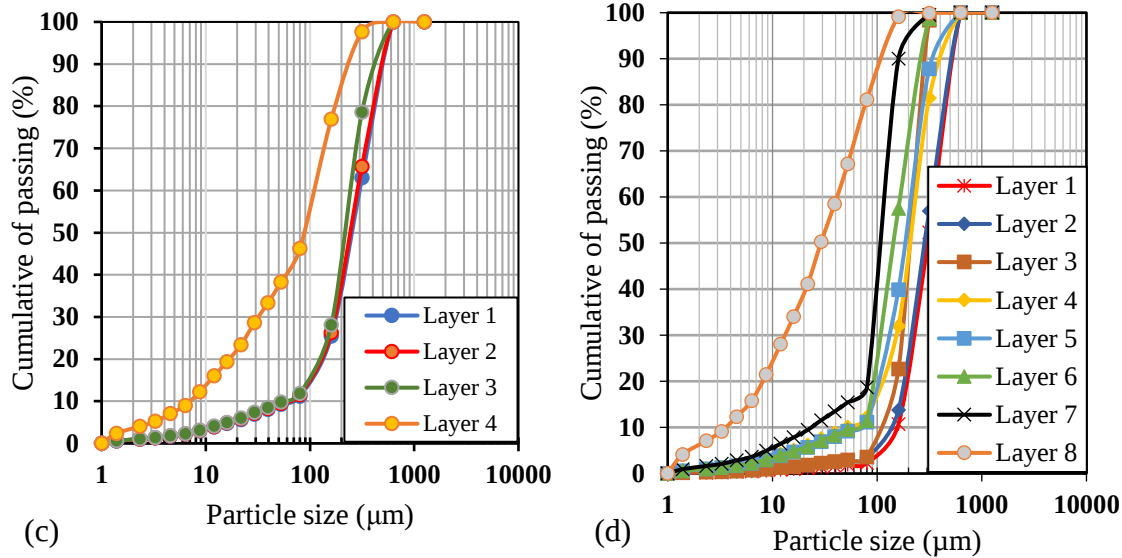


Figure 4.5: Particle size distributions of the different layers of the CHF after settlement and curing: (a) 10 cm; (b) (20 cm); (c) 40 cm; (d) 80 cm (Layers 1 to 8 indicate the locations of the layers from the base to top of the column).

For the column of 20 cm (Fig. 4.5b), two grain size distributions curves were obtained with the lower (Layer 1) and upper (Layer 2) samples. It can be seen that the CHF of Layer 1 is quite coarse with a D_{10} close to that of the HF. However, the content of fine particles of Layer 2 increases significantly with a D_{10} close to 10 μm, compared to 31 μm of the HF (see Fig. 4.2 and Table 4.1).

For the column of 40 cm (Fig. 4.5c), Layers 1, 2 and 3 show almost the similar grains size distribution, while Layer 4 represents fines material with 46.2% of particles smaller than 80 μm.

For the column of 80 cm (Fig. 4.5d), the particle size distribution curves show that the content of fine particles generally increases from the bottom to the top of the settled backfill. The two bottom layers (Layers 1 and 2) are the coarsest with a D_{10} close to 150 μm, while the two top layers (Layers 7 and 8) are the finest with a D_{10} of 3.5 μm and more than 80% of fine particles (< 80 μm). These results indicate that the very coarse CHF, classified as a silty sand (SM), has changed to a clean sand at the bottom, or a sandy silt (ML) on the top, or something intermediate between the

clean sand and ML between the bottom and the top, depending on the sample positions (elevations). An upward migration of fine particles occurred. Accordingly, an initially homogenous slurried backfill ended by the formation of a heterogeneous material due to the fluidization segregation. In addition, the considerable difference between the particle size distribution curve of the top layer (Layer 8) and those of the other layers (Layers 1 to 7) indicates that Layer 8 probably contains much more particles of cement and has a higher cement content than Layers 1 to 7. This is confirmed by the strength test results showed below.

From the different particle size distribution curves shown in Figures 4.5a to 4.5d, one can note that the degree of segregation and the migration of fine particles (including cement) increase as the size of the samples increases. This clearly indicates that the test results obtained with standard test samples can be not representative the CHF mass of mine stopes.

Figure 4.6 shows the variation of the D_{50} (size of particles 50% passing) along the height of the settled backfill within the columns of 20 cm (Fig. 4.6a), 40 cm (Fig. 4.6b) and 80 cm (Fig. 4.6c), respectively. For the column of 10 cm, the D_{50} is close to the HF shown in Figure 4.5a. For the column of 20 cm (Fig. 4.6a), the D_{50} decreases from bottom to top layers with 230 μm for Layer 1 and 180 μm for Layer 2. For the column of 40 cm (Fig. 4.6b), one sees a slight decrease in the D_{50} of the three lower layers from the bottom toward the top with an average value of 235 μm . A significant decrease of the D_{50} is observed for the top layer with a value of 90 μm . For the column of 80 cm (Fig. 4.6c), a clear general trend can be seen with a decrease of the D_{50} as the elevation of the layer increases.

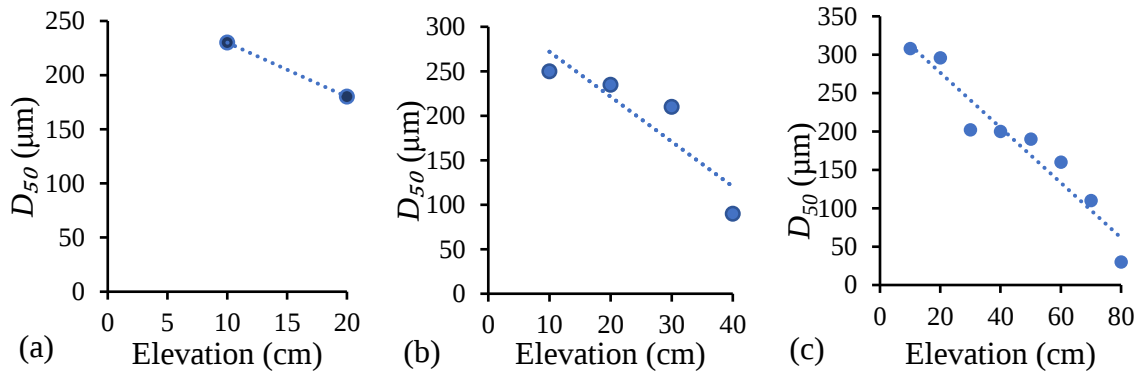


Figure 4.6: Variation of the D_{50} (size of 50% of particles passing) along the height of settled backfill for the columns of (a) 20 cm, (b) 40 cm and (c) 80 cm, respectively.

Figure 4.7 demonstrates the variation of the porosity n along the height of the settled backfill of the columns 10 and 80 cm high respectively. As an alternative of the void ratio, the variation of the porosity can partly reflect the effect of segregation on the geotechnical properties of the CHF. For the column of 10 cm (Fig. 4.7a), the porosity of the three lower layers of measurement is almost the same with a value of 0.3. An increase was observed for the two top layers of measurement with a value of 0.35 at the top of the fill. For the column of 80 cm (Fig. 4.7b), the porosity remains almost constant along the height between 5 and 60 cm with a value of around 0.36. Near the top between 65 and 75 cm of the settled backfill, the porosity becomes much larger with a value of 0.49 for the top layer. These results indicate that the top layers of the settled backfill are more porous than the lower layers. These results are in line with those reported by Sivakugan et al. (2005) and Potvin et al. (2005), who reported some porosity values in the range of 0.36 to 0.49 for settled hydraulic backfill.

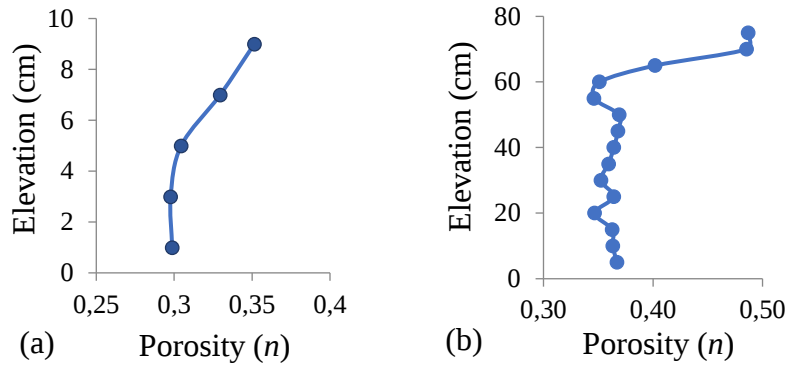


Figure 4.7: Variation of the porosity along the height of settled backfill for columns: (a) 10 cm; (b) 80 cm

Figure 4.8 demonstrates the variation of the bulk density ρ_d along the height of the settled backfill of the columns 10 and 80 cm high, respectively. For the column of 10 cm (Fig. 4.8a), the bulk density remains almost constant along the height of the low part and decreases with the elevation near the upper part of the settled backfill. For the column of 80 cm (Fig. 4.8b), almost constant bulk density along the height between 5 and 60 cm was observed. Near the upper part of the settled backfill, the bulk density decreases with the elevation between 65 and 75 cm. These results are consistent with the measured values of porosity shown in Figure 4.7.

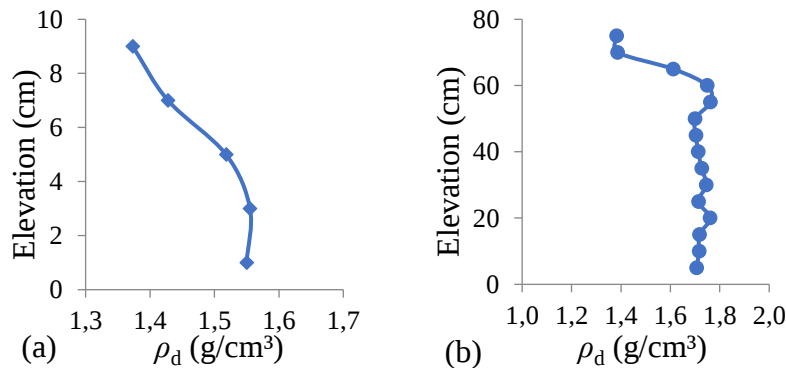


Figure 4.8: Variation of the bulk density along the height of settled backfill for different columns: (a) 10 cm; (b) 80 cm.

Figure 4.9 shows the variation of the *UCS* along the height of backfilled columns (note that the abscissa is elevation interval, not elevation). For each of the 80, 40, 20 and 10 cm high settled

specimens, three columns of CHF have been prepared and tested. The force obtained has been converted into pressure as a function of the diameter of the sample. Despite dispersion, the repeatability of the test results is quite good for each height and at every elevation. For the samples of 10 cm high columns, the measured *UCS* varies between 92 and 141 kPa with an average value of 121 kPa. For the samples of 20 cm high columns, the *UCS* of the lower part (between 0 and 10 cm) are almost the same as the results of the 10 cm high column, but the *UCS* of the upper part (between 10 and 20 cm) exhibit slightly lower values than the lower part or the 10 cm high column. For the samples of 40 cm high columns, the bottom part (between 0 and 10 cm) show little strength with a minimum of 9 kPa, a maximum of 15 kPa and an average of 12 kPa. From 10 to 40 cm, the samples have a *UCS* close to that of the upper part of the 20 cm high columns. The samples of the 80 cm high columns exhibit a mechanical behavior quite similar to that of the 40 cm high columns. From 0 to 20 cm, the samples show a strength almost the same as the lower part of the bottom part between 0 and 10 cm of the 40 cm high column with an average *UCS* of 12 kPa. From 20 to 70 cm, the *UCS* of the samples are close to those of the 10 cm and 20 cm columns. The top layer between 70 and 80 cm shows a considerable higher strength than the other part of the columns with an average *UCS* of 370 kPa.

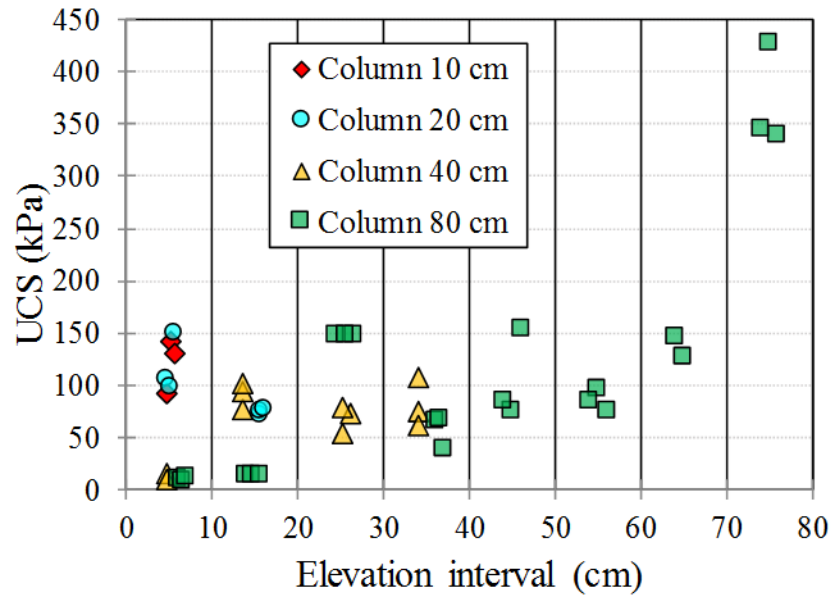


Figure 4.9: Variations of the UCS of CHF samples taken from specimens with the height of 10, 20, 40 and 80 cm columns.

These results are quite straightforward. When the samples columns are short as those of 10 cm and 20 cm high, segregation takes place. But the space of migration for the fine particles and cement is limited. The effect of the segregation in terms of *UCS* can be insignificant. When the samples columns are longer, the migration of fine particles and cements can become more significant. The loss of cement near the bottom leads to very low strength while the accumulation of cement near the top results in much higher strength than other parts of the fill mass.

4.4 Degree of segregation

The variations of the particle size distribution curves shown in Figure 4.5 along with the distribution of D_{50} shown in Figure 4.6 clearly indicate the occurrence of segregation of the CHF. Several standards have been proposed to measure the degree of segregation resistance, mainly including the assessment of static segregation for self-consolidated concrete using penetration test in field (ASTM C1712-17) and using column technique in laboratory (ASTM C1610/C1610M-17). The former consists to measure the settlement of coarse particles of concrete through the penetration depth of a tube in a filled container. This penetration depth allows to

estimate qualitatively the degree of segregation resistance, which can thus be described as resistant, moderately resistant or not resistant. The latter consists to compare the masses of coarse particles at the bottom and top of a column, which can be expressed as the following equation (ASTM C1610/C1610M-17):

$$\begin{aligned} S &= 2(CA_B - CA_T)/(CA_B + CA_T), & \text{if } CA_B > CA_T \\ S &= 0, & \text{if } CA_B \leq CA_T \end{aligned} \quad (4.1)$$

where S is the static segregation, CA_T and CA_B are the masses of coarse aggregate in the top and bottom sections of the column, respectively.

However, these qualitative methods for describing the segregation (including Eq. 4.1) neglects the effect of the deposition methods, the dynamic displacement of the fine particles (and its content), and space (distance) variation of different size particles. To overcome (partly) these limitations, the following expression is proposed to quantify the degree of segregation:

$$SD = \left| \frac{\Delta D_{50}}{\Delta l} \right| \quad (4.2)$$

where SD is the degree of segregation; ΔD_{50} is the increment of the D_{50} with the distance increment Δl .

By applying Eq. (4.2), one can draw the distribution of the SD with the elevation for each column as shown in Figure 4.10 for the columns of 40 and 80 cm, respectively. One can also obtain the average degrees of segregation SD of $5.3 \mu\text{m}/\text{cm}$ (or 5.3×10^{-4}) and $3.6 \mu\text{m}/\text{cm}$ (or 3.6×10^{-4}) for the columns of 40 and 80 cm, respectively.

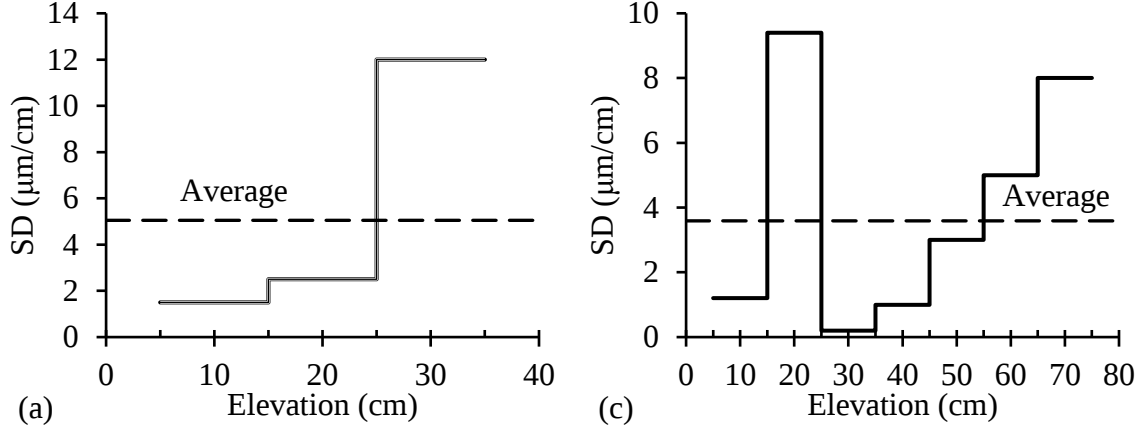


Figure 4.10: Variation of the SD along the height of settled backfill for the columns of (a) 40 cm and (b) 80 cm, respectively.

The degree of segregation defined by Eq. (4.2) can give a quantitative description of the D_{50} from one point to another. It can be used to describe the segregation of natural soils or tailings. However, this definition does not refer to the initial particle size distribution of the backfill. In addition, there is no a clear correlation between the SD distributions and the distributions of the UCS or other physical properties. Another expression is thus proposed for quantitatively describing the degree of segregation:

$$DS = \frac{|\overline{\Delta D_{50}}|}{\Delta l} \quad (4.3)$$

where DS is the degree of segregation; Δl is the distance increment; $|\overline{\Delta D_{50}}|$ is the average difference between the D_{50} of settled backfill and the D_{50} of original slurried backfill, expressed as follows:

$$|\overline{\Delta D_{50}}| = \frac{\sum_{i=1}^N |D_{50,i} - D_{50,0}|}{N} \quad (4.4)$$

where N is the number of surveys; $D_{50,0}$ is the D_{50} of the initial slurried backfill; $D_{50,i}$ is the D_{50} of the slurried backfill at the i^{th} point of survey.

Figure 4.11 shows the distribution of the DS with the elevation for the columns of 40 and 80 cm, respectively. One sees that the segregation of the settled backfill based on the definition of Eq.

(4.3) shows high degrees of segregation near the bottom and top parts and less degree of segregation near the mid-height of the samples. This distribution has a better correlation with the distribution of the UCS shown in Figure 4.9. Eq. (4.3) is thus suggested to quantitatively describe the degree of segregation for backfill.

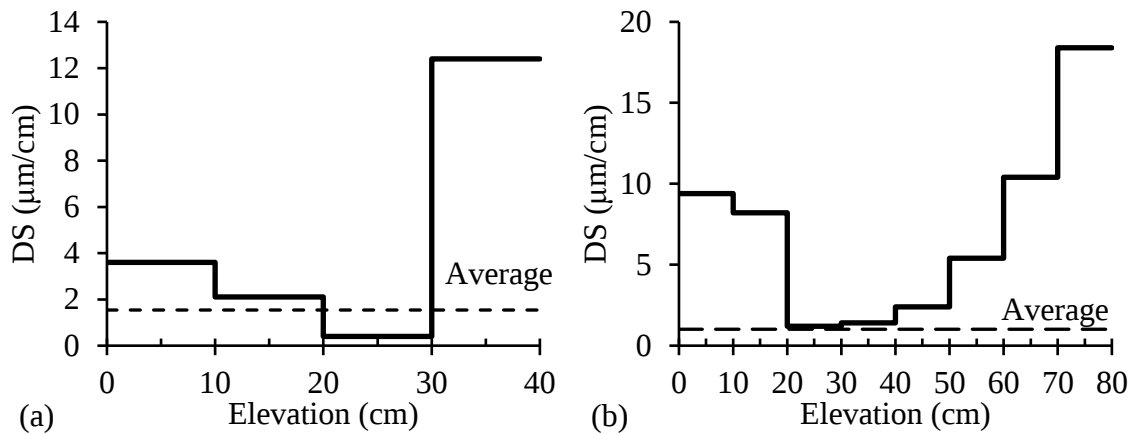


Figure 4.11: Variation of the D_{50} along the height of settled backfill for the columns of (a) 40 cm and (b) 80 cm, respectively.

4.5 Discussion

The segregation of cemented hydraulic fill is investigated using CHF samples prepared and cured in Plexiglas tubes. The occurrence of segregation and its effect on the physical and mechanical properties of the settled backfill have been shown. However, the test program involves some limitations. More work is needed to improve the understanding of the mechanical behavior of the slurried backfill.

In this study, Plexiglas tubes of 5 cm in diameter have been used to obtain standard cylinder samples of the CHF for the uniaxial compression tests. With such columns of small diameter, arching effect can take place during the self-weight consolidation of the slurried backfill. More tests can be done with larger diameter columns to investigate the size effect on the physical and mechanical properties of the backfill.

It is noted that the test program only involved one recipe having one particle size distribution curve, one solid content and one cement content. More tests are thus needed to investigate the influence of these factors on the degree of segregation and physical and mechanical properties of the CHF.

In this study, no drainage was allowed through the base of columns. The drainage occurred toward the surface of the backfill. This led to loss of fine particles and cement near the bottom but accumulation of fine particles and cement near the top for the columns of 40 and 80 cm. These results can be representative of backfilled stopes when the barricades are impervious or when the draining system are inefficient. Otherwise, drainage can take place toward the top and the bottom. Apart from the migration of fine particles and cement, the drainage through the barricades may also lead to loss of fine particles and binders (Yilmaz et al. 2015). More tests are needed to see the influence of the base-drainage on the degree of segregation and resulting spatial variation of the physical and mechanical properties of the fill mass.

In this study, one generally observed two types of failure during the unconfined compression tests: diagonal shear (Fig. 4.12a) and vertical split (Fig. 4.12b). For a given recipe, Liu et al. (2017) have shown that the specimens generally exhibit higher UCS under diagonal shear failure mode than under vertical split failure mode. In this study, however, the samples at the bottom showed diagonal shear failure mode (Fig. 4.12a) while all the samples taken from the top of the backfilled columns showed vertical split failure mode (Fig. 4.12b). As the top samples contain much more cement than the base samples, the top samples are much stronger than the base samples although the former exhibits split failure while the latter exhibits diagonal shear failure.

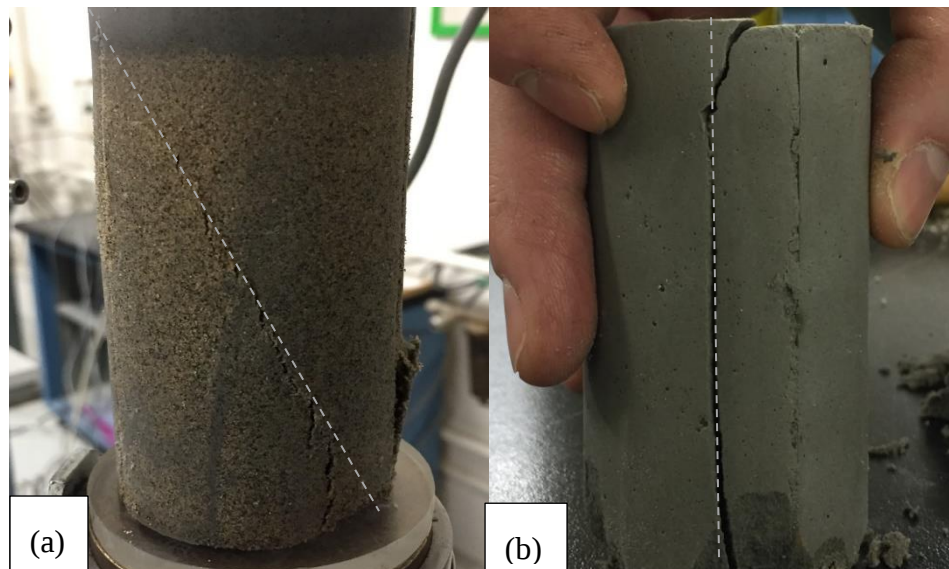


Figure 4.12: Typical failure modes of cylindrical cemented hydraulic fill submitted to uniaxial compressive tests: a) diagonal shear, b) vertical split (or columnar split)

In this study, two expressions have been proposed to quantitatively describe the degree of segregation. Eq. 4.2 is mostly useful for describing the segregation of tailings or natural soils while Eq. 4.3 is suggested to describe the degree of segregation of mine backfill. However, it should be noted that only the spatial variation of D_{50} was considered here to have a simple definition. More representative expressions can be defined by including other key parameters, such as D_{10} , D_{30} , D_{60} and even C_u and C_c of the material.

Finally, the results indicated that the strength tests with standard samples of 5 cm in diameter and 10 cm high may not be representative of the strength of fill mass in backfilled stopes with cemented hydraulic backfill. More work is needed to establish a model that can be used to estimate the strength distribution of the fill mass placed in the stopes.

4.6 Conclusion

Upon deposition of the cemented hydraulic fill, segregation of fill particles takes place and significantly influences the physical and mechanical properties of the backfill placed in the openings. However, there are few studies on the characterization of the distribution of mechanical property within hydraulic fill due to segregation. It is particularly scarce to quantify the spatial variation of the segregation and the resulting geotechnical properties after a backfill is placed in an opening. There is also a gap to quantitatively characterize the degree of segregation using an appropriate expression or definition. In order to fill these gaps, laboratory tests were performed with different heights of samples prepared in Plexiglas columns. A part of the experimental results is presented in the paper. The main findings are summarized as follows:

- When the sample columns are small, segregation can take place. But the migration of fine particles and binder is restricted within limited space. The effect of the segregation on the mechanical properties is not significant.

- When the samples columns are high, the migration of fine particles and cement can significantly affect the spatial distribution of the physical and mechanical properties of the settled backfill.
- The results also indicate that the UCS tests with standard samples of 5 cm in diameter and 10 cm high can provide a good estimation for the most part of the large samples. But it can largely overestimate the strength of bottom part and underestimate the strength of the top part of the fill mass when the hydraulic backfill is confined in an opening under based-undrained condition. This represents the case where the backfill is placed in a mine stope with an undrained barricade.
- This work paves the way for establishing a model that can be used to estimate the spatial distribution of the strength of fill mass settled in a mine stope.
- Finally, two expressions were proposed to quantitatively describe the degree of segregation. Eq. 4.2 is mostly useful for describing the segregation of tailings or natural soils. Eq. 4.3 is suggested to describe the degree of segregation of mine backfill.
- More work is necessary by considering varying materials and base-drainage conditions.

Acknowledgment

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (402318), Fonds de recherche du Québec—Nature et Technologies (2015-MI-191676), Mitacs Elevate Postdoctoral Fellowship (IT08484), and the industrial partners of the Research Institute on Mines and Environment (RIME UQAT-Polytechnique; <http://rime-irme.ca/>).

References

- ASTM C39/C39M–12 (2012). Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM International.
- ASTM C1610/C1610M–17 (2017). Standard test method for static segregation of self-consolidating concrete using column technique. ASTM International.
- ASTM C1712–17 (2017). Test Method for rapid assessment of static segregation resistance of self-consolidating concrete using penetration test. ASTM International.

- ASTM D5856–15 (2015). Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter. ASTM International.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers: manuel sur cédérom; Montréal, Québec: Presses Internationales Polytechnique.
- Bardill, J. D., & Cenis, D. L. (1960). *Studies of several flocculants to improve hydraulic backfill characteristics*. Washington, DC, United States: Bureau of Mines.
- Bates, R. C., & Wayment, W. R. (1967). *Laboratory study of factors influencing waterflow in mine backfill - classified mill tailings*. Washington, DC, United States: Bureau of Mines.
- Blight, G. E. (1994). Master profile for hydraulic fill tailings beaches. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering*, 107(1), 27-40.
- Blight, G. E. (2009). Geotechnical engineering for mine waste storage facilities. CRC Press.
- Blight, G. E., Thomson, R. R., & Vorster, K. (1985). Profiles of hydraulic-fill tailings beaches, and seepage through hydraulically sorted tailings. *Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, 85(5), 157-161.
- Bui, V. K., Montgomery, D., Hinczak, I., & Turner, K. (2002). Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, 32(9), 1489-1496.
- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 1019-1052.
- Brown, R. L. (1939). The fundamental principles of segregation. *The Institute of Fuel*, 13, 15-23.
- Carraro, J. A. H., & Prezzi, M. (2007). A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. *Geotechnical Testing Journal*, 31(1), 1-11.
- Coates, D. F., & Yu, Y. S. (1969). Analysis of grading effects on hydraulic and consolidated fill. *Canadian Mining and Metallurgical Bulletin*, 62(683), 279-284.
- Cooke, R. (2001). Design procedure for hydraulic backfill distribution systems. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 101(2), 97-102.

- Corson, D. R. (1966). *Laboratory study of effect of cement and dispersant additives on hydraulic backfill*. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines; Report of Investigation No.6831.
- Corson, D. R. (1970). *Stabilization of hydraulic backfill with Portland cement: including results with other additives*. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines; Report of Investigation No.7327.
- De Korompay, V. (1974). Review of hydraulic transportation systems for mine backfill. EMR, Canada, *Mines Branch Report*, 74, 118.
- Dickhout, M. H. (1973). The role and behaviour of fill in mining. In *Jubilee Symposium on Mine Filling*, North West Queensland, Australia, 1-11.
- Dobchuk, B., Nichol, C., Wilson, G. W., & Aubertin, M. (2013). Evaluation of a single-layer desulphurized tailings cover. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(7), 777-792.
- Durand, R. (1953). Basic relationships of the transportation of solids in pipes-experimental research. In *Int. Assoc. Hydr. Res., 5th Congr.* Minneapolis, 1953.
- Fourie, A. B., Copeland, A. M., & Barrett, A. J. (1994). Optimisation of the as-placed properties of hydraulic backfill. *The Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 94(8), 199-209.
- Grice, A. G. (2001). Recent minefill developments in Australia. In *Minefill 2001: 7th International Symposium on Mining with Backfill*, 351-357.
- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). *Mine backfill*. Montréal: Institut canadien des mines, de la métallurgie et du pétrole (ICM).
- Jerabek, F., & Hartman, H. (1965). Investigation of segregation and compressibility in discharged fill slurry. *Transactions of Society of Mining Engineers*, 232 18-23.
- Khayat, K. H., & Guizani, Z. (1997). Use of viscosity-modifying admixture to enhance stability of fluid concrete. *Materials Journal*, 94(4), 332-340.
- Lamos, A. W., & Clark, I. H. (1989). The influence of Material composition and sample geometry on the strength of cemented backfill. In *Innovations in Mining Backfill Technology*, Rotterdam, 89-94.

- Li, L., Alvarez, I. C., Aubertin, J.D. (2013). Self-weight consolidation of a slurried deposition: tests and interpretation. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 7(2), 205-213.
- Li, L., & Zheng, J. (2017). A conceptual analytical solution for estimating the short-term pressure of paste fill varying from viscous to liquid state, placed in mine stopes. In 70th Years of Canadian Geotechnics and Geoscience, Ottawa, 643-650.
- Li, M., Bernier, L., & Boucher, J.-F. (2002). Rheology of mineral pastes and its implications on underground pipeline delivery [CD-ROM]. In *Proceedings of Symposium 2002 on Environment and Mines*. Rouyn-Noranda, QC: Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum.
- Liu, G., Li, L., Yao, M., Landry, D., Malek, F., Yang, X., & Guo, L., (2017). An investigation of the uniaxial compressive strength of a cemented hydraulic backfill made of alluvial sand. *Minerals*, 7(1), 4.
- McNay, L. M., & Hill, J. R. (1976). *The strength of cemented hydraulic sandfill modified by flocculants* (Vol. 8126). U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines.
- Martic, Z., Gelson, J., Brás, H., Xu, Q., & Brosko, W. (2014). New perspectives for cemented hydraulic fill with chemical technologies. In *Proceedings of the Eleventh International Symposium on Mining with Backfill*, Perth, Australia.
- Mosby, J., Silva, S. R. d., & Enstad, G. G. (1996). Segregation of particulate materials mechanisms and testers. *KONA Powder and Particle Journal*, 14, 31-43.
- Nicholson, R. V., Gillham, R. W., Cherry, J. A., & Reardon, E. J. (1989). Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 1-8.
- Nili, M., Razmara, M., Nili, M., & Razmara, P. (2017). Proposing new methods to appraise segregation resistance of self-consolidating concrete based on electrical resistivity. *Construction and Building Materials*, 146, 192-198.
- Ouattara, D. (2011). *Étude des propriétés rhéologiques de résidus miniers densifiés*. Mémoire de maîtrise (Génie minéral), École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.

- Ouellet J, Bussière B., & Gagnon, G. (1995) Simulation numérique du remblayage d'un chantier de mine avec du remblai hydraulique cimenté: élaboration du modèle. *3rd Can. Conf. on Computer Applications in the Mineral Industry*, Montréal, 331-339.
- Panesar, D. K., & Shindman, B. (2012). The effect of segregation on transport and durability properties of self consolidating concrete. *Cement and Concrete Research*, 42(2), 252-264.
- Potvin, Y., Thomas, E. G., & Fourie, A. B. (2005). *Handbook on mine fill*. Nedlands, Western Australia: Australian Centre for Geomechanics.
- Rankine, K. J., & Sivakugan, N. (2005). Drainage characteristics and behavior of hydraulically placed mine fill and fill barricades. In *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12 - 16 September 2005, Osaka, Japan, vol. 2, pp. 579-582. AA Balkema.
- Rankine, K. J., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2006). Emplaced Geotechnical Characteristics of Hydraulic Fills in a number of Australian Mines. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(1), 1-14.
- Scoble, M. J., & Piciacchia, L. (1986). Hydraulic backfill design to optimize support and cost effectiveness. *Mining Science and Technology*, 4(1), 75-85.
- Scoble, M. J. (1991). *Ingénierie des remblais souterrains : étude commandée par le Centre de recherches minérales*. Sainte-Foy, Québec: Centre de recherches minérales.
- Sivakugan, N. (2008). Drainage issues and stress developments within hydraulic fill mine stopes. *Australian Journal of Civil Engineering*, 5(1), 61-70.
- Sivakugan, N., Rankine, K., Lovisa, J., & Hall, W. (2013). Flow rate computations in hydraulic fill mine stopes. *Indian Geotechnical Journal*, 43(3), 195-202.
- Sivakugan, N., Rankine, K., & Rankine, R. (2005). *Geotechnical aspects of hydraulic filling of underground mine stopes in Australia*. Elsevier Geo-Engineering Book Series, 3, 513-538.
- Sivakugan, N., Rankine, K. J., & Rankine, K. S. (2006). Study of drainage through hydraulic fill stopes using method of fragments. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(1), 79-89.
- Thomas, E. G., Nantel, L. H., & Notley, K. R. (1979). *Fill technology in underground metalliferous mines*. Kingston, Ontario, Canada: International Academic Services.

- Turian, R. M., & Yuan, T.-F. (1977). Flow of slurries in pipelines. *American Institute of Chemical Engineers Journal*, 23(3), 232-243.
- Wang, C., Tannant, H. D., Padrutt, A., & Millette, D. (2002). Influence of admixtures on cemented backfill strength. *Mineral Resources Engineering*, 11 (03), 261-270.
- Yang, P.Y. (2016). Investigation of the Geomechanical Behavior of Mine Backfill and its Interaction with Rock Walls and Barricades. Ph.D. Thesis, École Polytechnique de Montréal.
- Yang, P. Y., & Li, L. (2017). Evolution of water table and pore water pressure in stopes with submerged hydraulic fill. *International Journal of Geomechanics*, 17(9): 04017052.
- Yilmaz, E., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2015). Specimen size effect on strength behavior of cemented paste backfills subjected to different placement conditions. *Engineering Geology*, 185, 52-62.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., Pabst, T. (2018). An analytical solution of Gibson's model for estimating pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part I: Pervious base. *Indian Geotechnical Journal*, 48 (1), 72-83.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., Pabst, T. (2018). An analytical solution of Gibson's model for estimating pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part II: Impervious base. *Indian Geotechnical Journal*, 48 (1), 188-195.

CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE

La revue de littérature donnée dans le chapitre 2 montre que la plupart des solutions développées pour évaluer la stabilité et la résistance nécessaire des remblais exposés latéralement ou à la base ont considéré des remblais homogènes, à l'exception de la solution de Li (2014a) dans laquelle la masse du remblai dans un chantier est composée d'un bloc de bouchon et d'un bloc de remblayage résiduel. Cela exige que les remblais déposés dans les chantiers doivent être homogènes. Cela pourrait être vrai pour les remblais en pâte strictement définis dans les manuels de remblais miniers (Hassani et Archibald 1998; Potvin et al. 2005), mais pas forcément vrai pour les autres remblais.

On rappelle qu'un remblai est considéré comme un remblai en pâte lorsque les deux critères suivants sont satisfaits (Potvin et al. 2005):

- 1) Au moins 15% des particules fines inférieures à 20 μm ;
- 2) Aucun saignement d'eau libre après la déposition.

Comme la plupart des résidus miniers dans les mines modernes de roche dure satisfont le premier critère, une tendance générale est d'appeler un remblai fabriqué des résidus miniers de tout venant (full tailings) comme remblai en pâte sans veiller à la validité du critère 2, qui exige usuellement un pourcentage de solides en masse entre 75 et 85%. Dans la pratique, il est très difficile de respecter le critère 2. Selon nous, un remblai en pâte satisfaisant le critère 2 est un remblai non-saturé avec une cohésion apparente en raison de la succion. Lorsqu'un remblai saturé est déposé, le drainage et la consolidation auront inévitablement lieu, menant au saignement d'eau (Li et Zheng 2017; Zheng 2018). Puisqu'un tel remblai est non seulement difficile à transporter, mais aussi difficile d'assurer des planchers horizontaux ou des contacts serrés entre les remblais et les toits des chantiers, plus d'eau que nécessaire est souvent ajoutée dans les remblais. Ce type de remblai qui satisfait le critère 1, mais pas le critère 2 est continuellement appelé remblai en pâte.

Lorsque le remblai en pâte contient plus d'eau que nécessaire, le drainage et la consolidation peuvent avoir lieu à la déposition dans un chantier et des particules fines peuvent migrer avec l'écoulement d'eau du drainage. Cela peut conduire à la formation de ségrégation et l'hétérogénéité du remblai.

La ségrégation peut devenir plus prononcée lorsque le remblai a une conductivité élevée tel le cas d'un remblai hydraulique, qui, par définition, contient au maximum 10% des particules fines inférieures à 10 μm (Potvin et al. 2005).

Comme les remblais hydrauliques contiennent beaucoup moins de particules fines, la conductivité hydraulique peut être très grande. En même temps, le transport de ce type de remblai par conduits exige qu'il contient beaucoup d'eau. Lors de la déposition dans un chantier, le drainage et la consolidation peuvent avoir lieu très rapidement. L'écoulement d'eau rapide accompagnée du drainage et de la consolidation peut entraîner la migration importante des particules fines. Les particules grossières ont toujours tendance à sédimenter rapidement vers le bas, tandis que les particules fines peuvent migrer vers le haut ou vers le bas, selon la direction de l'écoulement d'eau du drainage. La ségrégation a lieu et le remblai peut devenir hétérogène avec des propriétés mécaniques non-uniformes.

La ségrégation est un phénomène bien connu pour le remblai hydraulique. Cependant, il y a peu de travaux pour quantifier le degré de ségrégation et la distribution spatiale des propriétés physiques et mécaniques associée avec la ségrégation des remblais.

Dans le chapitre 4 de ce mémoire, on a étudié la ségrégation et son influence sur la distribution des propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique à l'aide des échantillons préparés dans des tubes de différentes hauteurs. Une partie des résultats a été présentée dans un article accepté de conférence très sélective. Plus de détails ont été présentés dans un article de revue soumis.

On peut constater que la ségrégation a eu lieu dans tous les tubes allant de 10 à 80 cm de hauteur. En général, on trouve plus de particules fines et de ciment (selon la couleur et la résistance) en haut des tubes et plus de particules grossières à la base. Cela est assez facile à comprendre puisque la base des tubes sont étanches et la seule direction de drainage est vers le haut. Les analyses ont montré aussi que la porosité est plus élevée et la densité est plus petite dans la partie proche de la surface du remblai sédimenté.

Pour les colonnes de 80 cm de hauteur, on constate que la résistance en compression uniaxiale n'est pas uniforme à travers la hauteur de la colonne. Elle augmente en fonction de l'élévation dans la colonne. Elle a une valeur minimale (beaucoup plus faible que la résistance en compression uniaxiale des colonnes de 10 cm de hauteur) à la base, des valeurs intermédiaires (comparables à la résistance en compression uniaxiale des colonnes de 10 cm de hauteur) à travers la majorité de

la hauteur, et atteint sa valeur maximale (considérablement plus grande que la résistance en compression uniaxiale des colonnes de 10 cm de hauteur) au sommet de la colonne.

Pour les colonnes de 40 cm, la résistance en compression uniaxiale montre également une distribution non-uniforme. À la base, elle a toujours une valeur minimale, qui est beaucoup plus faible que la résistance en compression uniaxiale des colonnes de 10 cm de hauteur. Sur le reste de la hauteur dans les colonnes, elle a des valeurs plus grandes, mais légèrement plus petites que la résistance en compression uniaxiale des colonnes de 10 cm de hauteur.

Pour les colonnes de 20 cm, la résistance en compression uniaxiale montre aussi une certaine non-uniformité de la base vers le haut. Cependant, elle montre des valeurs plus grandes à la base par rapport à celles au sommet. À la base, la résistance en compression uniaxiale est comparable à celle des colonnes de 10 cm de hauteur. Au sommet, elle est légèrement plus faible que la résistance en compression uniaxiale des colonnes de 10 cm de hauteur.

À partir de ses résultats, on peut conclure que la résistance en compression uniaxiale d'un remblai hydraulique est contrôlée par la granulométrie et la teneur en ciment. Pour les colonnes de 40 et 80 cm de hauteur, les particules sont beaucoup plus fines aux parties supérieures qu'à la base (voir les figures 4.5 et 4.6). La distribution des résistances en compression uniaxiale des colonnes ne peut s'expliquer que par la teneur de ciment plus grande aux parties supérieures des colonnes. Cela est confirmé par les couleurs des échantillons.

Ces résultats montrent aussi que la résistance en compression uniaxiale obtenue à partir des échantillons standard n'est pas représentative pour des remblais hydrauliques de différentes hauteurs en raison de la ségrégation, qui mène à la formation d'une masse de remblai non-homogène. En général, l'utilisation de la résistance déterminée par des échantillons de dimension standard a la tendance de surestimer les résistances mécaniques à la base du chantier et de sous-estimer les résistances mécaniques des remblais aux parties supérieures du chantier dans le cas des barricades étanches sans drainage vers le bas. Une question se pose : comment évaluer la distribution spatiale des propriétés géotechniques en fonction de la ségrégation dans un chantier? Pour répondre à cette question, on a d'abord besoin d'une description quantitative du degré de ségrégation.

La revue de littérature montre qu'il n'existe pas encore une définition du degré de ségrégation appropriée pour décrire quantitativement la ségrégation. On a donc proposé une première expression

(Eq. 4-2), qui consiste à décrire la variation de la taille D_{50} sur une distance donnée. Le degré de ségrégation est donc décrit par le gradient de D_{50} . Cette définition pourrait être intéressante pour décrire le degré de ségrégation des résidus miniers dans les parcs ou celui des roches stériles dans les haldes. L'avantage de cette définition est sa simplicité à appliquer, sans la nécessité de connaître le D_{50} du matériau initial. Pour les remblais hydrauliques, on a constaté que la distribution des degrés de ségrégation des remblais sédimentés n'a pas de forte corrélation avec la distribution des résistances en compression uniaxiale. On a donc proposé une deuxième définition (Eq. 4-3 et 4.4), qui est décrite par la différence moyenne entre les tailles D_{50} actuelles et la valeur initiale de D_{50} sur une distance donnée. On trouve alors une certaine corrélation entre la distribution des degrés de ségrégation des remblais sédimentés et la distribution des résistances en compression uniaxiale. Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour rendre les définitions de degré de ségrégation plus représentatives, incluant d'autres paramètres caractéristiques des courbes de granulométrie tels les D_{10} , D_{30} , D_{60} , D_{90} , C_u et C_c . Plus de travaux sont aussi nécessaires pour établir une relation qui décrit la résistance en compression uniaxiale comme une fonction du degré de ségrégation, de la position de considération, de la teneur en ciment, de la taille initiale de D_{50} , et peut-être d'autres paramètres d'influence.

Quoique les résultats obtenus sont très intéressants, il est important de souligner les limitations des essais menés dans le contexte de ce mémoire.

Premièrement, on devrait constater que tous les échantillons ont été préparés à l'aide des tubes de 5 cm de diamètre. Comme il s'agit d'un remblai hydraulique, l'effet d'arche peut être un phénomène important lors du curage du remblai dans les colonnes de 20 à 80 cm de hauteur. Plus de travaux sont nécessaires avec des tubes de différents diamètres pour étudier l'effet d'échelle des échantillons et des tubes.

Deuxièmement, on devrait constater que tous les essais ont été réalisés avec un seul remblai hydraulique, une seule teneur en ciment et à un seul temps de cure. Plus d'essais sont nécessaires avec différentes recettes de remblai et en considérant différentes granulométries, pourcentage de solides et teneurs en ciment à différentes périodes de repos.

Troisièmement, on devrait constater que tous les échantillons ont été préparés avec des tubes étanches à la base. À la déposition du remblai hydraulique dans les tubes, la seule direction possible du drainage est vers le haut, impossible vers le bas. Ce type d'essais est parfois appelé essais non-

drainés. Cette terminologie est problématique puisque s'il n'y a pas de drainage, il n'y a pas d'écoulement d'eau et il n'y a pas migration de particules fines, ni de ségrégation. Il est plus rigoureux de définir ces essais comme des essais non-drainés à la base (« base-undrained tests », une terminologie proposée par Prof. Li Li lors d'une communication personnelle). Sur les terrains, ce type d'essais correspond au cas où la barricade est imperméable ou lorsque les systèmes de drainage ne sont pas efficaces. Dans beaucoup de cas, les barricades sont perméables ou avec des systèmes de drainage pour permettre un drainage rapide des chantiers remblayés. Lorsqu'un remblai hydraulique est déposé dans un chantier avec des barricades drainantes, le drainage et la migration des particules fines et de ciment peuvent se diriger vers le haut et vers le bas. Quand des particules fines et de ciment sont entraînés par l'écoulement d'eau à travers la barricade, on peut attendre à ce qu'il y ait des pertes de particules fines et de ciment dans le chantier. Ce phénomène est connu comme le lessivage du chantier. Le lessivage et la perte de ciment peuvent mener à la formation d'une masse de remblai plus faible par rapport à la conception initiale. Ces aspects n'ont pas été pris en compte dans les études de ce mémoire. Plus de travaux sont donc nécessaires pour étudier la variation spatiale et la variation temporelle de la résistance mécanique du remblai en considérant le drainage à la base.

Finalement, il faut noter qu'une géométrie circulaire a été adoptée pour étudier la variation des propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique. Sur le terrain, il y a rarement des chantiers ayant une section horizontale circulaire. Pour la plupart des cas, les chantiers miniers sont rectangulaires. Plus de travaux sont donc nécessaires pour étudier la variation spatiale et temporelle des propriétés physiques et mécaniques dans un chantier rectangulaire et à dimensions plus grandes.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La revue de littérature présentée dans le chapitre 2 montre que pratiquement toutes les solutions analytiques ou numériques développées pour analyser la stabilité ou pour déterminer les résistances nécessaires des remblais exposés latéralement ou à la base ont considéré des remblais homogènes avec des propriétés géotechniques uniformes. Cela exige que les remblais mis en place dans les chantiers soient homogènes depuis la déposition jusqu'à l'exposition. On souvent considère que c'est bien le cas avec des remblais en pâte. Or, la revue de littérature présentée dans ce mémoire révèle qu'il y a une différence importante entre le remblai en pâte défini dans les manuels de remblais miniers (Hassani et Archibald 1998; Potvin et al. 2005) et le remblai en pâte réellement utilisé sur le terrain dans les mines en souterrain. On rappelle qu'un remblai est défini comme un remblai en pâte lorsqu'il satisfait les deux critères suivants (Potvin et al. 2005) :

- 1) Le remblai doit contenir au moins 15% des particules fines inférieures à 20 μm ;
- 2) Le remblai ne doit avoir aucun saignement d'eau libre après la déposition dans un chantier.

Dans la pratique, le premier critère est souvent respecté lorsque le remblai est fabriqué avec des résidus miniers produits dans les mines modernes de roches dures. Cependant, le deuxième critère est souvent ignoré puisqu'un remblai en pâte satisfaisant ce critère sans traitements spéciaux (ajout de superplastifiant, par exemple) est très difficile à appliquer dans les chantiers. Selon nous, un remblai satisfaisant le deuxième critère est un matériau non-saturé avec une cohésion apparente en raison de la succion (Li et Zheng 2017; Zheng 2018). Un tel remblai en pâte serait non seulement difficile à transporter, mais aussi difficile d'assurer des planchers horizontaux ou des contacts serrés entre les remblais et les toits des chantiers. Plus d'eau que nécessaire est souvent ajoutée dans les remblais. Ce type de remblai qui satisfait le premier critère mais pas le deuxième critère est continuellement appelé remblai en pâte. Lorsque le remblai en pâte contient plus d'eau que nécessaire, le drainage et la consolidation peuvent avoir lieu à la déposition dans un chantier. Des particules fines peuvent migrer avec l'écoulement d'eau du drainage. Cela peut conduire à la formation de ségrégation et l'hétérogénéité du remblai.

Lorsqu'un remblai hydraulique est utilisé dans un chantier, la ségrégation peut devenir un phénomène beaucoup plus remarqué puisque ce type de remblai peut contenir beaucoup d'eau pour

faciliter le transport par tuyaux et beaucoup moins de particules fines. La conductivité hydraulique est très élevée. Lorsqu'il est déposé dans un chantier, le drainage rapide conduit inévitablement à la ségrégation du remblai et à l'hétérogénéité du matériau. Bien que ce soit un phénomène bien connu et beaucoup de publications ont été portées sur le sujet, peu ou pas de travaux pour quantifier la distribution spatiale des propriétés géotechniques le long de la hauteur des remblais.

L'objectif premier de cette étude est de montrer l'effet de la ségrégation sur les propriétés géotechniques d'un remblai hydraulique dans un chantier. Pour atteindre cet objectif, une série d'essais a été réalisée premièrement pour mieux comprendre le mécanisme de ségrégation prépondérant lors de la déposition du remblai dans le chantier et deuxièmement pour investiguer quantitativement l'influence de la ségrégation sur la distribution des propriétés géotechniques du remblai déposé dans une ouverture. La première démarche a été de caractériser les matériaux choisis pour constituer le mélange de remblai, qui représente un remblai hydraulique typique respectant les critères d'un remblai hydraulique.

Afin d'assurer la représentativité des échantillons et la répétabilité des essais, la méthode de déposition hydraulique a été adoptée après quartage de chaque échantillon. Les quantités d'eau et de liant ainsi que la masse de solides pour chaque échantillon ont été calculées à l'aide des formules disponibles (Potvin et al. 2005; Yang & Li, 2017).

À notre connaissance, l'instrumentation et les essais présentés dans ce mémoire sont assez originaux parce que la ségrégation et son influence sur la distribution des propriétés géotechnique ont été étudiées, pour la première fois, par des échantillons préparés dans des colonnes de différentes hauteurs. Les résultats issus de différents essais expérimentaux présentés dans ce mémoire contribuent à une meilleure compréhension de la ségrégation ainsi que la conséquence de la ségrégation lors de la déposition d'un remblai hydraulique dans un chantier. Les principales conclusions et recommandations issues de cette étude sont présentées dans ce qui suit.

6.1 Conclusions

À partir des essais de laboratoire, des interprétations et des analyses des résultats expérimentaux, on peut tirer des conclusions principales comme ce qui suit :

- La ségrégation des particules survient lors de la déposition du remblai et se produit par la fluidisation au cours du drainage et de la consolidation du remblai dans le chantier. Les

particules grossières se retrouvent à la base des colonnes, les particules fines et le ciment remontent en surface. Le remblai devient un amas hétérogène avec des strates en concentration de particules fines et de ciment plus élevées en surface.

- Les propriétés géotechniques du remblai diffèrent d'un point à l'autre le long de la hauteur des colonnes.
- La porosité augmente avec l'élévation le long de la hauteur du remblai dans les colonnes. Les couches riches en particules fines présentent un indice de vide plus élevé que les couches de matériaux grossiers sous-jacents.
- Le poids volumique diminue avec l'élévation le long de la hauteur du remblai dans les colonnes.
- La résistance mécanique développée dans les colonnes varie en fonction de l'élévation le long de la hauteur due à la variation des particules fines et de la teneur en liant. Cette dernière est plus faible à la base et plus élevée en surface. La résistance mécanique déterminée à l'aide des essais de compression uniaxiale sur des échantillons de dimension standard peut surestimer la résistance mécanique atteinte à la base, mais sous-estimer la résistance mécanique atteinte dans les couches supérieures.
- La résistance mécanique obtenue par les essais au laboratoire avec des échantillons de dimension standard peut être non-représentative de la distribution spatiale des résistances mécaniques des remblais déposés dans les chantiers.
- Les modes de rupture des éprouvettes soumises à la compression simple sont influencées par la teneur en ciment et la concentration des particules fines. Les échantillons avec une plus grande teneur de particules fines et de ciment montrent une rupture en traction avec des fissures parallèles à l'axe des éprouvettes tandis que ceux avec peu de particules fines et de ciment montrent une rupture diagonale.
- Deux définitions ont été proposées pour décrire quantitativement le degré de ségrégation. La première consiste à décrire la variation de la taille D_{50} sur une distance donnée et le degré de ségrégation est décrit par le gradient de D_{50} . L'application de cette définition est simple sans la nécessité de connaître la taille initiale de D_{50} du matériau. Cette définition pourrait être intéressante pour décrire le degré de ségrégation des résidus miniers dans les parcs ou celui

des roches stériles dans les haldes. La deuxième définition consiste à décrire la différence moyenne entre les tailles D_{50} actuelles et la valeur initiale de D_{50} sur une distance donnée. Elle peut d'être appliquée pour décrire la ségrégation des remblais hydrauliques. Ce degré de ségrégation, en intégrant le D_{50} du matériau initial, montre une bonne corrélation avec la distribution des propriétés géotechniques du remblai dans les colonnes.

6.2 Recommandations

Ce mémoire constitue une ouverture vers des études plus poussées sur l'hétérogénéité du remblai associée avec la ségrégation des particules. Plus de travaux sont nécessaires pour mieux comprendre et quantifier la variation des propriétés géotechniques en fonction du degré de ségrégation, qui à son tour dépend de plusieurs facteurs. Quelques recommandations sont proposées dans ce qui suit :

- Cette étude a montré la variation de certaines propriétés géotechniques. Il serait également intéressant d'investiguer d'autres propriétés géotechniques telles l'angle de frottement interne, la résistance à la traction, la conductivité hydraulique, etc.
- Dans cette étude, tous les échantillons ont été préparés à l'aide des tubes de 5 cm de diamètre. Plus de travaux sont nécessaires avec différents diamètres de tubes pour étudier l'effet d'échelle sur les propriétés géotechniques.
- Dans cette étude, tous les essais ont été réalisés avec une seule recette (un seul pourcentage de solides et une seule teneur en ciment) à un seul temps de cure. Plus d'essais sont nécessaires avec différentes recettes de remblai, en considérant différentes granulométries, pourcentage de solides et teneurs en ciment à différentes périodes de repos.
- Cette étude a permis de vérifier la variation spatiale des propriétés géotechniques en lien avec la ségrégation des particules. Il serait intéressant d'effectuer des simulations numériques à l'aide d'un logiciel comme SEEP/W pour simuler l'accumulation d'eau à la surface des différentes colonnes en fonction du temps. Cela permettra d'avoir une estimation de la conductivité hydraulique du remblai dans les colonnes.
- Dans cette étude, la ségrégation a été observée en raison du drainage dans une seule direction vers le haut. Cela représente le cas où la barricade d'un chantier remblayé est étanche. Dans la

pratique, les barricades peuvent être drainantes et permettent aussi le drainage vers le bas. Plus de travaux sont nécessaires pour étudier la variation de la ségrégation et la variation spatiale et temporelle des propriétés géotechniques en fonction des conditions de drainage à la base.

- Deux définitions ont été proposées pour décrire quantitativement le degré de ségrégation. Seulement le D_{50} a été considéré. Il serait intéressant d'inclure d'autres paramètres caractéristiques tels les D_{10} , D_{30} , D_{60} , D_{90} , C_u et C_c dans les définitions de degré de ségrégation.
- Il est attendu d'avoir un modèle qui permet de décrire la variation spatiale et temporelle des propriétés géotechniques en fonction du degré de ségrégation, qui à son tour est une fonction des propriétés géotechniques initiales du remblai et de la condition de drainage à la base du remblai.
- Pratiquement toutes les solutions analytiques pour la détermination de la résistance mécanique nécessaire d'un remblai ont été développées en tenant compte d'un remblai homogène avec des propriétés géotechniques uniformes. Il est nécessaire de développer de nouvelles solutions en prenant en compte la variation spatiale des propriétés géotechniques dans les chantiers avec un remblai hydraulique.
- Il serait intéressant de développer une nouvelle solution analytique pour estimer la distribution spatiale et l'évolution temporelle des contraintes et des pressions dans les chantiers en prenant en compte la variation des propriétés géotechniques en lien avec la ségrégation des particules.

BIBLIOGRAPHIE

- Aitchison, G., Kurzeme, M., & Willoughby, D. (1973). *Geomechanics considerations in optimising the use of mine fill. Part: A rational approach to the design of fill*. Paper presented at the Jubilee Symposium on Mine Filling, North West Queensland (pp. 25-33).
- Aref, K. (1988). *A study of the geotechnical characteristics and liquefaction potential of paste backfill*. (McGill University, Montréal, Québec).
- Arioglu, E. (1984). Design aspects of cemented aggregate fill mixes for tungsten stoping operations. *Mining Science and Technology*, 1(3), 209-214.
- Askew, J. E., McCarthy, P. L., & Fitzgerald, D. J. (1978). *Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC*. Paper presented at the 12th Can. Rock Mechanics Symp. on Mining with Backfill Sudbury, Ontario (pp. 100-110).
- ASTM C39/C39M. (12). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, PA.
- ASTM C496/C496M. (17). *Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)*. West Conshohocken, PA.
- ASTM C1583/C1583M. (13). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, PA.
- ASTM C1610. (06). *Standard Test Method for Static Segregation of Self-Consolidating Concrete Using Column Technique*. West Conshohocken, PA.
- ASTM D422. (07). *Standard test method for particle-size analysis of soils*. West Conshohocken, PA.
- ASTM D854. (14). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. West Conshohocken, PA.
- ASTM D1557. (12). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort* West Conshohocken, PA.
- ASTM D2434. (06). *Standard test method for permeability of granular soils (constant head)*. West Conshohocken, PA.
- ASTM D4253. (16). *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*. West Conshohocken, PA.
- ASTM D4254. (16). *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*. West Conshohocken, PA.
- ASTM D5856. (15). *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter*. West Conshohocken, PA.
- Aubertin, M. (2013). *Waste rock disposal to improve the geotechnical and geochemical stability of piles*. Paper presented at the In Proceedings of 23rd World Mining Congress, Montréal, Québec.

- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers: manuel sur cédérom*; . Montréal, Québec: Presses Internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Chapuis, R. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 470-482.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jollette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., & Riffon, O. (2002). *Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle*. Paper presented at the Défis & Perspectives: Symposium.
- Bardill, J. D., & Cenis, D. L. (1960). *Studies of several flocculants to improve hydraulic backfill characteristics*. Washington, DC, United States: Bureau of Mines.
- Barrett, J., & Cowling, R. (1980). Investigations of cemented fill stability in 1100 orebody, Mount Isa Mines, Ltd., Queensland, Australia.
- Barrett, J. R. (1973). *Structural aspects of cemented fill behaviour*. Paper presented at the Jubilee Symposium on Mine Filling Mount Isa, Australia (pp. 19-22).
- Bates, R. C., & Wayment, W. R. (1967). *Laboratory study of factors influencing waterflow in mine backfill - Classified mill tailings*. Washington, DC, United States: Bureau of Mines.
- Belem, T. (2009). *Développement d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers remblayés*. Montréal, Québec: Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et sécurité du travail.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2004). *An overview on the use of paste backfill technology as a ground support method in cut-and-fill mines*. Paper presented at the 5th Int. Symp. on Ground support in Mining and Underground Construction (pp. 28-30).
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008). Design and application of underground mine paste backfill technology. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 147-174.
- Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2000). *Mechanical behaviour of cemented paste backfill*. Paper presented at the 53th Annual Conference of the Canadian Geotechnical Society, Montréal, Québec.
- Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., & Dagenais, A.-M. (2002). *Effects of settlement and drainage on strenght development within mine paste backfill* Paper presented at the 9th International Conference on Tailings and Mine Waste, Rotterdam (pp. 139-148).
- Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussiere, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. *Cement and Concrete Research*, 32(7), 1133-1144. doi:10.1016/S0008-8846(02)00752-4
- Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2003). A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Elsevier*, 141-152.
- Blight, G. E. (1988). *Some less familiar aspects of hydraulic fill structures*. Paper presented at the Hydraulic Fill Structures, Fort Collins, CO, USA (pp. 1000-1027).
- Blight, G. E. (1994). Master profile for hydraulic fill tailings beaches. *Institute of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 107(1), 27-40.
- Blight, G. E. (2009). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*: CRC Press.

- Blight, G. E., Thomson, R. R., & Vorster, K. (1985). Profiles of hydraulic-fill tailings beaches, and seepage through hydraulically sorted tailings. *Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, 85(5), 157-161.
- Bréard Lanoix, M.-L. (2017). *Caractérisation des propriétés hydrogéologiques de la couche de contrôle des écoulements placée sur la halde à stériles expérimentale à la mine du lac Tio*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec).
- Bridgwater, J., & Ingram, N. D. (1971). Rate of spontaneous interparticle percolation. *Transactions of the Institution of Chemical Engineers*, 49(3), 163-169.
- Brown, R. L. (1939). The fundamental principles of segregation. *The Institute of Fuel*, 13, 15-23.
- Bui, V. K., Montgomery, D., Hinczak, I., & Turner, K. (2002). Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, 32(9), 1489-1496. doi:10.1016/S0008-8846(02)00811-6
- Bussière, B. (1993). *Évaluation des propriétés hydrogéologiques de résidus miniers utilisés comme barrières de recouvrement*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec).
- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1019-1052. doi:10.1139/T07-040
- Carmo, F. F. D., Kamino, L. H. Y., Junior, R. T., Campos, I. C. D., Carmo, F. F. D., Silvino, G., Pinto, C. E. F. (2017). Fundão tailings dam failures: the environment tragedy of the largest technological disaster of Brazilian mining in global context. *Perspectives in Ecology and Conservation*, 15(3), 145-151. doi:10.1016/j.pecon.2017.06.002
- Chen, L., & Jiao, D. (1991). Design procedure for cemented fill for open stoping operations. *Mining Science & Technology*, 12(3).
- Coates, D. F., & Yu, Y. S. (1969). Analysis of grading effects on hydraulic and consolidated fill. *Canadian Mining and Metallurgical Bulletin*, 62(683), 279-284.
- Cooke, R. (1997). Hydraulic backfill distribution systems for deep mines. *Journal of Mines, Metals and Fuels*, 45(11-12), 363-370.
- Cooke, R. (2001). Design procedure for hydraulic backfill distribution systems. *Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, 101(2), 97-102. Retrieved from <Go to ISI>://WOS:000170308600008
- Cooke, R., Spearing, A. J. S., & Gericke, D. (1992). The Influence of binder addition on the hydraulic transport of classified-tailings backfill. *Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, 92(11-12), 325-329. Retrieved from <Go to ISI>://WOS:A1992LB47300003
- Corson, D. R. (1966). *Laboratory study of effect of cement and dispersant additives on hydraulic backfill*. US Bureau of Mines, Report of Investigation No: 6831.
- Corson, D. R. (1970). Stabilization of Hydraulic Backfill with Portland Cement: Including Results with Other Additives. US Bureau of Mines, Report of Investigation No: 7327.
- De Korompay, V. (1974). *Review of hydraulic transportation systems for mine backfill*. Canada: Mines Branch Report.

- Dickhout, M. H. (1973). *The role and behaviour of fill in mining*. Paper presented at the Jubilee Symposium on Mine Filling North West Queensland (pp. 1-11).
- Dight, P. M., & Coulthard, M. A. (1980). *Numerical analysis of fill pillar stability: two dimensional analysis of exposures* (Report No. 0643024166). Division of Applied Geomechanics, Institute of Energy and Earth Resources, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization.
- Dirige, A. P. E., McNearny, R. L., & Thompson, D. S. (2009). *The effect of stope inclination and wall rock roughness on back-fill free face stability*. Paper presented at the 3rd Canada-US Rock Mechanics Symposium: Rock Engineering in Difficult Conditions Toronto, Ont., Canada (pp. 4152).
- Dudler, I. V., Malakhanov, V. V., Yulin, A. N., Serkov, A. V., & Vinogradov, A. Y. (1984). Temporal variation of the characteristics of sands in hydraulic-fill structures of the Riga hydroelectric station. *Hydrotechnical Construction*, 18(5), 200-206.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*: John Wiley & Sons.
- Durand, R. (1953). Basic relationships of the transportation of solids in pipes-experimental research. *Intern. Assoc. Hydr. Res., 5th Congr. Minneapolis, 1953*.
- El Mkadmi, N. (2012). *Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers: effets du drainage et de la consolidation*. Ottawa: Bibliothèque et Archives Canada.
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2011). Numerical analysis of the early response of paste backfill in a vertical stope. In *Proceedings, Innovations in Rock Engineering, CIM conference and Exhibition*, 68-78.
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2013). Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 1-15.
- Emad, M. Z., Vennes, I., Mitri, H., & Kelly, C. (2014). Backfill practices for sublevel stoping system. In *Mine Planning and Equipment Selection* (pp. 391-402): Springer.
- Falaknaz, N. (2014). *Analysis of the geomechanical behavior of two adjacent backfilled stopes based on two and three dimensional numerical simulations*. (École Polytechnique de Montréal).
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1507-1525. doi:10.1139/cgj-2014-0056
- Fall, M., & Benzaazoua, M. (2003). *Modeling and simulation of paste backfill performance properties* Paper presented at the Proceeding of 56th canadian geotechnical conference, Winnipeg, Manitoba (pp. 161-167).
- Fall, M., & Nasir, O. (2010). Mechanical Behaviour of the Interface Between Cemented Tailings Backfill and Retaining Structures Under Shear Loads. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(6), 779-790. doi:10.1007/s10706-010-9338-0
- Farsangi, P. N. (1996). *Improving cemented rockfill design in open stoping*. Montréal: McGill University.

- Fourie, A. B., Copeland, A. M., & Barrett, A. J. (1994). Optimisation of the as-placed properties of hydraulic backfill. *The Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 199-209.
- Geldart, D. (1973). Types of gas fluidization. *Powder Technology*, 7(5), 285-292.
- Gibilaro, L. G., Hossain, I., & Waldram, S. P. (1985). On the Kennedy and Bretton model for mixing and segregation in liquid fluidized beds. *Chemical Engineering Science*, 40(12), 2333-2338. doi:10.1016/0009-2509(85)85137.
- Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., & Belem, T. (2007). Evolution of cemented paste backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time. *The diamond Jubilee Conference OttawaGeo2007*, Ottawa, Canada (pp. 2230-2236).
- Grasso, F., Le Hir, P., & Bassoullet, P. (2014). Analysis of mixed-sediment consolidation experiments. Paper presented at the *XIIIèmes Journées Nationales Génie Côtier–Génie Civil*. Dunkerque, 2-4 juillet 2014.
- Grasso, F., Le Hir, P., & Bassoullet, P. (2015). Numerical modelling of mixed-sediment consolidation. *Ocean Dynamics*, 65(4), 607-616. doi:10.1007/s10236-015-0818-x
- Grimard, L.-P. (2018). *Étude de laboratoire du comportement de résidus miniers soumis à des essais de compression non drainés et à une baisse du confinement, avec mesures de vitesse des ondes de cisaillement*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec).
- Harvey, A. (2004). *Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec).
- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). *Mine Backfill*. Montréal: Institut canadien des mines, de la métallurgie et du pétrole (ICM).
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). Introduction à la géotechnique, traduit par Jean Lafleur Éditions de l'École Polytechnique de Montréal: Canada.
- Imai, G. (1981). Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials. *Soils and Foundations*, 21(1), 7-20.
- Isaacs, L. T., & Carter, J. P. (1982). A theoretical study of pore water pressures developed in hydraulic fill in mine stopes.
- James, M., & Aubertin, M. (2012). The use of waste rock inclusions to improve the seismic stability of tailings impoundments. In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering* (pp. 4166-4175).
- James, M., Aubertin, M., & Bussière, B. (2013). *On the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments*. Paper presented at the Proceedings of the 18th International Conference Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France (pp. 2-6).
- Jerabek, F., & Hartman, H. (1965). Investigation of segregation and compressibility in discharged fill slurry. *Transactions of Society of Mining Engineers*, 232, 18-23.
- Johanson, K. (2014). Review of new segregation measurement technique. *Powder Technology*, 1-10.

- Kennedy, S. C., & Bretton, R. H. (1966). Axial dispersion of spheres fluidized with liquids. *AIChE Journal*, 12(1), 24-30. doi:10.1002/aic.690120108
- Kermani, M., Hassani, F., Aflaki, E., Benzaazoua, M., & Nokken, M. (2015). Evaluation of the effect of sodium silicate addition to mine backfill, Gelfill–Part 2: Effects of mixing time and curing temperature. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(6), 668-673.
- Khayat, K. H., & Guizani, Z. (1997). Use of viscosity-modifying admixture to enhance stability of fluid concrete. *Materials Journal*, 94(4), 332-340.
- L'Écuyer, M., Chapuis, R., & Aubertin, M. (1992). *Propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers de Solbec et Cupra, Québec*. Paper presented at the Conférence Canadienne de Géotechnique, Toronto (pp. 79-71-79-11).
- Lamos, A. W., & Clark, I. H. (1989). *The influence of Material composition and sample geometry on the strength of cemented backfill*. Paper presented at the Innovations in Mining Backfill Technology, Rotterdam (pp. 89-94).
- Landriault, D. (1995). *Paste backfill mix design for Canadian underground hard rock mining*. Paper presented at the 97th Annual General Meeting of CIM. Rock Mechanics and Strata Control Session. Halifax, Nova Scotia (pp. 229-238).
- Leahy, F., & Cowling, R. (1978). Stope fill developments at Mount Isa. Paper presented at the *The Twelfth Canadian Rock Mecanics symposium on Mining with Backfill*.
- Lerche, R., & Renetzeder, H. (1984). *Development of 'pumped fill' at Grund mine, Preussag AG Metall*. Paper presented at the Proceedings of the 9th International Conference on The Hydraulic Transport of Solids in Pipes, Rome, Italy.
- Lessard, G. (2011). Essais d'infiltration sur la halde à stériles Petit-Pas de la mine Tio, Havre-St-Pierre. *Rapport de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada*.
- Li, L. (2013). Generalized solution for mining backfill design. *International Journal of Geomechanics*, 14(3), 04014006.
- Li, L. (2014a). Generalized solution for mining backfill design. *Internation Journal of Geomechanics*, 1-11.
- Li, L. (2014b). Analytical solution for determining the required strength of a side-exposed mine backfill containing a plug. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(5), 508-519. doi:10.1139/cgj-2013-0227.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009a). Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotechnical Geological Engineering Journal*, 1-11.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfills stopes. *Geotechnical Geological Engeenering Journal*, 559-569.
- Li, L., & Aubertin, M. (2011). Limit equilibrium analysis for the design of backfilled stope barricades made of waste rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 1713-1728.
- Li, L., & Aubertin, M. (2012). A modified solution to assess the required strength of exposed backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(8), 994-1002.

- Li, L., & Aubertin, M. (2014). An improved method to assess the required strength of cemented backfill in underground stopes with an open face. *International Journal of Mining Science and Technology*, 24(4), 549-558.
- Li, L. & Zheng, J. (2017). A conceptual analytical solution for estimating the short-term pressure of paste fill varying from viscous to liquid state, placed in mine stopes. *Proceedings of 70th Canadian Geotechnical Conference*, Canadian Geotechnical Society, Ottawa, Canada.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical journal*, 1705-1717.
- Lightfoot, W. E. (1951). Hydraulic filling in metal mines. *Special Report 12, State of California Dept. of Natural Resources*.
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2016). Stability analyses of vertically exposed cemented backfill: A revisit to Mitchell's physical model tests. *International Journal of Mining Science and Technology*, 26(6), 1135-1144.
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2018). Required strength estimation of a cemented backfill with the front wall exposed and back wall pressured. *International Journal of Mining and Mineral Engineering*, 9(1), 1-20.
- Liu, G., Li, L., Yao, M., Landry, D., Malek, F., Yang, X., & Guo, L. (2017). An investigation of uniaxial compressive strength of a cemented hydraulic backfill made of alluvial sand. *minerals*, 1-13.
- Lominé, F. (2007). *Écoulement des particules dans un milieu poreux*. Thèse de doctorat, Paris: Université de Rennes.
- Martic, Z., Gelson, J., Brás, H., Xu, Q., & Brosko, W. (2014). New perspectives for cemented hydraulic fill with chemical technologies. *Paper presented at the Proceedings of the Eleventh International Symposium on Mining with Backfill, Perth*. Retrieved from https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1404_23_Martic/
- McNay, L. M., & Hill, J. R. (1976). *Strength of cemented hydraulic sandfill modified by flocculants* (Vol. 8126): US Dept. of the Interior, Bureau of Mines.
- Mitchell, R. J. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, 13(3), 301-313. doi:[10.1016/0167-9031\(91\)90542-K](https://doi.org/10.1016/0167-9031(91)90542-K).
- Mitchell, R. J., Olsen, R. S., & Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(1), 14-28.
- Mitchell, R. J., & Wong, B. C. (1982a). Behaviour of cemented tailings sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 289-295.
- Mitchell, R. J., & Wong, B. C. (1982b). Behaviour of cemented tailings sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(3), 289-295. doi:10.1139/t82-035.
- Mosby, J., Silva, S. R. d., & Enstad, G. G. (1996). Segregation of particulate materials mechanisms and testers. *Kona*, 31-42.
- Oliver, P. H., & Landriault, D. (1989). *The convergence resistance of mine backfills*. Paper presented at the Innovations in mining backfill technology, Rotterdam (pp. 433-436).

- Ouattara, D. (2011). *Étude des propriétés rhéologiques de résidus miniers densifiés*. (École Polytechnique de Montréal).
- Ouellet, J., Bussière, B., & Gagnon, G. (1995). *Simulation numérique du remblayage d'un chantier de mine avec du remblai hydraulique cimenté: élaboration du modèle*. Paper presented at the Canadian conference on computer applications in the mineral industry, Montréal (pp. 331-339).
- Panesar, D. K., & Shindman, B. (2012). The effect of segregation on transport and durability properties of self consolidating concrete. *Elsevier*, 252-264.
- Pedroni, L. (2011). *Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides*. (École Polytechnique de Montréal).
- Potvin, Y., Thomas, E. G., & Fourie, A. B. (2005). *Handbook on mine fill*. Nedlands, Western Australia: Australian centre for geomechanics.
- Rankine, K. J., & Sivakugan, N. (2005). Drainage characteristics and behavior of hydraulically placed mine fill and fill barricades. *AA Balkema publishers*, 579-582.
- Rankine, K. J., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2004). Emplaced characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 24(1), 1-14.
- Reddy, S. N., & Sai, P. S. T. (2014). *Experimental investigation on segregation of binary mixture of solids by continuous liquid fluidisation*. Paper presented at the 2014 5th International Conference on Chemical Engineering and Applications, Singapore (pp. 20-24).
- Richardson, J., & Zaki, W. (1954). The sedimentation of a suspension of uniform spheres under conditions of viscous flow. *Chemical Engineering Science*, 3(2), 65-73.
- Rosato, A. D., & Blackmore, D. L. (2000). *IUTAM Symposium on segregation in granular flow*. Paper presented at the Proceedings of the IUTAM symposium held in Cape May, NJ, USA, New-Jersey (pp. 11-29).
- Sainsbury, D., & Sainsbury, B. (2014). Design and implementation of cemented rockfill at the Ballarat Gold Project. *Mine Fill 2014*.
- Scoble, M. (1991). *Ingénierie des remblais souterrains : étude commandée par le Centre de recherches minérales*. Sainte-Foy, Québec: Centre de recherches minérales.
- Scoble, M., & Piciacchia, L. (1986). Hydraulic backfill design to optimize support and cost effectiveness. *Mining Science and Technology*, 4(1), 75-85.
- Scoble, M., Piciacchia, L., & Robert, J. M. (1987). In situ testing in underground backfilled stopes. *CIM Bulletin*, 33-38.
- Senapati, P. K., & Mishra, B. K. (2012). Design considerations for hydraulic backfilling with coal combustion products (CCPs) at high solids concentrations. *Powder Technology*, 229, 119-125. doi:[10.1016/j.powtec.2012.06.018](https://doi.org/10.1016/j.powtec.2012.06.018)
- Senyur, G. (1989). *The time effect on flow through mine backfill materials*. Paper presented at the Innovations in mining backfill technology, Rotterdam (pp. 415-423).

- Sivakugan, N. (2008). Drainage issues and stress developments within hydraulic fill mine stopes. *Australian Journal of Civil Engineering*, 5(1), 61-70. doi:10.1080/14488353.2008.11463939.
- Sivakugan, N., Rankine, K., & Rankine, R. (2005). Geotechnical aspects of hydraulic filling of underground mine stopes in Australia. *Elsevier Geo-Engineering Book Series*, 3, 513-538.
- Sivakugan, N., Rankine, K. J., & Rankine, K. S. (2006). Study of Drainage Through Hydraulic Fill Stopes using Method of Fragments. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(1), 79-89. doi:10.1007/s10706-004-1949-x
- Sivakugan, N., & Rankine, K. S. (2006). A simple solution for drainage through a 2-dimensional hydraulic fill stope. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1229-1241.
- Soderberg, R. L., & Busch, R. A. (1985). *Bulkheads and drains for high sandfill stopes*. U.S Department of the Interior, Bureau of Mines.
- Stokes, S. G. G. (1901). Mathematical and physical papers, *Cambridge University Press*, Cambridge.
- Stone, D. (1993). *The optimization of mix designs for cemented rockfill*. Paper presented at the Minefill 93, Proc 5th Int. Symp. on Mining with backfill, SAIMN, Johannesburg, Afrique du Sud (pp. 249-253).
- Thomas, A. D. (1979). Predicting the deposit velocity for horizontal turbulent pipe flow of slurries. *International Journal of Multiphase Flow*, 5(2), 113-129.
- Thomas, E. G., & Holtham, P. N. (1989). *The basics of preparation of deslimed mill tailing hydraulic fill*. Paper presented at the Innovations in mining backfill technology, Rotterdam (pp. 425-431).
- Thomas, E. G., Nantel, L. H., & Notley, K. R. (1979). *Fill Technology in Underground Metalliferous Mines*. Kingston, Ontario, Canada: International Academic Services.
- Toorman, E. (1996). Sedimentation and self-weight consolidation: general unifying theory. *Géotechnique*, 46(1), 103-113.
- Toorman, E. (1999). Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive equations and numerical modelling. *Géotechnique*, 49(6), 709-726.
- Turian, R. M., & Yuan, T.-F. (1977). Flow of slurries in pipelines. *American Institute of Chemical Engineers Journal*, 23(3), 232-243. doi:10.1002/aic.690230305.
- Villaescusa, E. (2014). *Geotechnical Design for Sublevel Open Stopping*. Boca Raton, Florida: CRC Press; Taylor and Francis Group.
- Yang, P. (2016). *Investigation of the Geomechanical Behavior of Mine Backfill and its Interaction with Rock Walls and Barricades*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal). Retrieved from <https://publications.polymtl.ca/2388/>
- Yang, P., & Li, L. (2017). Evolution of water table and pore-water pressure in stopes with submerged hydraulic fill. *International Journal of Geomechanics*, 17(9). doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000944.

- Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2017). A New Solution to Assess the Required Strength of Mine Backfill with a Vertical Exposure. *International Journal of Geomechanics*, 17(10), 04017084. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000975.
- Yilmaz, E., Belem, T., & Benzaazou, M. (2014). Effects of curing and stress conditions on hydromechanical, geotechnical and geochemical properties of cemented paste backfill. *Engineering Geology*, 168, 23-37. doi:10.1016/j.enggeo.2013.10.024.
- Yin, S., Wu, A., Hu, K., Wang, Y., & Zhang, Y. (2012). The effect of solid components on the rheological and mechanical properties of cemented backfill. *Minerals Engineering*, 35, 61-66. doi:10.1016/j.mineng.2012.04.008.
- Yu, T., & Counter, D. (1983). Backfill practice and technology at Kidd Creek Mines. *CIM bulletin*, 76(856), 56-65.
- Zheng, J. (2018). Numerical, analytical and experimental studies of the hydro-geotechnical behaviors of slurried materials. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., Pabst, T. (2018). An analytical solution of Gibson's model for estimating pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part I: Pervious base. *Indian Geotechnical Journal*, 48 (1), 72-83.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., Pabst, T. (2018). An analytical solution of Gibson's model for estimating pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part II: Impervious base. *Indian Geotechnical Journal*, 48 (1), 188-195.
- Zou, S., & Nadarajah, N. (2006). Optimizing backfill design for ground support and cost saving. Paper presented at the Golden Rocks 2006, *The 41st US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, Colorado (pp. Paper ARMA-06-1103).

ANNEXE A – ARTICLE 2 : EFFECT OF SEGREGATION ON THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF A HYDRAULIC BACKFILL

Article accepté à la conférence Geo-Congress 2019

Jean Béket Dalcé¹, Li Li, Ph.D.², Pengyu Yang, Ph.D.³

¹Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, Research Institute on Mines and Environment, C.P. 6079, succursale Centre-Ville, Montréal, QC, Canada H3C 3A7; e-mail: jean-beket.dalce@polymtl.ca

²Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, Research Institute on Mines and Environment, C.P. 6079, succursale Centre-Ville, Montréal, QC, Canada H3C 3A7; e-mail: li.li@polymtl.ca

³School of Architecture and Civil Engineering, Xi'an University of Science and Technology, 58 Yanta Rd., Xi'an, China 710054; Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, Research Institute on Mines and Environment, C.P. 6079, succursale Centre-Ville, Montréal, QC, Canada H3C 3A7; e-mail: pengyu.yang@polymtl.ca

ABSTRACT

Backfilling underground mine stopes with mine wastes has become a common mining operation. This practice generally serves to stabilise the stope openings, improve the ore recovery and reduce the surface disposal of mine wastes. Hydraulic fill, mainly consisting of classified mill tailings and/or sands, remains one of the major filling materials in underground mines. It is usually delivered as a slurried mixture at solid contents in the range of about 65 to 75%. Due to its grain size distribution, pipelines transportation requirement and relatively high permeability, particles of hydraulic backfill segregate during the placement and curing periods. This results in a fill mass having more fine particles in the upper part and more coarse particles in the lower part of the stopes, which have an impervious base. This phenomenon, known as fluidization's segregation, can induce heterogeneity and anisotropy in the geotechnical properties of the placed backfill. To quantitatively

describe the intensity of spatial segregation of settled backfill, a degree of segregation, defined as the gradient of D_{50} , has been proposed. To investigate the effect of fluidization's segregation on the geotechnical properties of hydraulic fill placed in an opening, sedimentation tests and unconfined compression tests were performed. In this paper, a few experimental results are presented. It will be seen that the unconfined compressive strength (UCS) obtained in laboratory by following the current practice can be not representative of the real strength of cemented backfill placed in mine stopes.

Key-words: Hydraulic backfill; Segregation; UCS

INTRODUCTION

Stope backfilling using tailings as filling materials helps to stabilize the underground openings, improve ore recovery and reduce ore dilution (Lamos & Clark, 1989; Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005). The application of underground mining backfills also helps reduce the amount of mining wastes disposed on the surface. The environmental and geotechnical risks associated with the surface storage of mine wastes can thus be minimized (Aubertin et al., 2002).

Three types of mining backfill are commonly used in underground mines: rock fill, hydraulic fill (HF) and paste backfill. HF is a slurried mixture mainly consisting of classified mill tailings and/or sands. According to Potvin et al. (2005), a HF can contain maximum 10% of fine particles smaller than 10 μm . HF is thus typically identified as a silty sand (SM) or a sandy silt (ML) (Mitchell & Wong, 1982). The content of fine particles is limited to produce a slurried backfill that has relatively high hydraulic conductivity (about 10^{-5} to 10^{-6} m/s) to facilitate its drainage, consolidation and strength acquisition (Hassani & Archibald 1998; Grice 2001; Potvin et al. 2005). Binders (e.g. cement, fly ash, slag, etc.) are usually added to produce cemented hydraulic fill (CHF) with better strength performance. It can be delivered to underground stopes through pipelines or/and boreholes (Hassani & Archibald 1998; Potvin et al. 2005). A substantial amount of water is commonly added into HF mixture to facilitate its pipeline transportation from surface backfill plant to underground stopes.

When a HF is placed in a mine stope, drainage and consolidation can take place quickly. Bleeding of free water can be seen from the barricades constructed at the base of the stope to retain the backfill in place. If the efficiency of the barricade is limited, ponding can be formed on the top surface of backfill (Potvin et al., 2005; Yang & Li, 2017). Accompanying this process, the coarse particles tend to sediment while the fine particles and binder can be driven toward the fill top surface by upward drainage flow. This results in a heterogeneous fill mass with more fine particles and binder present in the upper part and more coarse particles present in the lower part of the stope.

This phenomenon is known as fluidization's segregation. Due to the migration of fine particles and binders, segregation can lead to spatial variation of physical and hydromechanical properties of HF or CHF, mostly in form of a highly heterogenous and layered fill mass with a variation of strength and permeability (Jerabek & Hartman, 1965; Bates & Wayment, 1967; Corson, 1970; Aitchison et al., 1973; Barrett, 1973; Ouellet et al., 1995; Cooke, 2001; Martic et al., 2014; Liu et al., 2017). The degree of segregation of HF largely depends on its deposition methods, particle size distribution, rheological properties, water content and hydraulic conductivity (Coates & Yu, 1969; Scoble et al., 1991; Carraro & Prezzi, 2007).

Segregation has been well studied in civil engineering for concrete. A number of test methods are available to evaluate the influence factors or to prevent the consequences (ASTM C1610, 06; Khayat & Guizani, 1997; Bui et al., 2002; Panesar & Shindman, 2012; Nili et al., 2017). In mining engineering, several studies have been done with the focus on the mechanisms of segregation during the HF transportation (De Korompay, 1974; Thomas, 1979). Few studies were performed to address the variation of the physical and mechanical properties of HF placed in stopes, where segregation occur upon the placement of the backfill. The objective of this paper is to investigate the segregation of placed HF and its effect on the spatial variation of the physical and geomechanical properties of cemented hydraulic backfill (CHF) through laboratory tests.

TESTED MATERIAL AND TESTING PROCEDURE

The tested HF is a mixture composed by 80% of sands (deslimed by sieving) and 20% of tailings from a mine in the Province of Quebec in Canada. Figure 1 shows the particle size distribution of the mixture. It has a specific gravity of 2.69, containing about 4% of particles smaller than 10 μm . The CHF was made of the HF and Ordinary Portland cement at a ratio of 20:1 to reach a cement content of about 5% by mass. Deaired water was added in the CHF to reach a solid content of 70% by mass. The saturated hydraulic conductivity of the CHF is about 8.6×10^{-6} m/s based on constant head permeability tests. The CHF sample was prepared with a mold made of a Plexiglas column of 5 cm in internal diameter and 95 cm long.

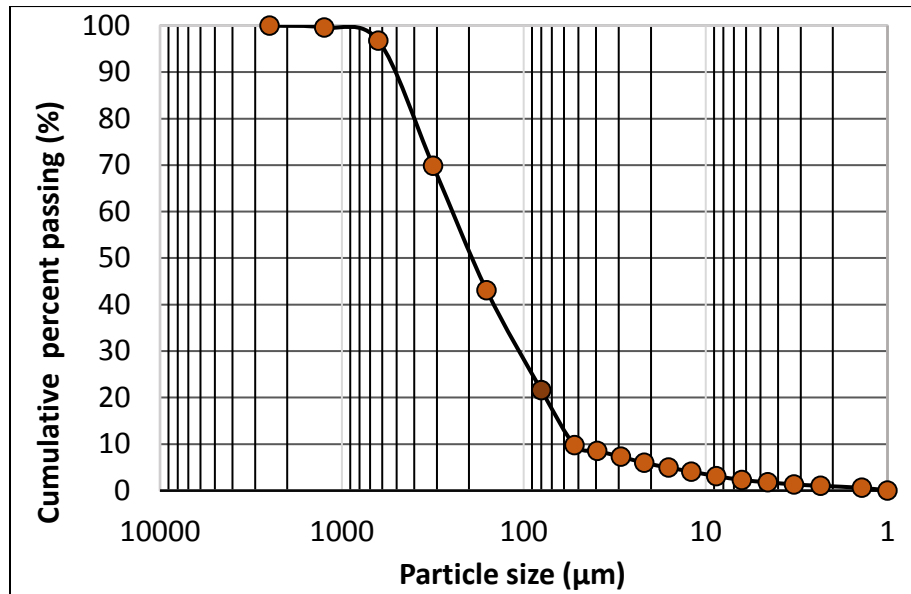


Figure A-1: Particle size distribution of the HF mixture.

The procedure followed to prepare the CHF samples is described as follows:

1. The non-plastic silty sand (tailings and sand) was mixed with 5% of Ordinary Portland cement and the CHF mixture was agitated to ensure the achievement of a homogeneous mixture.
2. Deaired water was first poured into a mold (column). CHF mixture was slowly poured into the mold with an impervious base.
3. After the sedimentation of the fill particles, the mold filled with the CHF was agitated vigorously by shaking and turning the device.
4. The device was then placed on a leveled surface so that the backfill sample could settle. Ponding was observed at the top of the fill.

Figure 2 shows a CHF sample with decanted water on the top surface of the backfill. A curing time of 28 days was allocated under room temperature (22°C), during which evaporation was allowed as the top of the column was not covered. After curing, the column was cut into 8 layers of about 10 cm long. Several tests were performed to obtain a distribution of the geotechnical properties along the height of the sample.

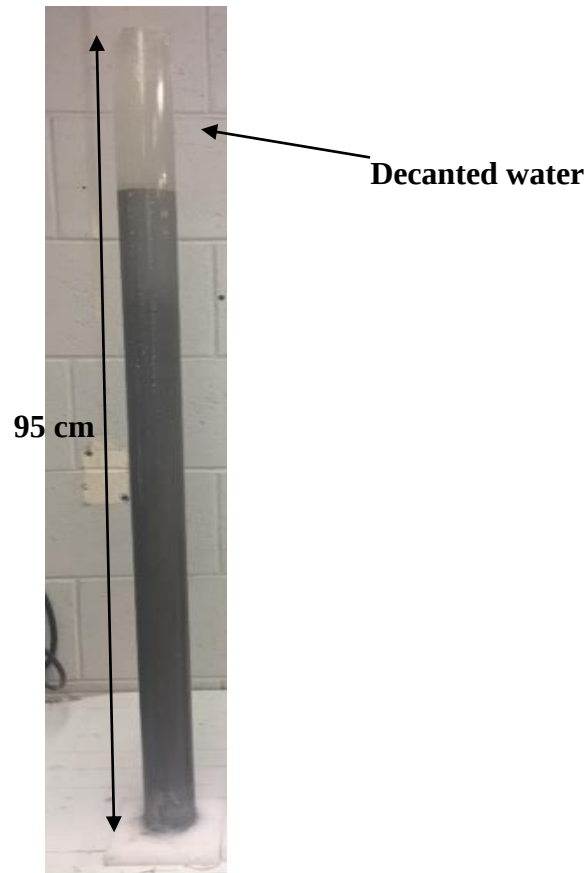


Figure 2: A photo of the CHF sample after the completion of the settlement.

TEST RESULTS AND ANALYSIS

Figure 3 illustrates the particle size distribution curves of the 8 layers taken from the CHF sample. Layer 1 represents the base layer and Layer 8 the top layer of the consolidated fill. It is observed that the content of fine particles generally increases from the bottom to the top of the settled fill sample. The two lower layers (Layers 1 and 2) have the coarsest particle size distributions, while the two upper layers (Layers 7 and 8) exhibit the finest grain size distributions. This indicates an upward migration of fine particles during the sedimentation process. Accordingly, an initially homogenous fill mass has changed to a heterogeneous material due to fluidization segregation. In addition, the considerable difference between the particle size distribution curve of the top layer (Layer 8) and those of the other layers (Layers 1 to 7) indicates that Layer 8 contains much more particles of cement with a higher cement content.

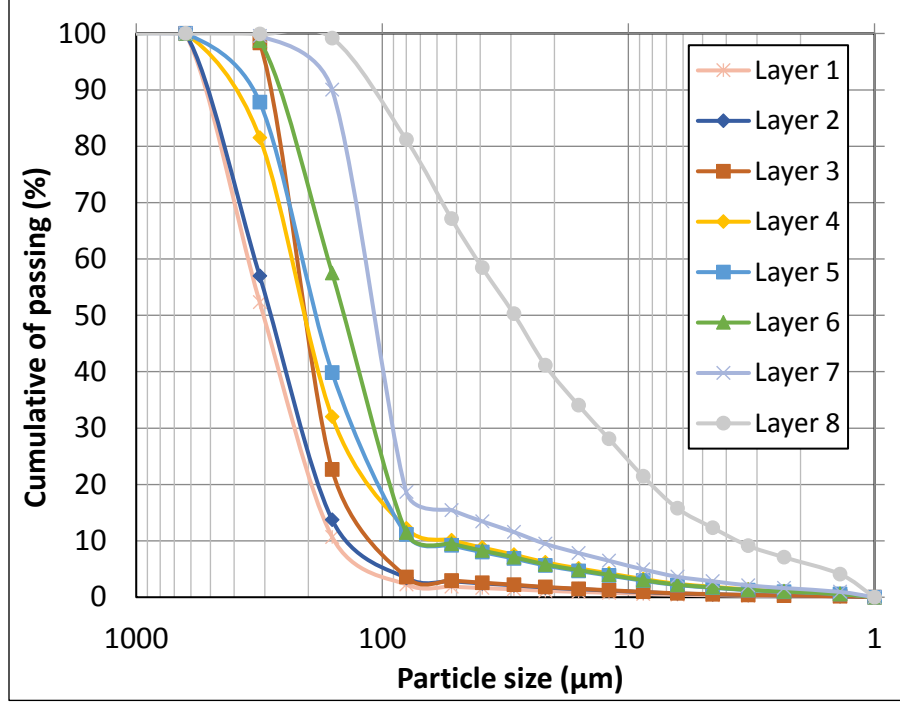


Figure 3: Particle size distributions of different layers of the CHF after the completion of settlement and curing (Layers 1 to 8 indicate the locations of the layers from base to top).

Figure 4 shows the variation of the D_{50} (size of 50% of particles passing) along the height of settled backfill. One sees a clear decrease in the coarse particles with the elevation. To quantitatively describe the segregation of CHF placed in the opening, the following expression is proposed:

$$SD = \left| \frac{\Delta D_{50}}{\Delta l} \right| \quad (A-1)$$

where SD is the degree of segregation; ΔD_{50} is the increment of the D_{50} with the distance (elevation) increment Δl .

As shown in Figure 4, for the tested CHF, the average degree of segregation (i.e. the absolute value of the gradient of the regression curve) is expressed as $SD = 3.6 \mu\text{m}/\text{cm}$ or 3.6×10^{-4} .

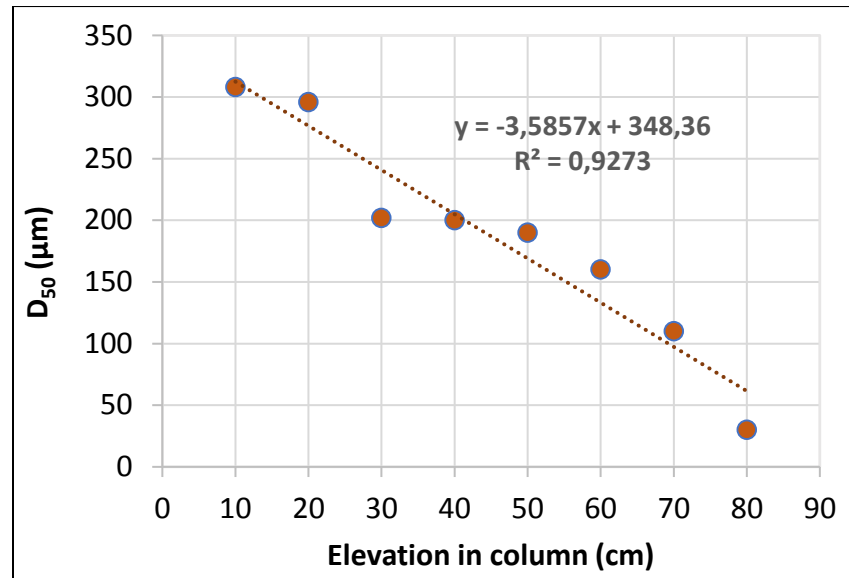


Figure 4: Variation of the D₅₀ (size of 50% of particles passing) along the height of settled backfill.

Figure 5 presents the distribution of the measured unconfined compressive strength (UCS) as a function of the layer elevation, obtained by uniaxial compression tests performed on the 8-layer samples. The tested samples were 10 cm in height and 5 cm in diameter to follow the standard of (ASTM C39/C39M, 12), developed for cylindrical concrete specimens that are required to have a height to diameter ratio of 2. The results show a clear tendency that the UCS of the settled CHF generally increases with the increase of the elevation. The settled CHF exhibits a larger UCS in the top layers than in the lower layers. Such strength increase can readily be explained by the migration of fine particles and especially the cement particles, associated with the drainage and consolidation which results in a CHF with higher cements concentration near the top layers and lower cement content near the lower layers.

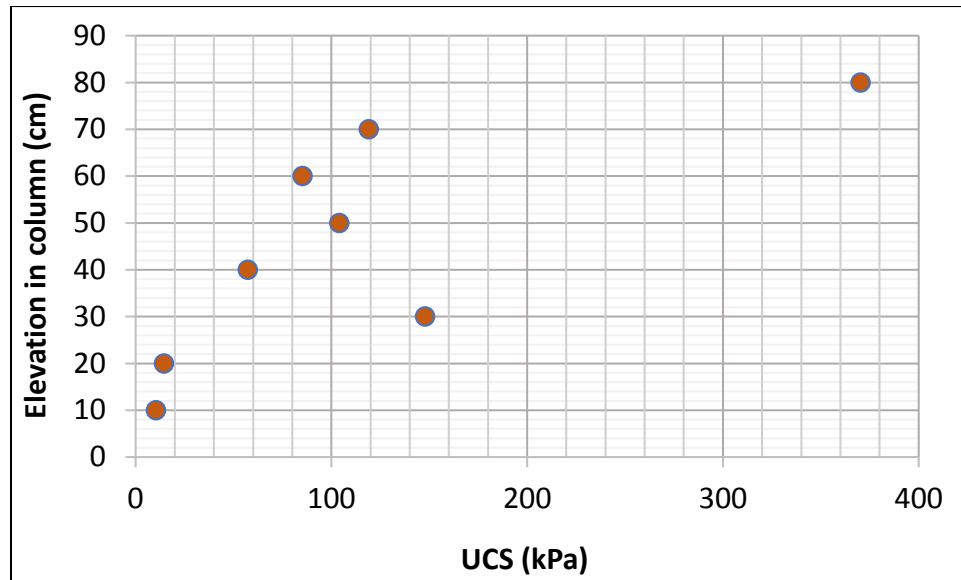


Figure 5: Variations of the UCS of the CHF as a function of the elevation of the layer samples

CONCLUSION

The experimental results indicate that the fluidization segregation of fill particles can significantly affect the geotechnical behavior of the CHF placed in an opening. Due to the drainage and consolidation, the fine particles of the HF and cement particles tend to migrate upwards while more coarse particles settle toward the impervious base of the confining structure. Segregation takes place within CHF and a layered fill mass forms with different mechanical properties. To quantitatively describe the intensity of spatial segregation of the settled backfill, a degree of segregation is proposed and defined as the gradient of D_{50} (Eq. A-1). The laboratory tests showed that the strength of the settled backfill changes with the elevation, due mostly to the variation of cement and fine particle contents associated with the fluidization segregation of the CHF. These results tend to indicate that the strength obtained by using laboratory standard UCS samples can be not representative of the real strength of the backfill placed in mine stopes. More work is needed to study the spatial variation of the strength of cemented backfill in mine stopes.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (402318), Fonds de recherche du Québec—Nature et Technologies (2015-MI-191676), Mitacs Elevate Post-doctoral Fellowship (IT08484), and the industrial partners of the Research Institute on Mines and Environment (RIME UQAT-Polytechnique; <http://rime-irme.ca/>).

REFERENCES

- Aitchison, G., Kurzeme, M., & Willoughby, D. (1973). Geomechanics considerations in optimising the use of mine fill. Pt. B. Investigation of the response of fill as a structural component.
- ASTM C39/C39M. (12). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*.
- ASTM C1610. (06). *Standard Test Method for Static Segregation of Self-Consolidating Concrete Using Column Technique*.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers: manual sur cédérom*; : Presses International Polytechnique.
- Barrett, J. (1973). *Structural aspects of cemented fill behaviour*. Paper presented at the Proceedings of the Jubilee Symposium on Mine Filling. Mount Isa, Australia (pp. 19-22).doi:DOI
- Bates, R. C., & Wayment, W. R. (1967). *Laboratory study of factors influencing waterflow in mine backfill -- Classified mill tailings*. Washington, DC, United States: Bureau of Mines.
- Bui, V. K., Montgomery, D., Hinczak, I., & Turner, K. (2002). Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete. *Pergamon: Cement and Concrete Research* 1489-1496.
- Carraro, J. A. H., & Prezzi, M. (2007). A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. *Geotechnical Testing Journal*, 31(1), 1-11.
- Coates, D. F., & Yu, Y. S. (1969). Analysis of grading effects on hydraulic and consolidated fill. *Canadian Mining and Metallurgical Bulletin*, 62(683), 279-284.
- Cooke, R. (2001). Design procedure for hydraulic backfill distribution systems. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 101(2), 97-102. Retrieved from <Go to ISI>://WOS:000170308600008
- Corson, D. R. (1970). Stabilization of Hydraulic Backfill with Portland Cement: Including Results with Other Additives. *REPORT NO. RI 7327, BUR MINES, JAN 1970. 33 P, 20 FIG, 9 TAB, 18 REF*.
- De Korompay, V. (1974). Review of Hydraulic Transportation Systems for Mine Backfill. *EMR, Canada, Mines Branch Report*, 74 118.
- Grice, A. G. (2001). Recent minefill developments in Australia. In the Minefill 2001: 7th International Symposium on Mining with Backfill, 351-357.
- Liu, G. S. , Li, L., Yao, M., Landry, D., Malek, F., Yang, X. C., & Guo, L. J. (2017). An Investigation of the Uniaxial Compressive Strength of a Cemented Hydraulic Backfill Made of Alluvial Sand. *Minerals*, 7(1), 4 (13 pp.). doi:10.3390/min7010004

- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). *Mine Backfill*. Montréal: Institut canadien des mines, de la métallurgie et du pétrole (ICM).
- Jerabek, F., & Hartman, H. (1965). Investigation of segregation and compressibility in discharged fill slurry. *Transactions of Society of Mining Engineers*, 232 18-23.
- Khayat, K. H., & Guizani, Z. (1997). Use of viscosity-modifying admixture to enhance stability of fluid concrete. *Materials Journal*, 94(4), 332-340.
- Lamos, A. W., & Clark, I. H. (1989). *The influence of Material composition and sample geometry on the strength of cemented backfill*. Paper presented at the Innovations in Mining Backfill Technology, Rotterdam (pp. 89-94).doi:DOI
- Martic, Z., Gelson, J., Brás, H., Xu, Q., & Brosko, W. (2014). *New perspectives for cemented hydraulic fill with chemical technologies*. Paper presented at the Proceedings of the Eleventh International Symposium on Mining with Backfill, Perth. Retrieved from https://papers.acg.uwa.edu.au/p/1404_23_Martic/
- Mitchell, R. J., & Wong, B. C. (1982). Behaviour of cemented tailings sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(3), 289-295. doi:10.1139/t82-035
- Nili, M., Razmara, M., Nili, M., & Razmara, P. (2017). Proposing new methods to appraise segregation resistance of self-consolidating concrete based on electrical resistivity. *Construction and Building Materials*, 146 192-198. doi:[10.1016/j.conbuildmat.2017.04.092](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.092)
- Ouellet, J., Bussière, B., & Gagnon, G. (1995). *Simulation numérique du remblayage d'un chantier de mine avec du remblai hydraulique cimenté: élaboration du modèle*. Paper presented at the Canadian conference on computer applications in the mineral industry, Montréal (pp. 331-339).doi:DOI
- Panesar, D. K., & Shindman, B. (2012). The effect of segregation on transport and durability properties of self consolidating concrete. *Elsevier* 252-264.
- Potvin, Y., Thomas, E. G., & Fourie, A. B. (2005). *Handbook on mine fill*. Nedlands, Western Australia: Australian centre for geomechanics.
- Scoble, M. J., Québec, & Centre de recherches, m. (1991). *Ingénierie des remblais souterrains : étude commandée par le Centre de recherches minérales*. Sainte-Foy, Québec: Centre de recherches minérales.
- Thomas, A. D. (1979). Predicting the deposit velocity for horizontal turbulent pipe flow of slurries. *International Journal of Multiphase Flow*, 5(2), 113-129. doi:[10.1016/0301-9322\(79\)90040-5](https://doi.org/10.1016/0301-9322(79)90040-5)
- Yang, P., & Li, L. (2017). Evolution of water table and pore-water pressure in stopes with submerged hydraulic fill. *International Journal of Geomechanics*, 17(9). doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000944.

ANNEXE B – CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

Provenance de l'échantillon	Sable HSP classifié avec 20% de résidu Malartic		
Pycnomètre no	17	20	21
Masse pycnomètre + eau + sol g	723.90	714.90	724.60
Température	24	24	24
Masse pycnomètre + eau g	671.81	663.41	673.24
No Tare	62	63	64
Masse de la tare + sol sec g	403.60	397	399.90
Masse de la tare g	320.90	315.30	318.20
Masse du sol sec g	82.70	81.70	81.70
Masse volumique de l'eau @24C g/ml	0.9973	0.9973	0.9973
Masse volumique de l'eau @20C g/ml	0.99821	0.99821	0.99821
Densité relative	2.70	2.70	2.69
Densité relative corrigée @20°C	2.70	2.70	2.69
Moyenne	2.70		

Essai de compactage Proctor modifié		Compaction test				
Provenance de l'échantillon:		Sable HSP classifié				
Site location of sample:		Havre Saint Pierre 15 February 2018				
		1	2	3	4	5
Masse moule + sol compacté	<i>Mass mold + compacted soil g</i>	6086.5	6131.1	6176.3	6173.5	
Masse moule	<i>Mass mold g</i>	4310.0	4309.9	4309.7	4309.7	
Masse sol compacté	<i>Mass compacted soil g</i>	1776.5	1821.2	1866.6	1863.8	
Masse vol. humide	<i>Wet unit mass kg/m³</i>	1886.8	1934.3	1982.5	1979.5	
Masse vol. sec	<i>Dry unit mass kg/m³</i>	1727.2	1733.8	1760.3	1747.0	
No tare	<i>Container no</i>	3	A1	2	4	
Masse tare + sol humide	<i>Mass container + wet soil g</i>	2093.5	2101.2	2137.9	2144.6	
Masse tare + sol sec	<i>Mass container + dry soil g</i>	1943.3	1912.7	1929.1	1926.5	
Masse eau	<i>Mass water g</i>	150.2	188.5	208.8	218.1	
Masse tare	<i>Mass container g</i>	318.3	282.4	275.3	288.4	
Masse sol sec	<i>Mass dry soil g</i>	1625.0	1630.3	1653.8	1638.1	
Teneur en eau %	<i>Water content %</i>	9.2	11.6	12.6	13.3	
Indice des Vides	<i>Void ratio (e)</i>	0.557	0.551	0.528	0.540	
Teneur en eau volumique	<i>Volumetric water content</i>	0.160	0.200	0.222	0.233	
Porosité	<i>Porosity (n)</i>	0.358	0.355	0.346	0.351	
Volume du moule	<i>Mold volume</i>	941.5	cm ³			
Dr: Gs:	2.690					
% saturation	<i>% saturation</i>	44.6	56.4	64.3	66.3	
Teneur en eau opt.	<i>Opt. Water content (%)</i>	12.6				%
Opt. Proctor modifié	<i>Opt. Modified Proctor</i>	1762.0				kg/m³

Essai de compactage Proctor modifié		Compaction test				
Provenance de l'échantillon:		Résidu minier				
Site location of sample:		D'une mine en Abitibi-Témiscamingue				
		16 February 2018				
		1	2	3	4	5
Masse moule + sol compacté	<i>Mass mold + compacted soil g</i>	6095.7	6188.1	6239.3	6284.6	6225.8
Masse moule	<i>Mass mold g</i>	4310.0	4309.9	4309.7	4309.7	4309.7
Masse sol compacté	<i>Mass compacted soil g</i>	1785.7	1878.2	1929.6	1974.9	1916.1
Masse vol. humide	<i>Wet unit mass kg/m³</i>	1896.6	1994.8	2049.4	2097.5	2035.1
Masse vol. sec	<i>Dry unit mass kg/m³</i>	1737.1	1796.1	1813.9	1829.5	1747.8
No tare	<i>Container no</i>	5	A1	4	2	3
Masse tare + sol humide	<i>Mass container + wet soil g</i>	2058.1	2159.3	2214.1	2245.7	2231.7
Masse tare + sol sec	<i>Mass container + dry soil g</i>	1908.0	1972.3	1992.8	1993.9	1961.6
Masse eau	<i>Mass water g</i>	150.1	187.0	221.3	251.8	270.1
Masse tare	<i>Mass container g</i>	273.0	282.2	288.3	275.4	318.1
Masse sol sec	<i>Mass dry soil g</i>	1635.0	1690.1	1704.5	1718.5	1643.5
Teneur en eau %	<i>Water content %</i>	9.2	11.1	13.0	14.7	16.4
Indice des Vides	<i>Void ratio (e)</i>	0.549	0.498	0.483	0.470	0.539
Teneur en eau volumique	<i>Volumetric water content</i>	0.159	0.199	0.236	0.268	0.287
Porosité	<i>Porosity (n)</i>	0.354	0.332	0.326	0.320	0.350
Volume du moule	<i>Mold volume</i>	941.5	cm³			
Dr:	Gs:	2.690				
% saturation	<i>% saturation</i>	45.0	59.8	72.3	83.8	82.0
Teneur en eau opt.	<i>Opt. Water content (%)</i>	14.3				%
Opt. Proctor modifié	<i>Opt. Modified Proctor</i>	1831.0				kg/m³

Essai de compactage Proctor modifié		Compaction test				
Provenance de l'échantillon:		Remblai hydraulique				
Site location of sample:		Laboratoire IRME 17 February 2018				
		1	2	3	4	5
Masse moule + sol compacté	<i>Mass mold + compacted soil g</i>	6274.0	6298.4	6316.7	6324.1	6342.2
Masse moule	<i>Mass mold g</i>	4310.0	4309.9	4309.7	4309.7	4309.7
Masse sol compacté	<i>Mass compacted soil g</i>	1964.0	1988.5	2007.0	2014.4	2032.5
Masse vol. humide	<i>Wet unit mass kg/m³</i>	2086.0	2112.0	2131.6	2139.5	2158.7
Masse vol. sec	<i>Dry unit mass kg/m³</i>	1899.9	1912.5	1927.9	1928.6	1922.6
No tare			RC24	16	60	BOL10
Masse tare + sol humide	<i>Mass container + wet soil g</i>	2267.4	2302.7	2282.8	2236.1	2257.0
Masse tare + sol sec	<i>Mass container + dry soil g</i>	2092.3	2115.2	2091.3	2038.1	2035.0
Masse eau	<i>Mass water g</i>	175.1	187.5	191.5	198.0	222.0
Masse tare	<i>Mass container g</i>	304.8	318.1	279.5	227.7	227.2
Masse sol sec	<i>Mass dry soil g</i>	1787.5	1797.1	1811.8	1810.4	1807.8
Teneur en eau %	<i>Water content %</i>	9.8	10.4	10.6	10.9	12.3
Indice des Vides	<i>Void ratio (e)</i>	0.416	0.407	0.395	0.395	0.399
Teneur en eau volumique	<i>Volumetric water content</i>	0.186	0.200	0.204	0.211	0.236
Porosité	<i>Porosity (n)</i>	0.294	0.289	0.283	0.283	0.285
Volume du moule	<i>Mold volume</i>	941.5	cm³			
Dr: Gs:	2.690					
% saturation	<i>% saturation</i>	63.4	69.0	71.9	74.5	82.8
Teneur en eau opt.	<i>Opt. Water content (%)</i>	11.5				
Opt. Proctor modifié	<i>Opt. Modified Proctor</i>	1934.0				
		kg/m³				

Date	7 Juin 2018		Échantillon	Remblai hydraulique compacté	
Indice des vides		0.4	Degré de saturation		100
Distance entre manomètres (cm)			Surface A (cm²)		180.5
Extérieur	23.5		Diamètre moyen (cm)		15.2
Intérieur	6.2				
Essai 1 - Charge constante			Essai 2 - Charge constante		
Température (°C)		24.7	Température (°C)		24.7
Burette tête (cm)		49.5	Burette tête (cm)		50.1
Burette base (cm)		46.7	Burette base (cm)		47.8
Cellule Mariotte (cm)		72.9	Cellule Mariotte (cm)		72.9
Sortie (cm)		29.6	Sortie (cm)		29.6
Temps (s)	Volume sorti (ml)	Débit (cm³/s)	Temps (s)	Volume sorti (ml)	Débit (cm³/s)
55.66	1	9.95E-05	47.72	1	0.00011
118.26	2	9.37E-05	113.32	2	9.78E-05
184.68	3	9.01E-05	178.83	3	9.30E-05
247.42	4	8.96E-05	236.96	4	9.35E-05
310.21	5	8.93E-05	302.65	5	9.15E-05
373	6	8.91E-05	365.23	6	9.10E-05
436.02	7	8.90E-05	430.24	7	9.02E-05
	8		496.01	8	8.94E-05
	9		558.05	9	8.94E-05
ΔH (cm)	2.8		ΔH (cm)	2.3	
Débit (cm³/s)	9.15E-05		Débit (cm³/s)	9.47E-05	
K _{sat} (cm/s)	0.00057		K _{sat} (cm/s)	0.00071	
K _{sat} à 20°C (cm/s)	0.00050		K _{sat} à 20°C (cm/s)	0.00063	

Moyenne	0.00057
---------	---------

Date	7 Juin 2018	Échantillon	Remblai hydraulique cimenté		
Indice de vide	0.39	Diamètre burette (Entrée)	1.52		
Longueur Échantillon (cm)	11.87	Diamètre burette (Sortie)	1.51		
Diamètre Échantillon (cm)	7.65	Aire entrée a_{in}	1.81		
Aire échantillon (cm²)	45.96	Aire sortie a_{out}	1.79		
Essai 1 - Charge variable					
Température °C	24.5				
H (0) burette entrée (cm)	42.3	H (100) burette entrée (cm)	97.3		
H (0) burette sortie (cm)	2	H (100) burette sortie (cm)	20.2		
Temps (s)	Entrée (cm)	Sortie (cm)	ΔH (cm)	$\ln(\Delta H_0/\Delta H_1)$	Ksat (cm/s)
0	97.3	42.3	55	0	0
3.08	96	42.9	53.1	0.035	0.0026
6.64	95.1	43.5	51.6	0.029	0.0010
10.8	94.8	44	50.8	0.016	0.0003
14.83	94	44.5	49.5	0.026	0.0004
18.89	93.5	45	48.5	0.020	0.0002
23.89	92.9	45.5	47.4	0.023	0.0002
28.76	92.2	46.4	45.8	0.034	0.0003
32.74	91.8	47	44.8	0.022	0.0002
38.23	91.1	47.5	43.6	0.027	0.0002
43.62	90.6	48	42.6	0.023	0.0001
Conductivité hydraulique saturée K_{sat} (cm/s)				0.00056	
Conductivité hydraulique saturée K_{sat} à 20°C (cm/s)				0.00050	