

Mise en garde

La bibliothèque du Cégep de l'Abitibi-Témiscamingue et de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) a obtenu l'autorisation de l'auteur de ce document afin de diffuser, dans un but non lucratif, une copie de son œuvre dans <u>Depositum</u>, site d'archives numériques, gratuit et accessible à tous. L'auteur conserve néanmoins ses droits de propriété intellectuelle, dont son droit d'auteur, sur cette œuvre.

Warning

The library of the Cégep de l'Abitibi-Témiscamingue and the Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) obtained the permission of the author to use a copy of this document for nonprofit purposes in order to put it in the open archives <u>Depositum</u>, which is free and accessible to all. The author retains ownership of the copyright on this document.

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC EN ABITIBI-TÉMISCAMINGUE

AMENDEMENT DES ARGILES AFIN DE LIMITER LES EFFETS ENGENDRÉS PAR LES CYCLES GEL-DÉGEL SUR LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE SATURÉE

ABDESSELAM MERZOUK

École de génie

MÉMOIRE

PRÉSENTÉ

COMME EXIGENCE PARTIELLE

DE LA MAÎTRISE EN INGENIEURIE (CONCENTRATION MECANIQUE)

Septembre 2022

© Merzouk Abdesselam,

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire

À Dieu Tout-Puissant et grande source intarissable de vie, pour m'avoir donné la capacité, la force, l'énergie et le courage de mener à bien ce projet,

À mes chers parents, ma sœur et mon frère, pour leur soutien fiable, l'ensemble famille et amis précieux.

Moi, par passion.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier ceux qui m'ont encouragé à poursuivre mes ambitions et à sortir de ma zone de confort en poursuivant ma maîtrise en ingénierie. De plus, je tiens à remercier mes parents pour leur soutien dans tous les projets que j'entreprends.

Un grand merci au Pr. Abdelkabir MAQSOUD, mon directeur de recherche, qui m'a donné cette opportunité et m'a permis de vivre une expérience positive et enrichissante à l'IRME. Merci pour votre soutien, votre grande disponibilité, vos conseils avisés et votre patience. Je remercie également le Pr. Tikou Belem pour sa collaboration à ce projet de recherche, ainsi que pour avoir pris le temps de répondre à chacune de mes nombreuses questions durant mes études supérieures. Je remercie également les membres du jury pour leur présence, pour leur lecture attentive de mon rapport de maitrise ainsi que pour les remarques qu'ils m'adresseront lors de cette soutenance afin d'améliorer mon travail.

Je tiens à remercier le Fond de Recherche du Québec, Nature et Technologies (FRQNT), et la Fonderie Horne (Glencore) pour leur soutien financier.

Je tiens également à remercier Granados Becerra Alejandro Edilberto, Niamke Kakou Emmanuel Evrard, Yatchoupou Ngatcha Thierry merLIN, Guillaume Noirant, Poirier Yvan, Hotton Gwendoline pour leur aide et leur soutien dans ce projet.

Merci à tous mes amis et collègues de l'UQAT: Youssef Hssan, Safa, Youssef, Meriem, Mohammed, Oumaima, Elyas, Abdelaziz, Wijdane, Abdoulaye, Jalal, achraf, Yassine, et tous ceux que j'oublie tellement ils sont nombreux.

Un grand merci aux équipes de l'IRME, de l'URSTM et de l'UQAT pour leur aide et leur gentillesse.

Je remercie tous ceux qui ont directement ou indirectement contribué au succès ce projet, qui se sentirait ignoré.

Je tiens également à remercier mes amis au Maroc qui ont toujours été à mes côtés malgré leur éloignement. Enfin, un merci spécial à ma famille pour leurs encouragements dans tous mes projets.

RÉSUMÉ

La restauration des parcs à résidus miniers constitue un défi environnemental de taille pour l'industrie minière, particulièrement pour les sites miniers générateurs de drainage minier acide. Cette restauration vise à limiter la migration d'oxygène ou la migration d'eau vers les résidus réactifs afin d'empêcher toute nouvelle oxydation des résidus sulfureux. Différentes techniques ont été développées pour la restauration efficace et durable de ces parcs à résidus et parmi lesquelles on peut citer les barrières étanches, les barrières à l'oxygène et les recouvrements en eau.

Les barrières étanches peuvent être composées de matériaux naturels ou synthétiques et qui visent à empêcher l'infiltration de l'eau vers les résidus réactifs. Comme matériaux naturels on trouve les argiles naturelles compactées ayant une faible conductivité hydraulique ($< 10^{-9} \text{ ms}^{-1}$). Toutefois, en raison de la susceptibilité aux effets de gel-dégel de ces matériaux argileux, des modifications importantes au niveau de leurs propriétés hydrogéologiques peuvent survenir. L'amendement de ces matériaux argileux peut réduire, voire limiter, l'impact des effets de gel-dégel au niveau de la modification de leurs propriétés hydrogéologiques.

Dans le cadre de ce projet de recherche, on vise à amender les matériaux argileux abitibiens à l'aide du silt et/ou du sable. Ainsi différents mélanges à base d'argile ont été conçus et ont fait l'objet de caractérisations géotechniques et hydrogéologiques détaillées. Ensuite, chaque mélange a été soumis à plusieurs cycles de gel-dégel et après chaque cycle la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) a été mesurée.

Les résultats de ces investigations ont permis de montrer que l'effet de gel-dégel au niveau de (k_{sat}) peut être réduit et de ce fait ces matériaux argileux peuvent être valorisés comme matériaux de construction dans les barrières étanches. Des modélisations numériques simulant des recouvrements étanches conçu à l'aide de ces matériaux amendés ont confirmé la capacité de de ce recouvrement à jouer pleinement le rôle de barrière étanche. À la suite de ces résultats des recommandations ont été formulées quant aux mélanges les plus performant qui peuvent être utilisés comme barrière étanche ainsi que les configurations des recouvrements pour une restauration efficace et durable.

Mots-clés : Propriétés hydrogéotechnique, cycles de gel-dégel, l'amendement des matériaux argileux, barrières étanches, conductivité hydraulique saturé.

ABSTRACT

Tailings reclamation is a major environmental challenge for the mining industry, particularly for mine sites that generate acidic drainage. This reclamation aims to limit the migration of oxygen to the reactive tailings to prevent any further oxidation of the sulphide tailings. Various techniques have been developed for the effective and sustainable reclamation of these tailings facilities, including waterproof barriers, oxygen barriers and water covers.

Waterproof barriers can be made of natural or synthetic materials and are designed to prevent water infiltration into the reactive tailings. For natural materials we find compacted natural clays with low hydraulic conductivity ($< 10^{-9} \text{ ms}^{-1}$). However, due to their susceptibility to freeze-thaw effects, significant changes in their hydrogeological properties may occur. The amendment of these clayey materials can reduce or even limit the impact of the effects of freezing-thawing at the level of the modification of their hydrogeological properties.

In the framework of this work, we aim at amending the Abitibi clay materials with silt and/or sand. Thus, different clay-based mixtures have been designed and have been the subject of detailed geotechnical and hydrogeological characterizations. Then, each mixture was subjected to several freeze-thaw cycles and after each cycle the saturated hydraulic conductivity (k_{sat}) was measured.

The results of these investigations have shown that the freeze-thaw effect at (k_{sat}) can be reduced and therefore these clay materials can be used as construction materials in waterproof hydraulic barriers. As a result of these results, recommendations were also made as to the best performing mixtures that can be used as hydraulic barriers.

Keywords:

Hydrogeotechnical properties, freeze-thaw cycles, amendment of clay materials, watertight hydraulic barriers, saturated hydraulic conductivity.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III
REMERCIEMENTSIV
RÉSUMÉV
LISTE DES TABLEAUXX
LISTE DES FIGURESXIII
LISTE DES ABRÉVIATIONS XVIII
LISTE DES ANNEXESXXII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION1
1.1 Contexte de l'étude1
1.2 Problématique du projet
1.3 Objectifs du projet de recherche
1.4 Structure du mémoire4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE6
2.1 Drainage minier acide (DMA)6
2.1.1 Formation du DMA
2.1.2 Prévention et contrôle du DMA
2.2 Écoulement de l'eau et caractéristiques des sols en milieu saturé et non saturé10
2.2.1 Écoulement de l'eau en milieux poreux saturés12
2.2.2 Écoulement de l'eau en milieu poreux non saturé14
2.2.3 Caractéristiques des sols16
2.3 Théorie des mélanges
2.3.1 Propriétés géotechniques des matériaux meubles

	2.3.2	Modèles d'empilements continus de mélanges basés sur la courbe granulomét 29	rique
	2.3.3	Modèles continus de la théorie des mélanges	32
2	2.4 1	Les matériaux argileux	41
	2.4.1	Les minéraux argileux	41
	2.4.2	Les facteurs affectant les propriétés des matériaux argileux	44
	2.4.3	Effet des cycles gel-dégel sur la conductivité hydraulique des matériaux argileux	¢48
СН	APITR	E 3 MATÉRIELS ET MÉTHODES	51
	8.1 I	Méthodologie générale de l'étude	51
	3.1.1	Échantillonnage des matériaux	52
	3.1.2	Préparation des mélanges d'argile amendée avec sable et/ou silt	53
	8.2 0	Caractérisation des matériaux	53
	3.2.1	Granulométrie	53
	3.2.2	Teneur en eau initiale	57
	3.2.3	Masse volumique humide à l'état lâche	58
	3.2.4	Densité relative des grains	59
	3.2.5	Porosité et indice des vides	60
	3.2.6	Limites d'Atterberg	61
	3.2.7	Essai de compactage	63
	3.2.8	Conductivité hydraulique saturée	67
	3.2.9	Essais de gel-dégel	71
	3.2.10	0 Courbes de rétention d'eau	74
	8.3 1	Modélisation numérique du comportement hydrogéologique	79
	3.3.1	Méthode des éléments finis	80
	3.3.2	Les propriétés des matériaux et modèles numériques	82

CHAPITR	E 4 RÉSULTATS	84
4.1 É	Évaluation des proportions des mélanges	.84
4.1.1	Détermination des mélanges optimaux à partir de la courbe granulométrique idéale	284
4.1.2	Détermination des mélanges optimaux basés sur la théorie des mélanges	.86
4.1.3	Comparaison des modèles basés sur la théorie de mélanges	.90
4.2 H	Proportions optimales retenues pour différents mélanges	.90
4.3 F	Résultats de la caractérisation des mélanges	.91
4.3.1	Paramètres physiques des mélanges	.91
4.3.2	Analyses granulométriques	.93
4.3.3	Courbe de compactage Proctor	.94
4.3.4	Courbe de rétention d'eau des mélanges	.96
4.3.5	Conductivité hydraulique saturée (k _{sat})	.97
4.3.6	Essai de gel-dégel	.98
4.4 U	Utilisation des mélanges comme barrière étanche1	01
4.5 F	Résultats de modélisation du comportement du recouvrement1	102
4.5.1	Recouvrement monocouche constitué d'argile amendée	103
4.5.2	Recouvrement bicouches : argile amendée de 60 cm recouverte par du sable	15
CHAPITR	E 5 DISCUSSION, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 1	25
5.1 I	Discussion1	125
5.2 (Conclusion1	133
5.3 H	Recommandations1	134
RÉFÉREN	ICES 1	36
ANNEXES	S 1	45

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Les modèles descriptifs pour lissage de la courbe de rétention d'eau 19
Tableau 2.2: Paramètres du modèle MK pour la prédiction de la courbe de rétention d'eau20
Tableau 2.3: Les équations empiriques pour l'estimation de la conductivité hydraulique saturé .22
Tableau 2.4 : Modèles de prédiction de la fonction de conductivité hydraulique non-saturée24
Tableau 2.5 : Classification des modèles d'empilement (tiré de Ngabu, 2019)
Tableau 2.6 : Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux (Robitaille,1997)
Tableau 3.1: Quantité des materiaux prélevés
Tableau 3.2 : Caractéristiques granulométriques des matériaux 57
Tableau 3.3: Teneur en eau initial des matériaux
Tableau 3.4 : Masses volumiques humides et sèches des matériaux
Tableau 3.5 : Densité relative des grains solides des matériaux à l'étude60
Tableau 3.6 : Porosité des matériaux à l'étude61
Tableau 3.7: Les résultats des limites d'Atterberg 63
Tableau 3.8: Résultats des essais Proctor pour les matériaux 67
Tableau 3.9: Résultats des essais de perméabilité réalisés en pour le sable #1, silt #1 ainsi que pour l'argile 71
Tableau 3.10: Resultat de l'essai de gel-dégel pour l'argile naturelle
Tableau 3.11 : La porosité obtenue à partir des CRE expérimentales 79
Tableau 3.12: Avantages et limites de la MEF (d'après Marceau, 2007 et Kalonji-Kabambi, 2014)
Tableau 4.1 : Fraction des argiles (F) dans les mélanges par le modèle de Côté et Konrad (2003)

Tableau 4.2: Comparaison des résultats des modèles de Koltermann , Gorelick (1995), Côté et Konrad (2003) 90
Komad (2003)
Tableau 4.3 : Proportion massique des matériaux utilisés dans les mélanges à l'étude91
Tableau 4.4: Synthèse des paramètres physiques et géotechniques des mélanges
Tableau 4.5: Paramètres granulométriques des melanges étudiés
Tableau 4.6: Résultats des essais de compactage Proctor des mélanges étudiés.
Tableau 4.7: Résultats des paramètres de la courbe de rétention pour les mélanges97
Tableau 4.8: Résultats des essais de perméabilité réalisés sur les mélanges étudiés
Tableau 4.9: Résultats des essais de gel-dégel (GD) pour les mélanges
Tableau 4.10: Comparaison des mélanges par rapport aux critères de barrière étanche102
Tableau 4.11: les valeurs de k _{sat} utilisés pour l'estimation de la fonction de permeabilité103
Tableau 5.1: Bilan hydrique du recouvrement monocouche ayant une épaisseur de 60 cm durant l'année 2019
Tableau 5.2: Bbilan hydrique de recouvrement monocouche ayant une épaisseur de 60 cm durant l'année 2020
Tableau 5.3: Bilan hydrique de recouvrement monocouche d'épaisseur 60 cm durant l'année 2021
Tableau 5.4: Bilan hydrique de recouvrement monocouche d'épaisseur 80 cm durant l'année 2019
Tableau 5.5: Bilan hydrique de recouvrement monocouche d'épaisseur 80 cm durant l'année 2020
Tableau 5.6: Bilan hydrique de recouvrement monocouche d'épaisseur 80 cm durant l'année 2021
Tableau 5.7: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 20 cm de sable durant l'année 2019

Tableau 5.8: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 20 cm de sable 20 durant l'année
2020
Tableau 5.9: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 20 cm de sable: année 2021130
Tableau 5.10: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 40 cm de sable 40 cm : année 2019
Tableau 5.11: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 40 cm de sable : année 2020132
Tableau 5.12: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 40 cm de sable de 40 cm : année
2021

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Schéma présentant les phases et équations de formation du DMA en fonction du temps
et du pH de l'eau (d'après Kleinman et al, 1981, et tiré de Aubertin et al., 2002)
Figure 2.2: Configuration d'une couverture multicouche (adaptée de Aubertin et al., 1995, 1999, 2002)
Figure 2.3: Coupe schématique du sol et d'un aquifère (Fredlund et al., 2012)11
Figure 2.4 : Bilan des débits spécifiques selon l'axe x à travers un volume élémentaire de sol (adapté de Hillel, 1998; tiré de Bussière, 1999)14
Figure 2.5: Courbe de rétention d'eau typique (adaptée de Fredlund et al. 2012)17
Figure 2.6: L'effet d' hystérésis sur la courbe de rétention d'eau (Fredlund et al., 2012)18
Figure 2.7 : Diagramme de phase pour le mélange granulaire grossier-fin (Vallejo, 2001)26
Figure 2.8: (A) micro-géométrie du modèle d'un mélange binaire idéal, (B) Prédiction de la porosité en fonction du volume des particules fines modifié de Koltermann et Gorelick (1995)34
Figure 2.9 : Représentation schématique du degré de miscibilité de mélange binaire de particules fines et grossières (Gutierrez 2005)
Figure 2.10: Effet de <i>RM</i> sur les courbes du mélange (gutierrez,2005)
Figure 2.11: diagramme des phases pour (a) sol bien classé, (b) sol bien classé avec seulement des particules grossières et (c) sol bien classé avec des particules fines et grossières (côté et Konrad,2003)
Figure 2.12: Représentation des tétraèdres et des octaèdres (d'après Gautier, 2008)42
Figure 2.13: Fissures de dessiccation dans un recouvrement en argile sans couche drainante sus- jacente (Booker ,1997)
Figure 2.14 : Évolution de la conductivité hydraulique d'un matériau argileux pendant les cycles de gel et de dégel (Magsoud et al. 2021).
Figure 3.1: Organigramme de la méthodologie de l'étude
Figure 3.2: Photo aérienne de la localisation

Figure 3.3: Granulomètre à laser	54
Figure 3.4: Les courbes granulometries des matériaux utilisés	56
Figure 3.5: Quantachrome Instruments, UltraPyc 1200 ^e	59
Figure 3.6: États de consistance (Robitaille,1997)	61
Figure 3.7: Appareil de Casagrande (Robitaille,1997)	62
Figure 3.8: Schéma de principe de l'essai Proctor (Holtz et Kovacs, 1991)	64
Figure 3.9: Courbe de Proctor de l'argile	65
Figure 3.10: Courbe de Proctor de sable #1	66
Figure 3.11: Courbe de Proctor de Silt #1	66
Figure 3.12: Montage utilisé pour l'essai de conductivité hydraulique avec perméam flexible cellules KW	ètre à paroi
Figure 3.13: Perméamètre utilisé pour la détermination de la conductivité hydraulique	saturée70
Figure 3.14: Exemple d'échantillon utilisé dans les essais	72
Figure 3.15 : Perméamètre isolé avec du polystyrène et utilisé pour l'essai de la hydraulique saturée soumis à des cycles de gels et dégels	conductivité 73
Figure 3.16: Exemple d'enregistrement de la temperature	73
Figure 3.17: Cellules de Tempe utilisées et aperçu du montage	75
Figure 3.18 : CRE de sable #1 obtenues par mesures expérimentales en cellules Ten avec le logiciel RETC	mpe, lissées 76
Figure 3.19: CRE de silt #1 obtenues par mesures expérimentales en cellules Tempe, le logiciel RETC	lissées avec 76
Figure 3.20: Composants pour les tests d'extracteurs de pression	78
Figure 3.21: CRE de l'argile obtenue par mesures expérimentales en utilisant l'ex pression et lissée avec le logiciel RETC	tracteurs de 78
Figure 3.22 : Géométrie de modèle simulé par SEEP/W	

Figure 4.1 : Mélanges sable #1-argile par les modèles de Fuller et Thompson (1907), Dinger et
Funk (1994) et Andreasen et Andersen (1930)85
Figure 4.2 : Mélanges silt #1-argile par les modèles de Fuller et Thompson (1907), Dinger et Funk
(1994) et Andreasen et Andersen (1930)
Figure 4.3 : Prédiction de la variation de la porosité en fonction de la proportion volumique d'argile
par le modèle de Koltennann et Gorelick (1995) (Mélange silt-argile)
Figure 4.4 : Prédiction de la variation de la porosité en fonction de la proportion volumique d'argile
par le modèle de Koltennann et Gorelick (1995) (Mélange sable-argile)
Figure 4.5: Prédiction de la variation de l'indice des vides en fonction de la proportion massique
des argiles (F) par le modèle de de Gutierrez (2005) pour mélange argile- silt #1 : A) l'indice
de mixité $R_M = 0$ et , B) l'indice de mixité $R_M = 1$
Figure 4.6: Prédiction de la variation de l'indice des vides en fonction de la proportion massique
des argiles (F) par le modèle de de Gutierrez (2005) pour mélange argile-sable #1 : A) l'indice
de mixité $R_M = 0$ et , B) l'indice de mixité $R_M = 1$
Figure 4.7: Courbe Proctor Mél. #4
Figure 4.8: Courbe de rétention d'eau du Mél. #1 obtenue en laboratoire et lissée avec le modèle de
van Genutchen
Figure 4.9: Évolution de k _{sat} en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour l'argile naturelle
Figure 4.10 : Évolution de k _{sat} en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #7101
Figure 4.11: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP = $0m$ (cas 1)
Figure 4.12: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 1)
Figure 4.13: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 1)104
Figure 4.14: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 1)

Figure 4.15: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 1)
Figure 4.16: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 1)106
Figure 4.17 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 1)
Figure 4.18: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 1)
Figure 4.19: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 1).108
Figure 4.20: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas 2)
Figure 4.21: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 2)
Figure 4.22: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 2)110
Figure 4.23: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 2)
Figure 4.24: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 2)
Figure 4.25: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 2)112
Figure 4.26: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 2)
Figure 4.27: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 2)
Figure 4.28: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 2).113
Figure 4.29: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas 3)115
Figure 4.30: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 3)

Figure 4.31: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 3)116
Figure 4.32: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas 3)
Figure 4.33: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 3)
Figure 4.34: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 3)118
Figure 4.35: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 3)
Figure 4.36: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 3)
Figure 4.37: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 3).119
Figure 4.38: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas 4)
Figure 4.39: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 4)
Figure 4.40: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 4)121
Figure 4.41: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas 4)
Figure 4.42: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 4)
Figure 4.43 : Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 4).122
Figure 4.44: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 4)
Figure 4.45: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 4)
Figure 4.46: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 4).124

LISTE DES ABRÉVIATIONS

La liste des sigles et abréviations présente, dans l'ordre alphabétique, les sigles et abréviations utilisés dans le mémoire ou la thèse ainsi que leur signification. En voici quelques exemples :

ASTM	American Society for testing Materials
C _c	Coefficient de courbure
C _u	Coefficient d'uniformité
D ₁₀	Diamètre des particules correspondant à 10% passant sur la courbe granulométrique
D ₃₀	Diamètre des particules correspondant à 30% passant sur la courbe granulométrique
D ₅₀	Diamètre des particules correspondant à 50% passant sur la courbe granulométrique
D ₆₀	Diamètre des particules correspondant à 60% passant sur la courbe granulométrique
D _{max}	Diamètre maximal des particules
D _{mim}	Diamètre minimal des particules
e	l'indice des vides
e _C	Indice des vides des particules grossières
e _F	Indice des vides des particules fines
F	Proportion massique sèche des particules fines
G _S	Densité relative des grains [-]
h	Charge hydraulique
IRME	Institut de Recherche en Mines et en Environnement
kPa	kilo Pascal
k _r	Conductivité hydraulique relative
L	Longueur de l'échantillon
MELCC	ministère de l'Environnement et de la lutte contre les changements climatiques
MERN	ministère de l'Énergie et des ressources naturelles

DMA	Drainage Minier Acide
NPS	Nappe Phréatique Surélevée
CEBC	Couvertures avec Effets de Barriere Capillaire
k _{sat}	Conductivité Hydraulique Saturé
IP	Indice de Plasticité
n	porosité
n _{opt}	Porosité à l'optimum
n _C	Porosité des particules grossières
$n_{ m F}$	Porosité des particules fines
n _M	Porosité du mélange
AEV :	Valeur d'entrée d'air (Air entry value)
CRE	Courbe de rétention d'eau
d	Diamètre
DMA	Drainage minier acide
GCB	Géocomposite bentonitique
GCL	Geosynthetic clay liner
P _{AA}	Fonction de distribution d'Andreasen et Andersen
P _{DF}	Fonction de distribution de Ding er et Funk
$P_{\rm FT}$	Fonction de distribution de Fuller et Thomson
NPS	le recouvrement monocouche combiné à une nappe phréatique surélevée
R _F	Proportion volumique sèche des particules fines
R _M	Indice de mixité
w	Teneur en eau gravimétrique
i	Gradient

k	Conductivité hydraulique
k _{sat}	Conductivité hydraulique saturée
S _r	Degré de saturation (%)
S _{ropt}	Degré de saturation à l'optimum Proctor
t	Temps
Т	Température
UQAT	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue
URSTM	Unité de Recherche et de Service en Technologie Minérale
USCS	United Soil Classification System ou Système de Classification Unifié des Sols
V	volume
V_M	Volume total du mélange
V_S	Volume des grains solides
V _{SC}	Volume des grains solides des particules grossières
V _{SF}	Volume des grains solides des particules fines
V_V	Volume des vides
V_{VC}	Volume des vides des particules gyrossières
V_{VF}	Volume des vides des particules fines
V_w	Volume de l'eau
V_T	Volume total
V_V	Volume des vides
Z	Profondeur
$ ho_w$	Masse volumique de l'eau
Ψ	Succion
$ heta_a$	Teneur en air volumique

- θ_w Teneur en eau volumique
- $\omega_{\rm L}$ Limite de liquidité
- $\omega_{\rm P}$ Limite de plasticité

LISTE DES ANNEXES

Annexe A : Caracterisation physique et hydrogeotechnique des mélanges	145
Annexe B : Résultats des simulations pour les Mél. #6 et Mél. #7	164

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude

Le Canada est l'un des principaux pays miniers du monde où on y produit annuellement environ soixante types de minéraux et de métaux. En raison de cette importante production, Le Canada se classe parmi les cinq principaux producteurs mondiaux (Association minière du Canada, 2018). Dans cette industrie minière et selon les données de 2016, le Québec est considéré comme la deuxième province minière la plus importante. Sa production minière annuelle se chiffre à 7,8 milliards de dollars avec 27 mines actives (Madore et Caron, 2018).

L'exploitation minière génère d'importante quantité de rejets miniers solides et liquides et dont la gestion peut constituer d'importants défis environnementaux. Les deux principaux types de rejets solides générés par l'industrie minière sont les stériles miniers et les résidus miniers (aussi appelés rejets de concentrateur). Les stériles miniers sont définis comme étant des roches extraites lors des opérations minières afin d'atteindre le gisement; ils ne contiennent pas de minéraux en quantité suffisante pour que leur exploitation soit économiquement rentable. Les résidus miniers sont issus du traitement de minerai après leur concassage et leur broyage (MERN et MDDELCC, 2017). Ces rejets solides peuvent renfermer des minéraux sulfureux si bien que lorsqu'ils sont entreposés en surface (dans les haldes à stérile et dans les parcs à résidus) et exposés à l'air et à l'eau, des réactions d'oxydation peuvent survenir conduisant ainsi à la production du drainage minier acide (DMA).

Le DMA est produit lorsque les minéraux sulfureux tel que la pyrite réagissent avec l'eau et l'air pour former de l'acide et qui contribue à la solubilité des métaux. Ainsi, le DMA est caractérisé par un faible pH et des concentrations élevées en métaux dissous et en sulfates (Aubertin et al., 2002).

La restauration des parcs à résidus miniers générateurs du DMA constitue un défi environnemental de taille pour l'industrie minière. Les législations québécoises et canadiennes obligent l'industrie minière à remettre les sites miniers dans un état satisfaisant après l'exploitation. Selon le guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec, « l'état satisfaisant comprend la remise en état visuelle du site, mais également l'élimination des risques de propagation de contaminants ». Ainsi, dans les dernières décennies, plusieurs techniques ont été développées en climat tempéré pour contrôler la production du DMA. Ces techniques visent à

limiter le flux d'eau, d'oxygène et la disponibilité des sulfures (Aubertin et al., 1995; MEND, 2001; Maqsoud et al., 2021). Le choix de la technique de restauration se fera principalement en fonction de la disponibilité des matériaux, du type d'aires d'entreposage de rejets miniers (parc à résidus miniers ou halde à stériles), de l'importance de la génération d'acide, du climat, de la stabilité géotechnique des ouvrages, etc.

Parmi les techniques qui visent à contrôler le flux d'oxygène, on retrouve les couvertures aqueuses, les couvertures avec effets de barrière capillaire (CEBC) et les couvertures monocouches combinées à une nappe phréatique surélevée (NPS). Ces couvertures sont basées sur le fait que la diffusion de l'oxygène est beaucoup plus faible dans l'eau que dans l'air (Nicholson et al., 1989).

Pour les techniques qui visent à limiter l'infiltration d'eau jusqu'aux résidus miniers générateurs d'acide, on retrouve les barrières étanches (Aubertin et al. 1995, 2015). Ces recouvrements de type multicouches limitent l'infiltration de l'eau grâce à une (ou plusieurs) couches ayant une faible conductivité hydraulique saturée. Parmi les matériaux qui peuvent être utilisés comme couche à faible conductivité hydraulique, on trouve les argiles naturelles les matériaux géosynthétiques et les géomembranes.

Quant à la technique qui vise à limiter la quantité de sulfures dans les rejets, elle fait appel à la désulfuration les résidus miniers durant l'opération minière. Cette désulfuration produit deux types de matériau : un rejet de flottation qui a une concentration en sulfure assez faible pour que le matériel ne soit plus considéré comme générateur d'acide et un concentré de sulfure fortement générateur qui doit être géré adéquatement. Par ce procédé, on réduit considérablement les volumes de rejets problématiques tout en produisant une fraction inerte qui peut être éventuellement valorisée, par exemple, comme matériau de construction des recouvrements (Bussière et al. 1995, 2004; Benzaazoua et al. 2000; Bois et al., 2005).

L'utilisation de matériaux naturels (gravier, sable, silt, argile) ou de matériaux issus de l'exploitation minière non problématiques au niveau environnemental (p.ex., rejets non t générateurs d'acide) s'avère généralement plus avantageuse sur le plan économique que l'utilisation de matériaux synthétiques (INAP, 2012). Toutefois, des contraintes relatives à la disponibilité des matériaux ou à la géométrie des aires d'accumulation peuvent faire en sorte que l'utilisation de matériaux synthétiques au sein d'un recouvrement soit avantageuse.

En Abitibi-Témiscamingue, dans le nord du Québec et de l'Ontario, les matériaux argileux sont disponibles sous forme d'une plaine argileuse. Ces matériaux dont l'épaisseur peut dépasser 50 m (nord de la Sarre) sont peu connus et n'ont pas fait l'objet d'études pour évaluer la possibilité de leur utilisation en tant que matériaux de construction dans les ouvrages miniers. En raison de ce manque d'information au sujet de ces formations argileuses, il est nécessaire d'entamer des études de caractérisation et d'évaluation de leurs propriétés, de les amender et de les tester comme matériaux de recouvrement.

1.2 Problématique du projet

Les argiles sont des matériaux ayant une faible conductivité hydraulique. En Abitibi-Témiscamingue, ils sont fréquemment disponibles à proximité de certains sites miniers. Toutefois, en raison de leur susceptibilité aux effets de gel-dégel qui engendrent des modifications importantes au niveau de leur propriétés hydrogéologiques, elles sont peu utilisées comme matériaux de construction des ouvrages miniers et plus particulièrement dans les barrières étanches. Cependant, leur amendement avec d'autres matériaux, peut réduire, voire éliminer les effets engendrés par les successions de cycles de gel-dégel. Ainsi, des mélanges à base de matériaux argileux peuvent être conçus par l'ajout de silt et/ou de sable à différentes proportions. Ces mélanges pourraient constituer des matériaux ayant les propriétés requises pour agir comme barrière étanche. De ce fait, ces matériaux amendés pourraient constituer une alternative intéressante aux matériaux synthétiques dans la construction des recouvrements étanches.

Le présent travail de recherche de maîtrise vise à évaluer l'impact de l'amendement des argiles avec du sable et/ou du silt dans la réduction des effets de gel-dégel au niveau de certains paramètres hydriques et plus particulièrement au niveau de la conductivité hydraulique saturée; de même qu'il vise à aider à la sélection du mélange le plus approprié pour constituer une barrière étanche efficace face à la migration des fluides.

1.3 Objectifs du projet de recherche

L'objectif principal du projet consiste à évaluer, au laboratoire, les propriétés hydrogéologiques de mélanges conçus à base de matériaux argileux et amendés par l'ajout de silt et/ou de sable à différentes proportions. Dans ces amendements, on vise principalement à évaluer l'impact des

amendements dans la réduction ou l'élimination des effets néfastes liés aux cycles de gel-dégel qui engendrent des modifications importantes au niveau de leurs propriétés hydrogéologiques.

L'atteinte de cet objectif principal passe par la réalisation des objectifs spécifiques suivants :

- Optimiser les proportions des particules fines (argile) et grossières (silt, sable) des mélanges en utilisant les modèles continus de la théorie des mélanges,
- 2- Évaluer l'impact de l'amendement sur les paramètres hydrogéotechnique des mélanges et sélection du mélange le plus performant pour agir comme barrière étanche,
- 3- Évaluer la performance des recouvrements étanches, conçus à base d'argile amendée, à l'aide de la modélisation numérique (étude paramétrique).

1.4 Structure du mémoire

Ce mémoire comporte 6 chapitres, qui sont les suivants :

- Le chapitre 1 est consacré à l'introduction et qui présente le contexte de la recherche, la problématique du projet et les objectifs du projet de recherche.
- Le chapitre 2 est une revue de littérature détaillée couvrant tous les aspects pertinents du sujet de recherche et qui sont : le DMA et son contrôle, l'écoulement de l'eau en milieu saturé et non-saturé, les propriétés hydrogéologiques des matériaux, la théorie des mélanges (ainsi que les différents modèles qui peuvent être utilisés) et les effets des cycles de gel-dégel sur la structure du sol et la conductivité hydraulique du sol.
- Le chapitre 3 décrit la méthodologie du projet de recherche ainsi que le programme expérimental détaillé de l'étude; de même qu'on présente les détails relatifs aux essais de laboratoire.
- Le chapitre 4 présente les résultats des essais réalisés au laboratoire sur les mélanges étudiés.
 Il présente également les résultats des simulations numériques à l'aide de SEEP/W de la suite
 GeoStudio afin de présenter l'influence de l'épaisseur des couches de mélanges et l'effet de la profondeur de la nappe sur le comportement hydrogéologique du recouvrement.
- Finalement, le chapitre 5 présente une discussion sur la variation des paramètres du bilan hydrologie (étude paramétrique), les principales conclusions de cette étude quant à l'utilisation

des mélanges comme barrières étanches dans les recouvrements des sites miniers et se termine par des recommandations.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Cette revue de la littérature vise à définir le cadre théorique et les principes généraux nécessaires à la réalisation du projet de recherche. Elle aborde les phénomènes de drainage minier acide (DMA) (origine, prévention, contrôle) les principes de l'écoulement de l'eau dans un milieu poreux ainsi que les modèles de prédiction de la courbe de rétention d'eau (CRE) et de la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}). Ensuite, les modèles d'optimisation des matériaux granulaires par différentes théories de mélange sont présentés. Finalement, ce chapitre se termine par une description des effets de gel-dégel sur la microstructure et la conductivité hydraulique saturé des matériaux.

2.1 Drainage minier acide (DMA)

2.1.1 Formation du DMA

L'extraction et le traitement des minerais génèrent de grandes quantités de rejets miniers solides, notamment les stériles et les rejets de concentrateurs (ou résidus miniers). Les rejets contenant des minéraux sulfureux sont susceptibles de réagir avec l'eau et l'oxygène atmosphériques et de produire du DMA lorsque les minéraux sulfureux sont exposés aux conditions climatiques. Ces réactions d'oxydation engendrent une baisse du pH de l'eau qui peut atteindre des valeurs autour de 3, conduisant ainsi à la dissolution des métaux que renferment les résidus miniers (Aubertin et al., 2002). Ce DMA peut avoir des effets néfastes considérables sur l'écosystème environnant.

Plusieurs minéraux sulfurés, tels que la pyrite (FeS₂), la pyrrhotite (Fe_{1-x}S) et l'arsénopyrite (FeAsS), peuvent être à l'origine de la formation de DMA (Keith et al; 2000) et les réactions d'oxydation (chimiques, bactériologiques et électrochimiques) qui conduisent à l'acidification des eaux de drainage sont relativement bien connues (Kleinmann et al., 1981; Evangelou, 1995; Rimstidt et Vaughan, 2003; Aubertin et al., 2002; Abraitis et al; 2004).

La pyrite est souvent utilisée comme minéral pour décrire le processus de formation de DMA. Il existe deux types d'oxydation : l'oxydation directe et l'oxydation indirecte. La réaction d'oxydation directe se produit à un pH relativement neutre en présence de l'oxygène et de l'eau, tandis que la réaction d'oxydation indirecte se produit principalement à un pH faible ($pH \le 3,5$) en présence du

fer ferrique (Fe^{3+}). Les réactions d'oxydation sont souvent présentées de la manière suivante (Kleinman et al., 1981; Aubertin et al., 2002) :

Oxydation directe :

$$2FeS_2 + 7O_2 + 2H_2O \rightarrow 2Fe^{2+} + 4SO_4^{2-} + 4H^+$$
[2.1]

Oxydation indirecte :

$$2Fe^{2+} + \frac{1}{2}O_2 + 2H^+ \to 2Fe^{3+} + H_2O$$
[2.2]

$$Fe^{3+} + 3H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 3H^+$$
 [2.3]

$$FeS_2 + 14 Fe^{3+} + 8H_2O \rightarrow 2Fe^{2+} + 2SO_4^{2-} + 16H^+$$
 [2.4]

Réaction globale :

$$\operatorname{FeS}_2 + \frac{15}{4}O_2 + \frac{7}{2}H_2O \to \operatorname{Fe}(OH)_3 + 2H_2SO_4$$
 [2.5]

La première phase de formation du DMA (voir Figure 2.1) est l'oxydation directe (pH presque neutre) (Équation [2.1]). La formation de deux moles d'ions H^+ pour une mole de pyrite acidifie le milieu. Durant cette même phase, les ions de fer ferreux (Fe^{2+}) s'oxydent pour former des ions de fer ferrique (Fe^{3+}) (Équation [2.2]). À un pH suffisamment élevé (pH \ge 4,5), les ions ferreux précipitent sous forme d'hydroxyde ferrique (Équation [2.3]). Cette réaction produit trois ions H^+ pour une mole d'ions fer ferrique (Fe^{3+}), ce qui acidifie encore plus le milieu. C'est l'hydroxyde de fer qui donne la couleur ocre caractéristique des sites miniers contenant des composés sulfureux oxydés. Ensuite, une période de transition qui correspond à la phase 2 (voir Figure 2.1), durant laquelle le pH diminue progressivement. Finalement, la phase 3 débute lorsque le pH devient suffisamment faible (pH inférieur à 3,5). La pyrite s'oxyde au contact du fer ferrique en solution (Équation [2.4]). Cette réaction génère 16 moles d'ions H^+ pour une mole de pyrite. On observe donc que la réaction d'oxydation indirecte (Équation [2.4]) produit beaucoup plus d'acide que la réaction d'oxydation directe. La génération du DMA peut aussi être résumée par la réaction d'oxydation globale de la pyrite (Équation [2.5]).



Figure 2.1: Schéma présentant les phases et équations de formation du DMA en fonction du temps et du pH de l'eau (d'après Kleinman et al, 1981, et tiré de Aubertin et al., 2002)

Les bactéries jouent aussi un rôle prépondérant (catalyseurs) dans la génération d'acide. La présence de bactéries telles que *Acidithiobacillus, Thiobacillus* et *Leptospirillum* peut accélérer les réactions d'oxydation des minéraux sulfureux et particulièrement la transformation du fer ferreux (Fe^{2+}) en fer ferrique (Fe^{3+}) (Morin et Hutt, 1997; Zagury et al., 1997).

La présence de minéraux carbonatés tels que la calcite et la dolomite aide à neutraliser naturellement l'acidité produite par les réactions d'oxydation des minéraux sulfureux. La dissolution des minéraux silicatés contribue également à la neutralisation de l'acidité, mais ce processus est plus lent que celui des carbonates (Perkins et al., 1995 ; Morin et Hutt, 1997).

Enfin, plusieurs facteurs affectent la cinétique de l'oxydation des minéraux sulfurés parmi lesquels on cite : la nature des minéraux sulfurés présents dans l'environnement, la distribution des sulfures (disséminés *vs* massifs), leur disponibilité (libérés *vs* non libérés), température ambiante et disponibilité en oxygène (Nicholson et al., 1988; Nicholson et Scharer, 1994; Aubertin et al., 2002; Lapakko et al., 2006).

2.1.2 Prévention et contrôle du DMA

Le drainage minier acide est un problème minier bien connu et le contrôle de sa formation peut se faire en limitant le flux de l'eau ou de l'oxygène, la réduction des teneurs en sulfure, la neutralisation

de l'acidité ou la réduction de l'activité bactérienne. Les méthodes de restauration des sites miniers visent souvent à limiter l'un (ou plusieurs) de ces éléments pour empêcher l'oxydation des minéraux sulfurés, et par conséquent, la formation du DMA.

L'oxygène est l'un des réactifs essentiels dans le processus conduisant à l'oxydation des minéraux sulfureux et à la production de DMA. La réduction de l'apport d'oxygène est généralement considérée comme le moyen le plus efficace pour inhiber la production du DMA (SRK, 1991; Aubertin et al., 1995). Pour limiter l'apport en oxygène qui réduit la production d'acide à des niveaux négligeables, différentes techniques peuvent être utilisées et parmi lesquelless on peut citer : les recouvrements multicouches, les barrières étanches et les recouvrements monocouche avec nappe phréatique surélevée.

Les recouvrements multicouches sont constitués par une succession de plusieurs couches. Ils peuvent être composés de matériaux géologiques (gravier, sable, silt, argile, pierre concassée, etc.), synthétiques (géotextiles, géomembranes, bitumes, ciments, etc.) ou composites (géocomposite bentonitique, etc.). Selon Aubertin et al. (1995, 2002), la configuration typique des recouvrements multicouches comporte cinq couches (voir Figure 2.2) et peut être utilisée dans les recouvrements ayant pour fonction de limiter l'infiltration d'eau et dans ceux destinés à limiter le flux d'oxygène (ou les deux). Ainsi, ces recouvrements sont constitués du bas vers le haut des couches suivantes (voir Figure 2.2) :



Figure 2.2: Configuration d'une couverture multicouche (adaptée de Aubertin et al., 1995, 1999, 2002)

La couche de support E est installée au-dessus des rejets miniers et sert de support aux horizons supérieurs et doit généralement posséder une bonne capacité portante et une bonne résistance aux déformations. Elle est généralement constituée de sable ou de gravier.

La couche D est constituée par des matériaux ayant une faible perméabilité. Dans le cas de recouvrement de type couverture avec effet de barrière capillaire (CEBC), cette couche peut être constituée par des matériaux fins tels que les silts et ayant une conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) de l'ordre de 10⁻⁶ m/s. Dans le cas des barrières étanches, la couche D doit avoir une très faible conductivité hydraulique afin de limiter l'infiltration d'eau dans les résidus sous-jacents, souvent un $k_{sat} \leq 10^{-9}$ m/s.

La couche C est généralement une couche drainante (sable ou gravier) qui joue un rôle important au niveau de la réduction du gradient hydraulique sur la couche sous-jacente; ce qui réduit le débit d'infiltration dans la couche D.

La couche B peut avoir des fonctions multiples, elle vise à protéger les couches inférieures contre les racines des plantes et les animaux et contre les effets des cycles de mouillage-séchage et de geldégel, à minimiser les risques d'intrusions à travers la barrière et à retenir ou stocker provisoirement une portion des eaux d'infiltration jusqu'à leur élimination par évapotranspiration. Dans plusieurs cas, cette couche est combinée à la couche C.

Finalement, la couche A fait la transition entre les couches sous-jacentes et le milieu environnant. Elle permet la réintégration paysagère du site, en plus de réduire les effets des fluctuations de température et d'humidité et de résister à l'érosion. Les matériaux qui constituent les différentes couches du recouvrement doivent être stables et compatibles entre eux afin d'éviter toute érosion interne ou migration de particules fines. À cette fin, on utilise habituellement les critères basés sur les caractéristiques granulométriques des matériaux adjacents.

2.2 Écoulement de l'eau et caractéristiques des sols en milieu saturé et non saturé

Les méthodes de restauration des sites miniers reposent sur une bonne compréhension du comportement des matériaux meubles en milieu saturé et non saturé. Dans la nature, la zone du sol comprise entre la nappe phréatique et la surface correspond à la zone non-saturée (également connue sous le nom de zone vadose) qui fait la transition entre le milieu saturé et l'atmosphère

(Figure 2.3 - Fredlund et al., 2012). Au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la nappe phréatique et qu'on s'approche de la surface du sol, le sol devient de plus en plus insaturé et ses propriétés changent en fonction du rapport air/eau qui s'y trouve (Hillel, 2004). Cette zone non-saturée peut être divisée en 3 parties : juste au-dessus de la nappe phréatique se trouve la zone capillaire où les pores du sol sont presque entièrement remplis d'eau en raison de la remontée capillaire. La pression négative dans cette zone est assez faible. Ensuite, il y a la zone à deux phases d'air et d'eau; enfin on trouve la zone sèche, où les pores sont presque complètement remplis d'air en raison de la forte pression négative.

La zone vadose est fortement influencée par le climat, qui détermine la profondeur de la nappe phréatique et les effets de l'évaporation (Fredlund et al., 2012). Elle se caractérise par un écoulement considéré essentiellement comme diphasique eau-air et son rôle majeur est de conduire les eaux vers la zone saturée. En plus de l'écoulement de l'eau, cette zone non saturée est le siège de plusieurs phénomènes : écoulement des gaz, minéralisation de l'eau, filtration des polluants particulaires du fait de la taille des pores, adsorption à la surface des particules, dégradation des polluant, etc.



Figure 2.3: Coupe schématique du sol et d'un aquifère (Fredlund et al., 2012).

Il convient de rappeler les principes qui régissent l'écoulement dans le milieu saturé avant d'aborder l'écoulement dans le milieu non saturé.

2.2.1 Écoulement de l'eau en milieux poreux saturés

La loi de Darcy est une loi physique qui exprime le débit d'un fluide incompressible filtré à travers un milieu poreux. La circulation de ce fluide entre deux points est déterminée par la conductivité hydraulique ou le coefficient de perméabilité du substrat et par le gradient de pression du fluide. Pour un écoulement laminaire, la perte de charge augmente avec le débit spécifique (q), donc *i* est proportionnel à *q*. Le débit spécifique est le déplacement entre deux points par unité de temps. Le débit spécifique (q) peut être défini selon les équations suivantes (équation [2.6] tirée de Holtz et Kovacs (1991) et l'équation [2.7] tirée de Freeze et Cherry (1979)) :

$$\mathbf{v} = -\mathbf{k}\mathbf{i} \tag{2.6}$$

$$q = \frac{Q}{A}$$
[2.7]

Avec :

k : conductivité hydraulique [L/T]

A : aire d'une section d'écoulement $[L^2]$

q : débit total au travers d'une surface transversale [L/T]

La loi de Darcy telle qu'elle a été formulée par l'équation suivante :

$$Q = k_{sat} A i$$
 [2.8]

Avec :

```
Q : débit total au travers d'une section transversale (appelée perméabilité) [L^3/T]
```

A : aire d'une section d'écoulement $[L^2]$

k_{sat} : conductivité hydraulique saturée [L/T]

i : gradient hydraulique [-]

L'équation [2.8] permet d'affirmer que pour les écoulements en milieu saturé, le débit d'eau est proportionnel au gradient hydraulique et à la conductivité hydraulique saturée (Holtz et Kovacs, 1991). Dans les milieux non saturés, la conductivité hydraulique varie en fonction de la teneur en eau volumétrique du matériau. Lorsque la hauteur d'eau (h) à un point A est supérieure à un autre point B, l'écoulement de l'eau entre les deux points se produit. L'équation d'énergie de Bernoulli (équation [2.9]) permet d'estimer la charge hydraulique (Hillel, 1998) :

$$h = z + \frac{P}{\rho g} + \frac{v^2}{2g}$$
[2.9]

Avec :

P : pression $[M/LT^2]$

- ρ : masse volumique d'un fluide [M/L³]
- v: vitesse d'écoulement du fluide [L/T]
- g: accélération gravitationnelle [L/T²]

L'équation [2.9] considère un fluide incompressible, un écoulement non turbulent et un fluide non visqueux. La charge hydraulique est donc la somme de la charge de vitesse $(\frac{v^2}{2g})$, de la charge de pression $(\frac{P}{\rho g})$ et de la charge de position (z) (Freeze et Cherry, 1979).

Étant donné que dans le cas de l'écoulement de l'eau dans le sol, les charges de vitesse sont généralement considérées comme négligeables par rapport aux autres composantes de l'équation, l'équation peut être réduite à l'équation [2.10] (Freeze et Cherry, 1979) :

$$h = z + \frac{P}{\rho g}$$
[2.10]

z: élévation [L]

Selon l'équation [2.10], la charge hydraulique est considérée égale à l'élévation plus la charge de pression.

La perte de charge hydraulique entre deux points est représentée par Δ h. La perte de charge par unité de longueur (L) est appelée gradient hydraulique (i). La formule suivante permet de calculer le gradient hydraulique (équation [2.11]) (Holtz et Kovacs,1991) :

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$
[2.11]

2.2.2 Écoulement de l'eau en milieu poreux non saturé

Dans le cas d'un sol non saturé, l'écoulement de l'eau est défini par l'équation différentielle partielle et non-linéaire de Richards (1931). Richards (1931) a généralisé la loi de Darcy (Hillel, 1998) développée pour l'écoulement de l'eau en milieu poreux saturé. L'équation de Richards est développée ici pour un volume élémentaire de sol représenté à la Figure 2.4 (Hillel, 1998; Bussière, 1999). On considère dans ce cas un débit spécifique q_x (correspondant à la vitesse de Darcy $[LT^{-1}]$) qui passe dans la direction x et à travers une section unitaire par unité de temps.

La différence entre le débit entrant et sortant peut-être définie par l'équation suivante :



Figure 2.4 : Bilan des débits spécifiques selon l'axe x à travers un volume élémentaire de sol (adapté de Hillel, 1998; tiré de Bussière, 1999).

Pour une quantité d'eau sortant plus grande que celle entrant dans le même volume de sol, la variation est alors négative. Cette variation Δq peut être aussi définie par le changement de la teneur en eau volumique θ_w (volume d'eau / volume total) dans le temps multiplié par le volume élémentaire considéré.

$$\Delta q = \frac{\partial \theta_{\rm w}}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta z \tag{2.13}$$

La combinaison des deux équations [2.12] et [2.13] donne l'équation de continuité d'un milieu non saturé :
$$-\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial \theta_{w}}{\partial t}$$
[2.14]

La généralisation de l'équation [2.14] dans un repère cartésien (x, y, z) donne l'équation suivante, de continuité en trois dimensions :

$$\frac{\partial \theta_{w}}{\partial t} = -\left(\frac{\partial q_{x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{y}}{\partial y} + \frac{\partial q_{z}}{\partial z}\right)$$
[2.15]

Où q_x , q_y et q_z sont les débits spécifiques dans les directions x, y et z.

Pour un écoulement en milieu non-saturé, la loi de Darcy conçue pour les sols saturés reste valide mais la conductivité hydraulique devient fonction de la succion ($k = f(\psi)$) ou de la teneur en eau volumique ($k = f(\theta_w)$) (Richards, 1931).

$$q = -k(\theta_w) i$$
[2.16]

Pour un milieu anisotrope, la loi de Darcy exprimée selon les trois axes du repère cartésien devient :

$$\frac{\partial \theta_{w}}{\partial t} = \left(\frac{\partial}{\partial x} \left[k_{x}(\psi) \ \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_{y}(\psi) \ \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_{z}(\psi) \ \frac{\partial h}{\partial z} \right] \right)$$
[2.17]

Les deux paramètres ψ et θ_w sont reliés entre eux par la relation appelée « courbe de rétention d'eau (CRE) ». L'équation [2.16] peut aussi être exprimée de la façon suivante :

$$q = -\left[k_x(\theta_w)\frac{\partial h}{\partial x} + k_y(\theta_w)\frac{\partial h}{\partial y} + k_z(\theta_w)\frac{\partial h}{\partial z}\right]$$
[2.18]

La combinaison des équations [2.15] et [2.18] donne :

$$\frac{\partial \theta_{w}}{\partial t} = \left(\frac{\partial}{\partial x} \left[k_{x}(\psi) \ \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_{y}(\psi) \ \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_{z}(\psi) \ \frac{\partial h}{\partial z} \right] \right)$$
[2.19]

En négligeant la composante de vitesse, la charge hydraulique au-dessus de la nappe phréatique devient égale à la pression en valeur négative plus l'élévation z (la charge gravitationnelle) :

$$\mathbf{h} = \mathbf{\psi} + \mathbf{z} \tag{2.20}$$

La combinaison des deux équations [2.19] et [2.20] donne :

$$\frac{\partial \theta_{w}}{\partial t} = \left(\frac{\partial}{\partial x} \left[k_{x}(\psi) \ \frac{\partial(\psi+z)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_{y}(\psi) \ \frac{\partial(\psi+z)}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_{z}(\psi) \ \frac{\partial(\psi+z)}{\partial z} \right] \right)$$
[2.21]

L'équation [2.19] devient alors (Hillel, 1998; Bussière, 1999):

$$\frac{\partial \theta_{w}}{\partial t} = \left(\frac{\partial}{\partial x} \left[k_{x}(\psi) \ \frac{\partial(\psi)}{\partial x}\right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_{y}(\psi) \ \frac{\partial(\psi)}{\partial y}\right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_{z}(\psi) \ \frac{\partial\psi}{\partial z}\right] + \frac{\partial}{\partial z} k_{z}(\psi)\right)$$
[2.22]

Nous avons ici l'équation de Richards (1931), qui définit l'écoulement de l'eau dans les milieux poreux non saturés et peut également être utilisée pour décrire l'écoulement dans les milieux poreux saturés. Il est souvent utilisé dans les modèles numériques qui simulent l'écoulement de l'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993; Bussière, 1999). La résolution de l'équation de Richards nécessite la connaissance de deux relations qui caractérisent le milieu poreux :

- La courbe de rétention d'eau θ_w (ψ), succion-teneur en eau.
- La fonction de perméabilité k (θ_w), conductivité hydraulique teneur en eau.

Chaque sol a une courbe CRE θ_w (ψ) et une fonction de perméabilité k (θ_w) qui le caractérise. Ces fonctions dépendent essentiellement de la texture et de la structure du sol. Ces deux fonctions sont décrites dans les sections suivantes.

2.2.3 Caractéristiques des sols

2.2.3.1 Courbe de rétention d'eau (CRE)

La courbe de rétention d'eau ou la courbe caractéristique, est spécifique à chaque sol et dépend de divers facteurs dont la structure et la texture du sol. La courbe de rétention d'eau (CRE) met en relation la teneur en eau volumétrique et la succion : plus la succion dans le sol est élevée, plus le drainage est important et plus la teneur en eau volumique est faible. Elle peut être obtenue à partir de sols saturés qui sont progressivement désaturés (drainage) ou de sols secs progressivement saturés (mouillage).

En général, la courbe en drainage est celle qui est la plus utilisée, car elle est plus facile à mesurer au laboratoire. La CRE est souvent représentée graphiquement avec la succion en abscisse et la teneur en eau volumique (θ_w) en ordonnée (Figure 2.5). La CRE montre trois régions qui correspondent à la région de condition aux limites (effet capillaire), la région de transition (biphasique) et la région résiduelle (sèche). Ces trois zones sont séparées par deux points caractéristiques qui sont :

• La pression d'entrée d'air (AEV) correspond à la succion nécessaire pour que le sol commence à se désaturer; cette AEV correspond à la teneur en eau saturée (θ_s);

La succion résiduelle (Ψ_r) est un point où, même si la succion est élevée, l'eau est très difficile à récupérer en raison des différentes liaisons; cette Ψ_r correspond à la teneur en eau volumique résiduelle (θ_r).

Ces points caractéristiques (AEV et Ψ_r) peuvent être obtenus à partir de la courbe de rétention d'eau à l'aide de la méthode des tangentes (Fredlund et Xing, 1994) comme illustré à la Figure 2.5.





La forme de la courbe est particulièrement influencée par la structure du sol. La disposition des pores ainsi que la granulométrie du sol (c'est-à-dire la capacité de rétention d'eau) affectent toutes les deux la valeur d'entrée d'air et la pente de la zone de transition (Hillel, 2004). Par exemple, les sols grossiers ont une chute rapide de la teneur en eau volumique à faible succion par rapport aux sols fins avec une capacité de rétention d'eau plus élevée (action capillaire plus importante). Ainsi, les sols grossiers ont une AEV plus faible que les sols fins, et la pente de transition est très forte car ils se désaturent rapidement.

Plusieurs méthodes sont utilisées en laboratoire pour mesurer la courbe de rétention d'eau, notamment le papier filtre, les cellules Tempe, les cellules triaxiales, les cellules ou plaques de pression et les solutions salines (Delage et Cui, 2000; Fredlund et al. 2012). Pour les sols grossiers, il est préférable d'utiliser un essai en colonne instrumentée (Peregoedova, 2012; Kalonji-Kabambi, 2014). La CRE des sols peut également être déterminée à l'aide de mesures sur le terrain. Bussière et al. (2007) ont proposé une méthode pour déterminer le CRE in situ en utilisant une sonde pour les mesures des teneurs en eau volumiques à la même hauteur que le capteur permettant de mesurer la succion dans le sol. Les lectures peuvent être prises périodiquement pendant le mouillage ou le drainage.

Les courbes durant le processus de mouillage et de drainage ne sont pas identiques en raison des effets d'hystérésis (Maqsoud, 2004; Maqsoud et al., 2006) (Figure 2.6).



Figure 2.6: L'effet d' hystérésis sur la courbe de rétention d'eau (Fredlund et al., 2012) Des modèles descriptifs permettent de lisser les CRE obtenues en laboratoire pour obtenir une courbe de rétention d'eau complète. Les modèles les plus couramment utilisés sont ceux de Brooks et Corey (1964), van Genuchten (1980) et Fredlund et Xing (1994) (Tableau 2.1).

Équations		Paramètres		
Brooks & Corey (1964)		θ_e : teneur en eau effective		
		θ_w : teneur en eau volumique		
		θ_r : teneur en eau résiduelle		
$\theta_{\rm e} = \frac{\theta_{\rm w} - \theta_{\rm r}}{\theta_{\rm s} - \theta_{\rm r}} = \left(\frac{\psi_{\rm a}}{\psi}\right)^{\lambda}$	[2.23]	θ_s : teneur en eau à saturation		
		ψ_a : pression d'entrée d'air		
		ψ : Succion		
		λ : paramètre relie à l'agencement et la taille des pores		
van Genuchten (1981)		a_v , n_v , m_v : Paramètres d'ajustement du modèle		
$\theta_{e} = \left[\frac{1}{1 + (a_{v}\psi)^{n_{v}}}\right]^{m_{v}} $ [2.24]		Avec : $m_v = \frac{n_v - 1}{n_v}$		
Fredlund et Xing (1994)		e : nombre népérien		
$\theta_{w} = c(\psi) \left[\frac{\theta_{s}}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a_{f}} \right)^{n_{f}} \right] \right\}^{m_{f}}} \right]$	[2.25]	a_f , n_f , m_f : Paramètres d'ajustement du modèle		
$c(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + (\frac{\psi}{\psi_r})]}{\ln[1 + (\frac{1000000}{\psi_r})]} $ [2.26]		$c(\psi)$: facteur de correction Le facteur de correction $c(\psi)$ force à atteindre une teneur en eau de zero a une succion de		
		1000000 kPa		

Tableau 2.1: Les modèles descriptifs pour lissage de la courbe de rétention d'eau

Les techniques expérimentales pour obtenir des CRE sont assez complexes, de sorte que les prédictions sont souvent utilisées, en particulier dans les étapes préliminaires d'un projet. Ces dernières années, de nombreuses fonctions de transfert de sol basées sur des équations empiriques

ou une régression statistique ont été proposées pour des applications spécifiques en science du sol. Pour les applications d'ingénierie, des modèles prédictifs conçus pour relier la CRE aux propriétés physiques du sol telles que la taille des grains et la porosité ont également été développés (Arya et Paris, 1981; Kovács,1981; Harkamp et Parlange, 1986; Aubertin et al., 1998, 2003; Arya et al., 1999; Fredlund et al., 2002 ; Aubertin et al., 1998, 2003).

Dans l'industrie minière le modèle le plus utilisé est celui de Kovacs modifié (MK) par Aubertin et al. (1998; 2003). Ce modèle MK est généralisé à plusieurs types de sols et la saturation est défini par l'équation suivante (Maqsoud et al., 2006) :

$$S_r = \frac{\theta_w}{\theta_s} = S_c + S_a^* (1 - S_c)$$
 [2.27]

Où :

Sc : Composantes liée aux forces capillaires,

Sa : Composante liée aux forces d'adhésion.

Les paramètres du modèle sont calculés à l'aide des équations présentées dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2: Paramètres du modèle MK pour	la prédiction de la courbe de rétention d'eau
---	---

Équations	Paramètres		
Calcul de la remontée capillaire équ	$h_{co_{-}G}$: remontée capillaire sol granulaire		
0.75		h_{co_F} : remontée capillaire sol fin	
$h_{co_G} = \frac{6,73}{eD_{10}[1,17\log(C_u)+1]}$	[2.28]	e : indice des vides	
		D_{10} : diamètre des grains a 10% passant sur	
		la courbe granulométrique cumulée [L]	
h $n = \frac{0.15\rho_s}{1.45}$ w, 1.45	[2 29]	C_u : coefficient d'uniformité	
^{II} co_F e ^V L		$ ho_s$: masse volumique du sol [ML ⁻³]	
		w_L : limite de liquidité [%]	
Calcul du facteur $c(\psi)$ tirée de Fre	dlund et Xing	ψ_r : succion résiduelle calculée avec	
(1994)			

$c(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + (\frac{\psi}{\psi_r})]}{\ln[1 + (\frac{1000000}{\psi_r})]}$	[2.30]	$\psi_r = 0,86 h_{co}^{-1,2}$
Calcul de Sa : $S_a = a_c c(\psi) \frac{\left(\frac{h_{co}}{\psi}\right)^{2/3}}{e^{1/3} \left(\frac{\psi}{\psi}\right)^{1/6}}$	[2.31]	a_c : paramètre lié aux proprietes geotechniques (pour un sol fin $a_c = 7 \ 10^{-4}$ et pour un sol granulaire $a_c = 0.01$) ψ_n :Parametre pour la coherence des unites $(\psi_n = 1 cm \text{ pour } \psi \text{ en cm})$ [L]
Calcul de S_a^* :		<> sont des crochets de Macauley :
$S_a^* = 1 - \langle 1 - S_a \rangle$	[2.32]	$\langle y \rangle = 0,5(y+ y)$
		De facon a ce que
		$S_a^* = 1 \text{ si } S_a \ge 1 \text{ ou}$
		$S_a^* = S_a \text{ si } S_a < 1$
Calcul de Sc :		m : Paramètre lié aux proprietés
$S_{c} = 1 - \left[\left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^{2} + 1 \right]^{m} \exp \left[-m \left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^{2} \right] [2.33]$		pour un sol fin m=3. 10^{-5} et pour un sol granulaire m est calculé avec
		$m = 1/C_u$

2.2.3.2 Conductivité hydraulique saturée (ksat)

La conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) est l'une des propriétés du sol les plus importantes à déterminer lors de la conception d'un projet. Ce paramètre est critique pour comprendre et calculer les conditions d'écoulement, la consolidation et la stabilité d'un sol (Sivapullaiah et al., 2000; Bussière, 2007). La conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) est influencée par plusieurs caractéristiques du matériau, parmi lesquels on trouve (Holtz et Kovacs, 1981) :

- L'indice des vides (e),
- Le diamètre des particules correspondant à 10% des passants sur la courbe granulométrique des matériaux (D₁₀),

- Le coefficient d'uniformité (C_u) : qui est le rapport entre le diamètre des particules correspondant à 10% des passants sur la courbe granulométrique des matériaux et le diamètre correspondant à 60% des passants ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$),
- Le type de sol,
- L'indice de compacité,
- L'indice de plasticité: différence entre la limite de liquidité (w_L correspondant à la teneur en eau limite entre un état liquide et plastique du matériau) et la limite de plasticité (w_P correspondant à la teneur en eau limite entre un état plastique et semi-solide du matériau).

Sur la base des propriétés des matériaux, un certain nombre d'équations empiriques a été développé pour estimer la conductivité hydraulique saturée. Le Tableau 2.3 présente les modèles prédictifs Kozeny-Carman (KC) (Chapuis et Aubertin, 2003) et Kozeny-Carman modifié (KCM) (Mbonimpa et al., 2002b), qui sont les plus couramment utilisés pour estimer (k_{sat}).

T 1 1 0 0	T / /	• •	1	• • •	1 1	1	1 1 1	
Tableau 2 3	Les equations	empiriques	nour l	estimation	de l	a conductivite	hvdraiilia	me safure
1 uoicuu 2.5.	Les equations	empiriques	Pouri	ostimation	401			1 de Salare

Équations	Paramètres		
Modèle KC (Chapuis & Aubertin 2003) :	C : est une constante (= $0,2*100$);		
$k_{sat}(C^{m}/S) = \frac{C_{G}}{\mu_{w}\rho_{w}S_{S}^{2}G_{S}^{2}} \frac{e^{3}}{(1+e)}$ [2.34]	$ \rho_w$: est la masse volumique de l'eau (998 kg/m ³ à 20°C); G_S : est la densité relative des solides ; S_s : est la surface spécifique des grains (en m^2/kg) obtenue à partir de la méthode de Chapuis et Legaré (1992); μ_w : est la viscosité dynamique de l'eau (= 10 ⁻³ Pa·sec à 20°C); e : indice des vides du matériau [-] ; C_C : constante du modèle ($C_C = 0.1$);		
	C_G : constante du modèle ($C_G = 0,1$);		

Modèle KCM (Mbonimpa et al., 2002) :	C_u : coefficient d'uniformité ($C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$) [-].
$k_{sat}(^{CM}/_{S}) = C_{G} \frac{\gamma_{W}}{\mu_{W}} \frac{e^{3+X}}{(1+e)} C_{u}^{1/3} d_{10}^{2}$ [2.35]	D_{10} : diamètre des grains correspondant à 10% passant sur la courbe granulométrique [cm] ;
	γ_w : poids unitaire de l'eau (= 9,81 kN/m ³);
	X : paramètre de tortuosité du modèle (X=2);
	C_G : constante du modèle ($C_G = 0,1$);

La conductivité hydraulique saturée peut être également mesurée à l'aide des tests de perméabilité réalisés en laboratoire. Les tests de perméabilité peuvent être effectués à l'aide de perméamètres à parois flexibles (Wong et Haug, 1991; Haug et Wong, 1992; Sallfors et Oberg Hôgsta, 2002), de perméamètres à parois rigides (Chalermyanont et Arrykul, 2005; Renken, 2006; Tripathi et Viswanadham, 2012) et de cellules oedométriques (Kenney et al., 1992; Sivapullaiah et al., 2000; Tripathi et Viswanadham, 2012).

2.2.3.3 Fonction de perméabilité

La conductivité hydraulique non saturée $k(\psi)$ ou k (θ_w) , est cruciale pour résoudre l'équation de Richards (1931). Cette fonction peut être déterminée en laboratoire à l'aide de techniques telles que la méthode de l'écoulement, la méthode de l'état d'équilibre et le profil instantané (Fredlund et Rahardjo, 1993; Hillel, 1998; Bedard, 2003). La fonction $k(\psi)$ peut également être déterminée sur le terrain (Baker et al., 1974 ; Hillel, 1998). Cependant, ces tests sont relativement complexes et coûteux. Pour ces raisons, des modèles empiriques et statistiques sont souvent utilisés pour estimer la fonction de perméabilité $k(\psi)$ à partir de la CRE. Différents modèles mathématiques ont été proposés (Fredlund et al., 1994, Ray et al., 1997 et Mbonimpa et al., 2006b) pour prédire les courbes de perméabilité. Ainsi, $k(\psi)$ est estimée à partir de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} , et d'un terme appelé conductivité hydraulique relative, k_r , comme suit :

$$k(\psi) = k_{sat} k_r$$
[2.36]

Burdine (1953) et Mualem (1976) ont proposé des modèles de prédiction de k_r inspirés des travaux de Childs et Collis-George (1950). Le modèle descriptif de la CRE proposé par van Genuchten (1980) (Tableau 2.4) fournit des solutions analytiques à ces équations (Fredlund et al., 2012). Le

Tableau 2.4 donne également les équations proposées par Fredlund et Xing (1994). Les modèles de Burdine (1953) et Mualem (1976) ont été intégrés au logiciel RETC développé par van Genuchten et al. (1991).

Equations		Paramètres	
Burdine 1953 : $k_r(\psi) = \frac{1 - (a_v \psi)^{n_v - 2} [1 + (a_v \psi)^{n_v}]^{-m_{vb}}}{[1 + (a_v \psi)^{n_v}]^{2n_v}}$	[2.37]	a_v , n_v , m_{vb} :parametres d'ajustement du modèle avec l'ajustement de Van Genuchten (1980) pour la CRE : $m_{vb} = 1 - \frac{2}{n_v}$	
Mualem-Van Genuchten 1976 $k_{r}(\psi) = \frac{\{1 - (a_{v}\psi)^{n_{v}-1}[1 + (a_{v}\psi)^{n_{v}}]^{-m_{v}m}\}^{2}}{[1 + (a_{v}\psi)^{n_{v}}]^{0,5}}$	[2.38]	a_v , n_v , m_{vm} :parametres d'ajustement du modèlavec l'ajustement de Van Genuchten (1980) de la CRE : $m_{vm} = 1 - \frac{1}{n_v}$	
Fredlund et al. 1994		N : nombre d'intervalles	
		i : Compteur	
$\sum_{i=1}^{N} \frac{\theta(e^{\overline{y_i}}) - \theta(\psi)}{\overline{y_i}} \theta'(e^{\overline{y_i}})$	[2.39]	j : Numero de l'intervalle	
$k_{r}(\psi) = \frac{e^{y_{1}}}{\sum_{i=1}^{N} \frac{\theta(e^{\overline{y_{i}}}) - \theta_{S}}{\theta'(e^{\overline{y_{i}}})}}$		$\overline{y_i}$: Point milieu de $i^{\acute{e}me}$ intervalle	
$\omega_{i=1} = e^{\overline{y_i}} = 0$ (0.7)		θ' : Dérivée de l'équation CRE	
		e : Nombre népérien	

L'une des difficultés du problème réside donc dans la formulation des deux relations $\theta_w(\psi)$ et k (θ_w) . Ces deux relations essentielles à la description de la dynamique de la phase liquide en régime variable non saturé, compliquent la résolution de l'équation de Richards en raison de la forte non-linéarité de la fonction k (ψ) par rapport à la succion, ψ , qui est à son tour une fonction non linéaire de la teneur en eau θ_w .

L'équation [2.22] peut être résolue par des logiciels qui utilisent des méthodes numériques tels que SEEP/W et HYDRUS. La modélisation de l'écoulement de l'eau en utilisant SEEP/W sera discutée à la section 2.5.

2.3 Théorie des mélanges

La théorie des mélanges permet de déterminer une courbe de référence montrant la variation de la porosité (indice des vides) du mélange en fonction de la proportion des particules fines et d'obtenir des proportions optimales des particules dans les mélanges. Les porosités à l'état lâche des fractions grossières et fines seront utilisées. Un des défis de l'application de la théorie des mélanges réside dans le fait qu'elle a été développée pour des particules mélangées à l'état sec. Dans un premier temps, la définition des propriétés géotechniques des matériaux meubles caractérisant les matériaux utilisés dans les différents modèles sera présentée. Par la suite, une synthèse des modèles basés sur la théorie d'empilement des particules et permettant de prédire la courbe granulométrique de référence sera présentée. D'autres modèles basés sur la théorie des mélanges permettent la détermination d'une courbe de référence (montrant la variation de la porosité du mélange en fonction de la proportion des particules fines) ainsi que les proportions optimales des particules fines dans les mélanges (afin d'obtenir une porosité minimale) seront également présentées.

Le but est d'évaluer dans quelles mesures ces mélanges optimisés peuvent servir comme matériaux dans les recouvrements à faible conductivité hydraulique visant à contrôler l'infiltration d'eau. De façon plus spécifique, les objectifs de la théorie de mélanges consistent à optimiser des proportions de sol grossière et de sol fins des mélanges.

2.3.1 Propriétés géotechniques des matériaux meubles

2.3.1.1 Porosité des mélanges

La porosité (n) met en évidence la portion du volume du sol constituée de vides pouvant être remplie d'eau à des degrés divers. Elle représente le rapport entre le volume des vides et le volume total du sol. Ce rapport est exprimé en chiffres absolus ou en pourcentage (McCarthy, 2007). La porosité est une caractéristique variable des sols (McCarthy, 2007; Robitaille et Tremblay, 1997). En effet, le compactage contribue à réduire à la fois le volume des vides et le volume total du sol. Comme la porosité, l'indice des vides n'est pas constant et le compactage a pour effet de le réduire. Le compactage entraine une réduction du volume de vides puisque le volume des solides reste constant (McCarthy, 2007). La Figure 2.7 représente les états des mélanges en fonction des pourcentages des particules fines (McCarthy, 2007; Vallejo, 2001; Ngabu, 2019).



Figure 2.7 : Diagramme de phase pour le mélange granulaire grossier-fin (Vallejo, 2001). La Figure 2.7 permet de comprendre les caractéristiques de tassement des particules et de porosité acquise par des mélanges granulaires binaires sous différents niveaux de contrainte normale 'de compactage' (Gutierrez, 2005 ; Vallejo, 2001). La Figure 2.7 (A) montre des grains grossiers renfermant un espace vide. Lorsque de petites quantités de matériau granulaire fin sont ajoutées aux particules grossières, le volume en vrac des grains fins occupera une partie des vides entre les grains grossiers (Figure 2.7 (B) et (C) – Gutierrez, 2005 ; Vallejo, 2001). Si l'on continue à ajouter de la matière fine aux gros grains, il y aura un moment où les vides dans le matériau grossier seront complètement occupés par le volume en vrac des grains fins. À ce stade, le mélange binaire développe la condition de porosité minimale (Gutierrez, 2005 ; Vallejo, 2001).

Une fois que la condition de porosité minimale a été atteinte dans le mélange granulaire gros-fin, il n'y a plus d'espace entre les gros grains pour des grains fins supplémentaires. Ainsi, si l'on ajoute des grains fins au-delà des conditions de porosité minimale, la seule façon d'augmenter le volume de grains fins dans le mélange est que les gros grains se séparent, et les grains fins deviennent le matériau dominant dans le mélange (Gutierrez, 2005 ; Wickland, 2006).

À ce stade, les gros grains « flottent » dans la matrice de grains fins (Figures 2.7 (D) et (E)). La Figure 2.7 (F) montre les arrangements des particules où la porosité est celle des fines particules (n_f) (Vallejo, 2001 ; Wickland, 2006).

Selon Vallejo (2001), la porosité n_G des particules grossières est :

$$n_G = \frac{V_{VG}}{V_T}$$

Avec :

 V_{VG} : le volume des vides des particules grossières,

 V_T : le volume total.

Selon Vallejo (2001), La porosité minimale du mélange peut être obtenue par le produit des porosités de deux matériaux, comme l'indique la formule suivante:

$$n_{M-\min} = n_F n_G$$
[2.41]

Avec :

 n_F : la porosité des particules fines avant mélange,

 n_G : la porosité des particules grossières avant mélange.

Plusieurs facteurs peuvent faire varier la porosité d'un mélange. Il s'agit notamment de la forme des grains, la taille des grains, les effets de bord (effet de paroi et desserrement), l'énergie de compaction et le mode de mise en place (Koltermann et Gorelick, 1995 ; Wickland, 2006 ; Ngabu, 2019). Cependant, la forme des grains influence la porosité d'un mélange de sorte que les particules de forme non sphérique ont une porosité plus élevée que les particules de forme sphérique ayant le même volume. Pour la taille des grains solides, les matériaux des petites particules ont une grande porosité que les matériaux des grosses particules. Le mode de mise en place fait varier la porosité : l'application de la compaction diminue le volume des vides (sachant que le volume des grains est constant) ainsi que la porosité.

2.3.1.2 Théorie sur l'empilement des particules

La notion d'empilement des particules est très importante dans plusieurs domaines tel que la fabrication du béton et le génie civil (Latham et al., 2002; Wickland, 2006). Le but principal de cette théorie est de combiner les grains de façon à minimiser la porosité du mélange et à maximiser sa compacité.

La compacité d'un mélange de grains dépend de trois paramètres principaux qui sont la taille des grains considérés, la forme des grains et la façon dont l'empilement est réalisé. Il existe des modèles d'empilements des particules discrets (modèles binaires et multi-composants) et des modèles

[2.40]

d'empilements des particules continus. Ils sont définis comme suit (Roquier, 2016; Wickland, 2006) :

- Modèles d'empilement binaires : il s'agit de modèles analytiques basés sur la géométrie de deux classes granulaires constituées de deux tailles des matériaux (d₁ et d₂) (Tableau 2.5) (Roquier, 2016 ; Wickland, 2006).
- Modèles d'empilement multi-composants : les modèles analytiques basés sur la géométrie de plusieurs composants ayant plusieurs tailles. Ils constituent une généralisation des modèles à deux composants (Tableau 2.5) (Roquier, 2016 ; Wickland, 2006 ; Ngabu, 2019).
- **Modèles continus :** permettent d'aboutir à l'optimisation d'une courbe granulométrique de référence (Tableau 2.5) (Roquier, 2016).

MODÈLES D'EMPILEMENT DE PARTICULES						
Modèles discrets (binaires)	Modèles discrets (Multi composants)	Modèles continus				
 Furnas (1929), Westman et Hugill (1930), McGeary (1961), Lee (1970), Mooney (1950), Suzuki, Oshima (1983/1985), Ben-Aïm (1970), Yerazunis et al. (1962), Yu, Standish (1987), Zok et Lange (1991), Dewar (1999), 	 Furnas (1929), Mooney (1950), Westman et Hugill (1930), Lee (1970), Yu, et Standish (1987), Toufar, Klose & Born (1977) modifié par Goltermann & al. (1997), Stovall et de Larrard (1986), Wise (1952), Hogendijk (1963), 	 Fuller et Thompson (1907), Andreasen et Andersen (1929), Rosin Rammler (1933), lognormale (LN) Johnson (SB), Dinger et Funk (1994), Andreasen modifié, Bolomey (1947), Peronius (1985), Aberg (1992), 				

Tableau 2.5 : Classification des modèles d'empilement (tiré de Ngabu, 2019).

-	Stovall et de Larrard (MLC)	-	Dodds (1980),	-	Tsirel (1997),
	(1986),	-	Beck et Volpert (2003),	-	Caquot (1937),
-	de Larrard (MEC) (1999).	-	Finney (1970),	-	Faury (1958),
		-	Richard (2000),	-	Dreux (1970).
		-	Dewar (1999).		

Les modèles d'empilements continus de mélanges basés sur la courbe granulométrique permettent d'obtenir la courbe granulométrique de référence pour les mélanges. Les modèles continus de la théorie de mélange permettent la détermination d'une courbe de référence montrant la variation de la porosité (indice des vides) du mélange en fonction de la proportion des particules fines et d'obtenir des proportions optimales des particules fines dans les mélanges afin d'obtenir une porosité minimale.

2.3.2 Modèles d'empilements continus de mélanges basés sur la courbe granulométrique

Dans cette section, nous présentons une première approche de la recherche des courbes de mélange optimales, basée sur la recherche de la courbe granulométrique idéale. Ces modèles ont été développés en vue de leur utilisation dans la production de bétons à compacité maximale (Dewar, 2002). Le souci de trouver la courbe granulométrique idéale ne s'applique pas seulement au domaine du béton, mais à plusieurs autres domaines tels que les industries extractives et la mécanique des sols (Roquier, 2016). Une courbe granulométrique idéale peut fournir au mélange les propriétés souhaitées, et celles-ci sont directement liées à la compacité. Il s'agit, par exemple, de la maniabilité, de la durabilité et de la résistance à la compression.

2.3.2.1 Modèle de Fuller et Thomson (1907)

Dans le domaine plus spécifique des bétons, Fuller et Thompson ont proposé, en 1907, la courbe décrite par l'équation suivante :

$$P_{FT}(d) = \left(\frac{d}{D_{max}}\right)^{0.5}$$
 [2.42]

Avec :

 $P_{FT}(d)$: la fonction de distribution de Fuller et Thomson des tailles de particules,

- D_{max} : la particule de plus grande taille,
- d : la taille de particule considérée.

2.3.2.2 Modèle de Rosin-Rammler (1933)

La fonction de Rosin-Rammler est en fait une loi de Weibull appliquée à la distribution des tailles de particules. La loi de Weibull est une loi de probabilité continue utilisée dans de nombreux domaines (analyse de la durée de vie, processus stochastiques). Son succès se justifie par son efficacité à constituer des approximations. En partant de la moyenne et de la variance, il est en effet souvent possible de trouver dans la famille de Weibull une loi qui ne s'éloigne pas trop des données disponibles. On peut notamment la faire tendre vers une distribution exponentielle, de Raylegh, normale ou la fonction delta de Dirac selon les circonstances. Appliquée aux tailles de grains, l'équation de Rosin-Rammler est exprimée par l'équation suivante (Roquier, 2016; Tsirel, 1997) :

$$P_{RR} = 1 - e^{(-\ln(2)*\left(\frac{d}{d_{50}}\right)^{n_{rr}})}$$
[2.43]

Avec :

P_{RR} : la fonction de distribution de Rosin-Rammler des tailles de particules,

d : la taille de particule considérée,

 d_{50} : la taille des grains correspondant à 50% de passant,

 $n_{\rm rr}$: est une constante décrivant l'uniformité du matériau et donc appelée « constante d'uniformité » ;

La comparaison de la fonction de Rosin-Rammler avec d'autres fonctions d'optimisation réalisée par Yu et Standish (1990) a permis de conclure que pour chaque système considéré, il existe un $n_{\rm rr}$ pour déterminer le mélange optimal avec une grande compacité. La difficulté d'utiliser la théorie de Rosin-Rammler est que les résultats obtenus manquent de sens physique (Roquier, 2016).

2.3.2.3 Modèle d'Andreasen et Andersen (1930)

Le modèle Andreasen et Andersen considère les particules comme une distribution continue; elle est basée sur une similarité dans la distribution entre les petites et les grosses particules.

$$P_{AA}(d) = \left(\frac{d}{D_{max}}\right)^q$$
[2.44]

Avec :

 $P_{AA}(d)$: la fonction de distribution d'Andreasen et Andersen (1930) des tailles de particules,

- q : coefficient de répartition,
- D_{max} : la particule de grande taille,
- d : la taille de particule considérée.

Andreasen et Andersen (1930) sont arrivés à la conclusion que le coefficient de répartition q devait être compris entre 1/3 et 1/2 pour obtenir l'empilement le plus dense (Andreasen et Andersen, 1930). Grâce aux simulations réalisées à l'aide des outils informatiques, il a été vérifié que des valeurs de q inférieures ou égales à 0,37 peuvent favoriser un tassement maximal pour des distributions infinies, tandis que pour des valeurs supérieures à 0,37, il existe toujours une porosité résiduelle. Pour qu'un mélange ait une bonne mixité, la valeur du coefficient de répartition doit être inférieure à 0,30; ainsi, la prise en compte de q avec des valeurs proches de 0,30 favorise la réalisation de bétons compactés sous vibration, tandis que des valeurs inférieures à 0,25 conduisent à des mélanges auto-plaçants (Castro and Pandolfelli, 2009).

2.3.2.4 Modèle de Dinger et Funk (1994)

Dinger et Funk (1994) choisissent de tenir compte non seulement de la taille de grain maximale mais également de la taille de grain minimale (d_{min}) en adaptant la formule [2.44] d'Andreasen et Andreasen (1930). Cette modification soutenait l'idée que l'inexistence d'une taille de particules minimale fixe pouvait conduire à des divergences sur la méthode de tassement des particules. En utilisant l'équation 2.45, si d_{min} est égal à zéro, l'équation est similaire à celle de d'Andreasen et Andreasen (1930) :

$$P_{\rm DF}(d) = \frac{d^{\rm q} - d_{\rm min}{}^{\rm q}}{D_{\rm max}{}^{\rm q} - d_{\rm min}{}^{\rm q}}$$
[2.45]

Avec :

 $P_{DF}(d)$: la fonction de distribution de Dinger et Funk (1994) des tailles de particules,

d_{min} : le diamètre minimal des particules,

D_{max} : la particule de grande taille,

- d : est la taille de particule considérée,
- q : coefficient de répartition.

2.3.3 Modèles continus de la théorie des mélanges

Cette section présente des modèles basés sur les propriétés de base de chaque composant du mélange. Ces modèles sont dits continus car ils ont été développés pour des particules non uniformes, par opposition aux mélanges de particules de taille discrète pour lesquels les matériaux grossiers ou fins sont de taille homogène (même diamètre pour chaque type de matériau). Ces modèles sont utilisés pour prédire la porosité minimale ou l'indice de vide minimal dans un mélange en résultant un mélange de haute compacité. Ces modèles peuvent également être utilisés pour prédire le comportement de mélanges (ou matériaux) de très grande granulométrie tels que les stériles d'une mine en fonction des propriétés de base de chaque composant (Koffi et al., 2008).

2.3.3.1 Modèle de Koltermann et Gorelick (1995)

Le modèle est basé sur le type de mélange établi par Clarke (1979). Ce dernier définit deux types de mélanges (ou arrangements de particules) pour les mélanges binaires. Un mélange idéal grossier est un arrangement (les grosses particules prédominent) dans lequel les petites particules occupent les vides entre les grosses particules. Le mélange fin idéal est un arrangement (principalement de petites particules) dans lequel les grosses particules sont séquestrées dans de petites particules. Pour les deux types de mélanges, le volume total est toujours inférieur ou égal à la somme des volumes des deux composants car les particules fines occupent les pores entre les particules plus grosses (Koffi et al., 2008).

La porosité du mélange peut être exprimée en fonction de la porosité des fractions grossières et fines, ainsi que de la fraction volumique sèche des particules fines dans le mélange (r_F) :

$$n_{M} = \begin{cases} n_{G} - r_{F}(1 - n_{F}) & Si \ r_{F} < n_{G} \\ n_{G} \ n_{F} & Si \ r_{F} = n_{G} \\ r_{F} \ n_{F} & Si \ r_{F} > n_{G} \end{cases}$$

$$[2.46]$$

Avec :

- n_M : la porosité du mélange,
- n_G : la porosité de la fraction grossière (G),
- n_F : la porosité de la fraction fine (F).

La faction volumique des particules fines dans le mélange (r_F) est définie comme le rapport entre le volume des particules fines sèches (V_{SF}) et le volume total du mélange (V_M). L'équation [2.46] permet d'élaborer une courbe ayant deux parties comme le montre la Figure 2.8. La Figure 2.8 (A) représente une micro-géométrie du modèle de tassement idéal pour un mélange binaire de particule, en supposant soit : 1) un tassement grossier, dans lequel les particules à grains fins s'insèrent dans les vides créés par les grains les plus gros (également appelés grains supportés), ou 2) un tassement fin, dans lequel les particules sont dispersées dans une matrice à grains fins (également appelée matrice supportée). La Figure 2.8 (B) représente la porosité prédite en fonction du volume des particules fines en supposant un tassement idéal. Un minimum de porosité se produit lorsque le volume de particules à grains fins est égal à la porosité du composant à gros grains. L'axe horizontal de la Figure 2.8 (B) s'applique également à la Figure 2.8 (A).



Figure 2.8: (A) micro-géométrie du modèle d'un mélange binaire idéal, (B) Prédiction de la porosité en fonction du volume des particules fines modifié de Koltermann et Gorelick (1995)

Entre ces deux comportements, il existe un comportement intermédiaire où la porosité du mélange est faible par rapport à n_G et n_F (Koltermann et Gorelick, 1995 ; Ngabu, 2019). Lorsque r_F passe de 0 à 100% (Figure 2.8 B), dans la premier partie, le mélange est à prédominance des grosses particules et la porosité du mélange dépend de celle de la fraction grossière (n_G). Lorsque la quantité des particules fines augmente dans le mélange, les vides laissés par les grosses particules sont obstrués par les particules fines. Il arrivera un moment où les vides laissés par les grosses particules seront complètement remplis par les particules fines. La porosité minimale du mélange (n_M) est alors obtenue. Après le stade de porosité minimale, si la quantité des particules fines continue d'augmenter dans le mélange, le mélange deviendra à prédominance de particules fines et la porosité du mélange dépendra de la porosité des particules fines (n_F) (Ngabu, 2019). L'optimisation avec le modèle de Koltermann et Gorelick (1995) s'est effectuée par l'application de l'équation [2.46] (Kamann et al., 2007). Par définition, la proportion volumique optimale des particules fines r_F opt dans le mélange est donnée par :

$$r_{F_opt} = \frac{v_F}{v_M}$$
[2.47]

V_F: le volume des particules fines,

V_M : le volume des particules du mélange,

r_{F opt}: la proportion volumique des particules fines.

Lorsque les particules fines remplissent les vides contenus dans la matrice de particules grossières, $V_M = V_G$ où V_G est le volume des particules grossières (Koltermann et Gorelick ,1995 ; Kamann et al., 2007).

De plus on a :

$$\rho_{\rm d} = \frac{M_{\rm S}}{V_{\rm T}}$$
[2.48]

Avec :

 ρ_d : la masse volumique sèche,

 $V_{\rm T}$: le volume total,

M_S : la masse sèche.

En introduisant l'équation [2.48] dans l'équation [2.47], ainsi que $V_M = V_G$, on obtient :

$$r_{F \text{ opt}} = \frac{V_F}{V_M} = \frac{M_{SF} \rho_{dG}}{M_{SG} \rho_{dF}}$$
[2.49]

Avec :

 M_{sF} : la masse sèche des particules fines dans le mélange,

 M_{sG} : la masse sèche des particules grossières dans le mélange,

 ρ_{dF} : les masses volumiques sèches des particules fines,

 ρ_{dG} : les masses volumiques sèches des particules grossières.

De l'équation [2.49], on tire la proportion massique des particules fines comme suit :

$$F = r_{F \text{ opt}} \frac{\rho_{dF}}{\rho_{dG}}$$
[2.50]

2.3.3.2 Modèle de mélange de Gutierrez (2005)

Le modèle de mélange de Gutierrez (2005) prédit la porosité du mélange (l'indice des vides du mélange). Pour illustrer son applicabilité et ses avantages potentiels, la théorie des mélanges est

d'abord appliquée à la modélisation de la variation de densité des particules grossières en fonction de la teneur en particules fines. L'indice de vide a joué un rôle clé dans l'évaluation de la résistance au cisaillement des sols granulaires. Cependant, pour les sols avec des teneurs différentes en particules fines, le taux de vide s'est avéré insuffisant pour caractériser la réponse des mélanges de sol, et des résultats différents ont été obtenus pour des sols ayant le même taux de vide mais une teneur différente en fractions fines. Selon Gutierrez (2005) la densité relative des grains de la fraction grossière (G_{SG}) et celle de la fraction fine (G_{SF}) ont une même valeur (G_s) ($G_s = G_{SF} = G_{SG}$). L'indice des vides du mélange e_M est exprimé en fonction des indices des vides des fractions grossières (e_G) et fines (e_F), ainsi que de la fraction des particules fines dans le mélange (F).

L'indice des vides du mélange peut être exprimé comme suit (Gutierrez, 2005 ; Ngabu, 2019) :

$$e_M(F) = e_F F + e_G (1 - F)(1 - R_M F)$$
 [2.51]

Avec :

- F: la proportion massique des particules fines dans le mélange,
- e_G : L'indice des vides de la fraction grossière,
- e_F : l'indice des vides de la fraction fine,
- R_M : l'indice de mixité ou degré de miscibilité.

 R_M est un paramètre empirique du mélange. $R_M = 0$ pour les particules qui ne peuvent pas former un mélange homogène et $R_M = 1$ pour un mélange parfait. La Figure 2.9 présente le degré de miscibilité de deux fractions de particules, fines et grossières (Gutierrez, 2005). En supposant que la quantité de fines en e_G est proportionnelle à la proportion massique des particules fines dans le mélange (F), cela implique que la teneur en fines est uniformément répartie dans le mélange de sol au cas où il y aurait un mélange complet ($R_M = 1$). En d'autres termes, la teneur en fines donne également une mesure de la proportion de l'espace vide à gros grains qui est occupée par les fines. Une représentation schématique des valeurs typiques de R_M est montrée sur la Figure 2.9.

- $R_M = 0$: les particules mises ensemble, mais pas de mélange, dans cette configuration, les particules sont dites non miscibles (Figure 2.9 b).

- $(0 < R_M < 1)$: mélange partiel, les deux fractions sont mélangées, les particules fines comblent partiellement les vides entre les grosses particules (Figure 2.9 d).



- $R_M = 1$: mélange parfait (Figure 2.9 c).

Figure 2.9 : Représentation schématique du degré de miscibilité de mélange binaire de particules fines et grossières (Gutierrez 2005).

Le rapport de vide intergranulaires (e_{iG}) est défini comme le rapport de vide de la matrice à gros grains d'origine si les fines ont été retirées du mélange de sol. Le rapport de vide inter-fines (e_{iF}) est calculé en utilisant uniquement le volume des vides des matériaux fins. Ces deux paramètres sont définis par l'équation suivante (Gutierrez 2005) :

$$e_{iG} = e_G(1 - F) - F$$
 [2.52]

$$\mathbf{e}_{iF} = \mathbf{e}_F \mathbf{F}$$

Avec :

- e_{iG} : L'indice des vides intergranulaires,
- e_{iF} : L'indice des vides inter-fines,
- e_G : l'indice des vides des particules grossières,
- e_F : l'indice des vides des particules fines,

F: la proportion des particules fines correspondant au rapport entre la masse des particules fines et la masse totale du mélange.

Comme le montre la Figure 2.10 l'intersection des droites e_{iG} et e_{iF} correspond à l'indice des vides minimal du mélange ($e_{M-\min}$) et la proportion des particules fines correspondantes (F_{min}) (Gutierrez 2005).

L'indice des vides minimal du mélange à l'intersection des droites de l'indice des vides intergranulaires e_{iG} et l'indice des vides inter-fines e_{iF} est donné par :

$$e_{M-\min} = \frac{e_F e_G}{1 + e_F + e_G}$$
 [2.54]

La proportion des particules fines correspondant à l'indice des vides minimal du mélange, F_{min} est donnée par la relation suivante :

$$F_{\min} = \frac{e_G}{1 + e_F + e_G}$$
[2.55]

La variation du paramètre R_M a un effet sur le mélange est montré sur la Figure 2.10.

- Pour $R_M = 0$, la variation de e_M en fonction de F a une courbe linéaire.
- Pour $R_M >0$, les courbes e_M (F) prennent une forme parabolique et deviennent de plus en plus incurvées avec la croissance de R_M .
- Pour $R_M > 1$, pour des mélanges parfaits.



Figure 2.10: Effet de R_M sur les courbes du mélange (gutierrez,2005).

L'indice de mixité R_M est un paramètre empirique qui peut être lié aux propriétés physiques des matériaux (Gutierrez, 2005).

2.3.3.3 Modèle de Côté et Konrad (2003)

Selon le modèle de côté et Konrad (2003), dans un matériau granulaire bien classé où les particules fines (d <80 μ m) se distinguent des particules grossières (d ≥ 80 μ m), la porosité du squelette à gros grains ainsi que la porosité de la matrice de la fraction fines peuvent être déterminées à l'aide du diagramme de phase représenté sur la Figure 2.11. Pour un sol bien classé (Figure 2.11a), le volume des particules solides est égal à V_s et le volume de vides est égal à V_v. Pour le même sol où les particules fines sont extraites ne laissant que des particules grossières qui forment le squelette à gros grains (Figure 2.11 b), le volume de solides est égal à V_{SG} et le volume de vide dans le squelette à gros grains est V_{vG}. Le volume V_{vG} est l'espace total disponible pour les particules fines (Figure 2.11c), où le volume des particules fines est égal à V_{sF}. Dans la matrice fine, le volume des vides V_{vF} est alors égal au volume total du vide V_v.



Figure 2.11: diagramme des phases pour (a) sol bien classé, (b) sol bien classé avec seulement des particules grossières et (c) sol bien classé avec des particules fines et grossières (côté et Konrad,2003).

La porosité des particules grossières (n_G) est définie comme suit :

$$n_{\rm G} = \frac{v_{\rm VG}}{v_{\rm T}} = \frac{v_{\rm T} - v_{\rm SG}}{v_{\rm T}}$$
[2.56]

Avec :

 V_{VG} : le volume des vides des particules grossières,

V_{SG} : le volume des grains solides des particules grossières,

V_T : le volume total. Dans cette équation.

V_{SG} est exprimé comme suit :

$$V_{SG} = \frac{M_s}{\rho_{SG}} (1 - F)$$
[2.57]

Avec :

 M_s : la masse des particules solides,

 ρ_{SG} : la masse volumique des particules grossières,

F = pourcentage des particules fines dans le mélange, défini comme le rapport entre la masse sèche des particules fines (M_{SF}) et la masse sèche du mélange.

En remplaçant l'équation [2.56] dans l'équation [2.57], on obtient :

$$n_{\rm G} = \frac{V_{\rm T} - \frac{M_{\rm S}}{\rho_{\rm SG}}(1-{\rm F})}{V_{\rm T}}$$
[2.58]

La porosité (n_F) de la fraction fine est déterminée par :

$$n_{\rm F} = \frac{V_{\rm VF}}{V_{\rm VG}} = \frac{V_{\rm T} - (V_{\rm SF} - V_{\rm T})}{V_{\rm T} - V_{\rm SG}} = \frac{n_{\rm M}}{n_{\rm G}}$$
[2.59]

Avec :

 n_M : la porosité du mélange,

V_{SF} : le volume des grains solides des particules fines,

 V_{SG} : le volume des grains solides des particules grossières,

 V_T : le volume total.

La densité relative des grains de la fraction grossière (G_{SG}) et celle de la fraction fine (G_{SF}) ont une même valeur ($G_S = G_{SG} = G_{SF}$)

La porosité de la fraction grossière est :

$$n_{\rm G} = n_{\rm M} + (1 - n_{\rm M}) * F$$
[2.60]

Selon le modèle de Côté et Konrad (2003), la fraction des particules fines (F) est exprimée de la manière suivante :

$$F = \frac{n_{\rm G}(1 - n_{\rm F})}{1 - n_{\rm G} n_{\rm F}}$$
[2.61]

Avec :

 n_G : la porosité de la fraction grossière,

 n_F : la porosité de la fraction fine.

Il est important de rappeler que ce modèle a été conçu pour les matériaux secs.

2.4 Les matériaux argileux

2.4.1 Les minéraux argileux

L'argile désigne habituellement les sols contenant une quantité suffisante de particules argileuse pour leur conférer cohésion et plasticité. Il peut également s'appliquer aux particules d'argile ellesmêmes, c'est-à-dire aux particules microscopiques qui portent le nom de minéraux argileux.

Les minéraux argileux sont des particules très fines dont le diamètre est inférieur à 2μ m. La classification géotechnique des argiles est basée sur la distribution granulométrique et les limites d'Atterberg (limites liquides et plastiques) (Holtz et Kovacs 1981). Dans la littérature, l'argile peut désigner à la fois une taille de particule ou une classe de minéraux. Dans la classification technique, toutes les particules inferieures à 2μ m sont considérés comme de l'argile. Ce sont, pour la plupart, des silicates d'aluminium, de magnésium ou de fer dont les atomes sont disposés de façon à former des figures géométriques très régulières.

Selon la classification minéralogique chaque minéral argileux est formé par l'empilement de cristaux microscopiques, qui portent habituellement le nom de feuillets en raison de leur apparence similaire à celle d'une lamelle ou d'une feuille extrêmement mince. Ces feuillets sont eux-mêmes constitués d'unités cristallines que l'on appelle structures fondamentales. Celles-ci sont juxtaposées dans un seul plan, et c'est pourquoi les feuillets ont une surface très grande par rapport à l'épaisseur. On évalue l'épaisseur des feuillets et des structures fondamentales à environ 0,5nm (5.10^{-7} mm) .

Les chercheurs ont observé qu'il n'existait que deux structures fondamentales (Figure 2.12) :

- La structure fondamentale tétraédrique : est composée de quatre atomes d'oxygène (O) formant un tétraèdre avec au centre un atome de silicium. Un arrangement des structures fondamentales tétraédriques formant un feuillet tétraédrique simple.
- La structure fondamentale octaédrique : est une combinaison de six atomes d'oxygène (O) ou molécules d'hydroxyle (OH), placées aux sommets d'un octaèdre qui renferme un atome métallique l'aluminium (Al) ou de magnésium (Mg). Chacun de ces atomes peut être remplacés par un atome métallique de fer (Fe), de titane (Ti), de nickel (Ni), de chrome (Cr) ou de lithium (Li). Feuillet octaédrique simple formé de quatre structures fondamentales octaédriques.



Figure 2.12: Représentation des tétraèdres et des octaèdres (d'après Gautier, 2008) Tous les minéraux argileux sont constitués de feuillets tétraédriques et octaédriques. L'ordre dans lequel les feuillets sont empilés et les liens qui existent entre eux et les divers atomes, métalliques ou non, qu'on trouve à l'intérieur des structures fondamentales déterminent les différents types de minéraux argileux.

Jusqu'à maintenant, il a été possible d'identifier plusieurs douzaines de minéraux argileux. On les a divisés en trois grands groupes qui portent le nom du minéral argileux le plus commun dans chaque groupe : La kaolinite, la montmorillonite et l'illite.

Chacun possède sa propre structure cristalline et présente un comportement bien distinct. Mais tous ont une propriété en commun : une grande activité électrique. Pour une grande partie, elle est également à l'origine des forces de cohésion qui unissent les minéraux argileux entre eux et confèrent leur plasticité aux sols cohérents.

Il suffit généralement d'étudier les propriétés de ces trois groupes de minéraux argileux pour comprendre le comportement de la plupart des dépôts argileux. D'autres minéraux argileux sont plus rares et ont souvent des propriétés similaires à la kaolinite, la montmorillonite ou l'illite. Le Tableau 2.6 met en évidence les principales caractéristiques structurelles des trois minéraux.

Minéraux argileux	Type et qualité des liens entre les couches élémentaire	Substitutions isomorphes	Activité électrochimique	Gonflements
Kaolinite	Liens d'hydrogène parmi les plus forts chez les minéraux argileux	Peu nombreuses	Une des plus faibles chez les minéraux argileux	Assez faibles
Montmorillonite Liens assurés par des molécules d'eau, parmi les plus faibles chez les minéraux argileux		Très nombreuses	Une des plus fortes chez les minéraux argileux	Importants

Tableau 2.6 : Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux (Robitaille,1997)

Illite	Liens assurés par des atomes de potassium (K), moins forts que ceux de la kaolinite, mais plus que ceux de la montmorillonite	Plus nombreuses que celles de la kaolinite mais moins nombreuses que celles de la montmorillonite	Supérieure à celle de la kaolinite, mais inférieure à celle de la montmorillonite	Faibles à moyens
--------	--	---	--	------------------

La composition minéralogique d'une argile donnée jouera un rôle important dans son comportement hydrogéotechnique. En général, l'augmentation de la quantité de l'argile dans le sol engendre :

- Une plasticité et un potentiel de retrait plus grands,
- Une conductivité hydraulique saturée et un angle de frottement plus faibles,
- Une compressibilité et une cohésion plus élevées (Mitchell et al. Soga 2005).

2.4.2 Les facteurs affectant les propriétés des matériaux argileux

Historiquement, l'argile a été le matériau le plus couramment utilisé comme barrière étanche dans les recouvrements à faible conductivité hydraulique visant à contrôler l'infiltration de l'eau. Différents facteurs peuvent affecter les performances des argiles compactée, tels que les propriétés de l'argile, la teneur en eau in situ et les efforts de compactage, les cycles de gel-dégel, les cycles de mouillage et de drainage et la présence de racines de la végétation. Des valeurs de la conductivité hydraulique inférieures à 10^{-9} m/s sont atteintes lorsque les argiles sont compactées du côté humide plutôt que du côté sec de la courbe Proctor de compactage. Cette conductivité hydraulique dépend aussi du choix du matériau (c'est-à-dire de l'origine géologique, de la distribution granulométrique, de la minéralogie, du mode de mise en place et de l'historique des contraintes) (Holtz et Kovacs, 1981). Les barrières étanches contenant suffisamment de minéraux argileux permettent d'avoir une faible perméabilité, sont largement utilisées pour empêcher la remontée capillaire du lixiviat contaminé provenant des résidus et pour limiter l'infiltration d'eau vers les résidus sous-jacents. En général, les argiles avec une limite de liquidité et un indice de plasticité (IP) élevés ont une plus grande quantité de particules argileuse. Il est bien connu qu'il existe une relation entre la conductivité hydraulique saturée et les limites d'Atterberg (Terzaghi, 1925); plus la limite de liquidité (w_L) et l'indice de plasticité (IP) sont élevés, plus la conductivité hydraulique saturée est faible (Benson et al. 1994). Les limites de consistance (Atterberg) du sol doivent être évaluées et contrôlées puisqu'elles ont une incidence sur les effets du compactage et sur la valeur de k_{sat} . Pour les sols argileux, on vise souvent une limite de liquidité et un indice de plasticité assez élevés (Aubertin et Chapuis, 1991) afin de produire une couche homogène. Il faut aussi tenir compte du fait qu'il peut être difficile de compacter un sol ayant un indice de plasticité et/ou une teneur en eau élevée. Plusieurs études ont aussi montré l'influence du degré de compaction et de plusieurs autres facteurs, incluant la chimie du lixiviat, sur la valeur de k_{sat} in situ (Aubertin et Chapuis, 1991; Aubertin et al., 1995; Chapuis, 2002; Rowe et al., 2004; Rowe, 2012). Ces travaux ont notamment montré que les sols argileux placées sur des matériaux compressibles sont souvent difficiles à mettre en place et à compacter adéquatement, surtout si leur teneur en eau est élevée (comme c'est souvent le cas avec les argiles sensibles de l'est du Canada). En pratique, les couches d'argile compactée sont contrôlées à l'aide des méthodes indirectes (par exemple, densité sèche et teneur en eau) et des méthodes directes (par exemple, essais de perméabilité sur le terrain).

Le matériau argileux utilisé comme barrière étanche doit également avoir une proportion de particules grossières (> tamis n° 200 soit 80 μ m) inférieure à 30 %. De manière générale, les caractéristiques suivantes ont été suggérées pour les matériaux argileux qui peuvent être utilisés comme barrière étanche (Maqsoud et al. 2021) :

- La conductivité hydraulique est égale ou inférieure à 10^{-9} m/s,
- Le pourcentage de particules fines doit être supérieur à 30 %,
- Le pourcentage de fraction argileuse (<2 μm) doit être supérieur à 15 %,
- L'indice de plasticité doit être supérieur à 7 % mais inférieur à 20 % si des cycles de gel-dégel et de mouillage et drainage sont prévus,
- La limite de liquidité doit être supérieure à 20 %,
- Teneur en gravier inférieure à 50 %.

La valeur k_{sat} visée in situ de 10⁻⁹ m/s peut être obtenue si les mottes sont éliminées lors de la mise en place (Benson et Daniel, 1990). Leur présence peut augmenter la valeur k_{sat} généralement

deux à trois ordres de grandeur (Mitchell et al., 1965). Pour éviter l'influence des mottes sur k_{sat} de l'argile, le contrôle de la teneur en eau initiale est important. Il est généralement recommandé de compacter l'argile du côté humide du Proctor optimal pour éviter la formation de mottes (Mitchell et Soga, 2005). L'autre moyen d'éliminer la formation de mottes est d'augmenter les efforts de compactage; un équipement ayant une énergie de compactage plus élevée est alors recommandé (Benson et al., 1994). Les cycles de mouillage et de séchage peuvent affecter de manière significative les propriétés des argiles dans les barrières étanches. Dans le cadre du processus de séchage, une diminution de la teneur en eau dans l'argile induit une augmentation de la succion matricielle. La succion qui se développe dans le matériau entraîne une diminution du volume du matériau par retrait (Konrad et Ayad, 1997 ; Saleh-Memba et al., 2016). À grande échelle, les contraintes due à la succion déclencheront la formation et la propagation de fissures (Morris et al., 1992 ; Benson et Khire, 1997 ; Kodikara et al., 2002 ; Wei et al., 2013). En raison de la présence de fissures, des chemins d'écoulement préférentielles sont créées qui favorisent le mouvement de l'eau et des gaz. (Figure 2.13- Daniel et Wu, 1993 ; Benson et Khire, 1997 ; Albrecht et Benson, 2001).



Figure 2.13: Fissures de dessiccation dans un recouvrement en argile sans couche drainante susjacente (Booker ,1997)

Les couches d'argileuses compactée sont constitués des matériaux argileux naturelles qui ne sont pas fissurés sauf dans la croûte supérieure en contact avec l'atmosphère. La valeur k_{sat} habituelle des argiles naturelles non fissurées est de l'ordre de 10^{-10} à 10^{-9} m/s. Si une argile a été fissurée, par des cycles de gel-dégel ou de séchage-mouillage, sa valeur de k_{sat} peut augmenter. Par conséquent, des précautions doivent être prises pour éviter d'exposer un recouvrement d'argile compactée au dessèchement et au gel pendant la construction.

La variation de la valeur de k_{sat} avec les conditions de compactage de l'argile a fait l'objet d'études approfondies au cours des 100 dernières années. Terzaghi (1922) a rapporté que la valeur k_{sat} de l'argile compactée ne dépend pas seulement de son indice des vides (ou de sa porosité) mais aussi des modes de préparation et de compactage. Cela a été confirmé par de nombreux travaux (Lambe, 1954, 1958 : Bjerrum et Huder, 1957 ; Seed et Chan, 1959 ; Peirce et al., 1987 ; Wright et al., 1997) qui ont documenté l'importance de la teneur en eau et plus particulièrement du degré de saturation atteint après le compactage sur la valeur k_{sat} de l'argile. Mitchell et al. (1965) ont réalisé une étude détaillée en laboratoire sur la perméabilité des argiles compactées et ont constaté que les spécimens compactés à l'état humide de l'optimum peuvent avoir des valeurs de deux ou trois ordres de grandeur inférieures aux spécimens compactés à l'état sec de l'optimum. Mitchell et al. (1965) ont également identifié deux types de porosité dans l'argile compactée : (i) la porosité de la masse argileuse (équivalente à la porosité primaire en hydrogéologie) qui correspond à la structure fine à l'échelle micrométrique des particules solides et (ii) la porosité entre les mottes argileuses (équivalente à la porosité secondaire) qui correspond à une macrostructure résultant de l'excavation, du transport, de la manutention et du remoulage par les équipements de terrain.

Le test d'intrusion de mercure (Bhasin et Lovell, 1981; Yuen et al., 1998) ou la microscopie électronique à balayage (Delage et al., 1982) permettent d'identifier les deux porosités. La valeur de k_{sat} des argiles compactées dépend principalement de la porosité secondaire associée à un mauvais emboîtement des mottes. Dans un recouvrement en argile compactée, l'emboîtement doit être excellent pour minimiser la porosité secondaire. Dans un essai Proctor, le compactage à l'état humide de l'optimum correspond à un degré de saturation supérieur à 90 %. Il indique qu'une partie de l'air (10 % de l'espace vide) est emprisonnée dans l'argile compactée et ne peut être évacuée car l'argile devient imperméable à l'air, cela indique un excellent emboîtement des mottes. La propriété de perméabilité à l'air nulle ou proche de zéro a été utilisée dans plusieurs projets comme moyen sur le terrain des conditions de compactage (Langfelder et al., 1968 ; Leflaive et Schaeffner, 1980; Goldman et al., 1990; Aubertin et Chapuis, 1991; Bernhard et al., 1993). Ils comprennent une densité sèche minimale, généralement 95 % du Proctor standard ou 90 % du Proctor modifié et une

teneur en eau de moulage minimale qui est généralement la valeur optimale. Ils peuvent inclure un degré minimum de saturation, qui est généralement de 90 %. Dans un recouvrement en argile compactée, l'emboîtement des mottes doit être excellent pour minimiser la porosité secondaire. Ceci est plus facile à réaliser lorsque l'argile se déforme sans se fissurer, ce qui peut être considéré comme une condition où la teneur en eau de moulage est supérieure à la limite plastique de l'argile. Il est connu depuis longtemps que la teneur en eau optimale du test Proctor standard d'une argile est fréquemment proche de la limite plastique de l'argile (Arquié, 1964). Il est connu que la conductivité hydraulique d'un recouvrement fait d''argile dépend de son humidité et son degré de compactage (Mundell et Bailey, 1985), Daniel, 1987; Madsen et Mitchell, 1989). Par conséquent, la plupart des directives relatives aux décharges exigent un compactage > 95 % de la masse volumique optimum de Proctor avec une teneur en humidité qui correspond à la teneur en eau à l'état humide.

La structure du sol est façonnée par divers facteurs biotiques et abiotiques, tels que la bioturbation ou l'humidification/l'assèchement, mais aussi par le compactage (Rabot et al., 2018). Le gel est un agent important qui a un impact sur le développement de la structure, la consolidation, la déformation et le transport des particules (Van Vliet-Lanoë et Fox, 2018).

2.4.3 Effet des cycles gel-dégel sur la conductivité hydraulique des matériaux argileux

Les cycles de gel-dégel modifient la texture et la structure des sols fins (Chamberlain et Gow, 1979; Konrad, 1989; Othman et al., 1993; Bowders et McClelland, 1994). De nombreuses études ont démontré que la conductivité hydraulique des argiles peut augmenter d'un à trois ordres de grandeur lorsqu'elles sont soumises à des cycles de gel-dégel répétés (Figure 2.14) (Chamberlain et Gow, 1979; Kim et Daniel, 1992; Othman et al., 1993; Benson et al., 1995; Chamberlain et al., 1995). Pour cette raison, l'utilisation de matériaux améliorés tels que les mélanges sol-bentonite a été proposée. Comparativement à la majorité des argiles naturelles, les mélanges sol-bentonite sont moins susceptibles aux effets des cycles de gel et de dégel (EBA Engineering Consultants, 1978; Wong et Haug, 1991; Haug et Wong, 1993; Chamberlain et al., 1997; Kraus et al., 1997). L'ajout de bentonite à un matériau granulaire réduit sa perméabilité et aide à minimiser les dommages causés par le gel en limitant les transferts d'humidité vers le front de gel (Linell et Kaplar, 1959). Le soulèvement au gel diminue avec l'augmentation de la teneur en bentonite du sol (Linell et Kaplar, 1959) puisque la glace dans les mélanges (sable-bentonite) est présente sous forme de cristaux dispersés plutôt que de lentilles de glace (Chamberlain et al., 1997; Kraus et al., 1997). La modification des argiles avec des amendements pourrait également être une option lorsque les argiles disponibles n'ont pas les propriétés appropriées. La fragmentation du sol et la création de nouveaux pores par le gel peuvent modifier les propriétés hydrauliques des sols (Qi et al., 2006; Chamberlain et Gow, 1979) et réduire le risque de perte de sol et de nutriments lors de la fonte des neiges au printemps (Deelstra et al., 2009).

L'impact du gel sur un sol argileux qui n'a jamais été exposé au gel est important et tend à changer sa structure. Plusieurs recherches (Chamberlain et Gow, 1979; Bergeron 1991; Leroueil 1991; Roy, 1992; Tardif, 1991), qui ont été effectuées en laboratoire et sur le terrain ont permis d'identifier les différentes propriétés de l'argile affectées par le processus de détérioration par gel-dégel. Les paramètres d'état du sol, comme la teneur en eau, les indices de plasticité et de liquidité sont à considérer lors de l'estimation des effets du gel et du dégel sur les sols cohérents. Des facteurs techniques tels que le nombre de cycles de gel-dégel ou l'épaisseur du pergélisol peuvent également modifier l'état du sol. Les effets du gel et du dégel sur les propriétés mécaniques de l'argile ont également été analysés. Des études antérieures ont montré que certains de ces facteurs jouent un rôle majeur dans la détérioration des matériaux argileux soumis au gel-dégel.

Les cycles de gel-dégel peuvent également affecter les performances des matériaux argileux. En effet, les cycles gel-dégel peuvent modifier la structure des sols plastiques à grains fins et par conséquent modifier leurs propriétés. Lorsqu'une couche argileuse est exposée à des températures froides, le front de gel génère une succion qui attire les molécules d'eau de la zone non gelée vers le front de gel. Au cours de ce processus, le gel exerce une pression sur le sol environnant et provoque son déplacement, sa réorganisation et sa consolidation (Benson et Othman, 1993). Le changement de structure des pores peut modifier la structure et les propriétés du sol après dégel. En général, on considère que les sols à faible plasticité (Othman et al., 1994; Eigenbrod, 2003) et les sols argileux composés principalement de minéraux argileux gonflants (par exemple, la montmorillonite) peuvent s'auto- réparer et sont moins affectés par cycles de gel-dégel (Eigenbrod, 2003). Cependant, les sols plastiques avec des IP compris entre 20 et 100 sont détruits par les cycles de gel-dégel et la formation de fissures, et la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) augmente de manière significative (Konrad et Samson, 2000; Eigenbrod, 2003). L'augmentation de k_{sat} peut



généralement varier entre un et trois ordres de grandeur après trois à cinq cycles de gel-dégel (Daniel et Wu, 1993 ; Albrecht et Benson, 2001 ; Chapuis, 2013).

Figure 2.14 : Évolution de la conductivité hydraulique d'un matériau argileux pendant les cycles de gel et de dégel (Maqsoud et al. 2021)

Freeze and thaw cycles
CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODES

Dans ce chapitre, nous présentons la méthodologie adoptée pour atteindre les objectifs du projet de recherche, ensuite nous présenterons les matériaux à l'étude et les principales méthodes expérimentales utilisées dans leur caractérisation du point de vue physique, géotechnique et hydrogéologique.

3.1 Méthodologie générale de l'étude

L'objectif général de ce projet de recherche est d'évaluer au laboratoire les impacts des cycles de gel-dégel sur les propriétés hydrogéologiques des mélanges conçus à base de matériaux argileux et amendés par l'ajout de silt et du sable à différentes proportions. La méthodologie employée pour atteindre cet objectif consiste à (Figure 3.1) :

- Caractériser les propriétés hydrogéologiques, géotechniques des matériaux argileux.
- Optimiser les proportions des mélanges en utilisant les modèles continus de la théorie des mélanges et évaluer l'effet des cycles de gel-dégel sans désaturation au niveau de la conductivité hydraulique saturée des mélanges d'argile amendés avec du silt et du sable.
- Simuler numériquement à l'aide de la suite GeoStudio le comportement hydrogéologique des mélanges amendés sélectionnés afin d'évaluer leur capacité à limiter l'infiltration d'eau vers les couches sous-jacentes.



Figure 3.1: Organigramme de la méthodologie de l'étude

3.1.1 Échantillonnage des matériaux

Les échantillons ont été prélevés au niveau de plusieurs sites près de Rouyn-Noranda en mai 2021 (voir Figure 3.2 pour la localisation des sites d'échantillonnage). Durant ces travaux cinq matériaux ont été échantillonnés et il s'agit de l'argile, deux types de silt (silt #1, silt #2) et deux types sable (sable #1, sable #2). Ainsi au total neuf chaudières d'argile, une chaudière de silt #1, deux chaudières silt #2, trois chaudières de sable #1 et trois chaudières de sable #2 ont été rapportées au laboratoire de URSTM de l'IRME-UQAT. Le Tableau 3.1 présente la quantité prélevée pour chaque matériau.

Matériaux	Nombre de chaudières	Masse initial (kg)
Argile	9	194,6
Silt #1	1	28,9
Silt #2	2	47,8
Sable #1	3	81,5
Sable #2	3	88,9

Tableau 3.1: Quantité des materiaux prélevés

Tous les matériaux ont été homogénéisés manuellement par quartage au sol au laboratoire ensuite des échantillons représentatifs ont été prélevés après cette homogénéisation pour la caractérisation physique et hydrogéologique. Les matériaux ont également été divisés en deux moitiés:

- La première moitié n'a pas été séchée pour la caractérisation hydrogéologique (courbe de rétention et conductivité hydraulique saturée).
- La seconde moitié a été séchée, quartée et divisée. Une partie de cette moitié a été utilisée pour les essais physiques (analyse granulométrique et densité relative des grains solides) alors que le reste a été utilisé pour déterminer la limite d'Atterberg et pour la préparation des mélanges.



Figure 3.2: Photo aérienne de la localisation

3.1.2 Préparation des mélanges d'argile amendée avec sable et/ou silt

Les mélanges d'argile amendée avec du sable et/ou silt ont été préparés au laboratoire à l'aide d'une chaudière. Les matériaux utilisés ont été séchés à une température de 60±5° C. Les mélanges ont été préparés à l'état sec avec différentes proportions de sable et de silt. Après placement des matériaux dans la chaudière, on tourne la chaudière 80 fois pour obtenir un mélange homogène. Cette opération a été refaite pour tous les mélanges utilisés. Ces mélanges ont été utilisés pour les caractérisation physiques, géotechniques et hydrogéologiques des différents mélanges.

3.2 Caractérisation des matériaux

3.2.1 Granulométrie

L'analyse granulométrique a été réalisée à l'aide de deux techniques différentes : le granulomètre laser et le tamisage.

Pour les matériaux grossiers l'échantillon a été passé dans un premier temps à travers une série de 20 tamis dont les mailles varient entre 850 µm et 37,5 mm. Ensuite, nous avons pesé les masses pour chaque tamis pour déterminer le percentage pour chaque diamètre pour l'insérer après au logiciel de laser Mastersizer de Malvern Instruments pour déterminer la courbe granulométrique complète.

Pour la fraction fine (inferieur 850 μ m), le granulomètre laser Mastersizer de Malvern Panalytical a été utilisé. Il permet de mesurer la distribution granulométrique dans la gamme de taille de particules comprise entre 0,05 et 900 μ m et sa précision est de ±2%. Cette technique consiste à mesurer des rayons des particules ainsi que la fréquence statistique des classes de rayon en se basant sur la diffraction de la lumière (Merkus, 2009). Cette analyse est réalisée en peu de temps et à partir d'une très petite quantité de matériau (Villeneuve, 2004). Les données obtenues sont ensuite analysées par le logiciel pour calculer la distribution granulométrique (Malvern Panalytical Ltd., 2019).

L'analyse granulométrique d'un sol permet d'obtenir sa distribution de particules (pourcentage) en termes de diamètre équivalent.

Ainsi, pour le sable #2, la courbe granulométrique a été déterminée en combinant les deux techniques alors que pour l'argile, le silt #1, le silt #2 et le sable #1 le granulomètre à diffraction laser (Malvern, modèle Mastersizer) a été utilisée.



Figure 3.3: Granulomètre à laser

Les courbes granulométriques obtenues ont été utilisées pour déterminer les paramètres granulométriques :

- D_{10} : diamètres particules (en mm) au passant 10%.
- D_{30} : diamètres particules (en mm) au passant 30%.
- D_{60} : diamètres particules (en mm) au passant 60%.

À partir de ces paramètres, nous avons calculé le coefficient d'uniformité C_u et le coefficient de courbure C_c (Holtz et Kovács, 1991).

Le coefficient d'uniformité représente la distribution de la courbe granulométrique. En d'autres termes, il fournit des informations sur l'uniformité de la taille des particules du sol :

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

Une valeur de C_u élevée signifie un écart plus grand entre D_{10} et D_{60} , et la granulométrie est dite étalée (>3). Si C_u est faible (<3), la granulométrie est dite uniforme ou serrée.

Le coefficient de courbure (C_c) décrit l'allure de la courbe granulométrique entre les diamètres D_{10} et D_{60} .

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

Lorsque la valeur de Cc est comprise entre 1 et 3, la granulométrie est dite « bien graduée ». Une granulométrie bien graduée est une granulométrie dispersée, mais aucune famille de grains n'est supérieure à une autre. Dans ce cas, la courbe granulométrique descend de façon assez régulière, démontrant la présence de plusieurs diamètres. Lorsque la valeur du coefficient de courbure est élevée (>3) ou trop faible (<1), la granulométrie est dite "mal graduée".

Les courbes granulométriques des matériaux utilisés sont présentées à la Figure 3.4.



Figure 3.4: Les courbes granulometries des matériaux utilisés

Le Tableau 3.2 présentes les principales caractéristiques granulométriques des cinq matériaux, à savoir les diamètres D_{10} , D_{30} et D_{60} , les coefficients d'uniformité Cu et de courbure Cc. Il ressort de ces résultats que D_{10} se situe entre 0,96 µm et 209,81 µm respectivement pour l'argile et le sable #2. Le diamètre D_{30} se situe entre 2,22 µm, et 292,12 µm respectivement pour l'argile et le sable #2. Le diamètre D_{60} se situe entre 5,73 µm et 438,05 µm respectivement pour l'argile et le sable #2. Le *C*_U se situe entre 2,09 et 5,98 respectivement pour le sable #2 et l'argile. Le Cc se situe entre 0,90 et 1,25 respectivement pour l'argile et le silt #1.

La granulométrie est serrée pour le silt #1, le silt #2, le sable #1 et le sable #2 ($2 \le C_u \le 5$) cependant la granulométrie de l'argile est semi-étalée ($C_u \le 20$) McCarthy (1982).

Matériaux	Argile	Sable #1	Silt #1
D ₁₀ (µm)	0,96	81,87	24,34
D ₃₀ (µm)	2,22	158,40	54,74
D ₆₀ (µm)	5,73	261,90	98,28
Coefficient d'uniformité (<i>C</i> _U)	5,98	3,20	4,04
Coefficient de courbure ($C_{\rm C}$)	0,90	1,17	1,25
Classification USCS	CL	SP	SM
Pourcentage des particules inférieur à 2 µm (%)	25	0,5	2

Tableau 3.2 : Caractéristiques granulométriques des matériaux

Les matériaux étudiés ont été classés en utilisant la classification de l'USCS-ASTM (Unified Soil Classification System). Cette classification tient compte des résultats des analyses granulométriques. Ainsi, l'argile est classifiée comme une argile à faible plasticité (CL), le silt #1 correspond à un sable silteux (SM), et le silt #2 correspond à un sable bien gradué (SW) et le sable #1 et sable #2 correspondent à un sable mal gradué (SP).

Il ressort de ces analyses granulométriques que la distribution granulométrique de sable #1 et de silt #2 sont similaire, cependant une différence subsiste au niveau des fractions inférieure à 200 μ m. En raison de cette similitude le silt #2 n'a pas été pris en considération dans les mélanges. Il ressort aussi de ces analyses granulométriques que la distribution granulométrique du sable #2 contient plus de 20% des particules grossiers. Ainsi, les mélanges d'argile et sable #2 ne seront pas homogène. Les matériaux qui seront utilisés pour optimiser les mélanges sont l'argile, le sable #1 et le silt #1.

3.2.2 Teneur en eau initiale

La détermination de la teneur en eau initiale (w_0) au laboratoire est effectuée conformément à la norme ASTM D2216. Une certaine quantité de matière est pesée à l'aide d'une balance de précision pour déterminer sa masse humide (M_h) , qui est ensuite placée dans une étuve à 60°C pour être séchée. Les matériaux placés dans le four ont été pesés après chaque intervalle de 24 heures pour évaluer la perte d'humidité (différences de masse des matériaux avant et après chaque pesée). La fin du séchage est marquée par une variation nulle de la perte d'eau. Connaissant la masse de l'échantillon sec, l'équation [3.3] est utilisée pour déterminer la teneur en eau massique.

$$w_0(\%) = \frac{M_h - M_s}{M_s} * 100 = \frac{M_w}{M_s} * 100$$
[3.3]

Avec :

- M_h : masse humide (g)
- M_w : la masse de l'eau (g)
- M_s : la masse de solide séchée à l'étuve

Le Tableau 3.3 présente la teneur en eau initiale de sable #1, Silt #1 et l'argile.

Matériaux	Argile	Silt #1	Sable #1
Teneur en eau initial w initial (%)	17,3	7,55	5,4

3.2.3 Masse volumique humide à l'état lâche

La masse volumique des échantillons humides et secs a été mesurée en utilisant une méthode qui consiste à remplir un tube à essai avec de l'eau déionisée, en notant la masse et le volume, ensuite on ajoute une grande quantité d'échantillon, puis en note la nouvelle masse et le nouveau volume. La masse volumique humide et sec de l'échantillon peut alors être calculée à partir de la différence entre les deux masses et volumes.

Le test est effectué 7 fois pour le même matériau. Une simple moyenne arithmétique des résultats obtenus est effectuée et la moyenne est conservée comme valeur de la masse volumique humide du matériau à cette teneur en eau.

Le Tableau 3.4 présente les résultats de la masse volumique humide et de la masse volumique sèche de sable #1, Silt #1, et l'argile. Ces paramètres ont été déterminées à l'état lâche et seront utilisées plus tard dans l'optimisation des mélanges.

Matériaux	Argile	Silt #1	Sable #1
Masse volumique humide ρ_h (g/cm ³)	1,52	1,75	1,71
Masse volumique sèche $\rho_d(g/cm^3)$	1,3	1,53	1,51

Tableau 3.4 : Masses volumiques humides et sèches des matériaux

La masse volumique humide ρ_h se situe entre 1,52 et 1,75 g/cm³ respectivement pour l'argile et le Silt #1; la masse volumique sèche ρ_d se situe entre 1,23 et 1,53 g/cm³ respectivement pour Sable #2 et Silt #1.

3.2.4 Densité relative des grains

La densité relative des grains solides caractérise la masse volumique des grains solides d'un échantillon par rapport à la masse volumique de l'eau. La densité relative des grains solides (G_S) a été mesurée en utilisant un pycnomètre à hélium (erreur de l'ordre de \pm 0,01 %) Quantachrome Instruments, UltraPyc 1200e (Micromeritics Instrument Corporation, 2001). La procédure est celle qui a été élaborée par l'ASTM D5550-14. Cette méthode utilise le principe du déplacement des fluides d'Archimède et la loi de Boyle sur la dilatation des gaz, afin de déterminer la densité d'un matériel. Cette mesure nécessite que le matériau soit complétement sec. L'hélium est utilisé comme gaz d'essai en raison de sa forte diffusivité dans les petits pores (Micromeritics Analytical, 2017). L'appareil est couplé à un programme d'acquisition micrométrique qui affiche les résultats de l'analyse. Il est important de mentionner que les matériaux doivent être préalablement broyés permettant ainsi d'avoir des particules dont la taille est inférieure à 500 µm.



Figure 3.5: Quantachrome Instruments, UltraPyc 1200^e

Le Tableau 3.5 présente les résultats de la densité relative des grains solides pour le Sable #1, Silt #1 et l'argile.

Tableau 3.5 : Densité relative des grains solides des matériaux à l'étude

Matériaux	Argile	Silt #1	Sable #1
Densité relative des grains solides <i>G_S</i>	2,61	2,68	2,7

La densité relative des grains solides G_S se situe entre 2,61 et 2,73 respectivement pour l'argile et le Sable #2.

3.2.5 Porosité et indice des vides

La détermination de la teneur en eau w, la densité relative des grains solide G_S et la masse volumique sèche ρ_d permettent d'estimer les autres paramètres géotechniques (la porosité, l'indice des vides, masse volumique sèche et le degré de saturation) en utilisant les équations suivantes :

$$\rho_{\rm d} = \frac{\rho_{\rm h}}{1+w} \tag{3.4}$$

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{G_S \rho_w} \tag{3.5}$$

$$e = \frac{G_S \rho_W}{\rho_d} - 1 \tag{3.6}$$

$$S_r = \frac{w G_S}{e}$$
[3.7]

Avec:

 ρ_d : masse volumique sec ;

 ρ_h : masse volumique humide;

 ρ_w : masse volumique de l'eau;

w : teneur en eau massique;

n : porosité;

e : indice des vides;

 S_r : degré de saturation

G_S : densité relative des grains solides.

Le Tableau 3.6 présente les résultats de porosité pour le Sable #1 Silt #1 et l'argile.

Matériaux	Argile	Silt #1	Sable #1
Porosité n (-)	0,50	0,42	0,44

Tableau 3.6 : Porosité des matériaux à l'étude

La porosité se situe entre 0,42 et 0,55 respectivement pour le Silt #1 et Sable #2. Ces valeurs sont obtenues pour l'état lâche du matériau pour l'application des modèles de la théorie des mélanges pour optimiser la proportion des particules fines.

3.2.6 Limites d'Atterberg

La teneur en eau qui définit les quatre états de consistance est appelée limite de consistance ou limite d'Atterberg. Ces limites sont les suivants (voir Figure 3.6) :



Figure 3.6: États de consistance (Robitaille, 1997)

- La limite de plasticité (*w_P*) est la teneur en eau à laquelle le sol perd sa plasticité et se fissure en raison de la déformation lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. Elle varie entre 0% et 100%, mais elle demeure généralement inférieure à 40%.
- La limite de liquidité (w_L) est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique, dans la plupart des cas elle ne dépasse pas 100%.

L'appareil de Casagrande est utilisé pour la détermination de la limite de liquidité ω_L . Il est constitué d'une coupelle de bronze, d'une base en caoutchouc dur et d'une came entrainée par une manivelle. On estime de façon arbitraire que le sol a atteint la limite de liquidité lorsque la coupelle tombant d'une hauteur de 10 mm, doit frapper la base 25 fois pour refermer sur une distance de 13 mm une rainure qui a été pratiquée dans l'échantillon de sol qu'elle contient (tiré de Robitaille,1997).



Figure 3.7: Appareil de Casagrande (Robitaille, 1997)

Bien que cet essai soit assez simple à réaliser, on ne peut obtenir de résultats constants qu'après une période d'entrainement. Les principaux facteurs qui peuvent conduire à des écarts appréciables par rapport à la limite de liquidité escomptée sont (Robitaille,1997) :

- La préparation de l'échantillon de sol en vue d'obtenir un mélange parfaitement homogène;
- La hauteur de chute de la coupelle qui doit être ajustée à 10 mm exactement;
- La quantité et l'épaisseur de sol dans la coupelle;
- La vitesse de chute de la coupelle, qui doit être de 120 coups par minute;
- Les variations indésirables de la teneur en eau durant l'essai;
- La propreté du matériel tout au long de l'essai.

La limite de plasticité ω_P est la teneur en eau à laquelle un échantillon de matériau commence à se désintégrer en morceaux de 3 à 10 mm de long lorsqu'il est roulé en un cylindre de 3 mm de diamètre. Ainsi, l'échantillon est roulé en forme de fuseau ensuite aminci progressivement. Le test est arrêté lorsque l'échantillon aminci a atteint des morceaux ayant un diamètre de 3 mm et une longueur de 3 à 10 mm. Finalement, la teneur en eau de l'échantillon est déterminée.

Le test est réalisé consécutivement sur 5 échantillons et la ω_P est déterminée en calculant la moyenne arithmétique des 5 teneurs en eau obtenues.

L'indice de plasticité (Ip) se calcule en soustrayant la limite de plasticité de la limite de liquidité.

Le tableau suivant présente les résultats de la limite de liquidité ω_L (%), la limite de plasticité ω_P (%) et l'indice de plasticité IP (%) pour le Silt #1, et l'argile.

Matériaux	Argile	Silt #1
Limite de liquidité ω_L (%)	36,13	35,43
Limite de plasticité ω_P (%)	18,02	26,52
Indice de plasticité IP (%)	18,11	8,91

Tableau 3.7: Les résultats des limites d'Atterberg

La limite de liquidité ω_L se situe entre 35,43 et 36,13% respectivement pour le Silt #1 et l'argile, la limite de plasticité ω_P se situe entre 18,02 et 26,52 respectivement pour l'argile et le Silt #1, l'indice de plasticité se situe entre 8,91 et 18,11 respectivement pour le Silt #1 et l'argile. Une difficulté rencontrée était que le silt #2 ne se déformait pas correctement lorsqu'il était testé pour la limite de plasticité et n'avait donc pas ce résultat.

3.2.7 Essai de compactage

La capacité d'un matériau à se densifier est intéressante car elle va affecter ses propriétés hydrogéologiques (plus le matériau est dense, plus sa conductivité hydraulique est faible et meilleure est la rétention d'eau) ainsi que ses propriétés mécaniques. Le test de compactage Proctor modifié est effectué conformément à la méthode A de l'ASTM D1557-00 (Sable # 1, Silt # 1, et argile). Un moule cylindrique standardisés ayant un diamètre de 101,6 mm a été utilisé.

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour réduire l'indice des vides, augmentant ainsi sa compacité. Par conséquent, la masse volumique sèche (ρ_d) du sol compacté sera supérieure à celle du sol non compacté. C'est cette caractéristique qui permet de vérifier l'efficacité du compactage.

Le compactage Proctor modifié consiste à mesurer la masse volumique sèche (ρ_d) d'un sol mis en place en 5 couches dans un moule de volume connu; chaque couche étant compactée avec une chute de dame de 4,54 kg d'une hauteur libre de 457 mm. Ensuite, sa teneur en eau et sa masse sèche à l'état compacté sont mesurés. Le test est répété plusieurs fois en faisant varier la teneur en eau du sol. Chaque mesure de masse volumique sèche du sol est reportée sur un graphique en fonction de la teneur en eau correspondante; ce qui permet de tracer des courbes de compactage. Ces points permettent de tracer le poids volumique sec (γ_d) en fonction de la teneur en eau w dont

les pics correspondent aux valeurs optimales. À partir de cette courbe, la masse volumique sèche maximale (ρ_d) du sol et sa teneur en eau optimale (w_{opt}) sont déterminées. La Figure 3.8 illustre le principe du test Proctor.



Figure 3.8: Schéma de principe de l'essai Proctor (Holtz et Kovacs, 1991)

Ces points $\rho_d(w)$ peuvent tracer une courbe dont les sommets correspondent aux optima de Proctor $(w_{opt} \text{ et } \rho_{d_{opt}} = \rho_{d_{max}})$. Pour une énergie de compactage donnée, cette valeur optimale correspond à la teneur en eau, là où la densité de compactage est la plus élevée. En utilisant également ces points, une courbe de densité est tracée à saturation (S_r=100%). Pour chaque échantillon, à une saturation donnée, l'évolution de la masse volumique sèche avec la teneur en eau peut être calculée par l'équation suivante, où ρ_{ω} est la masse volumique de l'eau :

$$\rho_d = \frac{G_S \rho_\omega}{1 + \frac{\omega G_S}{S_r}}$$
[3.8]

Avec :

 ρ_d : masse volumique sec;

 G_S : densité relative des grains solides;

 S_r : dégrée de saturation;

 ρ_{ω} : masse volumique de l'eau;

 ω : teneur en eau.

Les figures **3.9**, **3.10 et 3.11** présentent les résultats obtenus par les essais de Proctor (relation masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau w) réalisés sur les matériaux étudiés. Ces figures présentent aussi la variation de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau correspondant à un degré de saturation de 100% selon l'équation [3.8].

L'argile présente une teneur en eau à l'optimum Proctor (w_{opt}) de 12,8% pour un indice des vides (e_{opt}) de 0,45 et une masse volumique sèche de 1,79 g/ cm^3 .



Figure 3.9: Courbe de Proctor de l'argile

L'optimum Proctor pour le sable #1 est observé pour une masse volumique sèche de 1,77 g/ cm^3 , qui correspond à une teneur en eau de 15,5 % et pour un indice des vides (e_{opt}) de 0,52.



Figure 3.10: Courbe de Proctor de sable #1

Le silt #1 présente une teneur en eau à l'optimum Proctor (w_{opt}) de 11,2% pour un indice des vides (e_{opt}) de 0,38 et une masse volumique sèche de 1,66 g/ cm^3 .



Figure 3.11: Courbe de Proctor de Silt #1

Le Tableau 3.8 résume les principales caractéristiques des matériaux et des différents mélanges à base des matériaux argileuses à l'optimum Proctor, à savoir, la teneur en eau ω_{opt} , la masse volumique sèche maximale ρ_{dmax} et l'indice des vides e_{opt} .

Matériau	ω_{opt} (%)	$ \rho_{dmax}(g/cm^3) $	e _{opt}
Argile	12,8	1,79	0,45
Sable #1	15,5	1,77	0,52
Silt #1	11,2	1,66	0,38

Tableau 3.8: Résultats des essais Proctor pour les matériaux

3.2.8 Conductivité hydraulique saturée

Pour bien caractériser les matériaux étudiés, il est nécessaire de déterminer la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}). Les tests de perméabilité permettent de déterminer expérimentalement la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) d'un matériau. Pour déterminer la conductivité hydraulique saturée k_{sat} d'un matériau, deux principaux types d'essais peuvent être réalisés en laboratoire : les essais de perméabilité à l'aide de perméamètre à parois rigides (sous charges constantes et variables) et les essais de perméabilité à l'aide de perméamètre à parois flexibles (en unités triaxiales, sous charges variables). Le choix du type d'essai est lié à la nature granulométrique du matériel à tester (fins ou grossiers).

Dans les deux cas, une pression d'eau positive est appliquée aux échantillons considérés comme saturés. La valeur de k_{sat} ne dépend pas de la pression d'eau dans le matériau, mais uniquement de l'indice de vide (e) et de la taille des grains (Chapuis, 2003).

3.2.8.1 Perméamètre à parois flexibles

Le perméamètre à parois flexibles est utilisé pour mesurer la conductivité hydraulique saturée pour les matériaux fins tel que l'argile. Ce test est réalisé selon à la norme ASTM D 5084-90. On compacte un échantillon de matériau sec dans un moule. L'échantillon est pesé et on note sa hauteur et son diamètre. Il est ensuite placé au centre du perméamètre dans une membrane flexible (voir Figure 3.12). On place des géotextiles aux extrémités de l'échantillon et on le fixe sur une base et sous une tête de plastique qui alimente l'échantillon en eau. On remplit le perméamètre et on branche des tubes piézométriques sur la cellule, la tête et la base. Dans cet essai l'eau utilisée est une eau dégazée car l'utilisation d'une eau non dégazée entraînerait une saturation inférieure à 90% (ce qui engendre une erreur de 20% à 30% dans les mesures de k_{sat}) (Green et Corey, 1971). Toutes les connexions sont vérifiées afin de s'assurer qu'elles sont bien serrées et qu'il n'y a aucune fuite. Les échantillons ont été saturés pendant deux semaines à une pression en bas de 60 kPa et une pression de confinement de 100 kPa.

L'essai de perméabilité à charge variable a ensuite été effectué. La conductivité hydraulique saturée k_{sat} est calculée (pour un seul diamètre de tube) à l'aide de la formule suivante (Freeze et Cherry, 1979) :

$$k_{sat} = \frac{L}{(t_2 - t_1)} \frac{a_{tube}}{A} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$
[3.9]

Avec :

 k_{sat} : est la conductivité hydraulique saturée en (cm/s);

- L : Hauteur (cm) du matériau dans le perméamètre;
- a_{tube} : Section tube (cm^2);
- A : Section échantillon (cm^2) ;
- h_1 : est la charge au temps t_1 (en cm);
- h_2 : est la charge au temps t_2 (en cm).



Figure 3.12: Montage utilisé pour l'essai de conductivité hydraulique avec perméamètre à paroi flexible cellules KW

3.2.8.2 Perméamètre à parois rigides

Avec ces perméamètres à parois les essais peuvent être réalisés avec une charge constante pour le sable (ASTM D2434-06) ou avec une charge variable pour le silt (ASTM D5856-95).

Le perméamètre utilisé à un diamètre de 11,4 cm et une hauteur par 24 cm (voir Figure 3.13). Il est composé d'un cylindre de plexiglass, de deux plaques perforées, de joints d'étanchéités, d'une base et d'un capuchon fait de plastique muni d'une valve de drainage.



Figure 3.13: Perméamètre utilisé pour la détermination de la conductivité hydraulique saturée Pour l'essai à charge constante, la conductivité hydraulique saturée de sable a été calculée en utilisant l'équation suivante :

$$k_{sat} = \frac{QL}{\Delta h \, A \, t} \tag{3.10}$$

- Q : quantité d'eau écoulée (L^3) ,
- L : hauteur de matériel (L),
- Δh : différence de charge hydraulique (L),
- A : aire d'écoulement (L),
- t : temps (T),
- k_{sat} : conductivité hydraulique (L/ T^2).

Pour l'essai à charge variable, l'équation 3.11 est utilisée pour calculer la conductivité hydraulique (Holtz et Kovacs, 1991) :

$$k_{sat} = \frac{aL}{A\,\Delta t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{3.11}$$

a : aire du tube de mesure (L^2) ,

L : hauteur de matériel (L),

A : aire d'écoulement (L),

 Δt : intervalle de temps nécessaire pour que la charge passe de h_1 a h_2 .

Les conductivités hydrauliques saturée mesurées pour l'argile, sable #1 et silt #1 sont présentées au Tableau 3.9. Ainsi les valeurs mesurées correspondent à $1,2x10^{-5}$ m/s, $1,10x10^{-6}$ m/s $4,44x10^{-11}$ m/s respectivement pour le sable, le silt et l'argile.

 Tableau 3.9: Résultats des essais de perméabilité réalisés en pour le sable #1, silt #1 ainsi que pour l'argile

Matériaux	Porosité n (-)	k _{sat} Mesuré (m/s)
Sable #1	0,44	1,2x10 ⁻⁵
Silt #1	0,36	1,10x10 ⁻⁶
Argile	-	4,44x10 ⁻¹¹

3.2.9 Essais de gel-dégel

Pour les essais de gel-dégel les éprouvettes triaxiales ont été utilisées. Les éprouvettes ont été soumises à 10 cycles de gel-dégel unidirectionnel (voir Figure 3.14). Comme le montre la Figure 3.15, les cellules utilisées ont été isolées pour limiter la sublimation, l'évaporation et pour favoriser le gel unidirectionnel. Les phases de gel ont été réalisées en déplaçant le perméamètre dans un congélateur conventionnel (température moyenne de -12°C) pour une durée de 24 h et dégelé à température ambiante du laboratoire (20°C). Le suivi de la température a été réalisé à l'aide d'une sonde 10 HS positionnée entre le perméamètre et l'isolant. Lors des cycles de gel, une attention particulière a également été portée à la décongélation des échantillons en limitant l'exposition à la température ambiante et à l'évaporation.

Après chaque cycle de gel-dégel, k_{sat} a été mesurée afin d'évaluer l'impact du gel sur le comportement du matériau. Ainsi, k_{sat} a été mesurée après le 1^{er}, 2^{ème}, 4^{ème}, 6^{ème}, 8^{ème} et 10^{ème} cycle de gel-dégel.



Figure 3.14: Exemple d'échantillon utilisé dans les essais

La cellule du perméamètre a paroi flexible a été pesée après la saturation. Il est important de mentionner que la température à la base de l'échantillon a été enregistrée aux 5 minutes pendant la majeure partie des cycles de gel-dégel. La Figure 3.16 présente un exemple d'enregistrement de la température. Ainsi comme le montre cette figure, lors de l'essai de gel, les températures étaient inférieures à -10 C confirmant le gel du matériau à l'étude.



Figure 3.15 : Perméamètre isolé avec du polystyrène et utilisé pour l'essai de la conductivité hydraulique saturée soumis à des cycles de gels et dégels



Figure 3.16: Exemple d'enregistrement de la temperature

k _{sat} (m/s)	Argile naturelle
1 cycle	5,29x10 ⁻¹⁰
2 cycles	1,05x10 ⁻⁰⁹
4 cycles	4,87x10 ⁻⁰⁹
6 cycles	4,17x10 ⁻⁰⁹
8 cycles	3,92x10 ⁻⁰⁹
10 cycles	5,19x10 ⁻⁰⁹

Tableau 3.10: Resultat de l'essai de gel-dégel pour l'argile naturelle

Le Tableau 3.10 présente les résultats de l'essai de gel-dégel (GD) pour l'argile.

La conductivité hydraulique saturé de l'argile a été augmenté après les dix cycles de gel-dégel, elle est passée de $5,29 \times 10^{-10}$ m/s après 1 cycle à $5,19 \times 10^{-09}$ m/s.

3.2.10 Courbes de rétention d'eau

Plusieurs méthodes de laboratoire ont été développées pour mesurer la courbe de rétention d'eau des matériaux ayant différentes granulométries : colonnes de drainage (et contrôle de succion par colonnes suspendues), plaque de pression et Tempe Cell, etc. La courbe de rétention d'eau est déterminée en mesurant de façon simultanée les teneurs en eau volumiques et les succions. Les courbes de rétention d'eau des matériaux ont déterminé en laboratoire en utilisant l'essai en cellule de Tempe pour sable et silt et l'essai d'extraction de plaque de pression pour l'argile.

3.2.10.1 L'essai en cellule de Tempe

Un échantillon de sol est placé sur le disque à l'intérieur du cylindre de retenue de la cellule de pression Tempe (Figure 3.17). L'échantillon est installé dans une cellule entre deux plaques de céramique saturées. La cellule est pesée avant et pendant l'essai. Un tube de sortie situé à la base permet le drainage de l'eau de l'échantillon de sol. La pression d'air est fournie par le tube d'entrée sur la plaque supérieure. Un test est lancé en saturant le disque à haute entrée d'air. L'excès d'eau est éliminé de la cellule après saturation de l'échantillon de sol. La plaque supérieure est ensuite montée et serrée en place. La pression d'air la plus basse est appliquée à la cellule Tempe. La pression d'air appliquée est égale à la valeur de la succion la plus basse souhaitée. L'eau commence à s'écouler de l'échantillon à travers le disque à haute entrée d'air une fois la pression d'air est appliquée. À l'équilibre, la succion matricielle dans le sol est égale à la pression d'air appliquée. Le

temps nécessaire pour atteindre l'équilibre dépend de l'épaisseur et de la perméabilité de l'échantillon et de la perméabilité du disque ayant une entrée d'air élevée. L'appareil continue d'être utilisé pour les sols sablonneux qui ont une valeur d'entrée d'air (et une teneur en eau résiduelle) inférieure à 100 kPa. La valeur d'entrée d'air du disque céramique est légèrement supérieure à 100 kPa.

Durant l'essai, on obtient la variation de la teneur en eau volumique θ en fonction de la succion ψ à partir de la différence de masse de la cellule. On peut par la suite tracer la CRE en utilisant les couples de valeurs mesurées de θ et de ψ .



Figure 3.17: Cellules de Tempe utilisées et aperçu du montage

Les CRE pour le Sable #1, le Silt #1 obtenues par les cellules de tempe sont présentés respectivement dans les figures 3.18 et 3.19 avec un lissage par le modèle de van Genuchten (VG) obtenu à l'aide du code RETC (van Genuchten et al., 1991).



Figure 3.18 : CRE de sable #1 obtenues par mesures expérimentales en cellules Tempe, lissées avec le logiciel RETC



Figure 3.19: CRE de silt #1 obtenues par mesures expérimentales en cellules Tempe, lissées avec le logiciel RETC

3.2.10.2 L'essai d'extraction de plaque de pression

La courbe de rétention d'eau des argiles peut être mesurée en laboratoire avec l'essai d'extraction de plaque de pression (norme ASTM D3152-72). Plusieurs équipements permettent de réaliser un essai de rétention d'eau, mais c'est la cellule de pression de 100 bars (10000 kPa) fabriquée par Soilmoisture Equipment Corp qui permet de déterminer la CRE de matériaux déformables sous la succion (Figure 3.20). La membrane cellulosique ayant une fine porosité est plongée dans un récipient rempli d'eau pendant 24 heures avant le début de l'essai afin de la saturer. Dans la cellule, les échantillons initialement saturés, placés dans des moules de forme circulaire, sont directement mis en contact avec la membrane de cellulose saturée. La membrane cellulosique a une pression d'entrée d'air assez élevée pour ne pas être désaturée par la pression maximale d'air (gaz) appliquée dans la cellule. Cette pression sera maintenue au fil du temps et l'eau expulsée des échantillons sera contrôlée périodiquement jusqu'à ce que l'équilibre (plus de suintement d'eau) soit atteint. Ensuite on procède à l'ouverture de l'extracteur et les mesures nécessaires (masse et volume) sur l'échantillon sont réalisées avant d'appliquer un autre incrément de pression pour poursuivre le séchage du matériau.

En principe cette cellule de pression peut fonctionner avec 12 cylindres à la fois (ou moules) de 4 cm de diamètre et de 1 cm de hauteur. Lorsque la teneur en eau volumique du sol est en équilibre avec la pression appliquée, l'écoulement de l'eau cesse et la pression appliquée est considérée équivalente à la succion matricielle du sol. En procédant par palier de pression et en mesurant chaque fois la quantité d'eau évacuée, on peut déterminer la courbe de rétention d'eau. On assume habituellement que la variation de volume des échantillons durant les essais est négligeable. La Figure 3.20 présente les composantes d'une plaque de pression.



Figure 3.20: Composants pour les tests d'extracteurs de pression

La CRE de l'argile est représentée à la Figure 3.21 avec un lissage par le modèle de Van Genuchten (VG) obtenu à l'aide du code RETC (Van Genuchten et al., 1991).



Figure 3.21: CRE de l'argile obtenue par mesures expérimentales en utilisant l'extracteurs de pression et lissée avec le logiciel RETC

L'argile a une pression d'entrée d'air et des succions résiduelles élevées qui attestent de leur bonne capacité de rétention d'eau.

Matériau	Porosité (%)	AEV (kPa)	Teneur en eau résiduelle (%)	Succion résiduelle (kPa)
Sable #1	37	5,2	3	120
Silt #1	35	7,8	1	1100
Argile	46	65	25	2500

Tableau 3.11 : La porosité obtenue à partir des CRE expérimentales

3.3 Modélisation numérique du comportement hydrogéologique

La modélisation numérique est utile dans la première phase du projet car elle permet d'analyser les problèmes d'écoulement dans les milieux poreux saturés et non saturés. À partir des paramètres hydrauliques du matériau et des conditions observées sur le terrain, les conditions d'écoulement au sein du matériau peuvent être analysées et leur comportement à long terme évalué. La modélisation numérique permet d'obtenir une idée globale du comportement à court et à long terme d'un système de recouvrement et d'estimer son efficacité avant la construction (Ethier et al., 2018).

L'écoulement de l'eau dans un milieu non saturé est décrit par des équations non linéaires, et les équations algébriques obtenues seront également non linéaires. La solution des équations est faite par des algorithmes, le plus couramment utilisé étant celui de Picard et Newton-Raphson (Huyakorn et Pinder, 1983; Paniconi et Putti, 1994; Mehl, 2006). Plusieurs codes numériques permettant de modéliser le comportement hydrogéologique existent, tels que : FEFLOW, FLOTRAN, Hydrogeosphere, HYDRUS, MODFLOW, SEEP/W, TOUGH et UNSAT-H. La plupart de ces codes numériques sont basés sur des méthodes numériques traditionnelles, à savoir la méthode des différences finies, la méthode des volumes finis et la méthode des éléments finis. La méthode des opérateurs différentiels (dérivées premières, secondes, etc., partielles ou non) peut être obtenue par la formulation de Taylor-Young (Godunov et Ryabenki, 1964). Contrairement à la méthode des différences finies, qui met en jeu des approximations des dérivées, la méthode des volumes finis exploite des approximations d'intégrales (Eymard et al., 2000). Seule

la méthode des éléments finis (MEF) sera développée ici, car il s'agit de celle utilisée par le logiciel SEEP/W.

3.3.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) permet d'obtenir des solutions pour tous les points du domaine d'écoulement sous forme d'une fonction approchée. Son utilisation repose sur une formulation variationnelle et une formulation mathématique modifiée mais toujours équivalente du problème, qui s'applique à chaque fraction du domaine discrétisé en éléments géométriques (Anderson et al., 2015). Cette approche est bien adaptée aux systèmes d'écoulement hétérogènes et/ou anisotropes aux frontières complexes et aux simulations 3D (Musy et Soutter, 1991). Pour bien appliquer la MEF à un problème physique donné, les étapes suivantes doivent être suivies (Bathe, 2001; Dhatt, 2005; Marceau, 2007) :

- 1- Définition du problème : Il s'agit d'une conversion de problème physique (l'équation de Richards) en une ou plusieurs équations aux dérivées partielles (EDP). En considérant les conditions aux limites et les conditions initiaux, l'EDP doit fournir des solutions pour tous les points du domaine géométrique. Ces conditions se répartissent généralement en trois types : condition de Dirichlet ou charge imposé, condition de Neuman ou flux imposé et condition de Fourrier ou condition mixte qui est une combinaison des conditions de Neuman et Dirichlet.
- 2- Formulation variationnelle : Cette étape consiste à simplifier les EDP trouvées en première étape et de les reformuler sous forme intégrale appelées "forme variationnelle" ou encore "forme faible". En tenant compte des conditions aux limites, cette nouvelle formule fait intervenir des dérivées d'ordre inférieur
- 3- Discrétisation de l'espace : Le domaine géométrique est d'abord divisé en sous-domaines, appelés mailles, séparés par des nœuds. Cela permet d'assurer la continuité de la solution en affectant les mêmes valeurs à des nœuds communs entre différentes mailles. Cette étape consiste à définir pour chaque élément une fonction locale appelée fonction d'interpolation, et chaque élément muni de ces informations est dit complété et appelé élément fini. Différents types d'éléments peuvent être sélectionnés dans le logiciel de modélisation : lignes pour les problèmes 1D, triangles et rectangles pour la modélisation 2D, tétraèdres, pentaèdres et hexaèdres pour les problèmes 3D.

4- Résolution du système matriciel : Pour chaque élément, le système d'équations est fourni sous la forme suivante :

$$[K]{X} = \{A\}$$
[3.12]

Avec

[K] la matrice des coefficients donnant la géométrie et les propriétés de l'élément considéré;

{X} les vecteurs inconnus;

{A} les vecteurs des actions aux nœuds.

Par exemple dans le cas de simulation d'écoulement de l'eau, la matrice [K] représente les coefficients de la géométrie de domaine et les propriétés des matériaux utilisés, les vecteurs $\{X\}$, représentent la charge hydraulique totale aux nœuds, et les vecteurs $\{A\}$, représentent le flux d'eau aux nœuds.

Il existe deux approches principales pour résoudre les systèmes matriciels (Anderson et al., 2015) : la méthode directe (élimination de Gauss, décomposition de Chokski, etc.) et la méthode itérative (Jacobi, gradient conjugué, etc.). La MEF présente certains avantages et limitations (Marceau et al. 2007), ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.12: Avantages et limites de la MEF (d'après Marceau, 2007 et Kalonji-Kabambi, 2014)

Avantages	Limitations
 Possibilité de résolution rapide de problèmes et visualisation graphique des résultats; 	 Dépendance de la solution calculée aux données numériques imposées initialement (caractéristiques des matériaux, conditions aux limites, etc);
- Choix de type d'element à utiliser dans le maillage pour la discrétisation d'un domaine ;	 Modification de la géométrie (domaine) entraîne un nouveau maillage ;
 Possibilité d'application pour des conditions fortement complexes (problème physique ou mathématique). 	 Mauvais choix du maillage limite la précision des résultats ;

-	Parfaite connaissance de la géométrie du
	domaine à étudier et de ses conditions aux
	limites est indispensable pour traiter une
	problématique par la MEF.

Une description complète et détaillée de la solution au problème hydrogéologique de la MEF en conditions saturées et non saturées est présentée dans plusieurs ouvrages Bathe (1982), Huyakorn et Pinder (1983), Segerlind (1984), Zienkiewicz et Taylor (1991), Trottier et al. (2014), Schneider et al. (2015) et Vopat et al. (2017).

3.3.2 Les propriétés des matériaux et modèles numériques

Les CRE mesurées et ajustées à l'aide du modèle de van Genuchten (1980) ont été entrées dans le logiciel pour les matériaux utilisés. Les fonctions de conductivité hydraulique ont été estimées dans SEEP/W par le modèle de van Genuchten-Mualem (voir section 2.4.1.4) à partir de la CRE et de la k_{sat} (moyenne des valeurs mesurés). Les CRE utilisées ainsi que les courbes de perméabilités sont présentées en annexe A.

Dans les simulations numériques, une première analyse en régime permanent (état initial) a été réalisée avec des conditions frontières qui permettent de saturer le système.

La Figure 3.22 montre la géométrie des modèles simulés par SEEP/W pour les matériaux testés avec le changement de la position de la nappe phréatique (NP=0 m, NP = -5 et NP=-10 m) et la variation de l'épaisseur des mélanges (EP= 0,6 m et EP=0,8 m). Les quatre cas ont les mêmes conditions aux limites et conditions initiales. Les épaisseurs des cas #1 et #2 correspondent respectivement à 0,6 m et 0,8 m alors pour les cas #3 et #4, on a ajouté une couche de sable d'épaisseur 20 cm et 40 cm au-dessus du recouvrement à base d'argile.



Figure 3.22 : Géométrie de modèle simulé par SEEP/W.

Dans les modèles utilisés, la taille des mailles utilisée est de 0,01 m. Cette taille a été définie après la réalisation d'une étude de sensibilité.

Dans l'étude de sensibilité, les simulations ont débuté avec un maillage plus grand, ensuite la taille du maillage a été réduite jusqu'à ce que la solution obtenue soit indépendante du maillage.

Cette étude de sensibilité a été également réalisée pour définir le pas de temps. À la suite de cette analyse, le pas de temps adopté est de 0,5 jours.

Pour vérifier la convergence de toutes les simulations, un graphique généré par Seep/W au fil du temps a été utilisé. Pour toutes les simulations qui seront présentées dans ce chapitre résultats, il y a eu convergence au niveau de de tous les nœuds de charge de pression.

CHAPITRE 4 RÉSULTATS

Ce chapitre présente les résultats obtenus dans le cadre de ce projet. Ils sont divisés en trois parties principales. La première partie présente les résultats de l'optimisation du mélange en appliquant différents modèles. La deuxième partie présente les résultats de la caractérisation physique (analyse granulométrique, densité relative des grains solides et les masses volumique) et hydrogéotechnique (test de Proctor, les limites de consistance, la conductivité hydraulique, la courbe de rétention et l'effets des cycles gel-dégel) des mélanges amendés et les effets des cycles de gel-dégel sur la conductivité hydraulique saturée des mélanges d'argile amendés avec de silt et de sable. Ensuite à la lumière de ces résultats et en prenant en considération les critères requis pour une barrière hydraulique efficace le mélange le plus sera sélectionné. La troisième section présente les résultats de la modélisation numérique permettant d'évaluer la performance des recouvrements étanches conçus à base d'argile amendée.

4.1 Évaluation des proportions des mélanges

4.1.1 Détermination des mélanges optimaux à partir de la courbe granulométrique idéale

Dans cette section, nous présentons les résultats de l'utilisation de modèles de mélange continu basés sur la recherche de la courbe granulométrique idéale, à savoir les modèles Fuller et Thomson (1907), Andreasen et Andersen (1930) et Dinger et Funk (1994).

La Figure 4.1 montre que l'argile a une granulométrie fine dont la taille maximale et minimale des grains correspond respectivement à 40,1 μ m et 0,36 μ m. Le sable #1 a une taille maximale de grain d'environ 756 μ m et une taille minimale de 0,67 μ m. Le silt #1 a une taille de particules maximale d'environ 516 μ m et une taille de particules minimale d'environ 0,52 μ m. Ces paramètres sont nécessaires pour l'utilisation des modèles Fuller et Thomson (1907), Andreasen et Andersen (1930) et Dinger et Funk (1994).

Les Figures 4.1 et 4.2 montrent les courbes granulométriques des mélanges argile- silt #1 et argilesable #1 obtenues à l'aide des modèles de Fuller et Thompson (1907), Dinger et Funk (1930) et Andreasen et Andersen (1930), respectivement. Il est important de mentionner que la valeur de



coefficient de répartition (q) utilisée dans le modèle Andreasen et Andersen (1930) et Dinger et Funk (1994) correspond à 0,37.

Figure 4.1 : Mélanges sable #1-argile par les modèles de Fuller et Thompson (1907), Dinger et Funk (1994) et Andreasen et Andersen (1930)



Figure 4.2 : Mélanges silt #1-argile par les modèles de Fuller et Thompson (1907), Dinger et Funk (1994) et Andreasen et Andersen (1930)

En comparant les courbes obtenues à l'aide de ces modèles, on constate qu'ils partagent la même tendance. Les courbes proposées par les modèles de Dinger et Funk (1994) et Fuller et Thompson (1907) sont quasiment similaires dans les deux cas. Les trois courbes comportent deux parties :

- la première partie se situe entre les deux matériaux (argile et sable #1 et silt #1),
- la seconde partie semble être non réaliste car elle est diffèrent par rapport au matériau de base.

En regardant les différentes courbes, on s'aperçoit qu'elles ne sont pas non plus réalisables pour les raisons évoquées plus haut.

4.1.2 Détermination des mélanges optimaux basés sur la théorie des mélanges

Dans cette section, nous présentons les résultats d'applications de modèles de mélange continu basés sur la théorie des mélanges, notamment Kolterman et Gorelick (1995), Côté et Konrad (2003) et Gutierrez (2005). Rappelons que ces modèles utilisent les propriétés fondamentales de chaque composant du mélange pour prédire la porosité minimale ou l'indice de vide minimal pour les mélanges très denses ou pour obtenir le rapport optimal de particules dans le mélange. Ils font partie d'un schéma continu de mélanges car les matériaux utilisés ont la même granulométrie.

4.1.2.1 Modèle de Koltermann et Gorelick (1995)

La porosité des particules grossières et fines considérées pour la réalisation des mélanges a été obtenues en calculant l'état lâche du matériau, comme décrit dans la section 2.3.3.1. Ainsi, les porosités utilisées correspondent à 0,52, 0,42 et 0,44 respectivement pour l'argile, le silt et le sable.

L'application du modèle de Koltermann et Gorelick (1995) (l'équation [2.46]) à des mélanges de sable et de silt avec de l'argile donne les résultats présentés aux Figures 4.3 et 4.4. Les figures montrent la variation de la porosité en fonction des proportions volumiques d'argile r_F dans le cas de mélange composé de l'argile et de sable #1 et du mélange composé de l'argile et du silt #1.


Figure 4.3 : Prédiction de la variation de la porosité en fonction de la proportion volumique d'argile par le modèle de Koltennann et Gorelick (1995) (Mélange silt-argile).



Figure 4.4 : Prédiction de la variation de la porosité en fonction de la proportion volumique d'argile par le modèle de Koltennann et Gorelick (1995) (Mélange sable-argile).

Le mélange Argile-silt #1, présente une porosité (optimal, n_M) de 17,8% et une fraction volumique d'argile (r_F) correspondant à 41 % (voir Figure 4.3). Pour Argile-sable #1, le mélange à une porosité (optimal) égale à 43 % et une porosité $n_M = 19,5$ % (voir Figure 4.4).

Le rapport volumique optimal d'argile dans le mélange peut être converti en rapport massique optimal d'argile par l'équation [2.50]. Le rapport massique optimal d'argile correspond respectivement à 35% et 37% pour l'argile-silt #1 et l'argile-sable #1.

4.1.2.2 Application du modèle de Gutierrez (2005)

L'application du modèle de Gutierrez (2005) à un mélange de sable #1 et de silt #1 avec de l'argile donne les résultats présentés aux Figures 4.5 et 4.6.

Les Figures 4.5(A) et 4.5(B) montrent les prédictions de l'indice des vides en fonction de la fraction de masse argileuse (F) dans le mélange argile-silt #1, respectivement avec un indice de mixité $R_M = 0$ (pas de mélange) et $R_M = 1$ (mélange parfait).

Le but est de montrer la différence entre les prédictions des changements de l'indice des vides lorsque les matériaux sont miscibles et non miscibles, comme décrit dans la section 2.3.3.2. Nous avons obtenu une courbe de tendance presque linéaire pour le mélange argile-silt #1, et ce $R_M = 0$.

La Figure 4.5 (B) montre le rapport de vide intergranulaires (e_{iG}) et le rapport de vide interfines (e_{iF}) pour le mélange argile-silt #1 à l'indice de mélange $R_M = 1$.



Figure 4.5: Prédiction de la variation de l'indice des vides en fonction de la proportion massique des argiles (F) par le modèle de Gutierrez (2005) pour mélange argile- silt #1 : A) l'indice de mixité $R_M = 0$ et , B) l'indice de mixité $R_M = 1$

L'indice des vides minimaux du mélange argile-silt #1 correspond à l'intersection des droites de l'indices des vides intergranulaire et interfines. Cet indice correspond à 0,29 en utilisant l'équation [2.54] avec une proportion des particules fines égale à 29% (équation [2.55]).

Les Figures 4.6 (A) et 4.6 (B) montrent les résultats de l'application de Gutierrez (2005) pour le mélange argile-sable #1 respectivement avec l'indice de mélange $R_M = 0$ (pas de mélange) et $R_M = 1$ (mélange parfait).



Figure 4.6: Prédiction de la variation de l'indice des vides en fonction de la proportion massique des argiles (F) par le modèle de Gutierrez (2005) pour mélange argile-sable #1 : A) l'indice de mixité $R_M = 0$ et , B) l'indice de mixité $R_M = 1$

L'indice des vides intergranulaire et interfines, il est égal à 0,29 correspondant à une proportion des particules fines égale à 28%.

4.1.2.3 Application du modèle de Côté et Konrad (2003)

L'application du modèle de Côté et Konrad (2003) (voir l'équation [2.61]) à un mélange de sable et de silt et d'argile donne les résultats qui sont présentés au Tableau 4.1. Les propriétés des matériaux utilisés ici (la porosité) pour les différents mélanges sont celles qui ont présentées au Tableau 4.1. Les fractions fines des mélanges argile silt #1 et argile sable #1 correspond respectivement 28,20 % et 26,58%.

Mélange	n _F Argile	n _G Silt #1	n _G Sable #1	F (%)
Argile silt #1	0,5	0,42	-	28,20
Argile sable #1	0,5	-	0,45	26,58

Tableau 4.1 : Fraction des argiles (F) dans les mélanges par le modèle de Côté et Konrad (2003)

4.1.3 Comparaison des modèles basés sur la théorie de mélanges

Le Tableau 4.2 donne la synthèse des résultats de l'optimisation par les modèles de Koltermann, Gorelick (1995), Côté et Konrad (2003) et Gutierrez (2005). Les résultats de la proportion massique des particules fines dans le mélange de Silt#1-argile correspond respectivement à 27%, 28% et 35% pour les modèles de Gutierrez (2005), Côté et Konrad (2003) et Koltermann et Gorelick (1995). Pour le mélange Sable #1-argile, elle correspond à 26%, 28% et 37% respectivement pour les modèles de Côté et Konrad (2003), Gutierrez (2005) et Koltermann et Gorelick (1995).

Il ressort de cette analyse que les résultats de la proportion massique des particules fines dans le mélange donné par les modèles de Côté et Konrad (2003) et Gutierrez (2005) sont proches pour l'argile-silt #1 et l'argile-sable #1. Les valeurs obtenues pour le modèle de Koltermann et Gorelick (1995) sont supérieures par rapport à celles des autres modèles.

Tableau 4.2: Comparaison des résultats des modèles de Koltermann , Gorelick (1995), Côté et Konrad (2003)

	Fraction fine (%)							
Mélanges	Koltermann et Gorelick (1995)	Côté et Konrad (2003)	Gutierrez (2005)					
Silt-argile	35	28	27					
Sable-argile	37	27	28					

4.2 Proportions optimales retenues pour différents mélanges

Les modèles de Andreasen et Andersen (1930) et de Dinger et Funk (1994) ont donné des courbes granulométriques optimales irréalistes avec les deux matériaux disponibles. En utilisant les modèles d'optimisation par la théorie des mélanges (le modèle de Gutierrez (2005), les modèles de Koltermann et Gorelick (1995), Côté et Konrad (2003) ont donné des valeurs des proportions des matériaux argileux comprises entre 27 et 35% et entre 27 et 37% respectivement pour les mélanges silt-argile et sable-argile.

Dans le projet de recherche auquel se rattache ces travaux, nous souhaitons valoriser les matériaux argileux en raison de leur disponibilité. Cependant, les résultats de ces modèles nous suggèrent l'utilisation des proportions d'argile très faibles (de 27 à 37%) et dans ce cas le mélange produit ne sera pas à base d'argile mais constitué principalement par l'amendement. Par conséquent, l'utilisation de cette théorie ne sera pas appliquée dans la préparation des mélanges.

Dans la suite de ce travail, différents mélanges à base de matériau argileux ont été conçus par l'ajout d'amendement à base de silt et/ou du sable à différentes proportions. Ainsi, les proportions des mélanges (Mél. # – argile amendée) qui ont été préparés sont présentés au Tableau 4.3, soit au total 8 mélanges (Mél. #) en plus de l'argile naturelle.

Les matériaux naturels et les mélanges conçus ont été préalablement séchés au four et ont fait l'objet de caractérisations détaillées.

	Mél. #1	Mél. #2	Mél. #3	Mél. #4	Mél. #5	Mél. #6	Mél. #7	Mél. #8
Argile (%)	95	90	85	95	90	85	90	80
Silt (%)	5	10	15	0	0	0	5	10
Sable (%)	0	0	0	5	10	15	5	10

Tableau 4.3 : Proportion massique des matériaux utilisés dans les mélanges à l'étude

4.3 Résultats de la caractérisation des mélanges

4.3.1 Paramètres physiques des mélanges

Les résultats pour la densité relative des grains solides G_s et les limites de consistance (LL et LP) pour les mélanges à base d'argile sont présentés dans le Tableau 4.4.

Mélanges		Limite de liquidité ω_L (%)	Limite de plasticité ω_P (%)	Indice de plasticité IP (%)	Densité relative des grains Gs(-)
	Mél. #1	40,76	27,13	13,63	2,68
Argile amendée avec du silt	Mél. #2	35,8	26,35	9,45	2,63
	Mél. #3	35,75	23,04	12,71	2,66
Argile amendée avec du sable	Mél. #4	38,88	27,95	10,93	2,68
	Mél. #5	34,97	24,91	10,06	2,61
	Mél. #6	31,60	25,76	5,84	2,65
Argile amendée avec du silt et du sable	Mél. #7	34,56	29,59	4,97	2,68
	Mél. #8	33,88	26,12	7,76	2,65

Tableau 4.4: Synthèse des paramètres physiques et géotechniques des mélanges

Pour les mélanges amendés avec du silt (Mél. #1, 2 et 3), la densité relative des grains solides G_S se situe entre 2,63 et 2,68 respectivement pour le Mél. #2 et Mél. #1. La limite de liquidité ω_L se situe entre 35,75 et 40,76 % respectivement pour le Mél. #2 et Mél. #1. La limite de plasticité ω_P se situe entre 23,04 et 27,13 % respectivement pour le Mél. #3 et Mél. #1. L'indice de plasticité IP se situe entre 9,45 et 13,63 % respectivement pour le Mél. #2 et Mél. #1.

Pour les mélanges amendés avec du sable (Mél. #4, 5 et 6), la densité relative des grains solides G_S se situe entre 2,61 et 2,68 respectivement pour le Mél. #5 et Mél. #4. La limite de liquidité ω_L se situe entre 31,60 et 38,88 % respectivement pour le Mél. #6 et Mél. #4. La limite de plasticité ω_P se situe entre 24,91 et 27,95% respectivement pour le Mél. #5 et Mél. #4. L'indice de plasticité IP se situe entre 5,84 et 10,93 % respectivement pour le Mél. #6 et Mél. #4.

Pour l'argile amendée avec du silt et de sable, le G_S correspond respectivement à 2,68 et 2,65 pour Mél. #7 et Mél. #8; la LL correspond à 34,56% et 33,88% respectivement pour Mél. #7 et Mél. #8. La LP correspond à 29,59% et 26,12% respectivement pour Mél. #7 et Mél. #8.

Les résultats des caractérisations ont montré que IP des différents mélanges a subi une certaine réduction par rapport à celle de l'argile non amendée. Ainsi IP est passé de 18,11 à 4,97 % respectivement pour l'argile non amendée et celle qui a été amendée avec du sable (5%) et du silt (5%). Ces résultats ont montré également que la densité relative des grains solides a subi une

certaine augmentation par rapport à celle de l'argiles en raison de l'ajout d'amendement qui ont une densité relative des grains solides plus élevée que celle de l'argile.

4.3.2 Analyses granulométriques

Les courbes granulométriques des matériaux utilisés montrent clairement le contraste granulométrique entre les mélanges utilisés, le sable et le silt. Toutefois, les courbes des mélanges se rapprochent davantage de celle de l'argile. Les courbes mesurées ont également été utilisées pour la détermination des différents paramètres granulométriques (Voir Tableau 4.5).

Mélanges		D ₁₀ (µm)	D ₃₀ (µm)	D ₆₀ (µm)	Coefficient d'uniformité	Coefficient de courbure
	Mél #1	1,05	2,32	6,32	6,02	0,81
Argile amendée avec silt	Mél #2	1,12	2,62	7,1	6,34	0,86
	Mél #3	1,24	2,75	8,06	6,5	0,75
	Mél #4	1,09	2,45	6,22	5,7	0,88
Argile amendée avec sable	Mél #5	1,14	2,69	7,25	6,36	0,87
uree subre	Mél #6	1,22	2,86	8,42	6,9	0,8
Argile amendée avec silt et sable	Mél #7	1,13	2,57	7,01	6,2	0,83
	Mél #8	1,32	2,84	10,2	7,72	0,6

Tableau 4.5: Paramètres granulométriques des melanges étudiés

Pour l'argile amendée avec du silt, le D_{10} se situe entre 1,05 et 1,24 µm respectivement pour Mél. #1 et Mél. #3. Le D_{30} se situe entre 2,32 et 2,75 µm respectivement pour Mél. #1 et Mél. #3. Le D_{60} se situe entre 6,32 et 8,06 µm respectivement pour Mél. #1 et Mél. #3. Le C_U se situe entre 6,02 et 6,5 respectivement pour Mél. #1 et Mél. #3. Le C_C se situe entre 0,75 et 0,86 respectivement pour Mél. #3 et Mél. #2.

Pour l'argile amendée avec du sable, le D_{10} se situe entre 1,09 et 1,22 µm respectivement pour Mél. #4 et Mél. #6. Le D_{30} se situe entre 2,45 et 2,86 µm respectivement pour Mél. #4 et Mél. #6. Le D_{60} se situe entre 6,22 et 8,42 µm respectivement pour Mél. #4 et Mél. #6. Le C_U se situe entre 5,7 et 6,9 respectivement pour Mél. #4 et Mél. #6. Le C_C se situe entre 0,8 et 0,88 respectivement pour Mél. #6 et Mél. #6.

Pour l'argile amendée avec du sable et du silt, le D_{10} correspond à 1,13 et 1,32 respectivement pour Mél. #7 et Mél. #8; le D_{30} correspond à 2,57 et 2,84 respectivement pour Mél. #7 et Mél. #8; le D_{60} correspond respectivement à 7,01 et 10,2 pour Mél. #7 et Mél. #8. Le C_U et C_C correspondent à 6,2 et 0,83 respectivement pour Mél. #7 et 7,72 et 0,6 pour Mél. #8.

La granulométrie des mélanges à base d'argile amendée avec le silt et/ou le sable est semi-étalée $(5 \le C_u \le 20$ - McCarthy, 1982). Selon la classification USCS les mélanges d'argile amendée avec de silt et/ou sable sont considérés comme des argiles à faible plasticité (CL).

Il est important de mentionner que l'ajout d'amendement a engendré une augmentation du D_{10} , D_{30} , D_{60} et C_U ainsi qu'une baisse de C_c .

4.3.3 Courbe de compactage Proctor

Les Figures 4.7 présente à titre indicatif les résultats de l'essais Proctor pour le mélange Mél. #4. Cette figure présente aussi les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau à des degrés de saturation S_r de 100%. Les résultats des essais de Proctor pour les autres mélanges sont présentés dans l'annexe A.

Les densités relatives des grains solides G_s utilisés pour construire ces courbes sont données dans le Tableau 4.6.



Figure 4.7: Courbe Proctor Mél. #4

Le Tableau 4.6 résume les principales caractéristiques des matériaux et des différents mélanges à base des matériaux argileuses à l'optimum Proctor, à savoir, la teneur en eau (ω_{opt}), la masse volumique sèche maximale (ρ_{d-max}) et l'indice des vides (e_{opt}).

Mélanges		e _{opt} (-)	ω_{opt} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
	Mél. #1	0,32	9,5	1,82
Argile amendée avec silt	Mél. #2	0,31	10,9	1,79
	Mél. #3	0,32	12,5	1,81
Argile amendée avec sable	Mél. #4	0,34	10,6	1,77
	Mél. #5	0,31	8,8	1,78
	Mél. #6	0,32	11,9	1,79
Argile amendée avec silt et sable	Mél. #7	0,30	10,2	1,86
	Mél. #8	0,28	11,1	1,91

Tableau 4.6: Résultats des essais de compactage Proctor des mélanges étudiés.

Pour l'argile amendée avec du silt, la teneur en eau optimal w_{opt} se situe entre 9,5 et 12,5 % respectivement pour Mél. #1 et Mél. #3. La ρ_{dmax} se situe entre 1,79 et 1,82 g/cm³ respectivement pour Mél. #2 et Mél. #1. L'indice des vide optimal e_{opt} se situe entre 0,31 et 0,32 respectivement pour Mél. #2 et Mél. #1.

Pour l'argile amendée avec du sable, la teneur en eau optimal w_{opt} se situe entre 8,8 et 11,9 % respectivement pour Mél. #5 et Mél. #6. La ρ_{dmax} maximal ρ_{dmax} se situe entre 1,77 et 1,79 g/cm³) respectivement pour Mél. #4 et Mél. #6. L'indice des vide optimal e_{opt} se situe entre 0,31 et 0,34 respectivement pour Mél. #5 et Mél. #4.

Finalement pour l'argile amendée avec le silt et le sable, on observe que le Mél. #7 présente une w_{opt} de 10,2% pour un e_{opt} de 0,30 et une masse volumique sec de 1,86 g/cm³. Le Mél. #8 présente une w_{opt} de 11,1% pour un e_{opt} de 0,28 et une ρ_{dmax} de 1,91 g/cm³.

L'amendement d'argile a engendré une baisse de l'indice des vides : . Il est passé de 0,45 pour l'argile à 0.32 pour Mél. #1, Mél. #3 et Mél. #6 alors qu'il se situaità 0.31 pour Mél. #2 et Mél. #5.

L'ajout de l'amendement a engendré également une diminution de la teneur en eau à l'optimum Proctor : de 12,8% pour l'argile à 9,5%, 10,9% et 12,5% respectivement pour Mél. #1, Mél. #2 et Mél. #3 (amendement avec des silts); à 10,6%, 8,8% et 11,9% respectivement pour Mél. #4, Mél. #5 et Mél. #6 et à 10,2% et 11,1% respectivement pour Mél. #7 et Mél. #8.

4.3.4 Courbe de rétention d'eau des mélanges

Les courbes de rétention d'eau des différents mélanges ont été réalisées à l'aide de l'essai d'extraction de plaque de pression. Ces CRE ont été ajustées à l'aide du modèle de van Genuchten (1980). À titre d'exemple on présente à Figure 4.8, la courbe de rétention d'eau du mélanges Mél. #1; les autres résultats sont présentés dans l'annexe A.



Figure 4.8: Courbe de rétention d'eau du Mél. #1 obtenue en laboratoire et lissée avec le modèle de van Genutchen.

Les CRE ont été utilisées pour évaluer la pression d'entrée de l'air en utilisant la méthode des tangentes (Fredlund et al. 2012). Les différentes valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4.7.

Mélang	jes	AEV (kPa)	Teneur en eau saturation (%)
	Mél. #1	300	40
Arglie amendee avec	Mél. #2	200	41
511	Mél. #3	130	37
	Mél. #4	125	37
Arglie amendee avec	Mél. #5	190	38
Sable	Mél. #6	198	37
Argile amendée avec silt et sable	Mél. #7	140	38
	Mél. #8	240	40

Tableau 4.7: Résultats des paramètres de la courbe de rétention pour les mélanges.

La AEV du Mél. #1, Mél. #2 et Mél. #3 correspond respectivement à 300 kPa, 200 kPa et 130 kPa. Pour l'argile amendée avec du sable, la pression d'entrée AEV correspond à 125 kPa, 190 kPa et 198 kPa respectivement pour les Mél. #4, Mél. #5 et Mél. #6. Pour l'argile amendée avec du silt et du sable, la AEV correspond à 140 kPa et 240 kPa respectivement pour le Mél. #7 et Mél. #8.

Ainsi pour tous les mélanges on peut constater une augmentation de la AEV par rapport à celle de l'agile non amendée (AEV d'argile = 65 kPa); le maximum d'augmentation de la AEV par rapport à celle de l'argile correspond à 235 kPa. Également pour les mélanges à base de silt, on peut constater une réduction de la pression d'entrée de l'air lorsque le pourcentage de silt augmente. Quant aux mélanges à base de sable, on observe une augmentation de la pression d'entrée de l'air lorsque le pourcentage de sable augmente.

4.3.5 Conductivité hydraulique saturée (ksat)

Les données de conductivité hydraulique saturée mesurées pour les différents mélanges sont présentées au Tableau 4.8.

	Matériaux	k _{sat} (m/s)
Araile	Mél. #1	5,15 x10 ⁻¹¹
amendée	Mél. #2	5,00x10 ⁻¹¹
avec du silt	Mél. #3	1,54x10 ⁻¹¹
Argile	Mél. #4	3,43 x10 ⁻¹⁰
amendée avec du	Mél. #5	7,41 x10 ⁻¹¹
sable	Mél. #6	8,25 x10 ⁻¹¹
Argile amendée avec du sable et du silt	Mél. #7	4,03 x10 ⁻¹⁰
	Mél. #8	3,49 x10 ⁻¹⁰

Tableau 4.8: Résultats des essais de perméabilité réalisés sur les mélanges étudiés

Pour les argiles amendées avec le silt, les k_{sat} mesurées correspondent à 5,15x10⁻¹¹, 5,00x10⁻¹¹ et 1,54x10⁻¹¹ m/s respectivement pour le Mél. #1, le Mél. #2 et Mél. #3.

Pour les argiles amendées avec le sable, les valeurs mesurées correspondent à $3,43 \times 10^{-10}$, $7,41 \times 10^{-11}$ et 8,25 $\times 10^{-11}$ m/s respectivement pour le Mél. #4, le Mél. #5 et Mél. #6. Pour les argiles amendées avec le silt et le sable, elles correspondent à $4,03 \times 10^{-10}$ et $3,49 \times 10^{-10}$ respectivement pour le Mél. #7 et Mél. #8.

Ainsi on peut conclure que l'augmentation de la proportion du silt ou du sable a engendré (Mé # 1 à 6) une légère augmentation de k_{sat} alors que l'augmentation de la proportion du silt et du sable (Mél #7 et 8) a engendré une légère baisse de k_{sat} .

4.3.6 Essai de gel-dégel

L'effet des cycles de gel-dégel sur la k_{sat} a été investigué sur les différents mélanges conçus à base d'argiles. Les résultats des mesures de k_{sat} après les cycles de gel-dégel sont présentés au Tableau 4.9. Ces résultats montrent une augmentation de k_{sat} du Mél. #0 qui est composé de 100% d'argile; ainsi k_{sat} est passée de 4,45x 10⁻¹¹ m/s à 4,87x10⁻⁹ m/s après 4 cycles de gel-dégel; après cette augmentation, une stabilité de k_{sat} a été observée jusqu'à 10 cycles de gel-dégel et qui s'est

maintenu à $5,19 \times 10^{-09}$ m/s. Il s'agit du comportement typique des matériaux argileux (voir Figure 4.9).

	Argile	amendée a	vec silt	Argile amendée avec sable			Argile amendée avec silt et sable		
k _{sat} (m/s)	Mél. #1	Mél. #2	Mél. #3	Mél. #4	Mél. #5	Mél. #6	Mél. #7	Mél. #8	
1 cycle	3,77 x10 ⁻¹⁰	3,23 x10 ⁻¹⁰	2,09 x10 ⁻¹¹	2,59 x10 ⁻⁰⁹	3,07 x10 ⁻¹⁰	6,2 x10 ⁻¹⁰	-	-	
2 cycles	1,46	1,98	2,78	3,35	2,87	6,43	2,31	4,07	
	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	
4 cycles	1,56	1,63	3,88	1,35	2,74	5,4	2,7	1,72	
	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻⁰⁸	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁸	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	
6 cycles	4,87	1,44	3,4	2,15	2,14	3,19	2,73	2,77	
	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁸	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁸	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	
8 cycles	5,84	1,29	1,58	2,35	1,06	3,07	6,54	4,12	
	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁸	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁸	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	
10 cycles	4,91	1,51	1,08	7,91	1,31	4,01	4,92	5,16	
	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁸	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻⁰⁹	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	x10 ⁻¹⁰	

Tableau 4.9: Résultats des essais de gel-dégel (GD) pour les mélanges



Figure 4.9: Évolution de k_{sat} en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour l'argile naturelle Pour le Mél. #1, on observe une augmentation après le 4^{ème} cycle de gel-dégel; ainsi k_{sat} est passée de 5,15x10⁻¹¹ m/s à 4,87x10⁻⁹ m/s. Pour Mél. #2, k_{sat} est passée de 5,00x10⁻¹⁰ m/s à 1,63x10⁻⁸ m/s après 4 cycles de gel-dégel ensuite une certaine stabilité a été observée jusqu'au 10 cycles de geldégel. Pour le Mél. #3, après 6^{ème} cycle de gel-dégel une augmentation a été observée; ainsi k_{sat} est passée de 1,54x10⁻¹¹ m/s à 3,40x10⁻⁹ m/s.

Pour le Mél. #4 une augmentation a été observée après 4 cycles de gel-dégel; k_{sat} est passée de 3,43 x10⁻¹⁰ m/s à 1,35x10⁻⁸ m/s ensuite une stabilité a été observée. Pour le Mél. #5, k_{sat} a montré une augmentation de 7,41x10⁻¹¹ m/s à 2,87x10⁻⁹ m/s après 2 cycles de gel-dégel ensuite une stabilité a été observée et qui s'est maintenue jusqu'au 10 cycles de gel-dégel. Pour les Mél. #6; Mél. #7 et Mél. #8, on observe une légère variation de k_{sat} ; toutefois les valeurs mesurées se situaient entre 2 et 6x10⁻¹⁰ m/s après 10 cycles de gel-dégel (voir Figure 4.10).



Figure 4.10 : Évolution de k_{sat} en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #7 Les résultats des essais au laboratoire ont montré que les effets des cycles gel-dégel sur k_{sat} ont été minimisés par l'ajout d'amendement (sable et/ou silt). Les mélanges les plus performant (c'est-àdire ceux qui n'ont pas subi une augmentation importante de k_{sat}) sont les suivants : Mél #1,7; Mél #1,8 et Mél #1,9 et pour lesquels k_{sat} mesurée se situait entre 2 et $6x10^{-10}$ m/s après 10 cycles de gel-dégel.

4.4 Utilisation des mélanges comme barrière étanche

Les résultats des essais au laboratoire ont montré que les effets des cycles gel-dégel sur k_{sat} ont été minimisés par l'ajout d'amendement (sable et/ou silt). Les mélanges les plus performant en termes de k_{sat} (c'est-à-dire qui n'ont pas subi une augmentation importante) sont : Mél #6; Mél #7 et Mél #8 pour lesquels les valeurs mesurées ont demeuré en dessous de 10^{-9} m/s (entre 2 et $6x10^{-10}$ m/s après 10 cycles de gel-dégel).

Il est important de rappeler que pour qu'un recouvrement ou une barrière étanche soit efficace, les critères suivants doivent être satisfaits (voir Maqsoud et al. 2021) :

- La k_{sat} doit être égale ou inférieure à 10⁻⁹ m/s;
- Le pourcentage des particules fines doit être supérieur à 30 %;
- Le pourcentage de fraction argileuse ($<2 \mu m$) doit être supérieur à 15 %;

- L'indice de plasticité doit être supérieur à 7 % mais inférieur à 20 % si des cycles de gel-dégel et de mouillage-séchage sont prévus;
- La limite de liquidité doit être supérieure à 20 %;
- La teneur en gravier doit être inférieure à 50 %.

Ainsi dans le Tableau 4.10, on évalue si les critères ont été satisfaits ou non pour tous les mélanges testés.

Critères barrière étanche	Mél. #0	Mél. #1	Mél. #2	Mél. #3	Mél. #4	Mél. #5	Mél. #6	Mél. #7	Mél. #8
La conductivité hydraulique k_{sat} est égale ou inférieure à 10^{-9} m/s	<u>Non</u>	<u>Non</u>	<u>Non</u>	<u>Non</u>	<u>Non</u>	<u>Non</u>	Oui	Oui	Oui
Le pourcentage de particules fines doit être supérieur à 30 %	Oui								
Le pourcentage de fraction argileuse (<2 µm) doit être supérieur à 15 %	Oui								
L'indice de plasticité doit être supérieur à 7 % mais inférieur à 20 %	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	<u>Non</u>	<u>Non</u>	Oui
La limite de liquidité doit être supérieure à 20 %	Oui								
Teneur en gravier inférieure à 50 %	Oui								

Tableau 4.10: Comparaison des mélanges par rapport aux critères de barrière étanche

Comme le montre le tableau on peut constater que :

- Les Mél. #0 à 5 n'ont pas satisfait le critère relatif à k_{sat} ;
- Les Mél. #6 et 7 n'ont pas satisfait le critère relatif à IP;
- Seul le Mél. #8 qui est constitué d'argile, de sable et de silt répond à tous les critères. Par conséquent, ce mélange peut être utilisé comme barrière étanche.

4.5 Résultats de modélisation du comportement du recouvrement

L'un des objectifs spécifiques du projet était d'utiliser la suite logicielle intégrée GeoStudio pour effectuer des simulations numériques, où l'épaisseur des mélanges amendés, le niveau de la nappe

phréatique ainsi que leurs propriétés géotechniques et hydrogéologiques (la courbe de rétention d'eau, la conductivité hydraulique saturée), seraient modifiés. Les valeurs moyennes (après les dix cycles de gel-dégel) de la conductivité hydraulique (k_{sat}) pour les matériaux et les mélanges sélectionnés et qui sont utilisées dans l'estimation de la fonction de perméabilité sont présentés dans le tableau suivant :

Matriaux	Sable	Mél. #6	Mél. #7	Mél. #8
k _{sat} (m/s)	1,2 10 ⁻⁵	4 10 ⁻¹⁰	4,92 10 ⁻¹⁰	5,16 10 ⁻¹⁰

Tableau 4.11: les valeurs de k_{sat} utilisés pour l'estimation de la fonction de permeabilité

Les courbes de rétention d'eau ainsi que les courbes de perméabilité utilisés dans ces simulations sont présentées en annexe A.

Dans ce qui suit on présente les différents cas simulés. Il est important de mentionner que les simulations ont été réalisées pour les mélanges Mél. #6, Mél. #7 et Mél. #8. Seuls les résultats relatifs au mélanges Mél. #8 seront présentées dans les sections suivantes du fait que c'est le seul mélange qui répond à tous les critères (voir Tableau 4.10). Les autres résultats sont présentées en annexe B.

4.5.1 Recouvrement monocouche constitué d'argile amendée

4.5.1.1 Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 60 cm

Les résultats des modélisations pour un recouvrement ayant une épaisseur de 0,6 durant en période de 3 ans (2019, 2020, 2021) sont présentés à l'aide de profils de teneur en eau volumique en fonction de temps. Ces profils ont été déterminés au niveau des nœuds 0 cm, 15 cm et 30 cm à partir de la base de recouvrement. Tous les pas de temps sont présentés dans les graphiques (3 ans).

Position de la nappe = 0 m

Les Figures 4.11, 4.12 et 4.13 présentent respectivement les résultats des simulations relatifs à l'évolution des teneurs en eau volumiques, de l'infiltration nette cumulée (m^3) et de l'évaporation cumulée (m^3) en fonction du temps dans le cas où le niveau de nappe phréatique NP = 0m (cas N1).



Figure 4.11: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP = 0m (cas 1)







Figure 4.13: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 1)

La Figure 4.11 montre que pour le niveau qui se situe à 30 cm, les teneurs en eau volumiques baissent durant la période estivale jusqu'a 0,33 et qui correspond à 86% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs en eau volumiques se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 0 cm et 15 cm, les teneurs eau volumiques n'ont présenté aucune variation notable durant la période de trois ans.

Les Figures 4.12 et 4.13 montrent que seules les périodes estivales ont montré une variation au niveau du taux d'infiltration et d'évaporation durant la période estivale, l'infiltration nette cumulée (m³) correspond à 0,007 m³ pour chaque année et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,007 m³.

Position de la nappe = -5 m

Les Figures 4.14, 4.15 et 4.16 présentent respectivement les résultats des simulations relatifs à l'évolution des teneurs en eau volumiques, de l'infiltration nette cumulée (m³) et de l'évaporation cumulée (m³) en fonction de temps pour la position de la nappe phréatique NP=-5m (cas N1) durant une période de 3 ans (2019, 2020 et 2021).



Figure 4.14: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 1)



Figure 4.15: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 1)



Figure 4.16: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 1) La Figure 4.14 montre que pour le niveau qui se situe à 30 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'à 0,21 et qui correspond à 55% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs en eau volumiques se sont maintenues à 0,38 et qui correspondent à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 0 cm et 15 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas varié durant la période de trois ans.

Les Figures 4.15 et 4.16 montrent des variations au niveau de l'infiltration et l'évaporation juste durant la période estivale. L'infiltration nette cumulée (m³) correspond à 0,005 m³ pour chaque année et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,03 m³.

Position de la nappe = -10 m

Les Figures 4.17, 4.18 et 4.19 présentent respectivement les résultats des simulations relatifs à l'évolution des teneurs en eau volumiques, de l'infiltration nette cumulée (m³) et de l'évaporation cumulée (m³) en fonction de temps pour la position de la nappe phréatique NP=-10m (cas N1) durant une période de 3 ans (2019, 2020 et 2021).



Figure 4.17 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 1)



Figure 4.18: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 1)



Figure 4.19: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 1) La Figure 4.17 montre que pour le niveau qui se situe à 30 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'a 0,16 et qui correspond à 42% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs en eau volumiques se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 15 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période hivernal les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'a 0,19 et qui correspond à 50% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs en eau volumiques se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 0 cm, les teneurs à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 0 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas varié durant la période de trois ans.

Les Figures 4.18 et 4.19 montrent des variations au niveau de l'infiltration et l'évaporation juste durant la période estivale. L'infiltration nette cumulée (m³) correspond à 0,005 m³ pour chaque année et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,03 m³.

Les simulations réalisées pour un recouvrement de 60 cm montrent que :

- Pour une profondeur de la nappe de 0 m, -5m et -10 m par rapport à la base de recouvrement, une désaturation du recouvrement qui dépasse la moitié de la saturation a été observée (Sr = 42 %) durant la période estivale alors que la saturation s'est maintenue durant la période hivernale. Cependant, la base du recouvrement est restée saturée de façon permanente durant les 3 ans,
- La diminution de la teneur en eau durant la période estivale est liée en partie à l'effet de l'évaporation sur le Mél. #8,

 La variation de la profondeur de la nappe a un effet important sur la désaturation de recouvrement, le degré de saturation diminue jusqu'à 86 %, 55% et 42 % respectivement pour une position de la nappe égale à 0m, -5 m et -10m.

Pour une profondeur de la nappe de 0 m, -5m et -10 m par rapport à la base de recouvrement, on remarque que l'infiltration nette cumulée est faible durant la période hivernale en raison du gel qui se produit durant cette période. L'infiltration cumulée correspond à 0,007 m³, 0,005 m³ et 0,005 m³ respectivement pour NP =0, -5 et -10m. Par conséquent on peut conclure que le recouvrement a limité l'infiltration.

4.5.1.2 Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 80 cm

Position de la nappe = 0 m

Les Figures 4.20, 4.21 et 4.22 présentent respectivement les résultats des simulations relatifs à l'évolution des teneurs en eau volumiques, de l'infiltration nette cumulée (m³) et de l'évaporation cumulée (m³) en fonction de temps pour la position de la nappe phréatique NP=0m (cas N2) durant une période de 3 ans (2019, 2020 et 2021).



Figure 4.20: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas 2)



Figure 4.21: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 2)



Figure 4.22: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 2) La Figure 4.20 montre que pour le niveau qui se situe à 30 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'a 0,22 et qui correspond à 58% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 0 cm et 15 cm, les teneurs eau volumiques n'ont subi aucune variation notable durant la période de trois ans.

Les Figures 4.21 et 4.22 montrent que l'infiltration et l'évaporation ont montré des variations durant la période estivale; ainsi l'infiltration nette cumulée (m³) correspond à 0,006 m³ pour chaque année et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,03 m³.

Position de la nappe = -5 m

Les Figures 4.23, 4.24 et 4.25 présentent respectivement les résultats des simulations relatifs à l'évolution des teneurs en eau volumiques, de l'infiltration nette cumulée (m³) et de l'évaporation cumulée (m³) en fonction de temps pour la position de la nappe phréatique NP=-5m (cas N2) durant une période de 3 ans (2019, 2020 et 2021).



Figure 4.23: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 2)



Figure 4.24: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 2)



Figure 4.25: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 2) La Figure 4.23 montre que pour le niveau qui se situe à 30 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'a 0,24 et qui correspond à 63% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 15 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'a 0,36 et qui correspond à 95% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 15 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période hivernal les teneurs volumiques se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 0 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas varié durant la période de trois ans.

Position de la nappe = -10 m

Les Figures 4.26, 4.27 et 4.28 présentent respectivement les résultats des simulations relatifs à l'évolution des teneurs en eau volumiques, de l'infiltration nette cumulée (m³) et de l'évaporation cumulée (m³) en fonction de temps pour la position de la nappe phréatique NP=-10m (cas N2) durant une période de 3 ans (2019, 2020 et 2021).



Figure 4.26: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 2)







Figure 4.28: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 2)

La Figure 4.26 montre que pour le niveau qui se situe à 30 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'a 0,19 et qui correspond à 50% de la saturation alors que durant la période hivernal les teneurs se sont maintenues à 0,38 et qui correspond à une saturation de 100%. Pour le niveau qui se situe à 15 cm, les teneurs en eau volumiques ont baissé durant la période estivale jusqu'a 0,34 et qui correspond à 89% de la saturation. Pour le niveau qui se situe à 0 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas varié durant la période de trois ans.

Les Figures 4.27 et 4.28 montrent que l'infiltration et l'évaporation ont montré des variations durant la période estivale; ainsi l'infiltration nette cumulée (m³) correspond à 0,0012 m³ pour chaque année et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,03 m³.

Les simulations réalisées pour un recouvrement de 80 cm montrent que:

- Pour une profondeur de la nappe de 0 m, -5m et -10 m par rapport à la base de recouvrement, une désaturation du recouvrement d'environ 50% a été observée au niveau 30 cm. Cependant, la base du recouvrement est restée saturée durant les 3 ans,
- L'augmentation de l'épaisseur du recouvrement a engendré une réduction au niveau de la désaturation du recouvrement durant la période estivale,
- La variation de la profondeur de la nappe a un effet important sur la désaturation de recouvrement,
- Pour une profondeur de la nappe de 0 m, -5m et -10 m par rapport à la base de recouvrement,
 on remarque que l'infiltration nette cumulée est faible (=0,007 m³) durant la période.

Les résultats des simulations numériques montrent que l'augmentation de l'épaisseur de recouvrement permet de réduire le taux de la désaturation du recouvrement et que la variation de la profondeur de la nappe phréatique a une influence sur la diminution de la teneur en eau volumique de recouvrement. De même que l'augmentation de l'épaisseur du recouvrement

a engendré une diminution du taux l'infiltration. $(0,007 \text{ vs } 0,005 \text{ m}^3, 0,005 \text{ vs } 0,0024 \text{ m}^3 \text{ et } 0,005 \text{ vs } 0,0012 \text{ m}^3)$

4.5.2 Recouvrement bicouches : argile amendée de 60 cm recouverte par du sable

4.5.2.1 Épaisseur du sable : 20 cm

Position de la nappe = 0 m

La Figure 4.29 montre que pour les niveaux qui se situent aux 0 cm, 15 cm et 30 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas subi de variations notables durant la période de trois ans. Les Figures 4.30 et 4.31 montrent que l'infiltration et l'évaporation ont présenté des variations durant la période estivale (voir Figure 4.30 et 4.31); ainsi l'infiltration nette cumulée (m³) correspond à 0,0005 m³ annuellement et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,038 m³ annuellement.



Figure 4.29: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas 3)



Figure 4.30: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 3)



Figure 4.31: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 3) *Position de la nappe = -5 m*

La Figure 4.32 montre que pour les niveaux qui se situent aux 0 cm, 15 cm et 30 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas subi de variation notable durant la période de trois ans L'infiltration nette cumulée est égale 0,0018 m³ par an (voir Figure 4.33). Quant à l'évaporation cumulée, elle correspond à 0,038 m³.



Figure 4.32: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas 3)



Figure 4.33: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 3)



Figure 4.34: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 3) *Position de la nappe = -10 m*

La Figure 4.35 montre que pour les niveaux qui se situent aux 0 cm, 15 cm et 30 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas subi de variation durant la période de trois ans. L'infiltration cumulée annuelle correspond à 0,0022 m³ (voir Figure 4.36) alors que l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,038 m³(voir Figure 4.37).



Figure 4.35: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 3)



Figure 4.36: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 3)



Figure 4.37: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 3) Les simulations ont montré que :

- Pour une profondeur de la nappe de 0 m, -5m et -10 m par rapport à la base de recouvrement, on remarque une faible désaturation a l'interface des mélanges et du sable durant la période estivale et le maintien de la saturation durant la période hivernale. Cependant, le recouvrement à base d'argile amendée est reste saturée durant les 3 ans,
- L'augmentation de profondeur de la nappe phréatique a engendre une diminution de l'infiltration nette cumulée (m³), on passe de 0,007 m³ à 0,0005 m³,

- L'augmentation de profondeur de la nappe phréatique a engendré une diminution au niveau de la teneur en eau.

4.5.2.2 Épaisseur du sable : 40 cm

Position de la nappe = 0 m

La Figure 4.38 montre que pour les niveaux qui se situe aux 0 cm, 15 cm et 30 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas subi de variation importante durant la période de trois ans. L'infiltration nette cumulée annuellement correspond à 0,001 m³ (voir Figure 4.39). L'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,042 m³(voir Figure 4.40).



Figure 4.38: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas 4)



Figure 4.39: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 4)



Figure 4.40: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=0m (cas 4) Position de la nappe = -5 m

La Figure 4.41 montre que pour les niveaux qui se situe aux 0 cm, 15 cm et 30 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas varié durant la période de trois ans. L'infiltration nette cumulée égale 0,0024 m³ par an (voir Figure 4.42) et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,042 m³ (voir Figure 4.43).



Figure 4.41: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas 4)



Figure 4.42: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-5m (cas 4)



Figure 4.43 : Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-5 m (cas 4)
La Figure 4.44 montre que pour les niveaux qui se situe aux 0 cm, 15 cm et 30 cm, les teneurs eau volumiques n'ont pas varié durant la période de trois ans. L'infiltration nette cumulée annuellement est égale 0,0024 m³ (voir Figure 4.45) et l'évaporation cumulée (m³) correspond à 0,042 m³ (voir Figure 4.46).



Figure 4.44: Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas 4)



Figure 4.45: Évolution de l'infiltration nette cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 4)



Figure 4.46: Évolution de l'évaporation cumulée en fonction de temps pour NP=-10m (cas 4) Les simulations ont montré que :

- Pour une profondeur de la nappe de 0 m, -5m et -10 m par rapport à la base de recouvrement, on remarque une faible désaturation à l'interface des mélanges et de sable durant la période estivale et le maintien de la saturation durant la période hivernale. Cependant, le recouvrement à base d'argile amendée est resté saturé durant les 3 ans,
- L'augmentation de profondeur de la nappe phréatique a engendré une diminution au niveau de la teneur en eau volumique,
- Pour une profondeur de la nappe de 0 m, -5m et -10 m par rapport à la base de recouvrement, on remarque une faible infiltration nette.

CHAPITRE 5 DISCUSSION, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

5.1 Discussion

La discussion des résultats de la modélisation du comportement du recouvrement (monocouche et bicouche) est présentée dans ce qui suit en deux volets. Dans un premier temps, on discute le comportement du recouvrement monocouche constitué d'argile amendée ayant une épaisseur de 60 cm et 80 cm. Dans un second volet, on va discuter le comportement du recouvrement bicouches composé d'argile amendée d'épaisseur 60 cm recouverte par du sable monocouche (20 cm et 40 cm d'épaisseur). Nous présenterons les paramètres de bilan hydrique pour le Mél. #8 durant l'année 2019, 2020 et 2021. On va discuter l'effet de la variation de position de la nappe sur les paramètres de bilan hydrique pour les différents cas étudiés. Ainsi, trois différentes positions de la nappe : NP=0m, NP=-5 m et NP=-10m ont été simulées II est important de mentionner que les précipitations annuelles correspondent à 0,064 m³, 0,056 m³, 0,057 m³ respectivement pour l'année 2019, 2020 et 2022.

- Épaisseur du recouvrement monocouche de 60 cm

Les résultats des simulations sont présentés respectivement dans les Tableaux 5.1, 5.2 et 5.3.

Tableau 5.1: Bilan hydrique du recouvrement monocouche ayant une épaisseur de 60 cm duran
l'année 2019

	2019 (Cas 1)	NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
	Précipitation cumulée (m ³)	0,064	0,064	0,064
Épaisseur 60 cm	Infiltration cumulée (m ³)	0,002	0,001	0,0003
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,052	0,052	0,052
	Évaporation cumulée (m ³)	0,029	0,029	0,029
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Durant l'année 2019, le ruissellement cumulé correspond à 0,052 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,029 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de l'infiltration cumulée, l'infiltration cumulée correspond à 0,002 m³ pour la position de la nappe de 0m, il correspond à 0,001 m³ pour la position de la nappe de -5m et il correspond à 0,003 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

	2020 (Cas 1)	NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
	Précipitations cumulées (m ³)	0,056	0,056	0,056
Épaisseur	Infiltration cumulée (m ³)	0,003	0,002	0,001
60 cm	Ruissellement cumulé (m ³)	0,040	0,040	0,040
	Évaporation cumulée (m ³)	0,033	0,033	0,033
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.2: Bbilan hydrique de recouvrement monocouche ayant une épaisseur de 60 cm durant l'année 2020

Pour l'année 2020, le ruissellement cumulé correspond à 0,040 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,033 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe a engendré une diminution de l'infiltration cumulée; ainsi l'infiltration cumulée correspond à 0,003 m³ pour la position de la nappe de 0m, 0,002 m³ pour la position de la nappe de -5m et 0,001 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

	2021 (Cas 1)	NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
	Précipitations cumulées (m ³)	0,057	0,057	0,057
Épaisseur	Infiltration cumulée (m ³)	0,004	0,0026	0,0020
60 cm	Ruissellement cumulé (m ³)	0,034	0,034	0,034
	Évaporation cumulés (m ³)	0,035	0,035	0,035
	Fonte cumulés (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.3: Bilan hydrique de recouvrement monocouche d'épaisseur 60 cm durant l'année 2021

Pour l'année 2021, le ruissellement cumulé correspond à 0,034 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,035 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe a engendré une diminution de l'infiltration cumulée; elle correspond à 0,004 m³ pour la position de la nappe de 0m, 0,0026 m³ pour la position de la nappe de -5m et 0,002 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe a engendré une diminution de la fonte cumulée.

- Recouvrement monocouche de 80 cm

Les résultats des simulations sont présentés respectivement dans les Tableaux 5.4, 5.5 et 5.6.

2019 (Cas 2)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
	Précipitations cumulées (m ³)	0,064	0,064	0,064
Épaisseur	Infiltration cumulée (m ³)	0,001	0,0005	1,28E-05
80 cm	Ruissellement cumulé (m ³)	0,052	0,052	0,052
	Évaporation cumulée (m ³)	0,029	0,029	0,029
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Pour l'année 2019, le ruissellement cumulé correspond à 0,052 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,029 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de l'infiltration cumulée, l'infiltration cumulée correspond à 0,001 m³ pour la position de la nappe de 0m, il correspond à 0,0005 m³ pour la position de la nappe de -5m et il correspond à 1,28E-05 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

2020 (Cas 2)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
	Précipitations cumulées (m ³)	0,056	0,056	0,056
Épaisseur 80 cm	Infiltration cumulée (m ³)	0,0028	0,0017	1,23E-03
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,040	0,040	0,040
	Évaporation cumulée (m ³)	0,033	0,033	0,033
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.5: Bilan hydrique de recouvrement monocouche d'épaisseur 80 cm durant l'année 2020

Pour l'année 2020, le ruissellement cumulé correspond à 0,040 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,033 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de l'infiltration cumulée, l'infiltration cumulée correspond à 0,0028 m³ pour la position de la nappe de 0m, il correspond à 0,0017 m³ pour la position de la nappe de -5m et il correspond à 1,23E-03 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

2021 (Cas 2)	NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
Précipitations cumulées (m ³)	0,057	0,057	0,057

Épaisseur 80 cm	Infiltration cumulée (m ³)	0,0030	0,0018	0,00134
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,034	0,034	0,034
	Évaporation cumulée (m ³)	0,035	0,035	0,035
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Pour l'année 2021 le ruissellement cumulé correspond à 0,034 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,035 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de l'infiltration cumulée, l'infiltration cumulée correspond à 0,003 m³ pour la position de la nappe de 0m, il correspond à 0,0018 m³ pour la position de la nappe de -5m et il correspond à 0,00134 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

- Recouvrement bicouche : 60 cm argile amendée recouverte de 20 cm de sable

Les résultats des simulations sont présentés respectivement dans les Tableaux 5.7, 5.8 et 5.9.

2019 (Cas 3)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
	Précipitations cumulées (m ³)	0,064	0,064	0,064
Épaisseur de sable 20 cm	Infiltration cumulée (m ³)	0,0007	0,0017	0,002
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,039	0,039	0,039
	Évaporation cumulée (m ³)	0,038	0,038	0,038
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.7: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 20 cm de sable durant l'année 2019

Pour l'année 2019, le ruissellement cumulé correspond à 0,039 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,038 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une augmentation de l'infiltration cumulée et qui correspond à 0,0007 m³ pour la position de la nappe de 0m, 0,0017 m³

pour la position de la nappe de -5m et 0,002 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

2020 (Cas 3)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
Épaisseur de sable 20 cm	Précipitation cumulée (m ³)	0,056	0,056	0,056
	Infiltration cumulée (m ³)	0,00073	0,0017	0,0022
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,030	0,030	0,030
	Évaporation cumulé (m ³)	0,041	0,041	0,041
	Fonte cumulé (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.8: Bilan hydri	que de recouvrement	bicouches avec	20 cm d	le sable 20) durant l	'année
	2	2020				

Pour l'année 2020 le ruissellement cumulé correspond à 0,030 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,041 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une augmentation de l'infiltration cumulée; elle correspond à 0,00073 m³ pour la position de la nappe de 0m 0,0017 m³ pour la position de la nappe de -5m et 0,0022 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

2021 (Cas 3)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
Épaisseur de sable 20 cm	Précipitation cumulée (m ³)	0,057	0,057	0,057
	Infiltration cumulée (m ³)	0,00056	0,0016	0,0021
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,017	0,017	0,017
	Évaporation cumulé (m ³)	0,048	0,048	0,048
	Fonte cumulé (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.9: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 20 cm de sable: année 2021

Pour l'année 2021 le ruissellement cumulé correspond à 0,017 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,048 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe a engendré une augmentation de l'infiltration cumulée; elle correspond à 0,00056 m³ pour la position de la nappe de 0m, 0,0016 m³ pour la position de la nappe de -5m et 0,0021 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

Recouvrement bicouche : 60 cm d'argile amendée recouverte de 40 cm pour sable

Les résultats des simulations pour les années 2019, 2020 et 2021 sont présentés respectivement dans les Tableaux 5.10, 5.11 et 5.12.

2019 (Cas 4)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
Épaisseur de sable 40 cm	Précipitations cumulées (m ³)	0,057	0,057	0,057
	Infiltration cumulée (m ³)	0,00056	0,0016	0,0021
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,017	0,017	0,017
	Évaporation cumulée (m ³)	0,048	0,048	0,048
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.10: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 40 cm de sable 40 cm : année2019

Pour l'année 2019, le ruissellement cumulé correspond à 0,035 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,041 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe a engendré une augmentation de l'infiltration cumulée; elle correspond à 0,0008 m³ pour la position de la nappe de 0m, 0,0019 m³ pour la position de la nappe de -5m et 0,002 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une diminution de la fonte cumulée.

2020 (Cas 4)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
Épaisseur de sable 40 cm	Précipitations cumulées (m ³)	0,057	0,057	0,057
	Infiltration cumulée (m ³)	0,00056	0,0016	0,0021
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,017	0,017	0,017
	Évaporation cumulée (m ³)	0,048	0,048	0,048
	Fonte cumulée (m ³)	0,015	0,014	0,009

Tableau 5.11: Bilan hydrique de recouvrement bicouches avec 40 cm de sable : année 2020

Pour l'année 2020, le ruissellement cumulé correspond à 0,026 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,045 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe a engendré une augmentation de l'infiltration cumulée; elle correspond à 0,00099 m³ pour la position de la nappe de 0m, 0,0020 m³ pour la position de la nappe de -5m et 0,0024 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe a engendré une diminution de la fonte cumulée.

Tableau 5.12: Bilan hydrique de recouvrement	bicouches avec 40 cm de sable de 40 cm : année
20	021

2021 (Cas 4)		NP=0 m	NP=-5 m	NP=-10 m
Épaisseur de sable 40 cm	Précipitation cumulée (m ³)	0,057	0,057	0,057
	Infiltration cumulée (m ³)	0,00056	0,0016	0,0021
	Ruissellement cumulé (m ³)	0,017	0,017	0,017
	Évaporation cumulé (m ³)	0,048	0,048	0,048
	Fonte cumulé (m ³)	0,015	0,014	0,009

Pour l'année 2021, le ruissellement cumulé correspond à 0,014 m³ et l'évaporation cumulée correspond à 0,051 m³. On remarque que la diminution de la profondeur de la nappe engendre une

augmentation de l'infiltration cumulée; elle correspond à 0,00084 m³ pour la position de la nappe de 0m, 0,00194 m³ pour la position de la nappe de -5m et 0,0023 m³ pour la position de la nappe de -10 m. On remarque aussi que la diminution de la profondeur de la nappe a engendre une diminution de la fonte cumulée.

Les simulations réalisées à l'aide de SEEP/W ont montré l'impact de la variation de la position de la nappe sur le bilan hydrique et sur la performance du recouvrement étanche.

- Ainsi dans tous les cas simulés et lorsque le niveau de la nappe baisse on observe une diminution de l'infiltration cumulée nette; ainsi lorsque le niveau de la nappe passe de 0 à -10 m, on assiste à une réduction de l'infiltration de 0,002 m³ et 0,001 m³ respectivement lorsque l'épaisseur du recouvrement passe de 60 à 80 cm.
- La diminution des précipitations cumulées augmente l'évaporation cumulé annuel et l'infiltration cumulé annuel et diminue le ruissellement cumulé annuel.
- L'augmentation de l'épaisseur de recouvrement diminue l'infiltration cumulé annuel.
- L'ajout d'une couche de sable sur le recouvrement à base d'argile a permis non seulement de réduire la désaturation du recouvrement argileux mais également a permis de réduire l'infiltration annuel (passe de 0,002 m³ à 0,0007 m³) et le ruissellement (passe de 0,052 m³ à 0,039 m³) au profit d'une augmentation de l'évaporation annuel (0,029 m³ à 0,038 m³) en comparant le cas N1 et le cas N3;

5.2 Conclusion

L'objectif principal de ce projet consiste à évaluer en laboratoire les propriétés hydrogéologiques des mélanges constitués de matériau argileux amendés par l'ajout de différentes proportions de silt et de sable. Plus particulièrement on vise à évaluer l'impact de l'ajout de ces amendements au niveau de la réduction ou l'atténuation des effets des cycles de gel-dégel au niveau de la conductivité hydraulique.

Les caractérisations physiques des différents mélanges ont montré que :

 L'indice de plasticité des différents mélanges a subi une certaine réduction par rapport à celle de l'argile non amendée. Ainsi cet indice est passé de 18,11 à 4.97 % respectivement pour l'argile non amendée et celle qui a été amendée avec du sable (5%) et du silt (5%).

- L'ajout d'amendement a engendré une augmentation du C_U et une baisse de C_c.
- L'amendement a engendré une baisse de l'indice des vides et une augmentation de la teneur en eau à l'optimum Proctor.
- Pour tous les mélanges on constate une augmentation de la AEV par rapport à celle de l'argile;
- Pour les mélanges à base de silt, une réduction de la AEV est constatée lorsque le pourcentage de silt augmente;
- Les cycles de gel-dégel ont engendré une augmentation de deux ordres de grandeur additionnel de k_{sat} pour l'argile, Mél. #1, Mél. #3, Mél. #4 et Mél. #5 soumis aux cycles de gel dégel (10⁻⁹ m/s) et trois ordres de grandeur pour Mél. #2. Pour les 3 dernières mélanges (Mél. #6, Mél. #7 et Mél. #8), les cycles de gel-dégel n'ont pas engendré une augmentation notable de k_{sat}. Par conséquent on peut conclure que l'amendement a permis de minimiser l'effet des cycles gel-dégel sur k_{sat} pour les mélanges amendés avec du sable et/ou silt.
- Le mélange le plus performant qui répond à tous les critères pour constituer une barrière étanche efficace est celui qui est constitué de 80% d'argile, 10% de silt et 10% de sable,
- La modélisation numérique a montré l'impact de l'épaisseur de recouvrement à base d'argile amendée, de l'ajout d'une couche de sable et de la profondeur de la nappe phréatique sur la performance de recouvrement, cette modélisation a montré qu'un recouvrement bicouche composé de 60 cm d'argile amendée et de 20 cm de sable peut constituer une barrière efficace face à l'infiltration d'eau.

Ces mélanges peuvent être utilisés et valorisés dans la restauration des sites minières ainsi que dans la construction ouvrages miniers.

5.3 Recommandations

Ce projet est la première étape d'un programme de recherche plus vaste visant à utiliser l'argile amendée comme barrière étanche face aux fluides. Sur la base des méthodes utilisées et des résultats obtenus, la série de recommandations suivantes est formulée pour les futurs travails de recherche :

 La théorie des mélanges indique que les proportions des fractions fines doivent être autour de 37%. Il faut tester ces mélanges en utilisant d'autres matériaux et tester leur performance;

- Intégrer plus précisément la végétation dans les modèles numériques pour évaluer son impact sur le bilan hydrique (ruissellement, évaporation) et la consommation d'oxygène en prenant en compte les différentes espèces végétales présentes et leur évolution avec les changements climatiques ;
- Désigner des conditions de sécheresse extrême en tenant compte de la récurrence des épisodes de sécheresse et de leur fréquence croissante avec le changement climatique ;
- Étudier le bilan hydrique en conditions extrêmes de précipitations;
- Réaliser des essais de conductivité hydraulique et de courbe de rétention in situ afin de compléter les essais de laboratoire pour une meilleur connaissance du comportement hydrogéologique des matériaux amendés.;
- Tester d'autres amendement des argiles en utilisant les produits générés par l'exploitation minière.

Ce travail de maîtrise présente des résultats prometteurs pour l'utilisation des argiles amendée comme barrière étanches. Il ouvre la porte à une nouvelle option quant à l'utilisation des matériaux argileuses. Cette étude devrait inspirer d'autres travaux de recherche sur l'utilisation des matériaux argileux dans la restauration des sites minières.

RÉFÉRENCES

- Âberg, B. (1992). Void ratio of noncohesive soils and similar materials. Journal of geotechnical engineering, 118(9), 1315-1334.
- Amos, R.T., Blowes, D.W., Bailey, B.L., Sego, D.C., Smith, L. et Ritchie, A.I.M. (2015). Wasterock hydrogeology and geochemistry. Applied Geochemistry, 57, 140-156.
- Andreasen et Andersen. (1930). Über die Beziehung zwischen Kornabstufung und Zwischenraum in Produkten aus losen Kôrnern (mit einigen Experimenten). Kolloid-Zeitschrift, 50(3), 217-228.
- Arya, L.M. et Paris, J.F. (1981). A Physicoempirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-Size Distribution and Bulk Density Data. Soil Science Society of America Journal, 45(6), 1023-1030.
- Aachib, M., Aubertin, M., & Chapuis, R. P. (1994). Column tests investigation of milling wastes properties used to build cover systems. Paper presented at the Proceedings of the International Land Reclamation and Mine Drainage Conference and 3rd International Conference on the Abatement of Acidic Drainage, Pittsburgh.
- Aachib, M., Mbonimpa, M. et Aubertin, M. (2004). Measurement and prediction of the oxygen diffusion coefficient in unsaturated media, with applications to soil covers. Water, Air, and Soi/Pollution, 156(1), 163-193.
- Aubertin, M., & Chapuis, R. (1991). Considérations hydra-géotechniques pour l'entreposage des résidus miniers dans le nord-ouest du Québec. Paperpresented atthe Proceedings of the Second International Conference on the Abatement of Acidic Drainage, Montreal, MEND/Canmet.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers.[CDROM]. Les Presse Internationales Polytechnique, Montréal, Quebec.
- Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jaouhar, E., Martin, V., Pépin, N., ... Chapuis, R. (2011). Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la conception des ouvrages de retenue de résidus miniers. Communication présentée Symposium on mines and the environment, Rouyn-Noranda, QC.
- Aubertin, M., Pabst, T., Bussière, B., James, M., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., & Maqsoud, A. (2015). Revue des meilleures pratiques de restauration des sites d'entreposage de rejets miniers générateurs de DMA. Proc. Symposium 2015 on Mines and the Environment, Rouyn-Noranda.
- Aubertin, M., Chapuis, R., Aachib, M., Ricard, J., Tremblay, L. et Bussière, B. (1994). Caver technology for acidic tailings: Hydrogeological properties of milling wastes used as capillary barrier. Communication présentée Proceedings of the 1st International Congress on Environmental Geotechnic, Edmonton, Alta.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B. et Chapuis, R. (2003a). Development of a model to predict the water retention curve using basic geotechnical properties.

- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B. et Chapuis, R. (2003b). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. Canadian Geotechnical Journal, 40(6), 1104-1122. doi: 10.1139/103-054
- Aubertin, M., Ricard, J.-F. et Chapuis, R. P. (1998). A predictive mode! for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. Canadian GeotechnicalJournal, 35(1), 55-69.
- Barbour, S.L. et Yanful, E.K. (1994). A column study of static nonequilibrium fluid pressures in sand during prolonged drainage. Canadian Geotechnical Journal, 31(2), 299-303.
- Bear, J. (1972). Dynamics of Fluids in Porous Media. New York: Dover Publications Inc.
- Ben Khouya, T. (2020). Évaluation de l'impact de la végétation sur le bilan hydrique d'un recouvrement monocouche avec nappe phréatique surélevée. IRME, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue].
- Benson, C. H., Sawangsuriya, A., Trzebiatowski, B. et Albright, W. (2007). Postconstruction changes in the hydraulic properties of water balance co ver soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(4), 349-359.
- Benzaazoua, M., Fiset, J.-F., Bussière, B., Villeneuve, M. et Plante, B. (2006). Sludge recycling within cemented paste backfill: Study of the mechanical and leachability properties. Minerais Engineering, 19(5), 420-432.
- Bidkar, K. et Phalak, K. (2016). Concrete mix proportioning using Emma software. international Journal of information Engineering and Technology (IMPACT: JJJET) 2(1), 7-18.
- Bigatel, A., Camus, P.G.R., Caylor, D., Dalberto, A. et Hellier, W. (1999). Engineering Manual for Mining Operations. Pennsylvania Department of Environmental Protection. Document, 563-0300.
- Blowes, D., Ptacek, C., Jarnbor, J., Weisener, C., Paktunc, D., Gould, W. et Johnson, D.B. (2014). The geochemistry ofacid mine drainage. Elsevier, 132-190.
- Bouda, M., Mbonimpa, M., Demers, I., Benzaazoua, M. et Gagnon, M. (2012). Hydrogeotechnical characterization of AMD treatment sludge and sludge-based mixtures. 65th Canadian Geotechnical Conference, October 1, Winnipeg, Canada.
- Bossé, B., Bussière, B., Hakkou, R., Maqsoud, A. et Benzaazoua, M. (2015). Field experimental cells to assess hydrogeological behaviour of store-and-release covers made with phosphate mine waste. Canadian Geotechnical Journal, 52(9), 1255-1269.
- Bossé, B., Bussière, B., Maqsoud, A., Hakkou, R. et Benzaazoua, M. (2016). Hydrogeological Behavior of a Store-and-Release Cover: A Comparison Between Field Column Tests and Numerical Predictions With or Without Hysteresis Effects. Mine Water and the Environment, 35(2), 221-234. doi: 10.1007/sl0230-015-0350-8
- Bresson, É., Demers, I., Roy, P. et Pabst, T. (2018). Efficiency of reclamation methods under climate change: definition of a drought index. Communication présentée 18th International Conference on Tailings and Mine Waste, Keystone, CO, USA.
- Brooks, R. et Corey, T. (1964). Hydraulique properties of porous media. Hydrology Papers, Colorado State University, 24.

- Brouwers. (2006). Particle-size distribution and packing fraction of geometrie random packings. Physical review E, 74(3), 031309.
- Brouwers et Radix. (2005). Self-compacting concrete: the role of the particle size distribution. First International Symposium on Design, Performance and Use of SCC, Hunan, China (p. 109-118).
- Brown, M., Barley, B. et Wood, H. (2002). Minewater treatment. : IW A Publishing.
- Bussière, B. (1999). Etude du comportement hydrique de couvertures avec effets de barrieres capillaires inclinees à l'aide de modelisations physiques et numeriques. Thèse de doctorat, Département des génies civil, géologie et des mines, École polytechnique de Montréal, Canada.
- Bussière, B., Aubertin, M. et Chapuis, R.P. (2003). The behavior of inclined covers used as oxygen barriers. Canadian GeotechnicalJournal, 40(3), 512-535.
- Bussière, B., Aubertin, M. et Julien, M. (2001). Couvertures avec effets de barrière capillaire pour limiter le drainage minier acide: aspects théoriques et pratiques. Vecteur environnement, 34(3), 37-50.
- Bussière, B., Aubertin, M., Mbonimpa, M., Molson, J.W. et Chapuis, R.P. (2007). Field experimental cells to evaluate the hydrogeological behaviour of oxygen barriers made of silty materials. Canadian Geotechnical Journal, 44(3), 245-265.
- Bussière, B., Benzaazoua, M., Aubertin, M. et Mbonimpa, M. (2004). A laboratory study of covers made of low-sulphide tailings to prevent acid mine drainage. Environmental Geology, 45(5), 609-622.
- Bussière, B., Maqsoud, A., Aubertin, M., Martschuk, J., McMullen, J. et Julien, M. (2006). Performance of the oxygen limiting cover at the L TA site, Malartic, Que bec. CJM Bulletin, 1(6), 1-11.
- Bussière, B., Potvin, R., Dagenais, A.-M., Aubertin, M., Maqsoud, A., & Cyr, J. (2009). Restauration du site minier Lorraine, Latulipe, Québec: Résultats de 10 ans de suivi. Revue Déchets, Sciences et Techniques, 54, 49-64.
- Cabral, A., Racine, I., Burnotte, F. et Lefebvre, G. (2000). Diffusion of oxygen through a pulp and paper residue barrier. Canadian GeotechnicalJournal, 37(1), 201-217.
- Chapuis, R. P. (2012). Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 71(3), 401-434.
- Chapuis, R. P. (2009). Numerical modeling of reservoirs or pipes in groundwater seepage. Computers and Geotechnics, 36(5), 895-901.
- Chapuis, R. P. (2012). Groundwater influence of element size in numerical studies of seepage: Unsaturated zones, transient conditions. Geotechnical News, 30(4), 34.
- Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. Canadian Geotechnical Journal, 40(3), 616-628.
- Chapuis, R. P., Baass, K., & Davenne, L. (1989). Granular soils in rigid-wall permeameters: method for determining the degree of saturation. Canadian Geotechnical Journal, 26(1), 71-79.

- Christensen, D., Barbour, S., O'Kane, M. et Meiers, G. (2002). Long-term performance of dry caver systems for reactive mine waste. Communication présentée lst Symposium sur l'Environnement et les Mines (2005), Rouyn Noranda, QC, Canada.
- Cosset, G. (2009). Comportement hydrogéologique d'une couverture monocouche sur des résidus miniers sulfureux: Essais en colonne et simulations numériques. École Polytechnique de Montréal.
- Cosset, G. et Aubertin, M. (2010). Physical and numerical modelling of a monolayer caver placed on reactive tailings. Communication présentée Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference & lst Joint CGS/CNC-IPA Permafrost Specialty Conference, Calgary.
- Côté, J. et Konrad, J.-M. (2003). Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated basecourse materials: a practical method for pavement engineers. Canadian Geotechnical Journal, 40(1), 121-136.
- Côté, J. et Konrad, J.-M. (2003). Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated basecourse materials: a practical method for pavement engineers. Canadian Geotechnical Journal, 40(1), 121-136.
- Dane, J.H., Topp, G. et Campbell, G.S. (2002). Methods of soil analysisphysical methods.
- De Larrard, F. (1999). Concrete mixture proportioning: a scientific approach. : CRC Press. De Larrard, F. (2000). Structures granulaires et formulation des bétons. :Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- De Larrard, F. et Sedran, T. (1999). Une nouvelle approche de la formulation des bétons. Annales du BTP (p. 39-54).
- Demers, I. (2008). Performance d'une barrière à l'oxygène constituée de résidus miniers faiblement sulfureux pour contrôler la production de drainage minier acide. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.
- Demers, I., Benzaazoua, M., Mbonimpa, M., Bouda, M., Bois, D. et Gagnon, M. (2015a). Valorisation of acid mine drainage treatment sludge as remediation component to control acid generation from mine wastes, part 1: material characterization and laboratory kinetic testing. Minerais Engineering, 76, 109-116.
- Demers, I., Bouda, M., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., Bois, D. et Gagnon, M. (2015b). V alorization of acid mine drainage treatment sludge as remediation component to control acid generation from mine wastes, part 2: field experimentation. Minerais Engineering, 76, 117-125.
- Demers, I., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., Bouda, M., Awoh, S., Lortie, S. et Gagnon, M. (2017). Use of acid mine drainage treatment sludge by combination with a natural soil as an oxygen barrier cover for mine waste reclamation: Laboratory column tests and intermediate scale field tests. Minerais Engineering. 107, 43-52.
- Dewar, J. (2002). Computer modelling of concrete mixtures. : CRC Press.
- Dinger, D.R. et Funk, J.E. (1994). Predictive process control of crowded particulate suspensions applied to ceramic manufacturing. Boston : Kluwer Academie Publishers.

- Evangelou, V. (1995). Pyrite oxidation and its control. CRC Press, Boca Raton, FL. Pyrite oxidation and its control. CRC Press, Boca Raton, FL.
- Fennis, S.A. et Walraven, J.C. (2012). Using particle packing technology for sustainable concrete mixture design. Heron, 57 (2012) 2.
- Fouché, O. (2013). Aquifères, nappes et essais d'eau. Chapitre 16 :Le Moniteur.
- Fredlund, D.G. et Rahardjo, H. (1993). Soil mechanicsfor unsaturated soils. : John Wiley & Sons.
- Fredlund, D.G. et Xing, A. (1994a). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian geotechnicaljournal, 31(4), 521-532.
- Fuller, W.B. et Thompson, S.E. (1907). The laws of proportioning concrete.
- Fumas, C.C. (1928). Flow ofgases through beds ofbroken solids. :Bureau of Mines, Washington, DC (USA).
- Galetakis, M., Piperidi, C., Vasiliou, A., Alevizos, G., Steiakakis, E., Komnitsas, K. et Soultana, A. (2016). Experimental investigation of the utilization of quarry dust for the production of microcement-based building elements by self-flowing mol ding casting. Construction and Building Materials, 107, 247-254.
- Gardner, W. (1958). Sorne steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil science, 85(4), 228-232.
- Gazea, B., Adam, K. et Kontopoulos, A. (1996). A review of passive systems for the treatment of acid mine drainage. Minerais engineering, 9(1), 23-42.
- Germain, D., Tassé, N. et Cyr, J. (2003). Treatment of acid mine effluents using a woodwaste cover. Proceedings of Sudbury (p. 1-9).
- Glavind, M. et Pedersen, E. (1999). Packing calculations applied for concrete mix design. Dans Utilizing Ready Mix Concrete and Mortar (p. 121-130) : Danish Technological Institute, Denmark.
- Guettouche, A. (2016). Mécanique des sols. Département de génie civil. Université Ferhat Abbas.sétif 1, Algérie.
- Gutierrez, M. (2005). Mixture theory characterization and modeling of soil mixtures. Dans Geomechanics: Testing, modeling, and simulation (p. 600-616).
- Hatem, M., Pusch, R., Al-Ansari, N. et Knutsson, S. (2012). Optimization of concrete by minimizing void volume in aggregate mixture system. Journal of Advanced Science and Engineering Research, 2(3), 208-222.
- Hatem, M., Pusch, R., Al-Ansari, N., Knutsson, S., Emborg, M., Nilsson, M. et Pourbakhtiar, A. (2013). Talc-based concrete for sealing borehole optimized by using particle packing theory. Journal of CivilEngineering and Architecture, 7(4), 440.
- Head, K.H. (2006). Ma nuai of soi llaboratory testing. (3 éd.) : Whittles publishing: Scotland, U.K.
- Holtz, R.D. et Kovacs, W.D. (1981). An introduction to geotechnical engineering.
- Jehring, M.M. et Bareither, C.A. (2016). Tailings composition effects on shear strength behavior of co-mixed mine waste rock and tailings. Acta Geotechnica, 11(5), 1147-1166.

- Johnson, D.B. et Hallberg, K. B. (2005). Acid mine drainage remediation options: a review. Science of the total environment, 338(1), 3-14.
- Kalonji, A.K. (2014). Étude du comportement hydrogéologique de couvertures avec effet de barrière capillaire faites entièrement de matériaux miniers. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.
- Kamann, P.J., Ritzi, R.W., Dominic, D.F. et Conrad, C.M. (2007). Porosity and permeability in sediment mixtures. Groundwater, 45(4), 429-438.
- Kanteye, O. (2019). Étude des propriétés hydrogéotechniques des mélanges sols-boues (MSBs) utilisables comme matériaux fins d'une couverture avec effets de barrière capillaire. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.
- Kenney, T. (1977). Residual strength of mineral mixtures. Proc. of the 9h inti. conf soil mech. Fdn. Eng, voll, 155-160.
- Kleinmann, R.L.P., Crerar, D. et Pacelli, R. (1981). Biogeochemistry of acid mine drainage and a method to control acid formation. Min. Eng. (NY);(United States), 33(3).
- Koffi, K., Aubertin, M., Hernandez, M., Ouangrawa, M., Chapuis, R. et Bussiere, B. (2008). Etude de la conductivité hydraulique des mélanges à granulométrie étalée. Conférence GéoEdmonton, Canada.
- Koltermann, C.E. et Gorelick, S.M. (1995). Fractional packing mode! for hydraulic conductivity derived from sediment mixtures. Water Resources Research, 31(12), 3283-3297.
- Kovacs, G. (1981). Seepage hydraulics : Elsevier, Amsterdam.
- Kumar, G. et Wood, D.M. (1997). Mechanical behaviour of mixtures of kaolin and coarse sand. IUTAM Symposium on Mechanics of Granular and Porous Materials (p. 57-68). Cambridge, U.K. 15-17 July 1996 : Springer
- Lade, Liggio, C. et Y amamuro, J.A. (1998). Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand. Geotechnical Testing Journal, 21, 336-347.
- Latham, J.-P., Munjiza, A. et Lu, Y. (2002). On the prediction of void porosity and packing of rock particulates. Powder Technology, 125(1), 10-27.
- Lerrere, M. (2013). Outils et méthodesappliqués à la définition de cibles aurifères. Études de propects en Afrique du l'Est. Grenoble, France: Mémoire d'ingénieur Géologue-Gexplore.
- Li, M., Aubé, B. et St-Amaud, L. (1997). Consideration in the use of shallow water covers for decommissioning reactive tailings. Proceedings from the 4th international conference on acid rock drainage (ICARD). Vancouver, Canada.
- Liu, C. et Evett, J.B. (2000). Soil properties: testing, measurement and evaluation. (4 éd.) : Prentice-Hall, Colombus, OH.
- Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M. et Mbonimpa, M. (2012). Predicting hysteresis of the water retention curve from basic properties of granular soils. Geotechnical and Geological Engineering, 30(5), 1147-1159.
- Maqsoud, A., Bussière, B., & Aubertin, M. (2002). L'hystérésis de sols non saturés utilisés dans les couvertures avec effets de barrière capillaire.

- Maqsoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., Aubertin, M. (2004). Hysteresis effects on the water retention curve: comparison between laboratory results and predictive models. 5th joint CGS/IAH-CNC conference. P. 8-14
- Maqsoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., & Aubertin, M. (2017). Comparison between the predictive modified Kovács model and a simplified one-point method measurement to estimate the water retention curve. Archives of Agronomy and Soil Science, 63(4), 443-454.
- Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M. et Mbonimpa, M. (2006). Modification of the predictive MK model to integrate hysteresis of the water retention curve (Unsaturated Soils 2006 (p. 2465-2476).
- Maqsoud, A., Hakkou, R., & Benzaazoua, M. (2014). Influence of water retention curve hysteresis on the behavior of a store-and-release cover. Mise en garde, 76.
- Maqsoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., Aubertin, M., & Wilson, W. (2007). Instrumentation and monitoring techniques for oxygen barrier covers used to control acid mine drainage. Paper presented at the Mining Industry Conference, CIM, Montréal.[CD-ROM].
- Maqsoud A, Bussière B (2008) Mise à jour de l'instrumentation du site Lorraine. Report of URSTM submitted to MRNF, 12 pp
- Maqsoud A, Bussière B, Aubertin M, Cyr J (2012) Transient hydrogeological behavior of the Lorraine CCBE (Québec, Canada). GESRIM 2012: International Congress on the Management of the Mining Wastes and Closed Mines, 3-6 avril 2012, Marrakech, Morocco
- Maqsoud, A., Neculita, C. M., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Dionne, J. (2016). Impact of fresh tailing deposition on the evolution of groundwater hydrogeochemistry at the abandoned Manitou mine site, Quebec, Canada. Environmental Science and Pollution Research, 23(9), 9054-9072.
- Maqsoud, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Dionne, J. (2013). Réhabilitation du site minier abandonné Aldermac, résultats préliminaires du suivi de la nappe surélevée. Cd-Rom, The 66th Canadian Geotechnical Conference and the 11th Joint CGS/IAH, CNC Groundwater Conference, Montréal, Quebec, Canada, (pp. 8 pages).
- Marinho, F., Take, W. et Tarantino, A. (2008). Measurement of matric suction using tensiometric and axis translation techniques. Geotechnical and Geological Engineering, 26(6), 615.
- Mbonimpa, M. et Aubertin, M. (2003). Mouvement des gaz en milieux poreux partiellement saturés. École polytechnique de Montréal.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Aachib, M. et Bussière, B. (2003). Diffusion and consumption of oxygen in unsaturated cover materials. Canadian Geotechnical Journal, 40(5), 916-932.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M. et Bussière, B. (20 11). Oxygen consumption test to evaluate the diffusive flux into reactive tailings: interpretation and numerical assessment. Canadian Geotechnical Journal, 48(6), 878-890.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Maqsoud, A. et Bussière, B. (2006a). Predictive mode! for the water retention curve of deformable clayey soils. Journal ofGeotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(9), 1121-1132.

- Mbonimpa, M., Bouda, M., Demers, I., Benzaazoua, M., Bois, D. et Gagnon, M. (2016). Preliminary geotechnical assessment of the potential use of mixtures of soi! and ac id mine drainage neutralization sludge as materials for the moisture retention layer of covers with capillary barrier effects. Canadian Geotechnical Journal, 53(5), 828-838.
- McCarthy, D.F. (2007). Essentials of Soil Mechanics and Foundations. (7th Edition éd.). Prentice Hall,.
- Melanson, M. (2006). Analyse d'un système de traitement passif pour le site de la mine Eustis. Université de Sherbrooke.
- MEND. (2001). MEND Manuel, report 5.4.2. Canmet, Ottawa, Canada.
- Morel-Seytoux, H. (1992). The capillary barrier effect at the interface of two soillayers with some contrast in properties. HYDROW AR Report 92.4. Hydrology Days Publications, 57, 94027-93926.
- Morin, K.A. et Hutt, N.M. (2001). Environmental geochemistry ofminesite drainage: Practical theory and case studies, Digital Edition. : MDAG Publishing (www. mdag. corn), Surrey, British Columbia. ISBN: 0-9682039-1-4.
- Neculita, C.-M., Zagury, G.J. et Bussière, B. (2007). Passive treatment of acid mine drainage in bioreactors using sulfate-reducing bacteria. Journal ofEnvironmental Quality, 36(1), 1-16.
- Nicholson, R. V., Gillharn, R. W., Cherry, J.A. et Reardon, E.J. (1989). Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers. Canadian GeotechnicalJournal, 26(1), 1-8.
- Nordstrom, D.K. (1982). Aqueous pyrite oxidation and the consequent formation of secondary iron minerais. : Soi! Science Society of America.
- Peppas, A., Komnitsas, K. et Halikia, I. (2000). Use of organic covers for acid mine drainage control. Minerais Engineering, 13(5), 563-574.
- Phillips, P.M. (2007). Porosity and permeability of bimodal sediment mixtures using natural sediment. Wright State University.
- Robitaille, V. et Tremblay, D. (1997). Mécanique des sols: théorie et pratique. :Modulo.
- Roquier, G.r. (2016). Etude de la compacité optimale des mélanges granulaires binaires: classe granulaire dominante, effet de paroi, effet de desserrement. Paris Est.
- Saleh-Mbemba, F., Aubertin, M., Mbonimpa, M. et Li, L. (2016). Experimental characterization of the shrinkage and water retention behaviour of tailings from hard rock mines. Geotechnical and Geological Engineering, 34(1), 251-266.
- SRK. (1989). (Steffen, Robertson and Kirsten) Draft Acid Rock Technical Guide. BC AMD Task Force, 1.
- Tremblay, G. et Hogan, C. (2001). Mine environment neutra! drainage (MEND) manual 5.4. 2d: prevention and control. Canada Centre for Mineral and Energy Technology. Natural Resources Canada, Ottawa, 352.
- Tsirel, S. (1997). Methods of granular and fragmented material packing density calculation. InternationalJournal ofRockMechanics and Mining Sciences, 34(2), 263-273.

- Vallejo, L.E. (2001). Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures. Canadian GeotechnicalJournal, 38(5), 1097-1104.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil science society of America journal, 44(5), 892-898.
- Wickland, B. (2006). Volume change and permeability of mixtures ofwaste rock and fine tailings. University of British Columbia.
- Wickland, B., Wilson, G.W., Wijewickreme, D. et Klein, B. (2006). Design and evaluation of mixtures of mine waste rock and tailings. Canadian Geotechnical Journal, 43(9), 928-945.
- Wilson, G., Williams, D. et Rykaart, E. (2003). The integrity of cover systems-an update. Proceedings of the 6th International Conference on Acid Rock drainage (ICARD), Cairns, Australia (p. 14-17).
- Zinck, J. (2005). Review of disposai, reprocessing and reuse options for acidic drainage treatment sludge. MEND Report 3.42.3, 68 p.
- Zinck, J., Fiset, J. et Griffith, W. (2010). Stability of treatment sludge in varions disposai environments: a multi-year leaching study. Proc. of the IMW A Symposium, September (p. 5-9).
- Zinck, J., Wilson, L.J., Chen, T. T., Griffith, W., Mikhail, S. et Turcotte, S. (1997). Characterization and stability of acid mine drainage sludges. MEND Report 3.42.2a, 319.

ANNEXES

ANNEXE A : caractérisation physique et hydrogéotechnique des mélanges



Analyse granulométrique

Figure A.1 : Courbes granulométriques de Mél. #2



Figure A.2 : Courbes granulométriques de Mél. #3



Figure A.3 : Courbes granulométriques de Mél. #5



Figure A.4 : Courbes granulométriques de Mél. #6



Figure A.5 : Courbes granulométriques de Mél. #8



Courbe de Proctor

Figure A.6 : Courbe Proctor Mél. #2



Figure A.7 : Courbe Proctor Mél. #3



Figure A.8 : Courbe Proctor Mél. #5



Figure A.9 : Courbe Proctor Mél. #6



Figure A.10 : Courbe Proctor Mél. #8

- Courbe de rétention d'eau



Figure A.11 : Courbe de rétention d'eau du Mél. #2 obtenue en laboratoire et lissée avec le modèle de Van Genutchen.



Figure A.12: Courbe de rétention d'eau du Mél. #3 obtenue en laboratoire et lissée avec le modèle de Van Genutchen.



Figure A.13 : Courbe de rétention d'eau du Mél. #5 obtenue en laboratoire et lissée avec le modèle de Van Genutchen.



Figure A.14 : Courbe de rétention d'eau du Mél. #6 obtenue en laboratoire et lissée avec le modèle de Van Genutchen.



Figure A.15 : Courbe de rétention d'eau du Mél. #8 obtenue en laboratoire et lissée avec le modèle de Van Genutchen.

- Essai de gel-dégel



Figure A.16 : Évolution de ksat en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #1



Figure A.17 : Évolution de ksat en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #2



Figure A.18 : Évolution de ksat en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #3



Figure A.19 : Évolution de ksat en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #4



Figure A.20 : Évolution de ksat en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #5



Figure A.21 : Évolution de ksat en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #6



Figure A.22 : Évolution de ksat en fonction de nombre des cycles gel-dégel pour Mél. #8

- Fonctions de perméabilité



Figure A.23:Fonctions de perméabilités obtenu selon le modèle Mualem (1976)



- Données climatiques

Figure A.24 : L'évoluation des precipitations pendant (2019,2020 et 2021)



Figure A.25 : l'évolution de vitesse de vent pendant la période (2019,2020 et 2021)



Figure A.26 : l'évolution de Temperature de l'air pendant la période (2019,2020 et 2021)



Figure A.27 : l'évolution de humidité relative de l'airpendant la période (2019,2020 et 2021)



Figure A.28 : l'évolution d'épaisseur de neige de pendant la période (2019,2020 et 2021)
ANNEXE B : Résultats des simulations pour les Mél. #6 et Mél. #7

Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 60 cm (Mél. #7) :



Figure B.1 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N1)



Figure B.2 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas N1)



Figure B.3 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N1)

Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 60 cm (Mél. #6) :



Figure B.4 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N1)



Figure B.5 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas N1)



Figure B.6 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N1)



Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 80 cm (Mél. #7) :

Figure B.7 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N2)



Figure B.8 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas N2)



Figure B.9 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N2)

Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 80 cm (Mél. #6) :



Figure B.10 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N2)



Figure B.11 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas N2)



Figure B.12 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N2)

Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 60 cm et d'épaisseur sable de 20 cm (Mél. #7) :



Figure B.13 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N3)



Figure B.14 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas N3)



Figure B.15 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N3)

Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 60 cm et d'épaisseur sable de 20 cm (Mél. #6) :



Figure B.16 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N3)



Figure B.17 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5m (cas N3)



Figure B.18 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N3)

Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 60 cm et d'épaisseur sable de 40 cm (Mél. #7) :



Figure B.19 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N4)



Figure B.20 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas N3)



Figure B.21 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N3)

Résultats des simulations : épaisseur du recouvrement de 60 cm et d'épaisseur sable de 40 cm (Mél. #6) :



Figure B.22 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=0m (cas N4)



Figure B.23 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-5 m (cas N4)



Figure B.24 : Évolution des teneurs en eau volumiques en fonction de temps pour NP=-10m (cas N4)