

**Titre:** Étude des propriétés non saturées des stériles miniers  
Title:

**Auteur:** Vincent Martin  
Author:

**Date:** 2003

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Martin, V. (2003). Étude des propriétés non saturées des stériles miniers  
[Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/7289/>

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/7289/>  
PolyPublie URL:

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

**Programme:** Génie minéral  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS NON SATURÉES DES STÉRILES MINIERS

VINCENT MARTIN

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)  
DÉCEMBRE 2003

© Vincent Martin, 2003

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire est intitulé :

ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS NON SATURÉES DES STÉRILES MINIERS

présenté par : MARTIN Vincent

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées  
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SIMON Richard, Ph.D., président

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

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A., membre et codirecteur de recherche

M. MOLSON John, Ph.D., membre

## REMERCIEMENTS

Plusieurs personnes ont joué un rôle important dans la réalisation de ce projet et je veux les remercier sincèrement. Premièrement, je tiens à exprimer ma gratitude à mon directeur de recherche, Michel Aubertin. Grâce à son savoir et à son expérience, j'ai pu profiter de ses conseils éclairés pour apprendre et faire ce travail. Merci à mes codirecteurs, Bruno Bussière et Robert Chapuis, pour m'avoir aidé à résoudre des problèmes qui, lorsqu'ils se sont présentés, semblaient « insurmontables ».

Il a été possible de faire ce projet grâce au support et à la vision de plusieurs personnes de Barrick Gold et à ce titre, je voudrais remercier Johnny Zhan pour son aide lors des essais sur le site de la mine Goldstrike. J'exprime aussi ma gratitude à Jacques McMullen, Ron Espell et Karl Burke pour avoir appuyé ce projet.

Pour faire les multiples essais de laboratoire nécessaires, j'ai pu compter sur l'aide d'Étienne Bélanger et d'Antonio Gatien. Leur patience et leur savoir-faire ont été d'une grande utilité pour réussir à compléter toutes ces expériences. Merci à vous deux.

Merci aux étudiants que j'ai côtoyés pendant ma maîtrise et qui ont participé à créer une ambiance de travail agréable. Je tiens à remercier plus particulièrement Carl, Patrick, Romain, Jean-Baptiste, Youri, Isabelle, Dominic, Véronique, Daniel et Louis-Philippe pour le temps passé ensemble à s'amuser, à discuter, et à oublier qu'il y avait des essais de laboratoire à terminer, des articles à lire et des simulations numériques à faire converger.

Merci à mes parents, pour les conseils avisés et dont les sacrifices m'ont permis de me rendre jusqu'ici. Je veux aussi exprimer ma gratitude à ma sœur, et à mes frères, pour leur support depuis toujours.

Finalement, merci à Caroline, pour avoir cru en moi et sans qui je n'aurais jamais terminé ce projet.

## RÉSUMÉ

Dans une mine, il est souvent nécessaire d'extraire des roches stériles n'ayant pas de valeur économique pour accéder au minerai. Ces roches sont habituellement empilées en surface ou, dans certaines opérations souterraines, déchargées dans un chantier désaffecté. Les empilements de surface, appelés haldes à stériles, peuvent être de très grande dimension avec des hauteurs de plus de 100 mètres et des superficies de plusieurs dizaines d'hectares. Lorsque les roches stériles contiennent des minéraux sulfureux, il est possible que leur oxydation produise des eaux de drainage minier acides (DMA). Plusieurs propriétés des haldes à stériles peuvent favoriser l'apparition du DMA, notamment : la forte hétérogénéité des matériaux, la présence d'une ségrégation dans l'empilement causée par la méthode de déposition des roches stériles, l'existence de chemins d'écoulement préférentiels et un faible degré de saturation dans la majeure partie des empilements. Toutes ces caractéristiques favorisent l'écoulement des fluides (eau et air). Il est important de comprendre les phénomènes influençant l'écoulement de l'eau dans les haldes à stériles, pour pouvoir minimiser la production de DMA.

Ce projet porte sur l'étude de certaines propriétés hydrogéotechniques des empilements de stériles miniers. L'objectif de ce travail est d'étudier les facteurs qui influencent les écoulements de l'eau dans ces matériaux, pour pouvoir mieux les caractériser sur le terrain, en laboratoire et à l'aide de simulations numériques. À cet effet, des essais de terrain (infiltration, densité en place et échantillonnage) ont été effectués sur le site de la mine Goldstrike de la compagnie Barrick Gold Inc. On a alors pu constater l'hétérogénéité des matériaux dans ces structures. Les essais de terrain ont notamment permis de mettre en lumière l'effet de la couche compactée par la circulation de la machinerie lourde sur l'infiltration de l'eau dans les stériles.

Une campagne d'essais de laboratoire a été effectuée sur des échantillons de deux types de roches stériles ainsi que sur du mort-terrain de la mine Goldstrike pouvant potentiellement servir de matériau de recouvrement. Les résultats montrent, entre

autres, que les particules grossières (plus de 5 mm de diamètre) jouent un rôle dans l'écoulement de l'eau, et que, par conséquent, elles influencent la conductivité hydraulique et la courbe de rétention d'eau d'un matériau. L'effet de ces particules grossières est toutefois difficile à évaluer avec précision, en raison des limitations physiques sur la dimension des essais usuels. On a aussi observé que le potentiel de génération d'acide de certains matériaux pouvait causer des problèmes, en particulier à cause de la présence et du lessivage de précipités lors de certains essais (conductivité hydraulique et courbe de rétention d'eau). Cela ajouté aux incertitudes relatives aux propriétés réelles de ces matériaux.

Les simulations numériques réalisées à partir de la géométrie d'une partie des haldes de la mine Goldstrike montrent que la pression d'entrée d'eau d'un matériau influence grandement le taux l'infiltration de l'eau. Pour un climat semi-aride comme celui de la mine Goldstrike, il est avantageux de limiter l'infiltration de l'eau à l'intérieur des stériles potentiellement générateurs de drainage minier acide. Pour ce faire, l'utilisation d'un nouveau type de recouvrement multicouche « SDR » (de l'anglais « Store, divert and release ») où un matériau grossier est placé entre deux couches de matériau fin, semble permettre de dévier efficacement l'eau provenant d'une précipitation abondante et ainsi l'empêcher de s'infiltrer à l'intérieur des stériles réactifs.

## ABSTRACT

To access the orebody, in a mining operation, it is generally necessary to extract waste rock which is material that does not have an economical value. These rocks are usually stored on surface in piles, or, in underground operations, in stopes that have been excavated. The waste piles on surface can be very large, with a height greater than 100 meters and an area of many hectares. The oxidation of waste rock containing sulphur rich minerals may cause acid mine drainage (AMD). Waste rock piles usually have properties that favour the development of AMD, such as: high material heterogeneity, segregation in the pile caused by the waste rock dumping method, presence of preferential flow paths and low saturation level of the material in the pile. All these characteristics favour the flow of fluids (water and air). To minimize AMD production, it is therefore important to have a good grasp of the components influencing flow of water in the waste rock piles.

This project consists in studying the hydrogeotechnical properties of mine waste rocks. The main objective is to evaluate the factors that influence flow of water in these materials, to be able to improve the characterisation methods in the field, in the lab and with numerical models. To do so, field work (infiltration tests, in situ density measurements and sampling) was completed on the waste rock pile of the Goldstrike property owned and operated by Barrick Gold Corporation Inc. On the site, it was possible to observe the heterogeneity of the materials in the piles. The field work also helped better understand the effect of surface layers compacted by heavy machinery (e.g. haul trucks) on the pile hydrogeology.

Following this, a series of laboratory tests was done on two samples of waste rock and on one sample of potential cover material for the Goldstrike site. Results show, for instance, that coarse particles (diameter greater than 5 mm) can play a role in the value of the hydraulic conductivity and the water retention curve of a material. Because of limitations caused by the size of the available apparatus, the precise effect of these coarse particles was difficult to evaluate. It was also observed that the acid

generation potential of certain materials may cause some problems, as some precipitates can be leached during certain tests. This problem added some uncertainty to the actual properties of the materials.

Finally, the numerical models based on the geometry of the waste rock dumps of the Goldstrike mine show that the water entry value of a material play an important role in the amount of infiltration into the waste rock. In a semi-arid climate, such as the one observed on the site of the Goldstrike mine, it is much simpler to limit water inflow (vs. limiting the oxygen flux) into the potentially acid generating waste rock. A “Store, Diver and Release” cover (SDR) can usually be used to meet this objective. The cover considered here is composed of a coarse material sandwiched between two layers of finer material and allows water that infiltrates into the cover to be diverted downslope and on the outside of the waste rock dumps. This system seems to work efficiently even in the case of an extreme storm event and therefore limits infiltration into potentially acid generating waste rock.

## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS .....</b>	iv
<b>RÉSUMÉ.....</b>	v
<b>ABSTRACT .....</b>	vii
<b>TABLE DES MATIÈRES .....</b>	ix
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	xi
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	xiv
<b>LISTE DES SYMBOLES ET ACRONYMES .....</b>	xxii
<b>LISTE DES ANNEXES .....</b>	xxix
<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....</b>	1
1.1 Généralités .....	1
1.2 Les haldes à stériles.....	1
1.3 Le projet de recherche .....	2
<b>CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE ET ÉTAT DES CONNAISSANCES .....</b>	4
2.1 Le drainage minier acide .....	4
2.2 Théorie des sols non saturés .....	7
2.2.1 Écoulement de l'eau dans des milieux poreux non saturés.....	8
2.2.2 Courbes de rétention d'eau (CRE) .....	13
2.2.3 Détermination de la courbe de rétention d'eau.....	16
2.2.4 Relation entre la succion et la conductivité hydraulique d'un sol.....	21
2.3 Haldes à stériles.....	24
2.3.1 Généralités .....	25
2.3.2 Propriétés hydrogéotechniques des stériles.....	30
2.3.3 Caractérisation des haldes à stériles et des stériles.....	47
<b>CHAPITRE 3 CAMPAGNE DE TERRAIN.....</b>	53
3.1 Site minier Goldstrike .....	53
3.2 Lithologie de la mine .....	54
3.3 Observations visuelles des haldes à stériles.....	56
3.4 Essais sur le terrain.....	62
3.4.1 Essais d'infiltration .....	62

3.4.2 Perméamètre à entrée d'air (« Air entry permeameter »).....	81
3.4.3 Mesures in situ au nucléo-densimètre .....	86
3.4.4 Échantillonnage des stériles .....	88
3.5 Remarque finales .....	91
<b>CHAPITRE 4 ESSAIS DE LABORATOIRE .....</b>	<b>93</b>
4.1 Matériaux.....	93
4.1.1 Stériles potentiellement générateurs d'acide (PAG).....	94
4.1.2 Stériles non générateurs d'acide (Non-PAG) .....	94
4.1.3 Formation Carlin .....	94
4.2 Description et résultats des essais de laboratoire .....	95
4.2.1 Granulométrie .....	95
4.2.2 Densité relative des grains .....	99
4.2.3 Essai de compactage .....	102
4.2.4 Conductivité hydraulique .....	105
4.2.5 Évaluation de la courbe de rétention d'eau (CRE) .....	114
4.3 Remarques finales .....	118
<b>CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES .....</b>	<b>122</b>
5.1 Description du modèle.....	123
5.1.1 Code utilisé .....	123
5.1.2 Matériaux .....	123
5.1.3 Modèle de base .....	132
5.2 Résultats des simulations.....	139
5.2.2 Validation des résultats.....	139
5.2.3 Principaux résultats .....	141
5.2.4 Empilements reprofilés .....	172
5.3 Remarques finales .....	193
<b>CHAPITRE 6 DISCUSSION, CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>196</b>
6.1 Discussion.....	196
6.2 Conclusion.....	199
6.3 Recommandations .....	200
<b>LISTE DES RÉFÉRENCES .....</b>	<b>202</b>
<b>ANNEXE A .....</b>	<b>219</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Pression d'entrée d'air ( $\Psi_a$ ) approximative pour différents types de sols (tiré d'Aubertin et al., 1998).....	16
Tableau 2.2 Équations des principaux modèles pour la description de la courbe de rétention d'eau à partir de points expérimentaux (tiré de Bussière, 1999) .....	18
Tableau 2.3 Description et valeur des termes utilisés dans le modèle de Kovács modifié (adapté de Aubertin et al., 2003b). .....	20
Tableau 2.4 Liste de certains modèles disponibles pour prédire la courbe de conductivité hydraulique non saturée des sols (adapté de Bussière, 1999 et de Aubertin et Bussière, 2001).....	23
Tableau 2.5 Facteurs influençant l'hydrologie d'une halde à stériles (adapté de Herasymuk, 1996) .....	37
Tableau 3.1 Proportion des stériles provenant de chacune des formations de la mine Goldstrike (BGMI, 1998).....	55
Tableau 3.2 Masse prédite (en tonnes métriques) de stériles produits pour toute la durée de vie de la fosse Betze-Post à la mine Goldstrike (BGMI, 1998). .....	56
Tableau 3.3 Dimensions des zones d'infiltration construites sur les haldes à stériles à la mine Goldstrike. ....	63
Tableau 3.4 Profondeur des sondes TDR et HDS installées sous la zone d'infiltration TP-1. ....	64
Tableau 3.5 Résultats préliminaires des essais d'infiltrations pour le bassin TP-1 (en supposant aucune perte par les digues). ....	66
Tableau 3.6 Résultats préliminaires des essais d'infiltrations pour le bassin TP-2 (en supposant aucune perte par les digues). ....	66
Tableau 3.7 Mesures prises dans le bac d'évaporation pendant les essais d'infiltration. ....	67
Tableau 3.8 Constantes de calibration (A, B, C) utilisées pour les sondes TDR dans le matériau du empilement de lixiviation et dans les stériles. ....	70

Tableau 3.9 Données permettant d'estimer la vitesse de déplacement du front de mouillage dans les stériles sous la zone d'infiltration TP-1.....	75
Tableau 3.10 Description visuelle du profil du sol excavé sous la zone d'infiltration TP-2, 72 heures après le début de l'essai (des photos des différents horizons de sol sont disponibles dans le CD-ROM à l'annexe A (fichier « tranchée.doc » dans le dossier « Terrain »)).....	79
Tableau 3.11 Données mesurées par le nucléo-densimètre lors de l'excavation de la tranchée sous la zone d'infiltration TP-1. ....	80
Tableau 3.12 Résultats obtenus par Knight-Piesold pour les essais d'infiltromètre à pression. ....	84
Tableau 3.13 Pression d'entrée d'air mesurée pour différents matériaux de la mine Goldstrike. ....	85
Tableau 3.14 Résultats des mesures prises avec le nucléo-densimètre à différents endroits sur les haldes à stériles de la mine Goldstrike. ....	87
Tableau 3.15 Données moyennes des résultats obtenus lors de la campagne de mesure au nucléo-densimètre sur les haldes à stériles de la mine Goldstrike (en faisant abstraction des sites TP-1, TP-2, TCS-1A et TCS-1B) .....	88
Tableau 3.16 Liste des échantillons récupérés à la mine Goldstrike. ....	90
Tableau 4.1 Paramètres des courbes granulométriques ( $D_{10}$ , $D_{30}$ , $D_{60}$ , $C_u$ , $C_c$ ) des matériaux provenant de la mine Goldstrike.....	97
Tableau 4.2 Classification USCS des stériles provenant de la mine Goldstrike selon le diamètre de coupure de la granulométrie. ....	98
Tableau 4.3 Densité relative des grains ayant un diamètre inférieur à 5 mm pour les trois matériaux provenant de la mine Goldstrike. ....	100
Tableau 4.4 Densité relative apparente ( $D_{r2}$ ) pour le PAG et le Non-PAG.....	101
Tableau 4.5 Densité relative des grains ( $D_r$ ) pour l'ensemble de la courbe granulométrique pour les trois matériaux étudiés. ....	102
Tableau 4.6 Résultats obtenus lors des essais de conductivité hydraulique effectués sur les trois matériaux de la mine Goldstrike à l'aide de cellules à parois flexibles (toutes les valeurs sont ajustées pour une eau ayant une température de 20°C).....	108

Tableau 4.7 Résultats des essais de détermination de la conductivité hydraulique à l'aide des colonnes de grand diamètre.....	113
Tableau 5.1 Valeurs des paramètres $\alpha_{VG}$ , $m_{VG}$ et $n_{VG}$ du modèle de définition de la courbe de rétention d'eau de Van Genuchten obtenus à l'aide du logiciel RETC pour les trois matériaux étudiés (PAG, Non-PAG, Carlin). .....	126
Tableau 5.2 Paramètres introduits dans le modèle de Kovàcs modifié pour obtenir les CRE des stériles (PAG et Non-PAG).....	130
Tableau 5.3 Pressions d'entrée d'air (AEV) et d'entrée d'eau (WEV) des matériaux modélisés dans les simulations numériques. ....	142
Tableau 5.4 Caractéristiques des simulations étudiées. ....	143

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Schématisation d'un volume élémentaire de sol (tirée de Bussière, 1999). ....	10
Figure 2.2	Courbes de rétention d'eau schématisées pour un sable et un silt (tiré de Aubertin et al., 1995).....	14
Figure 2.3	Courbes schématisées de perméabilité en fonction de la succion pour un sable et un silt (tiré d'Aubertin et al., 1995).....	22
Figure 2.4	Classification des types de haldes à stériles selon la méthode d'empilement et la configuration (adapté de Herasymuk, 1996). .....	27
Figure 2.5	Représentation schématique des réactions de génération et de transport d'eaux de drainage minier acide dans une halde à stériles (tiré de Ritchie, 1994). .....	31
Figure 2.6	Alternance de couches dans les haldes à stériles causée par la machinerie et ségrégation due à la méthode de déposition (tiré de Aubertin et al., 2002b). .....	34
Figure 2.7	Schéma montrant la ségrégation et la création de couches irrégulières de matériaux grossiers et fins dans une halde à stériles (tiré de Swanson et al., 2000).....	34
Figure 2.8	Schéma des composantes de l'infiltration totale (Swanson et al., 2000). .....	38
Figure 2.9	Temps de réponse et de résidence selon le taux d'infiltration pour un cas étudié par Noël et Ritchie (1999). ....	39
Figure 2.10	Schématisation d'orientations possibles des particules grossières dans un sol (tiré de Yazdani, 1995). ....	40
Figure 2.11	Teneur en eau volumique dans une halde à stériles selon la profondeur pour deux cas simulés (tiré de Noël et Ritchie, 1999). .....	44
Figure 2.12	Nappes phréatiques perchées développées dans une halde à stériles hétérogène construite en terrasses (tirée de Smith et al., 1995). ....	45
Figure 2.13	Schéma des mouvements de convection de l'air dans une halde à stériles (tirée de Lamontagne et al., 2000). ....	46

Figure 2.14 Courbes de rétention d'eau pour des sols ayant des quantités variables de particules grossières (adaptée de Yazdani et al., 2000).....	52
Figure 3.1 Localisation approximative de la mine Goldstrike au Nevada (Etats-Unis). .....	54
Figure 3.2 Vue en plan des haldes à stériles de la mine Goldstrike (été 2001). Équidistance des courbes : approx. 3 m (10').....	57
Figure 3.3 Camion de halage qui s'apprête à décharger sur une pente d'une hauteur de 50 pieds (15 mètres). .....	58
Figure 3.4 Ségrégation qui se retrouve le long d'une pente à la mine Goldstrike (le bloc encerclé a une hauteur d'environ 1,8 m). .....	59
Figure 3.5 Classement latéral dans les haldes à stériles de la mine Goldstrike ..	60
Figure 3.6 Exemple des propriétés différentes des matériaux qui se retrouvent dans les haldes à stériles .....	61
Figure 3.7 Schéma idéalisé des bassins d'infiltration. .....	63
Figure 3.8 Sondes TDR et HDS installées dans les stériles sous la zone d'infiltration TP-1 (mine Goldstrike). .....	65
Figure 3.9 Bassin TP-1 rempli (avec la fluoricine dans l'eau). .....	67
Figure 3.10 Profil de succion ( $\psi$ ) en fonction du temps obtenu par les sondes HDS suite à l'essai d'infiltration dans la zone TP-1.....	71
Figure 3.11 Profil de teneur en eau volumique ( $\theta$ ) en fonction du temps obtenu par les sondes TDR suite à l'essai d'infiltration dans la zone TP-1.....	71
Figure 3.12 Évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la succion mesurée à quatre profondeurs données pendant l'essai d'infiltration. .....	73
Figure 3.13 Courbes de saturation (teneur en eau volumique ( $\theta$ ) en fonction de la succion ( $\psi$ )) pour quatre profondeurs mesurées lors de l'essai d'infiltration sur le site TP-1.....	74
Figure 3.14 Courbes de désaturation (teneur en eau volumique ( $\theta$ ) en fonction de la succion ( $\psi$ )) pour quatre profondeurs données lors de l'essai d'infiltration sur le site TP-1.....	75

Figure 3.15 Vitesse de déplacement du front de mouillage en fonction de la profondeur tel que capté par les sondes HDS lors de l'essai d'infiltration à la zone TP-1 (données du tableau 3.9) .....	77
Figure 3.16 Schématisation de l'infiltration d'un fluide dans un milieu poreux (Dingman, 1994).....	78
Figure 3.17 Évolution de la densité ( $\gamma$ ) en fonction de la profondeur (z) à l'aide des données mesurées au nucléo-densimètre dans la tranchée sous la zone d'infiltration TP-2.....	81
Figure 3.18 Schématisation d'un perméamètre à entrée d'air (tiré de Bouwer, 1995). .....	82
Figure 3.19 Conductivité hydraulique des zones d'infiltration mesurées à l'aide d'un perméamètre à pression selon différentes valeurs de la pression d'entrée d'air.....	85
Figure 4.1 Courbes granulométriques des matériaux échantillonnés à la mine Goldstrike. .....	96
Figure 4.2 Courbe de compactage du PAG obtenue à la suite de l'essai Proctor modifié. .....	103
Figure 4.3 Courbe de compactage du Non-PAG obtenue à la suite de l'essai Proctor modifié. .....	103
Figure 4.4 Courbes granulométriques du PAG et du Non-PAG avant et après les essais de compactage (Proctor modifié). .....	104
Figure 4.5 Schéma de la cellule utilisée lors d'un essai de détermination de la conductivité hydraulique à l'aide d'un perméamètre à parois flexibles (adapté de ASTM D 5084). .....	107
Figure 4.6 Comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique saturée prédite à l'aide du modèle de Mbonimpa et al. (2002) et les valeurs mesurées en laboratoire dans des cellules à parois flexibles (paramètre « x » fixé à 2,0).....	110
Figure 4.7 Schéma d'une cellule Tempe utilisée pour déterminer la courbe de rétention d'eau (adapté de Vanapalli, 2003). .....	115

Figure 4.8 Courbes de rétention d'eau du passant 5 mm obtenues pour les trois matériaux de la mine Goldstrike étudiés en laboratoire (PAG, Non-PAG et Carlin) .....	117
Figure 5.1 Courbes de rétention d'eau obtenues expérimentalement et lissées avec RETC, pour les trois matériaux provenant de la mine Goldstrike.....	126
Figure 5.2 Courbes de conductivité hydraulique non saturée pour le PAG, le Non-PAG et le Carlin.....	128
Figure 5.3 Courbes de rétention d'eau obtenues à l'aide du modèle prédictif de Kovàcs modifié et en laboratoire pour le PAG et le Non-PAG. ....	131
Figure 5.4 Cas de base utilisé pour modéliser l'écoulement de l'eau dans la halde à stériles (simulation S-1).....	133
Figure 5.5 Courbes de rétention d'eau du PAG utilisées dans les simulations numériques.....	134
Figure 5.6 Courbes de conductivité hydraulique non saturée du PAG utilisées dans les simulations numériques. ....	134
Figure 5.7 Courbe de rétention d'eau de la couche de drainage. ....	135
Figure 5.8 Courbe de conductivité hydraulique non saturée de la couche de drainage. ....	136
Figure 5.9 Drain de pied (nœud où $u=0$ kPa en rouge) servant à évacuer l'eau du modèle (échelle horizontale en mètres et angle de la pente de 1,5:1,0 (H:V)). .....	137
Figure 5.10 Condition frontière utilisée pour modéliser un cas de précipitations extrêmes sur les haldes à stériles de la mine Goldstrike. ....	138
Figure 5.11 Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique du PAG introduite dans le modèle et les résultats obtenus après l'orage de 72 heures dans la simulation S-1.....	139
Figure 5.12 Comparaison entre la courbe de rétention d'eau du PAG introduite dans le modèle et les résultats obtenus après l'orage de 72 heures dans la simulation S-1.....	140
Figure 5.13 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-1 aux conditions initiales. ....	144

Figure 5.14 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-1 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).....	144
Figure 5.15 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-1 suite à une période de drainage de 14 jours.....	145
Figure 5.16 Suction en fonction de la distance horizontale le long de la pente pour la simulation S-1.....	146
Figure 5.17 Suction à l'interface entre les matériaux compactés et les stériles (PAG) à la surface de la halde, pour la simulation S-1.....	147
Figure 5.18 Degré de saturation à l'interface entre les matériaux compactés et les stériles (PAG) pour la simulation S-1.....	148
Figure 5.19 Géométrie de la simulation S-0.....	149
Figure 5.20 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-0 aux conditions initiales.....	150
Figure 5.21 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-0 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).....	150
Figure 5.22 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-0 suite à une période de drainage de 14 jours.....	151
Figure 5.23 Profil vertical comparant la suction à la crête de la halde ( $x = 43,5 \text{ m}$ ) pour les simulations S-0 et S-1.....	152
Figure 5.24 Profil vertical comparant le degré de saturation à la crête de la halde ( $x = 43,5 \text{ m}$ ) pour les simulations S-0 et S-1.....	153
Figure 5.25 Géométrie de la simulation S-2.....	155
Figure 5.26 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-2 aux conditions initiales.....	155
Figure 5.27 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-2 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).....	156
Figure 5.28 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-2 suite à une période de drainage de 14 jours.....	156
Figure 5.29 Profil vertical comparant la suction à la crête de la halde ( $x = 43,5 \text{ m}$ ) pour les simulations S-2 et S-1.....	157
Figure 5.30 Profil vertical comparant le degré de saturation à la crête de la halde ( $x = 43,5 \text{ m}$ ) pour les simulations S-2 et S-1.....	158

Figure 5.31 Géométrie de la simulation S-3.....	159
Figure 5.32 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-3 aux conditions initiales.....	160
Figure 5.33 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-3 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7}$ m/s).....	160
Figure 5.34 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-3 suite à une période de drainage de 14 jours.....	161
Figure 5.35 Profil vertical comparant la succion près de l'axe des $z$ ( $x = 1,5$ m) pour les simulations S-3 et S-1.....	162
Figure 5.36 Profil vertical comparant le degré de saturation près de l'axe des $z$ ( $x = 1,5$ m) pour les simulations S-3 et S-1.....	163
Figure 5.37 Profil vertical comparant la succion à la crête de la halde ( $x = 43,5$ m) pour les simulations S-3 et S-1.....	163
Figure 5.38 Profil vertical comparant le degré de saturation à la crête de la halde ( $x = 43,5$ m) pour les simulations S-3 et S-1.....	164
Figure 5.39 Évolution de la succion dans le stériles (PAG) à 0,25 m sous la couche compactée pour les simulations S-3 et S-1 après l'orage de 72 heures.....	165
Figure 5.40 Évolution du degré de saturation dans les stériles (PAG) à 0,25 m sous la couche compactée pour les simulations S-3 et S-1 après l'orage de 72 heures.....	166
Figure 5.41 Géométrie de la simulation S-4.....	168
Figure 5.42 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-4 aux conditions initiales.....	169
Figure 5.43 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-4 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7}$ m/s).....	169
Figure 5.44 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-4 suite à une période de drainage de 14 jours.....	170
Figure 5.45 Section de la pente de la simulation S-4 montrant les vecteurs de vitesse d'écoulement de l'eau suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7}$ m/s).....	171

Figure 5.46 Recouvrement proposé pour les haldes à stériles de la mine Goldstrike (simulation S-6-2). Échelle verticale exagérée 2,5:1,0 (H:V).....	173
Figure 5.47 Courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés dans la simulation S-6-2.....	174
Figure 5.48 Courbes de conductivité hydraulique non saturée des matériaux utilisés dans la simulation S-6-2.....	174
Figure 5.49 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-6-2 aux conditions initiales.....	176
Figure 5.50 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-6-2 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7}$ m/s).....	176
Figure 5.51 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-6-2 suite à une période de drainage de 14 jours.....	177
Figure 5.52 Degré de saturation ( $S_r$ ) du Carlin en fonction de la distance horizontale dans la pente à 0,25 m de la surface dans la simulation S-6-2... ..	178
Figure 5.53 Degré de saturation du Carlin et des stériles (PAG) à l'interface entre les deux matériaux dans la pente à la simulation S-6-2.....	179
Figure 5.54 Taux d'infiltration dans les stériles par mètre sur la pente pendant la période de drainage le long de la pente pour les simulations S-1 et S-6-2. ....	180
Figure 5.55 Schématisation d'une couverture à effet de barrière capillaire (adaptée de Aubertin et al., 1995).....	183
Figure 5.56 Couverture SDR placée sur une halde à stériles restaurée (simulation S-7-2).....	184
Figure 5.57 Courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés dans la simulation S-7-2.....	185
Figure 5.58 Courbes de conductivité hydraulique non saturée des matériaux utilisés dans la simulation S-7-2.....	185
Figure 5.59 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-7-2 aux conditions initiales.....	187
Figure 5.60 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-7-2 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7}$ m/s).....	187

Figure 5.61 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-7-2 suite à une période de drainage de 14 jours.....	188
Figure 5.62 Degré de saturation à l'interface entre la couche supérieure de Carlin et la couche de Non-PAG dans la simulation S-7-2.....	189
Figure 5.63 Évolution de la succion en fonction de la profondeur au milieu de la pente d'une halde à stériles restaurée (simulation S-7-2). ....	190
Figure 5.64 Infiltration dans les couches de la couverture dans la pente pendant la période de drainage de 14 jours suivant l'orage de 72 heures (simulation S-7-2) et comparaison avec l'infiltration dans la pente dans le cas de bas (simulation S-1).....	191
Figure 5.65 Emplacement des zones d'infiltration de la simulation S-7-2 définies à la figure 5.64. ....	192

## LISTE DES SYMBOLES, CONSTANTES ET ACRONYMES

A, B, C	Constantes de calibration des sondes TDR
AEP	Perméamètre à entrée d'air (de l'anglais « Air Entry Permeameter »)
AEV	Pression d'entrée d'air (de l'anglais « Air Entry Value »)
$a_c$	Coefficient de lissage du modèle MK
$a_f$	Approximativement le AEV du matériau pour le modèle de Fredlund et Xing [M/LT <sup>2</sup> ]
$a_G$	Constante du modèle de Gardner (1958)
$a_s$	Paramètre du sol du modèle de Gardner (1958)
$b$	Facteur de dimension des pores [L <sup>2</sup> ]
$C_c$	Coefficient de courbure
$C_G$	Constante adimensionnelle du matériau dans le modèle de KCM
$C_u$	Coefficient d'uniformité
$C_\psi$	Fonction de correction du modèle MK
CRE	Courbe de rétention d'eau
$C(\psi)$	Facteur de correction qui assure que $\theta_w = 0$ lorsque $\psi_o = 10^7$ cm dans les modèles de Fredlund et Xing et MK
$D_{10}$	Diamètre des grains correspondant à 10% passant de la courbe granulométrique [L]
$D_{30}$	Diamètre des grains correspondant à 30% passant de la courbe granulométrique [L]
$D_{60}$	Diamètre des grains correspondant à 60% passant de la courbe granulométrique [L]
$D_H$	Diamètre équivalent [L]

$D_r$	Densité relative des grains
$D_{r1}$	Densité relative des grains ayant un diamètre inférieur à 5 mm
$D_{r2}$	Densité relative des grains ayant un diamètre supérieur à 5 mm
DMA	Drainage minier acide
DRA	Drainage rocheux acide
$d$	Diamètre des grains de sol [L]
$e$	Indice des vides
$G_s$	Densité des grains
$g$	Accélération gravitationnelle [L/T <sup>2</sup> ]
$H_r$	Hauteur du réservoir juste au-dessus du sol avant de fermer la valve d'alimentation dans un essai au perméamètre à entrée d'air [L]
HDS	Sonde à dissipation de chaleur (de l'anglais « Heat Dissipation Sensor »)
$h$	Charge piézométrique ou hydraulique ( $\psi$ + élévation ou $h = p/\gamma_w + z$ ) [L]
$h_c$	Remontée capillaire [L]
$h_{co}$	Valeur de remontée d'eau à une valeur intermédiaire entre $\psi_a$ et $\psi_r$ modèle de Kovács [L]
$I$	Taux d'infiltration de l'eau dans le modèle numérique [L/T]
$I_D$	Indice de densité
$i$	Identification des intervalles sur la courbe $\psi - \theta$ ( $i = 1, 2, \dots, m$ )
$i$	Gradient de la pression hydraulique à un point et un temps donnés
$i_x, i_y, i_z$	Gradient hydraulique dans les directions x, y, z
$j_{cc}$	Numéro de l'intervalle dans le modèle de Fredlund et al. (1994)
KCM	Modèle de Kozeny-Carman modifié

$k$	Conductivité hydraulique [L/T]
$k_{20}$	Conductivité hydraulique normalisée à une température de 20°C [L/T]
$k_{ave}$ ou $k_{moy}$	Conductivité hydraulique moyenne [L/T]
$k_{ij}$	Conductivité hydraulique pour la loi généralisée de Darcy [L/T]
$k_{pred}$	Conductivité hydraulique prédite [L/T]
$k_r$	Conductivité hydraulique relative du matériau [L/T]
$k_{rel}$	Conductivité hydraulique relative du modèle de Gardner (1958) [L/T]
$k_s$ ou $k_{sat}$	Conductivité hydraulique à saturation [L/T]
$k_u$	Conductivité hydraulique non saturée [L/T]
$k_x, k_y, k_z$	Conductivité hydraulique dans les directions x, y, z [L/T]
$k_\psi$	Conductivité hydraulique en fonction de la succion matricielle ( $\psi$ ) [L/T]
$L$	Longueur [L]
$L_f$	Profondeur du front de mouillage lors d'un essai avec un perméamètre à entrée d'air [L]
$\ell$	Paramètre de connexion des pores tenant compte de la tortuosité
$M_a$	Masse du pycnomètre vide [M]
$M_b$	Masse du pycnomètre rempli d'eau [M]
$M_e$	Masse d'un échantillon saturé pesé dans l'eau [M]
$M_s$	Masse sèche d'un échantillon [M]
MK	Modèle de Kovács modifié
$m$	Facteur de forme tenant compte de la forme de la courbe de distribution des pores pour le modèle MK

$m_f$	Paramètre de contrôle de la teneur en eau résiduelle pour le modèle de Fredlund et Xing
$m_v$	Paramètre mathématique des modèles de Burdine et Mualem
$m_{VG}$	Constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten
N	Nombre total d'intervalles calculé entre la teneur en eau volumique à saturation et la teneur en eau volumique nulle (modèle de Fredlund et al., 1994)
Non-PAG	Stériles non générateurs de drainage minier acide
n	Porosité [ $L^3/L^3$ ]
$n_f$	Paramètre de contrôle de la pente pour le modèle de Fredlund et Xing
$n_G$	Constante du modèle de Gardner (1958)
$n_v$	Paramètre mathématique des modèles de Burdine et Mualem
$n_{VG}$	Constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten
P	Fraction de particules passant le tamis 5 mm
$P_a$	Pression d'entrée d'air tel que définie par Bouwer (1995) [L]
$P_w$	Pression d'entrée d'air tel que définie par Bouwer (1995) [L]
PA	Potentiel de production d'acide d'un résidu minier (kg/T $CaCO_3$ )
PAG	Stériles potentiellement générateurs de drainage minier acide
PN	Potentiel de neutralisation d'acide d'un résidu minier (kg/T $CaCO_3$ )
q	Débit spécifique vertical de l'eau dans le sol [ $L^3/L^2T]=[L/T]$
$q_x, q_y, q_z$	Débit spécifique dans les directions x,y,z [ $L^3/L^2T]=[L/T]$
R	Fraction de particules retenues sur le tamis de 5 mm
r	Rayon du tube [L]
$r_r$	Rayon du réservoir du perméamètre à entrée d'air [L]

$r_c$	Rayon du tube d'alimentation du perméamètre à entrée d'air [L]
$S_a$	Degré de saturation, composante de force d'adhésion modèle de Kovács et MK
$S_c$	Degré de saturation, composante de force capillaire modèle de Kovács et MK
$S_e$	Degré de saturation effectif
$S_r$	Degré de saturation
SDR	Couverture de drainage et d'évaporation (de l'anglais « Store, divert, release »)
$T_s$	Tension de surface liquide-vapeur ( $T_s \approx 72.8$ dynes/cm à 20°C) [M/T <sup>2</sup> ]
TCS	Matériau de recouvrement Carlin
TDR ou RDT	Time Domain Reflectometry ou réflectométrie dans le domaine du temps
$t$	Temps [T]
$u$	Pression utilisée dans l'équation de Bernoulli [M/LT <sup>2</sup> ]
$u_a$	Pression de l'air dans les pores [M/LT <sup>2</sup> ]
$u_w$	Pression de l'eau dans les pores [M/LT <sup>2</sup> ]
$V_t$	Volume total d'un échantillon de sol [L <sup>3</sup> ]
$V_w$	Volume d'eau dans les pores d'un échantillon de sol [L <sup>3</sup> ]
WEV	Pression d'entrée d'eau (de l'anglais « Water Entry Value »)
$w$	Teneur en eau massique [M/M]
$W_{opt}$	Teneur en eau optimale (essai Proctor modifié)
$x$	Distance horizontale [L]
$x$	Valeur mesurée par les sondes TDR
$x$	Paramètre de matériau dans le modèle KCM
$z$	Distance dans la direction de l'écoulement ou profondeur du sol [L]

$z_c$	Profondeur des capteurs installés sur le terrain
$\alpha_{VG}$	Constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten associé au AEV du matériau par la relation $\psi_a = 1/\alpha_{VG}$
$\gamma$	Poids volumique d'un sol [M/L <sup>2</sup> T <sup>2</sup> ]
$\gamma_d$	Poids volumique sec d'un sol [M/L <sup>2</sup> T <sup>2</sup> ]
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 9.7896$ kN/m <sup>3</sup> à 20°C) [M/L <sup>2</sup> T <sup>2</sup> ]
$\Delta H$	Changement d'enthalpie (kJ/mol)
$\Delta I / \Delta t$	Taux d'infiltration de l'eau dans le sol [L/T]
$\Delta q$	Changement de débit [L/T]
$\Delta x, \Delta y, \Delta z$	Variation de distance dans les directions x, y et z [L]
$\Delta z_c$	Distance entre les capteurs installés sur le terrain [L]
$\Delta z_c / \Delta t$	Vitesse estimée du front de mouillage lors des essais d'infiltration [L/T]
$\delta$	Paramètre mathématique du modèle de Mualem (1986). Valeur variable de 2 à 4
$\delta H_r / \delta t$	Taux de changement de la hauteur du réservoir au-dessus du sol juste avant de fermer la valve d'alimentation dans l'essai au perméamètre à entrée d'air [L/T]
$\delta h$	Variation de pression $h = z + \psi$ (valeur négative dans le sens de l'écoulement et z correspond à l'élévation) [L]
$\delta x, \delta y, \delta z$	Distance [L]
$\delta h / \delta x$	Composante du gradient hydraulique dans la direction x [L/L]
$\delta h / \delta y$	Composante du gradient hydraulique dans la direction y [L/L]
$\delta h / \delta z$	Composante du gradient hydraulique dans la direction z [L/L]
$\delta t$	Intervalle de temps [T]
$\delta \theta$	Variation de la teneur en eau volumique [L <sup>3</sup> /L <sup>3</sup> ]

$\delta\psi$	Variation de la succion [M/LT <sup>2</sup> ]
$\lambda_{bc}$	Facteur de distribution des pores qui affecte la pente de la courbe de rétention d'eau du modèle de Brooks et Corey
$\mu_w$	Viscosité de l'eau ( $10^{-3}$ Pa • s à 20°C) [M/LT]
$(\rho_d)_{opt}$	Masse volumique sèche optimale (essai Proctor modifié) [M/L <sup>3</sup> ]
$\rho_s$	Masse volumique des particules solides [M/L <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau (998 kg/m <sup>3</sup> à 20°C) [M/L <sup>3</sup> ]
$\theta$	Teneur en eau volumique [L <sup>3</sup> /L <sup>3</sup> ]
$\theta_e$	Teneur en eau réduite ou effective [L <sup>3</sup> /L <sup>3</sup> ]
$\theta_r$	Teneur en eau résiduelle ou d'adhésion [L <sup>3</sup> /L <sup>3</sup> ]
$\theta_s$	Teneur en eau volumique à saturation en drainage [L <sup>3</sup> /L <sup>3</sup> ]
$\psi$	Succion matricielle ou pression négative [M/LT <sup>2</sup> ]
$\psi_0$	Paramètre du modèle MK ( $10^7$ cm)
$\psi_a$	Pression d'entrée d'air [M/LT <sup>2</sup> ]
$\psi_n$	Succion de normalisation pour le modèle MK (correspond à 1 cm)
$\psi_r$	Succion correspondant à la teneur en eau résiduelle [M/LT <sup>2</sup> ]
$\psi_s$	Succion à saturation [M/LT <sup>2</sup> ]
$\psi_w$	Pression d'entrée d'eau [M/LT <sup>2</sup> ]

## **LISTE DES ANNEXES**

Annexe A : CD-ROM contenant les données de terrain, de laboratoire et des simulations numériques.....	219
---	-----

## CHAPITRE 1

### INTRODUCTION

#### 1.1 Généralités

Dans les régions où l'industrie minière est présente, il est nécessaire de tenir compte de l'effet que les mines ont sur l'environnement car celles-ci peuvent affecter le milieu les entourant en produisant nombre de rejets solides, liquides et gazeux. Les principaux rejets solides qui sont produits peuvent être séparés en deux catégories : les rejets de concentrateur et les roches stériles. Les premiers sont le résultat du processus de concentration du minerai et se retrouvent habituellement sous la forme d'une pulpe entreposée à la surface dans des parcs à résidus. Les deuxièmes sont des roches n'ayant pas de valeur économique et qui doivent être extraites du sous-sol pour avoir accès au minerai. La plupart du temps, elles sont stockées à la surface dans des empilements appelés haldes à stériles. Dans les mines souterraines, il arrive aussi qu'elles soient déchargées dans des chantiers désaffectés. Si les roches stériles formant les haldes contiennent des sulfures, il est possible qu'il y ait génération d'eaux de drainage minier acides (DMA) lorsque les minéraux sulfureux s'oxydent. Il est alors nécessaire de bien comprendre l'écoulement de l'eau au travers des stériles contrôler l'infiltration dans les stériles et ainsi minimiser la production du DMA.

#### 1.2 Les haldes à stériles

Tel que mentionné ci haut, les stériles miniers sont la plupart du temps entreposés à la surface sous forme d'empilements nommés haldes à stériles qui peuvent atteindre des dimensions impressionnantes. La superficie de ces structures couvre souvent plusieurs dizaines d'hectares et leur hauteur peut être supérieure à 100 mètres. Les roches stériles sont des matériaux étalés contenant des blocs ayant un diamètre supérieur à un mètre jusqu'à des particules de taille argileuse. La présence de ces matériaux hétérogènes ainsi que la grande taille des structures d'entreposage cause certains problèmes. En premier lieu, la grande variabilité dans la taille des particules

ainsi que la méthode de déposition (habituellement par la crête d'un banc) cause une ségrégation qui permet alors le développement de chemins préférentiels d'écoulement où un volume important d'eau peut s'infiltrer et s'écouler à l'intérieur d'une halde. De plus, les empilements de stériles sont habituellement non saturés. Il y a alors une proportion importante d'oxygène disponible dans les pores entre les particules solides de stériles. La combinaison de ces deux facteurs (écoulement de l'eau et présence d'oxygène) peut jouer un rôle (positif ou négatif) dans le développement du drainage minier acide à l'intérieur des haldes.

### **1.3 Le projet de recherche**

La compréhension de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des haldes à stériles est primordiale pour permettre de limiter le développement potentiel du DMA à l'intérieur de ces structures. Ce projet porte sur l'étude des propriétés des stériles miniers et sur l'écoulement de l'eau à l'intérieur des haldes à stériles. L'objectif est d'améliorer la connaissance des propriétés et du comportement de ces matériaux pour favoriser une meilleure caractérisation sur le terrain et en laboratoire et aussi pour permettre de développer des modèles qui se rapprochent de la réalité. Le projet a été réalisé en partenariat avec la mine Goldstrike de la compagnie Barrick Gold Corporation située près d'Elko au Nevada. Une campagne de terrain comprenant des essais d'infiltration ainsi que la collecte d'échantillons a été organisée sur le site. Par la suite, certaines propriétés hydrauliques et géotechniques ont été déterminées en laboratoire. Finalement, des simulations numériques de haldes à stériles inspirées des géométries des empilements de la mine Goldstrike ont été complétées pour mieux comprendre l'écoulement de l'eau à grande échelle dans les stériles miniers.

La démarche suivie dans le mémoire est la suivante. Après l'introduction, on présente au chapitre 2 une revue bibliographique portant sur le drainage minier acide, sur l'écoulement en milieu non saturé et sur les particularités des haldes à stériles. Le chapitre 3 présente un résumé de la campagne d'essais de terrain effectuée à la mine Goldstrike, avec les principaux résultats et une analyse de ces derniers. Les essais de laboratoire sont présentés au chapitre 4. Ensuite, les résultats et analyses des

modélisations numériques sont présentés et discutés au chapitre 5. Ce mémoire se termine par une discussion, une conclusion et des recommandations (chapitre 6).

Cette étude a permis de mieux comprendre certaines propriétés des stériles en étudiant un cas particulier. L'amélioration des connaissances dans ce domaine devrait permettre de mieux évaluer les propriétés en laboratoire et sur le terrain et aussi de développer des modèles numériques plus représentatifs de la réalité.

## CHAPITRE 2

# PROBLÉMATIQUE ET ÉTAT DES CONNAISSANCES

Pour accéder au minerai, les opérations minières doivent habituellement extraire de la roche n'ayant pas de valeur économique : la roche stérile. La méthode de déposition la plus commune pour ces rejets miniers est la création d'empilements volumineux, particulièrement dans les mines à ciel ouvert. Ces structures, nommées haldes à stériles, sont habituellement situées au-dessus de la nappe phréatique, et l'écoulement de l'eau se fait en conditions dites non saturées. Lorsque les minéraux composant la halde contiennent des minéraux sulfureux, la circulation d'oxygène et d'eau dans les pores de l'empilement favorise l'oxydation des stériles, ce qui peut causer du drainage minier acide.

Ce chapitre est une revue de littérature sur les haldes à stériles. Pour étudier ces structures, il est d'abord nécessaire de bien comprendre le phénomène du drainage minier acide ainsi que celui de l'écoulement de l'eau dans des matériaux non saturés.

### 2.1 Le drainage minier acide

Le drainage minier acide (DMA) peut devenir la source primaire de contamination qui affecte les écosystèmes adjacents aux sites miniers. Ce problème résulte de l'oxydation des minéraux sulfureux, situés à faible profondeur, au-dessus de la nappe phréatique (Aubertin et al., 2002a). Trois éléments sont nécessaires à la production d'eaux acides :

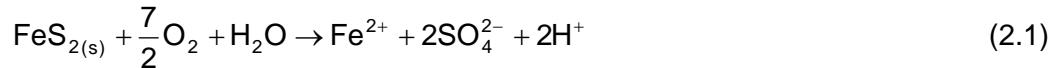
- L'eau;
- L'oxygène;
- Des minéraux sulfureux.

Le processus est amorcé par une oxydation des minéraux sulfureux qui mène à la génération d'eaux acides et à la libération de sulfates et de métaux lourds en solution dans les eaux de résurgence. Le DMA est donc une source de contamination à plusieurs facettes, les principales étant (Gray, 1997) :

- Production d'eaux acides;
- Solubilisation de métaux lourds dans l'eau;
- Présence de particules suspendues dans l'eau;
- Salinisation des eaux.

Un autre paramètre affectant la qualité du drainage est la capacité tampon du milieu récepteur. La formation de drainage minier acide entraîne deux principaux problèmes, soit celui d'un pH trop bas pour favoriser la vie aquatique et celui de la contamination de l'eau par les métaux (Bussière, 1999).

L'acidification de l'eau se produit habituellement par l'oxydation des sulfures de fer, particulièrement la pyrite ( $\text{FeS}_2$ ) et la pyrrhotite ( $\text{FeS}$ ). Cette réaction produit des ions  $\text{H}^+$  et des sulfates ( $\text{SO}_4^{2-}$ ). Le taux de production du DMA devient encore plus important lorsque le milieu est acide (pH entre 3 et 4). Les équations simplifiées d'oxydation de la pyrite sont écrites ci-dessous (Kleinman et al., 1981) :



La réaction 2.1 est la réaction d'oxydation de la pyrite et se déroule à un pH neutre (environ 7). Au fur et à mesure que cette réaction se produit, le pH de la solution diminue (causé par l'augmentation de la concentration d'ions  $\text{H}^+$ ). Si le pH descend suffisamment bas (soit 3,5 à 4,0), la réaction 2.4 intervient pour produire encore

davantage d'acide (1 mole de pyrite produit 16 moles d'ions  $H^+$ ). Les réactions d'oxydation de la pyrite sont fortement exothermiques. En fait, les quatre réactions ci-dessus causent un changement d'enthalpie ( $\Delta H$ ) d'environ 1500 kJ/mol de pyrite oxydée (Ritchie, 1994). Les réactions 2.1 à 2.4 sont une simplification des réactions réelles menant à la génération de DMA.

Plusieurs facteurs externes favorisent la formation de DMA. Notons les bactéries comme le *thiobacillus ferrooxydans* qui peuvent accélérer la cinétique de certaines réactions. Cette bactérie est un catalyseur pour les réactions 2.2 et 2.4 en intensifiant l'oxydation du fer. Elle peut également accélérer la réaction 2.1 en amplifiant l'oxydation du soufre. Elle prolifère mieux dans les milieux acides qui ont un pH égal ou inférieur à 3,5. D'autres facteurs peuvent également influencer le taux de production de drainage minier acide incluant (Aubertin et al., 2002a) :

- La température ambiante;
- La formation de minéraux secondaires;
- Le type et l'abondance des minéraux sulfureux présents;
- La disponibilité de l'oxygène;
- La taille des particules de résidus miniers;
- Le pH original de l'eau de percolation présente dans le milieu.

La formation de drainage minier acide peut être limitée par la présence de substances neutralisantes dans le milieu. Les carbonates comme la calcite ( $CaCO_3$ ) et la dolomite ( $CaMg(CO_3)_2$ ) sont les principaux neutralisants naturels des acides produits par les minéraux sulfureux. Les silicates peuvent aussi limiter la production de DMA. Le principal avantage des carbonates est de réagir rapidement avec le milieu, permettant ainsi une neutralisation à court terme; alors que les silicates contribuent surtout à neutraliser l'eau acide à long terme (St-Arnaud, 1991; Sherlock et al., 1995).

Pour inhiber les réactions génératrices de DMA, il est nécessaire d'exclure un ou plusieurs éléments des réactions d'oxydation présentées ci haut (équations 2.1 à 2.4). Comme cité précédemment, ces principaux éléments sont les minéraux sulfureux,

l'eau et l'oxygène. Les différentes méthodes pouvant être utilisées pour minimiser ou éliminer le DMA sont (SRK, 1989) :

- Enlèvement ou isolement des sulfures;
- Exclusion de l'eau;
- Exclusion de l'oxygène;
- Contrôle du pH;
- Contrôle de l'action bactérienne.

Présentement, les deux méthodes qui semblent offrir la plus grande efficacité sont l'exclusion de l'eau ou de l'oxygène. Pour ce faire, il est nécessaire d'utiliser des recouvrements qui permettent de limiter le passage de l'un ou de l'autre de ces fluides. Les couvertures composées d'une alternance de couches de sol ayant des propriétés différentes sont la solution qui semble être la plus viable à long terme. Ces couvertures, connues sous le nom de couverture à effet de barrière capillaire (CEBC), fonctionnent selon la théorie des sols non saturés. En effet, en plaçant deux sols ayant des propriétés hydrogéotechniques différentes l'un sur l'autre, il est possible de créer des situations qui limitent ainsi le flux de l'oxygène ou de l'eau (Aubertin et al., 2002a). La section suivante explique plus en détail la théorie des sols non saturés.

## 2.2 Théorie des sols non saturés

Un sol non saturé est considéré comme un système triphasique, c'est-à-dire qu'il comporte des phases solide, gazeuse et liquide qui sont habituellement composées respectivement de sol (solide), d'air (gazeuse) et d'eau (liquide). On pourrait aussi considérer que c'est un système à quatre phases. En effet, on retrouve une membrane produite par la tension capillaire à l'interface entre l'air et l'eau. Cette phase peut être ignorée et prise en compte dans la phase aqueuse sans introduire d'erreur significative dans les calculs (Fredlund et Rahardjo, 1993).

La conductivité hydraulique saturée et la teneur en eau volumique sont probablement les façons les plus utilisées pour caractériser l'écoulement dans les matériaux poreux. Ces propriétés caractéristiques peuvent varier selon des paramètres du sol tels la

densité, l'indice des vides, la composition minéralogique et la granulométrie (Mbonimpa et al., 2000). Un sol peut être saturé ou non saturé. Dans le premier cas, les pores sont complètement emplis d'eau (degré de saturation ( $S_r$ ) de 100%). Dans des conditions non saturées, une partie du volume des pores est occupé par d'autres fluides que l'eau, habituellement de l'air ou un autre gaz. Dans ce cas, le transfert de l'humidité est essentiellement contrôlé par le développement de la succion au sein du sol. Ce développement est lié soit (Abdallah et al., 2000) :

- À la diminution de la quantité d'eau dans le sol qui peut se faire par évaporation ou par drainage;
- À l'augmentation de la teneur en eau volumique par infiltration ou par sorption.

Dans ce qui suit, on explique brièvement la théorie de l'écoulement des fluides dans les sols non saturés. L'étude de ces mécanismes d'écoulement est importante dans la gestion des résidus miniers. En premier lieu, la plupart des empilements de stériles miniers et des parcs de résidus sont complètement ou partiellement non saturés. De plus, certaines méthodes de restauration des sites miniers utilisent les propriétés non saturées des matériaux; par exemple, pour créer des couvertures avec effet de barrière capillaire (Aubertin et al., 2002a).

### 2.2.1 Écoulement de l'eau dans des milieux poreux non saturés.

La charge hydraulique ( $h$ ) en un point permet de connaître la quantité d'énergie disponible par unité de masse du fluide à un endroit dans l'espace cartésien ( $x, y, z$ ). On peut calculer sa valeur en tout point selon la fonction scalaire suivante connue sous le nom d'équation de Bernoulli :

$$h(x, y, z) = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (2.5)$$

où  $z$  correspond à l'élévation du point de mesure (m),  $u$  la pression d'eau (kPa),  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau ( $9,8 \text{ kN/m}^3$ ),  $v$  la vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) et  $g$  l'accélération gravitationnelle ( $9,8 \text{ m/s}^2$ ). Puisque la vitesse d'écoulement de l'eau souterraine est habituellement très faible, le troisième terme de l'équation 2.5 ( $v^2/2g$ )

est considérée négligeable par rapport aux deux autres et peut être ignorée sans introduire d'erreur significative. Il y aura écoulement du point A au point B si la charge hydraulique au point A ( $h(A)$ ) est plus grande que celle au point B ( $h(B)$ ), si le milieu est assez perméable (avec un fluide de densité uniforme).

Dans un milieu saturé, l'écoulement de l'eau souterraine entre deux points est exprimé par la loi de Darcy :

$$q = -k \times i \quad (2.6)$$

où  $q$  est le débit spécifique (m/s) qui aussi appelé la vitesse de Darcy,  $k$  est la conductivité hydraulique du milieu (m/s) et  $i$  est le gradient hydraulique pour le problème étudié (m/m). Cette dernière variable correspond au rapport du changement de charge hydraulique sur le changement d'élévation entre deux points rapprochés :

$$i = \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{h_A - h_B}{z_A - z_B} \quad (2.7)$$

Lorsque le milieu est anisotrope ou si l'analyse nécessite une étude en trois dimensions, on peut généraliser l'équation de Darcy pour obtenir l'expression suivante :

$$q = \begin{pmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{pmatrix} = -[k_{ij}] \times \begin{pmatrix} i_x \\ i_y \\ i_z \end{pmatrix} \quad (2.8)$$

où  $q_i$  est le débit unitaire dans la direction  $i$ ,  $k_{ij}$  est la conductivité hydraulique dans l'axe  $ij$  et  $i$  est le gradient hydraulique dans la direction  $i$ . Cette généralisation de la loi de Darcy est valide dans les cas d'écoulement pour des milieux poreux saturés. Une équation qui représente l'écoulement de l'eau dans les sols non saturés peut être obtenue en utilisant l'équation de continuité et l'équation généralisée de Darcy (Hillel, 1998). En débutant, il faut définir un volume élémentaire de sol (voir figure 2.1) dont les côtés mesurent respectivement  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  et  $\Delta z$  pour un volume total de  $(\Delta x)(\Delta y)(\Delta z)$ . Dans le volume à la figure ci-dessous, l'écoulement se fait dans la direction  $x$  et le débit considéré est le débit spécifique ( $q$ ).

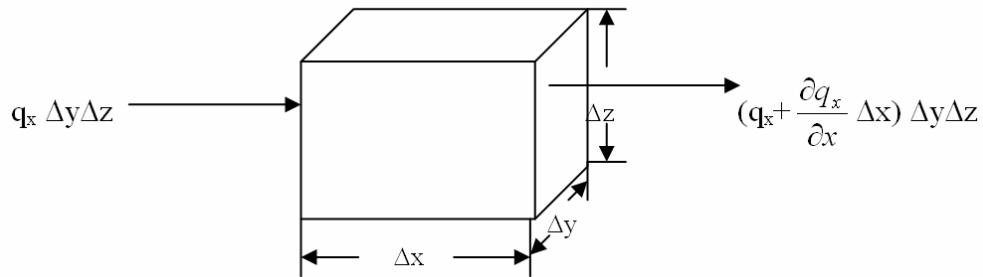


Figure 2.1 Schématisation d'un volume élémentaire de sol (tirée de Bussière, 1999).

En observant la figure 2.1, on peut remarquer que le changement de débit (différence entre le débit entrant et le débit sortant) est égal à :

$$\Delta q_x = q_x \Delta y \Delta z - \left[ q_x + \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \Delta x \right] \Delta y \Delta z \quad (2.9)$$

Si  $\Delta q_x$  est positif, ceci signifie que le débit sortant de l'élément unitaire est moins élevé et que par conséquent, il y a recharge de l'élément unitaire. Similairement, si  $\Delta q_x$  est négatif ceci signifie que le débit sortant de l'élément est supérieur au débit entrant et que l'élément se draine. Ces valeurs sont égales à une variation du volume d'eau dans le volume élémentaire de sol par unité de temps, et peuvent être écrites comme suit :

$$\Delta q = - \left( \frac{\partial q}{\partial x} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (2.10)$$

La recharge peut aussi être écrite si on considère le changement de la teneur en eau volumique ( $\theta = V_w / V_t$ ) dans le temps multiplié par le volume unitaire :

$$\Delta q = \left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (2.11)$$

Si on égalise les équations 2.10 et 2.11, on obtient :

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = - \left( \frac{\partial q}{\partial x} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (2.12a)$$

Ou bien :

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) = - \left( \frac{\partial q}{\partial x} \right) \quad (2.12b)$$

En généralisant pour les trois dimensions de l'espace on obtient l'équation de continuité pour l'écoulement de l'eau dans les sols :

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) = - \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (2.13)$$

où  $q_i$  représente un débit unitaire dans la direction  $i$ .

La loi de Darcy définie aux équations 2.6 et 2.7 permet de calculer le débit spécifique pour chacun des axes en fonction de la conductivité hydraulique du milieu et du gradient hydraulique :

$$q = - \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} + k_y \frac{\partial h}{\partial y} + k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (2.14)$$

Dans la partie située au-dessus de la nappe phréatique, nommée zone vadose, le sol n'est habituellement pas saturé et certaines propriétés sont alors variables. On dit alors que ces matériaux sont partiellement saturés ou en conditions non saturées. Dans ces systèmes, la pression de l'eau ( $u_w$ ) est inférieure à la pression de l'air ( $u_a$ ) (Fredlund et Rahardjo, 1993). La pression ( $u$ ) qui est utilisée dans l'équation de Bernoulli (équation 2.5) se calcule à l'aide de l'équation suivante :

$$u = u_w - u_a \quad (2.15)$$

À la limite supérieure de la nappe phréatique, la pression de l'eau ( $u_w$ ) est égale à la pression atmosphérique ( $u_a$ ), ce qui veut dire que la différence de pression (équation 2.15) est égale à zéro. Sous la nappe phréatique, le milieu est bi-phrasique (sol et eau) car il n'y a pas d'air qui est présent sous forme gazeuse dans les pores du sol. Par contre, il arrive qu'au-dessus de ce point de l'air soit présent. Aussi, la différence de pression dans cette zone est négative ou en succion. Lorsqu'une condition de succion ( $\psi$ ) est présente, la pression d'air ( $u_a$ ) est plus élevée que la pression d'eau ( $u_w$ ). La succion peut être définie comme la valeur absolue de la différence de pression lorsque cette valeur est négative (équation 2.15) et s'écrit selon la relation suivante :

$$\psi = |u| \text{ si } u < 0 \quad (2.16)$$

Ou encore :

$$\psi = |u_w - u_a| = u_a - u_w \text{ si } u_a > u_w \quad (2.17)$$

La valeur définie dans l'expression précédente est la succion matricielle et elle est habituellement exprimée en mètres d'eau (m H<sub>2</sub>O) ou en kilopascals (kPa); où 10 kPa est approximativement égal à 0,98 m H<sub>2</sub>O à 20 °C. On représente usuellement les caractéristiques non saturées d'un sol à l'aide des courbes de rétention d'eau et des courbes de conductivité hydraulique (voir sections 2.2.2 à 2.2.4).

En reprenant l'équation 2.14 et en émettant l'hypothèse que la valeur de la conductivité hydraulique (k) d'un sol est dépendante de la succion (k = k(ψ)), Richards (1931) a développé la loi de Darcy pour les milieux non saturés :

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

Par la suite, cette équation est généralisée de façon à être valide pour tous les types d'écoulements (permanent ou transitoire). Pour ce faire, il est nécessaire d'introduire le principe de continuité tel que décrit à l'équation 2.13 :

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) = - \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] \quad (2.19)$$

En supposant que la succion est mesurée en unités de longueur et que le terme de vitesse est ignoré dans l'équation de Bernoulli, la charge hydraulique est donc la différence entre la succion et l'élévation (h = z - ψ) (Hillel, 1998). En sachant cela, on peut inclure ces valeurs dans l'équation 2.19 pour obtenir :

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) = - \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial x} - \frac{\partial z}{\partial x} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial y} - \frac{\partial z}{\partial y} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} - \frac{\partial z}{\partial z} \right) \right) \right] \quad (2.20)$$

En simplifiant :

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) = - \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k(\psi)}{\partial z} \quad (2.21)$$

C'est cette équation qui définit l'écoulement de l'eau dans les sols non saturés. Elle est connue comme étant *l'équation de Richards*. Elle peut aussi s'exprimer en termes des débits spécifiques et des charges hydrauliques. On l'utilise notamment dans les modèles numériques qui simulent l'écoulement de l'eau (Aubertin et Bussière, 2001).

### 2.2.2 Courbes de rétention d'eau (CRE)

La courbe de rétention d'eau d'un matériau granulaire consiste à exprimer la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) en fonction de la succion ( $\psi$ ) appliquée. Elle représente la capacité d'un sol à retenir une certaine quantité d'eau à une pression négative (ou succion) donnée. Des propriétés des sols non saturés telles la résistance au cisaillement, la conductivité hydraulique et la compressibilité peuvent être reliées à la courbe de rétention d'eau du sol. De plus, elle permet d'obtenir de l'information concernant la remontée capillaire en haut de la nappe phréatique pour les dépôts homogènes (Aubertin et al., 1998). La figure 2.2 montre des courbes de rétention d'eau schématisées pour un silt et un sable. La forme de ces dernières est fonction de la distribution des fluides dans un sol qui elle-même est dépendante de l'historique de mouillage, de la géométrie des pores, de la lithologie et des caractéristiques de mouillage-séchage du sol (Herasymuk, 1996). La courbe de rétention d'eau permet d'obtenir deux paramètres importants :

- La pression d'entrée d'air (AEV de l'anglais « Air Entry Value » ou  $\psi_a$ ) qui correspond à la pression où le degré de saturation n'est plus de 100%. On peut la définir comme étant la pression nécessaire pour vaincre la tension capillaire exercée dans les pores les plus gros et provoquer le début de la désaturation (Aubertin et al., 1995). La façon la plus efficace pour évaluer  $\psi_a$  est de déterminer l'intersection entre les tangentes à la courbe de saturation totale et la courbe de désaturation du sol. Il est également possible d'obtenir une valeur approximative du AEV en posant l'hypothèse qu'il correspond à la succion où la teneur en eau est égale à 90% de la valeur à saturation (Aubertin et al., 1998). La distribution et la quantité de particules dont le diamètre est supérieur à 5 mm a peu d'influence sur cette valeur. Par contre, les grains de

sol ont une grande influence lorsque leur diamètre est moins de 0,2 mm (Yazdani, 1995).

- La pression résiduelle ( $\psi_r$ ) est la valeur de pression où la teneur en eau volumique du sol ( $\theta$ ) atteint la teneur en eau résiduelle ( $\theta_r$ ) aussi connue sous le nom de teneur d'adhésion (Aubertin et al., 1995). À ce point, il ne reste que l'eau qui est retenue à la surface des grains et un peu d'eau retenue par tension capillaire. Pour des succions très élevées (au dessus de 100 000 kPa), la teneur en eau résiduelle ( $\theta_r$ ) s'approche de zéro (Fredlund et Xing, 1994).

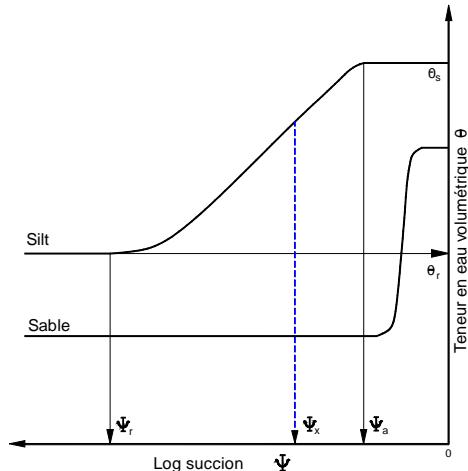


Figure 2.2 Courbes de rétention d'eau schématisées pour un sable et un silt (tiré de Aubertin et al., 1995).

Chaque type de matériau a une courbe de rétention d'eau qui lui est propre. La figure ci-dessus montre que la pression interstitielle varie selon la teneur en eau volumique ou le degré de saturation ( $S_r$ ) du sol.

La forme de la courbe de rétention d'eau dépend en grande partie de la grosseur des pores dans le sol. En effet, lorsque les pores sont plus petits, la tension capillaire est plus élevée et le sol reste saturé à des succions plus fortes. Les pores dans un sol

sont similaires à des tubes capillaires. La remontée capillaire peut être exprimée par l'équation suivante (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w gr} \quad (2.22)$$

où  $h_c$  est la remontée capillaire,  $T_s$  la tension capillaire,  $\rho_w$  la masse volumique de l'eau,  $g$  l'accélération gravitationnelle et  $r$  le rayon du tube capillaire (ou rayon des pores dans ce cas-ci). Les pores dans les sols fins comme les silts et les argiles sont plus petits; ceci explique pourquoi ces derniers peuvent demeurer saturés à des valeurs de succions plus élevées que les matériaux grossiers (Aubertin et al., 1995). On remarque ceci à la figure 2.2, où la teneur en eau volumique du sable commence à décroître à des valeurs de succions moins élevées que celle du silt. La valeur absolue de la pression d'entrée d'air est donc plus élevée pour le silt que pour le sable. Il est donc plus difficile de garder le sable saturé que le silt dans des conditions de succion semblables (Aubertin et al., 1996b).

La valeur de la pression d'entrée d'air serait surtout contrôlée par la fraction fine d'un sol granulaire (Yazdani, 1995; Wilson et al., 2002). Le tableau 2.1 donne la valeur approximative de la pression d'entrée d'air pour différents types de sols et montre que les sols fins ont habituellement une plus grande capacité de retenir l'eau lorsque la succion augmente. Les particules grossières (diamètre supérieur à 5 mm) dans un sol vont surtout avoir tendance à affecter la valeur de la teneur en eau résiduelle ( $\theta_r$ ). La proportion de particules fines dans un sol va aussi affecter la porosité ( $n$ ) et par conséquent la teneur en eau saturée ( $\theta_s$ ) de ce dernier.

Tableau 2.1 Pression d'entrée d'air ( $\psi_a$ ) approximative pour différents types de sols (tiré d'Aubertin et al., 1998).

Type de sol	$\psi_a$ (cm)
Sables grossiers	2 – 10
Sables moyens	10 – 35
Sables fins	35 – 70
Silts	70 – 250
Argiles	250 – ...

### 2.2.3 Détermination de la courbe de rétention d'eau

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer ou estimer la courbe de rétention d'eau d'un sol. On peut évaluer les propriétés de base au laboratoire ou sur le terrain puis effectuer un lissage à l'aide d'un modèle mathématique approprié. Il est aussi possible de prédire cette courbe à l'aide de modèles mathématiques. Cette section présente de l'information sur les méthodes descriptives et prédictives pour la détermination de la courbe de rétention d'eau.

#### Méthodes descriptives

Avant de pouvoir utiliser ces méthodes, il faut obtenir de l'information expérimentale sur le sol étudié. Habituellement, il faut connaître des paires de points  $[\psi, \theta]$  obtenues sur le terrain ou en laboratoire. Ci-dessous, se trouve une liste de certaines méthodes de laboratoire utilisées pour évaluer la courbe de rétention d'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

- Cellule de pression (« Tempe Cell »);
- Plaque drainante;
- Cellule triaxiale;
- Papier filtre;
- Tensiomètres et sondes TDR;

- Psychromètres;
- Essais en colonne.

La teneur en eau volumique et la succion peuvent être évaluées sur le terrain à l'aide d'appareils tels les tensiomètres (qui mesurent la succion) et les sondes TDR (qui mesurent la teneur en eau volumique) (Zhan, 2000). Les mesures obtenues sur le terrain ou en laboratoire sont ponctuelles et il faut ensuite utiliser des modèles de lissage pour obtenir la courbe de rétention d'eau complète. Ces méthodes peuvent être séparées en cinq catégories basées sur la formulation mathématique utilisée (Bussière, 1999) :

- Modèles exponentiels;
- Modèles de loi de puissance;
- Modèles cosinus hyperboliques;
- Modèles polynomiaux;
- Modèles avec fonctions d'erreurs.

Dans ces modèles, les constantes (ou paramètres des matériaux) dépendent principalement des propriétés de base du sol comme la granulométrie et la porosité (Aubertin et al., 1998). Les modèles les plus utilisés sont ceux de Gardner (1958), Brooks et Corey (1964), de van Genuchten (1980) et, de Fredlund et Xing (1994). Les trois premiers sont des modèles de loi de puissance et le dernier est un hybride entre les modèles exponentiels et les modèles de puissance (Leong et Rahardjo, 1997a). Le tableau 2.2, donne les équations des principaux modèles utilisés pour la description de la courbe de rétention d'eau à partir de points expérimentaux.

Tableau 2.2 Équations des principaux modèles pour la description de la courbe de rétention d'eau à partir de points expérimentaux (tiré de Bussière, 1999).

Brooks et Corey (1964)

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left( \frac{\psi_a}{\psi} \right)^{\lambda_{BC}} \quad (2.23)$$

$\theta_e$  = teneur en eau réduite

$\theta$  = teneur en eau volumique

$\theta_s$  = teneur en eau volumique à saturation

$\theta_r$  = teneur en eau volumique résiduelle

$\lambda_{BC}$  = paramètre de lissage de courbe relié à l'agencement des pores

$\psi_a$  = pression d'entrée d'air

$\psi$  = succion

Gardner (1958)

$$\theta_e = \left( \frac{1}{1 + a\psi^{n_G}} \right) \quad (2.24)$$

$a_G$  et  $n_G$  = constante du modèle

van Genuchten (1980)

$$\theta_e = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^m \quad (2.25)$$

$\alpha_{VG}$ ,  $m_{VG}$ ,  $n_{VG}$  = constantes d'ajustement du modèle

Fredlund et Xing (1994)

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[ e + (\psi/a_f)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}} \text{ avec } C(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + (\psi/\psi_r)]}{\ln[1 + (1000000/\psi_r)]} \quad (2.26)$$

$e$  = nombre népérien (2.71828)

$a_f$  = valeur approximative de  $\psi_a$

$n_f$  = paramètre de lissage qui contrôle la pente au point d'infexion de la courbe de rétention d'eau

$m_f$  = paramètre de lissage de courbe (relié à la teneur en eau résiduelle et la fonction de correction

$C(\psi)$

$\psi_r$  = succion pour atteindre la teneur en eau résiduelle

### Méthodes prédictives

Les modèles de prédition de la courbe de rétention d'eau estiment cette dernière en utilisant des paramètres reliés aux propriétés physiques et chimiques du sol telles la granulométrie, la quantité de matière organique, l'état en place du matériau, la capacité d'échange cationique et la minéralogie des argiles. Plusieurs modèles ont été développés dans les dernières années comme, par exemple celui d'Arya et Paris (1981). Le modèle présenté dans ce qui suit a été développé par Aubertin et al. (1998, 2003b) à partir du modèle de Kovàcs (1981).

Ce modèle, nommé Kovàcs modifié, semble donner de bons résultats. Il définit le degré de saturation ( $S_r$ ) selon la succion ( $\psi$ ) à l'aide de deux valeurs : la succion capillaire ( $S_c$ ) qui est causée par la tension de surface qui existe à l'interface eau-air et la succion d'adhésion ( $S_a$ ) qui est causée par la surface de contact et la force d'attraction électrique (Aubertin et al., 1998). La succion capillaire contribue à la courbe de rétention d'eau lorsque la succion est peu élevée tandis que la succion d'adhésion contribue à la courbe de rétention d'eau lorsque la succion est élevée (Mbonimpa et al., 2000). Le premier terme dépend principalement du diamètre et de la grosseur des pores tandis que le second terme est associé à la pellicule d'eau qui recouvre la surface des grains. Les deux termes sont fonctions des propriétés de base du sol comme la grosseur des particules, un coefficient de forme des particules et la porosité du sol. Les équations ci-dessous présentent le modèle de Kovàcs modifié (Aubertin et al., 2003b) :

$$S_r = S_c + S_a^* (1 - S_c) \quad (2.27)$$

$$S_c = 1 - \left[ \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right]^m \exp \left[ -m \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \quad (2.28)$$

$$S_a = a C_\psi \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3} (\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad (2.29)$$

$$S_a^* = 1 - \langle 1 - S_a \rangle \quad (2.30)$$

Tableau 2.3 Description et valeur des termes utilisés dans le modèle de Kovàcs modifié (adapté de Aubertin et al., 2003b).

Terme	Valeur	Description	Unités
$h_{co}$	$h_{co} = \frac{b}{eD_{10}}$	Hauteur moyenne de la remontée capillaire.	cm
$b$	$b = \frac{0,75}{1,17 \log(C_u) + 1}$	Facteur de dimension des pores	cm <sup>2</sup>
$C_u$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	Coefficient d'uniformité	Sans unités
$m$	$m = \frac{1}{C_u}$	Coefficient de forme	Sans unités
$a$	0,01	Coefficient de lissage	Sans unités
$C_\psi$	$C_\psi = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_0/\psi_r)}$	Fonction de correction	Sans unités
$\psi_r$	$\psi_r = \frac{0,42}{(eD_H)^{1,26}}$	Teneur en eau résiduelle	cm
$D_H$	$D_H = [1 + 1,17 \log(C_u)]D_{10}$	Diamètre équivalent	cm
$\psi_n$	1	Paramètre d'ajustement des unités	cm
$\psi_0$	$10^7$	Paramètre d'ajustement du modèle	Cm
$\psi$	Variable	Succion appliquée au sol	cm
$e$	Variable selon le sol	Indice des vides	Sans unités
$D_{10}$	Variable selon le sol	Diamètre correspondant au 10% passant dans la granulométrie	cm
$D_{60}$	Variable selon le sol	Diamètre correspondant au 60% passant dans la granulométrie	cm

Les crochets utilisés dans l'équation 2.30 sont des crochets de Macauley. Leur signification est la suivante :

$$\langle x \rangle = \frac{1}{2} (x + |x|) \quad (2.31)$$

Donc, si  $x \geq 0$  alors  $\langle x \rangle = x$

si  $x \leq 0$  alors  $\langle x \rangle = 0$

Les crochets de Macauley servent à éliminer les valeurs négatives dans les équations et assurent dans ce cas-ci que la teneur en eau d'adhésion ne dépasse pas une valeur de 1 (Mbonimpa et al., 2000b). En observant le tableau de la page précédente, on remarque qu'un modèle comme celui de Kovàcs modifié est très intéressant pour donner une idée de la courbe de rétention d'eau en début de projet puisque les informations nécessaires pour l'utilisation de ce modèle ( $e$ ,  $D_{10}$  et  $D_{60}$ ) peuvent être obtenues facilement sur le terrain ou en laboratoire.

#### **2.2.4 Relation entre la succion et la conductivité hydraulique d'un sol**

Dans l'équation de Richards (équation 2.21), la conductivité hydraulique ( $k$ ) est variable selon la succion ( $\psi$ ) appliquée dans le sol. Il devient alors essentiel de pouvoir présenter  $k$  en fonction de  $\psi$ . La figure 2.3 montre, de façon schématisée, la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour un sable et silt. On peut remarquer que la conductivité hydraulique chute avec une augmentation de la succion. Lorsqu'il y a désaturation du sol, de l'air est présent dans les pores et crée ainsi des obstacles à l'écoulement de l'eau causant une diminution de la conductivité hydraulique.

Les propriétés hydriques des matériaux meubles comme la teneur en eau volumique et la conductivité hydraulique sont variables en conditions non saturées et dépendent principalement du degré de saturation du sol (Mace et al., 1998). De plus, la conductivité hydraulique des matériaux grossiers (comme les sables et les graviers) diminue plus rapidement que celle des matériaux fins (comme les silts et les argiles) car le degré de saturation de ces derniers demeure plus élevé lorsque la succion augmente.

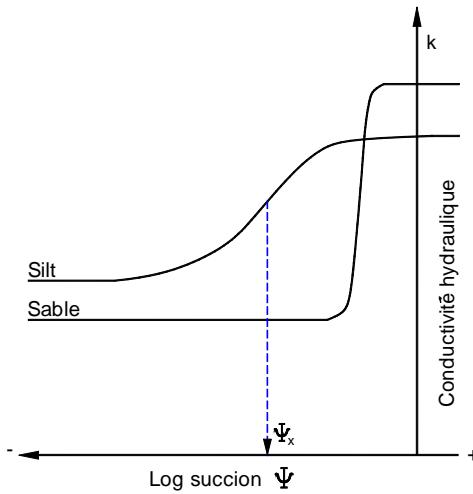


Figure 2.3 Courbes schématisées de perméabilité en fonction de la succion pour un sable et un silt (tiré d'Aubertin et al., 1995).

Il est possible d'évaluer cette courbe en laboratoire à l'aide des méthodes suivantes (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

- Débit sortant;
- Par régime permanent;
- Par profil instantané.

Puisqu'il est habituellement assez difficile de déterminer ces profils en laboratoire, on utilise habituellement des méthodes indirectes en déduisant la courbe de conductivité hydraulique ( $k(\psi)$ ) de la courbe de rétention d'eau. Il existe trois types de modèles, soit les modèles empiriques, macroscopiques et statistiques. Le tableau 2.4 donne une courte description des modèles de prédiction de la courbe de conductivité hydraulique en fonction de la succion.

Tableau 2.4 Liste de certains modèles disponibles pour prédire la courbe de conductivité hydraulique non saturée des sols (adapté de Bussière, 1999 et de Aubertin et Bussière, 2001).

Modèle	Type	Équations	Variables
Gardner (1958)	Empirique	$k_{rel} = \frac{k}{k_{rel}} = \exp(a_s \psi)$ $k = k_{sat}$ lorsque $\psi \leq \psi_a$	$k_{rel}$ = Conductivité hydraulique relative par rapport à $k_{sat}$ . $a_s$ = Paramètre du sol (appelé « Sorptive number »). $\psi_a$ = Pression d'entrée d'air.
Rijtema (1965)	Empirique	$k = k_{sat}$ lorsque $\psi < \psi_a$ $k_{rel} = \frac{k}{k_{sat}} = \exp[a_s(\psi + \psi_a)]$ lorsque $\psi_a \leq \psi \leq \psi_r$	$\psi_r$ = Teneur en eau résiduelle.
Mualem (1986)	Macroscopique	$k_r = \theta_e^\delta$ où $\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	$\theta_e$ = Teneur en eau normalisée. $\theta_r$ = Teneur en eau résiduelle. $\theta_s$ = Teneur en eau à saturation. $\delta$ = Paramètre mathématique (valeur de 2 à 4 selon les auteurs). Une valeur de 3 est habituellement utilisée.
Burdine (1953)	Statistique	$k_{rel} = \theta_e^\ell \left[ 1 - \left( 1 - \theta_e^{1/m_v} \right)^{m_v} \right]$ où $m_v = 1 - 2/n_v$	$\ell$ = Paramètre représentant l'interconnectivité des pores (4/3 ou 1 sont habituellement utilisés). $m_v$ = Paramètre mathématique.
Mualem (1976)	Statistique	$k_{rel} = \theta_e^\ell \left[ 1 - \left( 1 - \theta_e^{1/m_v} \right)^{m_v} \right]^2$ où $m_v = 1 - 2/n_v$	Voir le modèle de Burdine (1953).
Fredlund et al. (1994)	Statistique	$k_r \approx \frac{\left( \sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta(\psi)}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \right)}{\left( \sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta_s}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \right)}$	$N$ = Nombre de sous-intervalles. $i$ = variable compteur. $j_{cc}$ = numéro de l'intervalle. $\bar{y}_i$ = point milieu de la $j_{cc}^{e}$ intervalle.

La majorité des modèles posent une série d'hypothèses simplificatrices pour permettre leur utilisation. Par exemple, tous les modèles ci-dessus supposent que l'écoulement dans les pores est laminaire. Les modèles statistiques, quant à eux, supposent que (Mualem, 1986) :

- Le milieux poreux est considéré comme une série de pores interconnectés distribués de façon aléatoire dans l'échantillon.
- L'équation utilisée est supposée valide au niveau d'un pore et peut ainsi être utilisée pour estimer la conductivité hydraulique de ce pore. En intégrant les pores qui contribuent à l'écoulement, on peut ainsi déterminer la conductivité hydraulique globale.
- La courbe de rétention d'eau est considérée analogue à la fonction de distribution des rayons de pores.

La description complète des modèles est assez complexe et peut être trouvée dans Bussière (1999). Certains de ces modèles nécessitent des méthodes numériques pour obtenir des solutions (ex. : modèle de Fredlund et al., 1994). Malgré leur relative complexité, ils constituent la méthode la plus efficace pour obtenir la courbe de conductivité hydraulique entière d'un sol et sont habituellement utilisés plus fréquemment que les méthodes de caractérisation en laboratoire.

### 2.3 Haldes à stériles

Tel que mentionné au début de ce chapitre, les haldes à stériles se retrouvent habituellement en milieu non saturé et peuvent avoir un potentiel de génération de drainage minier acide non négligeable. Les deux sections précédentes ont expliqué ces phénomènes de façon à mieux saisir ce qui se produit dans les empilements de stériles.

Les plus grandes haldes à stériles se retrouvent la plupart du temps près des mines à ciel ouvert. Le rapport de décapage pour ces opérations est habituellement élevé ce qui génère une grande quantité de roches stériles qui sont des roches n'ayant pas de valeur économique. Il est fréquent qu'un empilement de ces roches ait une superficie de plusieurs hectares et une hauteur dépassant 100 mètres. Parfois, les minéraux dans les haldes à stériles peuvent être la cause de drainage minier acide (DMA). Il est alors nécessaire de trouver des moyens pour inhiber les réactions d'oxydation responsables de ce problème. Pour ce faire, il est essentiel de bien comprendre les

propriétés hydrogéotechniques de ces empilements. Cette section donne les caractéristiques principales des haldes à stériles et explique les propriétés de base des stériles miniers.

### **2.3.1 Généralités**

Lors de l'étude des haldes à stériles, il est d'abord nécessaire de décrire le type d'empilement. Les deux facteurs principaux servant à caractériser ces structures sont la géométrie de la halde (configuration) et la méthode d'empilement des stériles (Herasymuk, 1996). Habituellement, ces propriétés seront affectées par la grosseur de l'opération et la topographie du site. Outre ces deux facteurs, la structure de la halde à stériles est déterminée par les méthodes de construction, la grosseur et le type d'équipement utilisé sur le site de la mine, les propriétés physiques et chimiques des stériles et les conditions environnementales comme le climat (Herasymuk, 1996). Les stériles sont habituellement déposés par des camions à benne. L'angle de la pente produit par cette méthode de déposition est à peu près égal à l'angle de repos du sol à l'état lâche (Rassam et Williams, 1997). Malouf (1990) estime que la valeur de cet angle varie entre 34° et 40° pour la plupart des haldes à stériles.

#### **2.3.1.1 Classification des haldes à stériles**

Les haldes à stériles se retrouvent habituellement au-dessus de la nappe phréatique. L'écoulement de l'eau se fait donc en conditions non saturées (Yazdani et al., 2000). Les stériles qui composent une halde peuvent être classés selon les impacts possibles sur le milieu environnant, plus spécifiquement (Malouf, 1990) :

- 1) Le niveau de toxicité des stériles.
- 2) Le niveau de réactivité des stériles.
- 3) La susceptibilité de la halde à générer des poussières.
- 4) Le volume et qualité chimique de l'eau qui percolé au pied de la halde.

L'impact de la halde à stériles sur le milieu environnant est fonction de ces quatre critères et de la sensibilité du milieu où la halde est construite. Une échelle de

sensibilité peut être développée selon les conséquences hydrologiques, climatiques, écologiques et sociopolitiques de l'opération minière et de l'empilement.

### **2.3.1.2 Construction des empilements de stériles**

La configuration d'une halde à stériles est dictée principalement par la topographie du site. Herasymuk (1996) décrit cinq méthodes fréquemment utilisées pour la construction des empilements de stériles (voir la figure 2.4) :

- 1) Déposition dans une vallée;
- 2) Déposition en travers d'une vallée;
- 3) Déposition sur une pente;
- 4) Déposition en crête;
- 5) Empilement en tas.

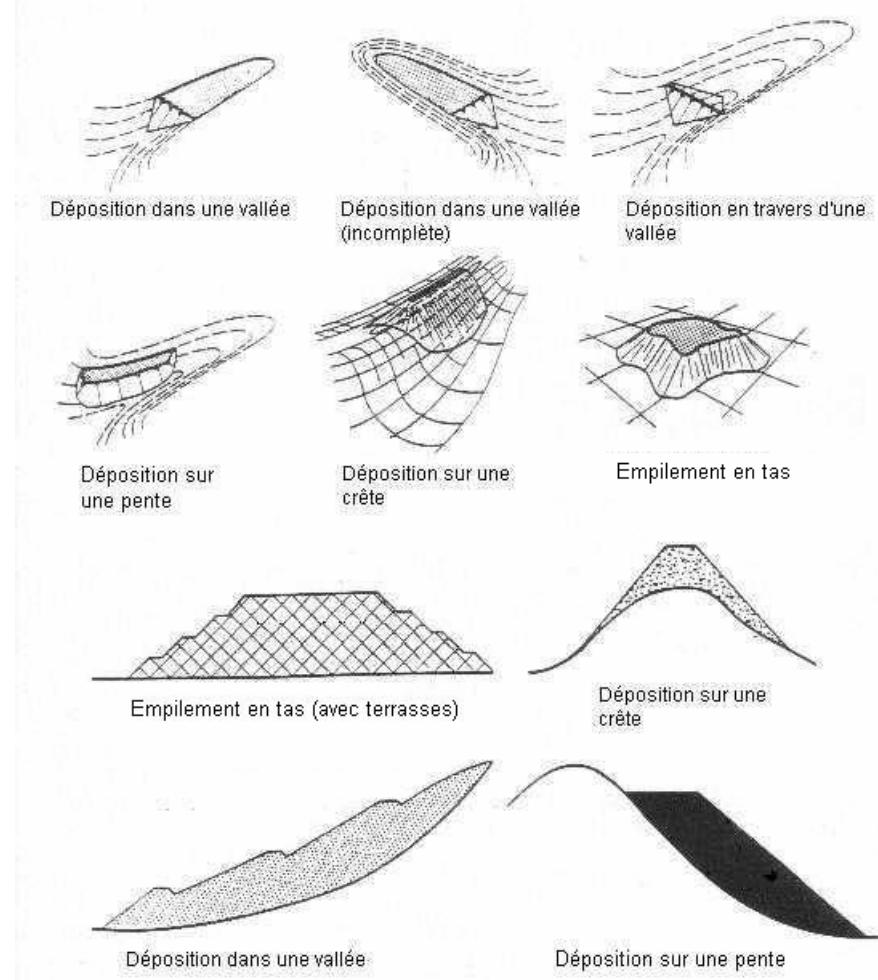


Figure 2.4 Classification des types de haldes à stériles selon la méthode d'empilement et la configuration (adapté de Herasymuk, 1996).

Les empilements construits dans une vallée ont une capacité de stockage de matériel assez élevée. La façon la plus commune est de déposer le matériel à partir d'un point en amont de la vallée et de le laisser se déposer naturellement dans le fond et ce, jusqu'à ce que la vallée soit emplie. De façon alternative, on peut remplir la vallée à partir du bas en construisant l'empilement par bancs. Habituellement, les haldes construites dans des vallées où sur le côté d'une pente ont des hauteurs variant de 100 mètres à plus 600 mètres (Herasymuk, 1996).

Les empilements en travers d'une vallée sont peu communs. Habituellement construits par bancs à partir du fond, ils ne remplissent pas la vallée mais la traversent et ressemblent davantage à une digue en terre.

Une halde à stérile construite sur une pente aura des caractéristiques similaires à celles construites dans une vallée, mais sans la symétrie qui est présente avec ces dernières. Pour sa part, un empilement sur une crête chevauche un haut dans la topographie. Si le matériau s'étend au-delà de la crête, la halde aura les caractéristiques d'une halde construite sur une pente. D'ailleurs, on peut percevoir ces empilements comme deux haldes construites sur une pente qui sont placées dos à dos.

Les empilements en tas représentent probablement le type de halde le plus commun et sont construits lorsque le terrain est assez plat. Ils ont usuellement une superficie élevée (Herasymuk, 1996). Ces haldes sont construites en bancs ayant des hauteurs pouvant varier de 6 mètres à plus de 60 mètres selon l'équipement qui est utilisé. La construction de niveaux supérieurs se produit lorsque les distances de transport de matériel sont trop grandes ou quand les limites de la propriété sont atteintes, et de façon à minimiser les coûts de transport de la roche. Il arrive souvent que le matériel se mélange entre les bancs par l'éboulement des stériles le long des pentes au moment de la déposition par les camions ou les convoyeurs. Lorsque des bancs plus petits sont construits autour de la halde principale ou quand le pied d'un banc supérieur ne touche pas à la crête d'un banc inférieur, on parle d'une halde construite en terrasses (Herasymuk, 1996). Sur les haldes construites en terrasses, on remarque souvent une couche de matériau plus fin qui se retrouve entre les bancs et qui peut être expliquée par un concassage de la roche causé par le passage de véhicules lourds sur la halde (Swanson et al., 2000).

Tel que mentionné précédemment, la taille de la halde est fonction de la grosseur de la mine et de l'équipement utilisé pour la construire. On peut utiliser des camions à benne, des pelles racleuses-transporteuses (« scrapers »), des bouteurs

(« bulldozers »), des convoyeurs et des trains pour transporter les stériles et pour construire un empilement. La méthode utilisée pour construire un empilement peut grandement influencer l'écoulement des fluides (ex : eau et air) dans la structure.

Quatre méthodes sont utilisées plus fréquemment pour la construction des haldes et résultent ainsi en des degrés de compaction et de ségrégation différents (Morin et al., 1991; Aubertin et al., 2002a; Fala, 2002). La première méthode est nommée déversement à la benne (« end-dumping ») et consiste à déverser les stériles directement du haut de la crête par les camions à benne transportant le mineraï. Il en résulte une ségrégation verticale importante. En effet, les particules plus lourdes et plus grosses dévalent le long de la pente et s'accumulent au pied des bancs des haldes à stériles; par conséquent, il y a une plus grande concentration de particules fines à la crête du banc. Même si cette technique cause une grande ségrégation du matériel et favorise ainsi la création de canaux d'écoulement préférentiel, c'est celle qui est le plus fréquemment utilisée dans les mines puisqu'elle est plus facile à harmoniser avec le cycle de production. La seconde méthode se nomme déversement avec épandage au butoir (« push-dumping »). Elle implique que les stériles soient déposés à la crête par des camions à benne ou des convoyeurs pour être ensuite poussés du haut de la pente à l'aide d'un butoir (« bulldozer ») à chenilles ou sur pneus. Une ségrégation verticale des matériaux se développe comme dans le cas de la première méthode mais dans une moins grande proportion. La troisième méthode se nomme déversement à la benne avec régalage (« free-dumping ») et consiste à déposer les stériles le long de la surface de la halde sous forme d'empilements individuels qui sont ensuite nivélés puis compactés pour former une couche relativement uniforme. Cette méthode cause très peu de ségrégation et le matériau est plus dense, limitant ainsi l'infiltration et les canaux préférentiels. En contrepartie, la productivité de la mine peut être affectée. Finalement, la dernière méthode est la mise en place des stériles à l'aide d'une pelle à benne traînante (« dragline »). Puisque cette technique nécessite l'utilisation d'équipements spécialisés, on la retrouve principalement dans les exploitations par découverte (« strip mines ») et dans les exploitations de placers. Dans ce cas-ci, la ségrégation est plutôt faible et le matériau est moins dense que pour la troisième méthode. Plusieurs autres techniques de

construction empilements de stériles existent mais ne sont pas énumérées ici parce qu'elles sont soit à un stade expérimental ou utilisées dans très peu de situations.

Les étapes à suivre pour déterminer l'emplacement et la taille optimale d'une halde à stériles sont les suivantes (Malouf, 1990) :

- Identifier les endroits potentiels pour la construction d'une halde à stériles en s'assurant qu'ils se situent au-delà des contours finaux de la fosse et loin de la zone minéralisée.
- Classer les sites selon leur capacité de stockage et le coût de transport des stériles.
- Évaluer les caractéristiques géotechniques et hydrologiques des sites ayant des capacités et des coûts qui semblent acceptables.
- Estimer les coûts de restauration et de mitigation pour différentes méthodes de construction pour les sites étudiés.

### **2.3.2 Propriétés hydrogéotechniques des stériles**

Les haldes à stériles sont des structures pouvant atteindre de très grandes dimensions. De plus, les matériaux qui les composent sont très hétérogènes. La granulométrie peut varier de blocs ayant plus d'un mètre de diamètre à des particules de tailles argileuses. Une étude de sites miniers réalisée par Smith et al. (1995) à travers le Canada a montré que la quantité de particules ayant une taille inférieure à 2 mm varie de 10% à 78% selon le site étudié. Il y a donc une grande variabilité des propriétés physiques de ces matériaux. Par conséquent, il est difficile de comprendre et de modéliser les mécanismes d'écoulement des fluides (eau et air principalement) à l'intérieur de ces structures. En réalité, ces empilements semblent hétérogènes sur une petite échelle (quelques mètres) mais globalement présentent une certaine homogénéité sur plusieurs dizaines ou même centaines de mètres (Ritchie, 1994). Par conséquent, lors de l'étude des phénomènes physiques qui se produisent dans des empilements, il devient important de bien définir l'échelle à partir de laquelle un problème spécifique doit être étudié.

Certaines caractéristiques des haldes à stériles, comme la concentration et la composition chimique des gaz et fluides interstitiels présents à l'intérieur, paraissent souvent constantes sur des échelles de temps relativement courtes (en jours ou en mois). Même si les variations cycliques, comme les saisons, affectent les haldes en surface, les propriétés au centre demeurent constantes. La variation des caractéristiques des matériaux dans un empilement est affectée par le taux d'oxydation intrinsèque des minéraux présents et par la capacité de transport d'oxygène et d'eau dans les pores de la halde (Ritchie, 1994). La figure 2.5 montre que la majorité des réactions chimiques se produisent au cœur de la halde. Il devient alors important de bien caractériser un empilement de stériles et les matériaux qui le composent lorsqu'il faut limiter le développement de réactions chimiques comme l'inhibition des réactions d'oxydation responsables de la génération d'eaux acides (voir la section 2.1).

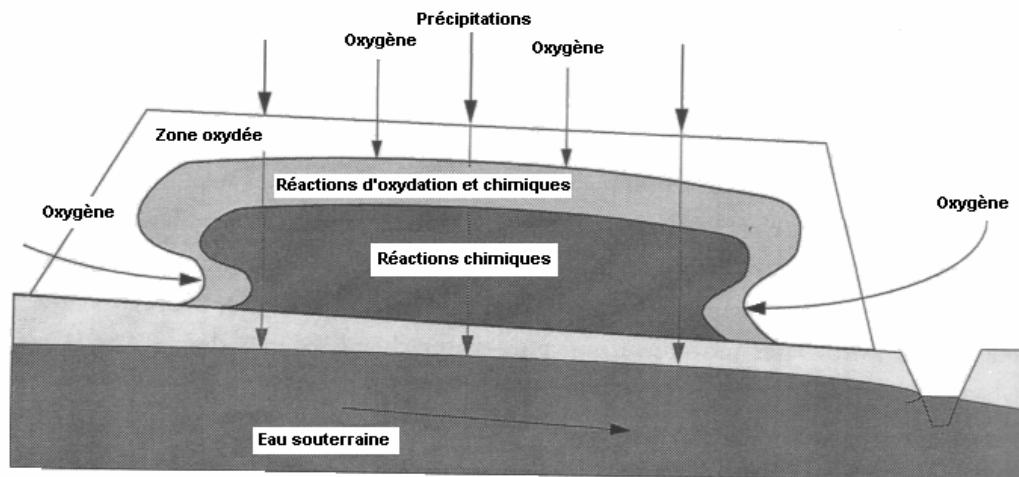


Figure 2.5 Représentation schématique des réactions de génération et de transport d'eaux de drainage minier acide dans une halde à stériles (tiré de Ritchie, 1994).

### 2.3.2.1 Dégradation des stériles

La modification des propriétés des stériles peut se faire par altération physique ou chimique. L'érosion physique peut être définie comme la dégradation des particules par des phénomènes mécaniques comme l'effritement. Elle affecte les propriétés du matériau telles la granulométrie et la conductivité hydraulique. Les causes de ce phénomène sont (Herasymuk, 1996) : la manipulation, le transport, la mise en place, les contraintes élevées à l'intérieur de la halde, les phénomènes de gel-dégel et de mouillage-séchage, le relâchement des contraintes en place préalables dans la roche, l'action capillaire, le gonflement de certaines argiles et la croissance des cristaux des minéraux. La susceptibilité de la roche à ces phénomènes dépend principalement de ses caractéristiques physiques et minéralogiques.

Tout comme l'altération physique, l'altération chimique peut causer des changements aux propriétés physiques des stériles mais en plus, elle peut changer la nature chimique des matériaux. Les procédés d'usure physique et biologique peuvent accélérer ces réactions chimiques, en changeant la surface spécifique des matériaux dans la halde par exemple. De plus, l'altération chimique peut rendre les particules plus susceptibles aux phénomènes d'érosion physique et peut aussi affecter la capacité d'infiltration de la halde et le transport des éléments à l'intérieur de cette dernière. Les quatre phénomènes d'altération chimique les plus communs sont (Herasymuk, 1996) :

- L'ionisation;
- L'ajout d'eau et de dioxyde de carbone;
- L'hydrolyse;
- L'oxydation.

Des phénomènes comme la solubilisation et la précipitation jouent aussi un rôle important dans l'altération chimique des stériles. Des réactions d'altération chimique bien connues sont les réactions d'oxydation responsables de la génération de drainage minier acide (voir section 2.1).

### 2.3.2.2 Structure physique des haldes

Dans la plupart des cas, les empilements de stériles sont construits par la déposition de la roche fragmentée de la mine par des camions à benne basculante. Ce matériau est ensuite nivelé à l'aide de bouteurs. Ceci signifie donc que lors de leur déposition, les stériles sont dans un état relativement lâche et que l'angle des pentes correspond à peu près à son angle de repos naturel (Herasymuk, 1996). Cette méthode de déposition cause une ségrégation le long des pentes; le matériel plus grossier se retrouve vers le bas et le matériel à granulométrie plus fine est sur le dessus des pentes (Ritchie, 1994; Smith et al., 1995; Herasymuk, 1996; Rassam et Williams, 1997; Newman et al., 1997; Li, 2000). Ce phénomène crée une alternance de couches de matériaux avec des propriétés différentes, comme on peut voir dans la figure ci-dessous (figure 2.6). Les caractéristiques des couches intercalées peuvent être déterminées en étudiant les propriétés de la roche comme la granulométrie, la couleur, la composition chimique, le degré d'altération, etc. (Newman et al., 1997). Herasymuk (1996) a observé la ségrégation entre les matériaux dans la halde à stériles de la mine Golden Sunlight au Montana. La ségrégation peut également influencer la stabilité des pentes car les couches créent des plans de rupture préférentiels (Rassam et Williams, 1997). Par contre, puisque ces dernières sont souvent discontinues et de formes et dimensions variables, il est possible que ceci améliore la stabilité des empilements de stériles (Rassam et Williams, 1997). La figure 2.7 montre un schéma de la ségrégation dans une halde à stériles. Pour l'étude du drainage minier acide, il est important de noter que la ségrégation des haldes à stériles a un impact important sur le déplacement de l'eau et de l'humidité à l'intérieur de l'empilement, ce qui sera discuté en détail dans la section suivante.

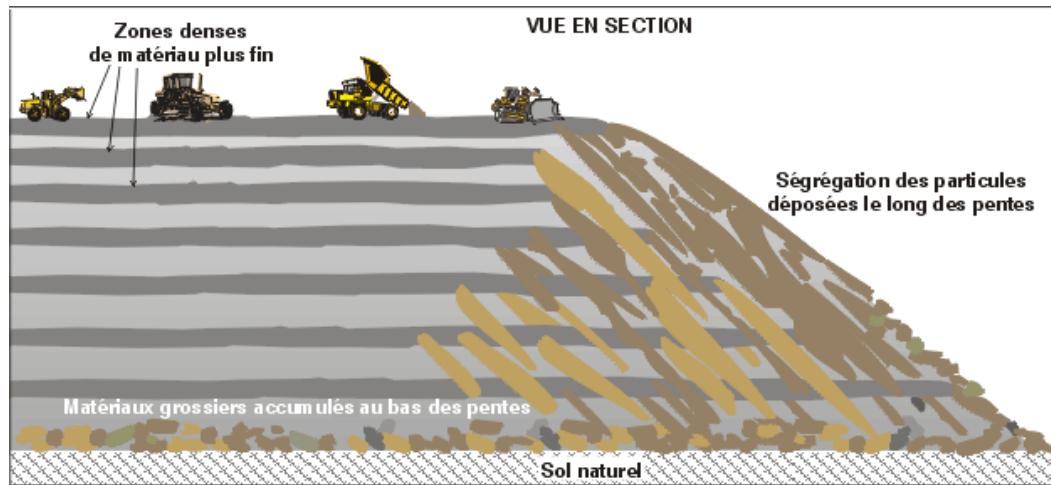


Figure 2.6 Alternance de couches dans les haldes à stériles causée par la machinerie et ségrégation due à la méthode de déposition (tiré de Aubertin et al., 2002b).

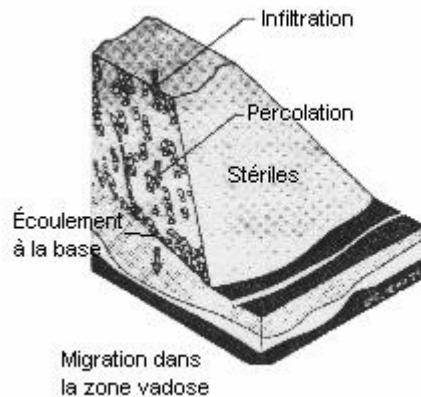


Figure 2.7 Schéma montrant la ségrégation et la création de couches irrégulières de matériaux grossiers et fins dans une halde à stériles (tiré de Swanson et al., 2000).

Comme expliqué dans la section 2.3.1.2, il arrive fréquemment qu'une halde à stériles soit construite en terrasses ou par bancs. En prenant une vue en coupe d'une halde, on peut remarquer que les anciennes surfaces de roulement qui ont été enterrées sont

habituellement bien définies dans l'empilement (Herasymuk, 1996). En effet, aux endroits où la machinerie a circulé, la granulométrie du matériel est plus fine qu'ailleurs dans la halde. De plus, la couche de roulement a une densité plus élevée causée par la compaction du matériau. Présentement, il y a peu d'information disponible sur la densité moyenne de ces couches ou sur la différence entre les granulométries. Par contre, on peut s'attendre à ce que ces paramètres soient variables d'un site à l'autre. Les facteurs d'influence incluent la grosseur de la machinerie utilisée sur la halde, la densité du trafic, le temps pendant lequel la surface a été utilisée comme surface de roulement et les propriétés mécaniques de la roche comme la dureté.

L'effet de ségrégation et la formation de couches dans les haldes à stériles affecte le transport des fluides (gaz et liquides) dans cette dernière. Smith et al. (1995) rapportent que lorsque l'indice des vides est comparable à celui d'une surface compactée (entre 0,2 et 0,3), le degré de saturation augmente et peut atteindre des valeurs supérieures à 50% ce qui indique clairement la capacité de ces couches à retenir l'eau. Il a aussi été remarqué que la zone affectée par l'évaporation de l'eau sur les surfaces de roulement est moins profonde que sur les surfaces non compactées (Swanson et al., 2000).

La densification peut se produire dans les haldes à stériles car la masse des empilements est suffisante pour modifier la porosité du matériel sous-jacent. Lorsqu'un empilement se densifie, il peut se produire une désagrégation de la roche stérile, ce qui a pour effet d'augmenter la proportion de particules fines et de modifier la conductivité hydraulique dans une halde. Herasymuk (1996) énumère quelques facteurs qui peuvent affecter la compressibilité d'un empilement de stériles :

- Densité relative des grains.
- Granulométrie du matériau.
- Angulosité des particules.
- Type de roche dans la halde.
- Dureté de la roche.

- Cycles de mouillage/séchage et de gel/dégel (dégradation due aux altérations climatiques).

### **2.3.2.3 Écoulement de l'eau dans les haldes à stériles**

L'étude de l'écoulement dans les haldes à stériles est relativement complexe en raison principalement de l'hétérogénéité des stériles et de la formation de canaux préférentiels à l'intérieur des empilements qui crée un écoulement fortement anisotrope. Herasymuk (1996) et Smith et al. (1995) ont d'ailleurs remarqué ces phénomènes à grande échelle lors de l'étude de différentes haldes à stériles en Amérique du Nord.

L'eau qui pénètre à l'intérieur des haldes à stériles peut provenir de plusieurs sources, soit (Herasymuk, 1996) :

- Eau présente dans la roche lors de la construction de la halde.
- Précipitations et fonte des neiges.
- Eau de ruissellement provenant du bassin versant.
- Résurgence des eaux souterraines.

L'écoulement dépend de plusieurs facteurs comme la configuration et la méthode de construction de l'empilement, la composition minéralogique de la roche (qui peut causer des réactions chimiques et de l'altération), la méthode d'érosion ou d'altération dominante à l'intérieur et à la périphérie de la halde et les conditions climatiques du site minier (Newman et al., 1997). Le tableau 2.5 donne des facteurs qui influencent l'hydrologie d'une halde à stériles. Selon Yazdani (1995), le comportement hydraulique d'un empilement dépend principalement de l'indice des vides et de la granulométrie.

Tableau 2.5 Facteurs influençant l'hydrologie d'une halde à stériles (adapté de Herasymuk, 1996).

Physiques	Chimiques	Autres
- Stratification	- pH	- Évaporation
- Fondations	- Précipitation/Hydrolyse	- Précipitations
- Conductivité hydraulique	- Température	- Évapotranspiration
- Méthode de construction	- Altération	- Sublimation
		- Méthodes de contrôle du DMA

L'écoulement au bas de la halde à stériles peut se faire de façon latérale (par le pied) ou verticale (dans les eaux souterraines). La plupart du temps, il se fait de ces deux façons. Le mouvement de l'eau dépendra de plusieurs facteurs dont le taux d'infiltration dans l'empilement, la topographie du terrain sous-jacent et la conductivité hydraulique non saturée de la halde et de la fondation. Le temps que l'eau prendra pour se rendre à la nappe phréatique est fonction du flux vertical de l'eau dans la halde, de la capacité de stockage (coefficient d'emmagasinement) de la fondation, de la profondeur de l'aquifère et des propriétés des matériaux (Swanson et al., 2000).

Pour déterminer l'écoulement dans une halde à stériles, il est important de connaître l'ampleur de l'infiltration totale. Les facteurs climatiques (précipitations, évaporation, ruissellement et évapotranspiration) déterminent cette valeur. Elle peut être calculée en soustrayant le ruissellement, l'évaporation et l'évapotranspiration aux précipitations totales. La figure 2.8 montre les composantes de l'infiltration totale. La zone active est la section du sol qui est affectée par l'évaporation et l'évapotranspiration. L'infiltration totale correspond à l'eau qui s'infiltre au travers de cette zone.

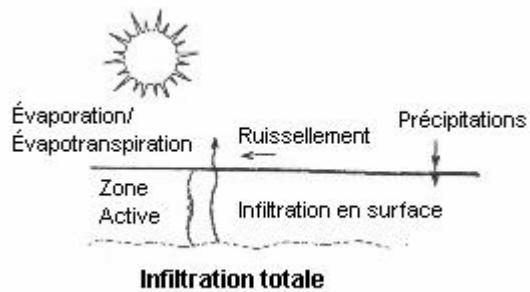


Figure 2.8 Schéma des composantes de l'infiltration totale (Swanson et al., 2000).

Noël et Ritchie (1999) définissent le temps de réponse de l'eau dans une halde et le temps de résidence. Le premier est le temps nécessaire pour qu'une augmentation ou une diminution de l'infiltration en surface affecte le débit qui sort au pied de la halde. Quant au temps de résidence, il correspond au temps de résidence moyen d'une goutte d'eau à l'intérieur de l'empilement de stériles. Ils font remarquer qu'en général, le temps de réponse est habituellement très rapide tandis que le temps de résidence est relativement long. Le temps de réponse est fonction du taux d'infiltration et du type de matériau. Comme le démontre la figure 2.9, les temps de réponse et de résidence ont tendance à augmenter lorsque le taux d'infiltration diminue.

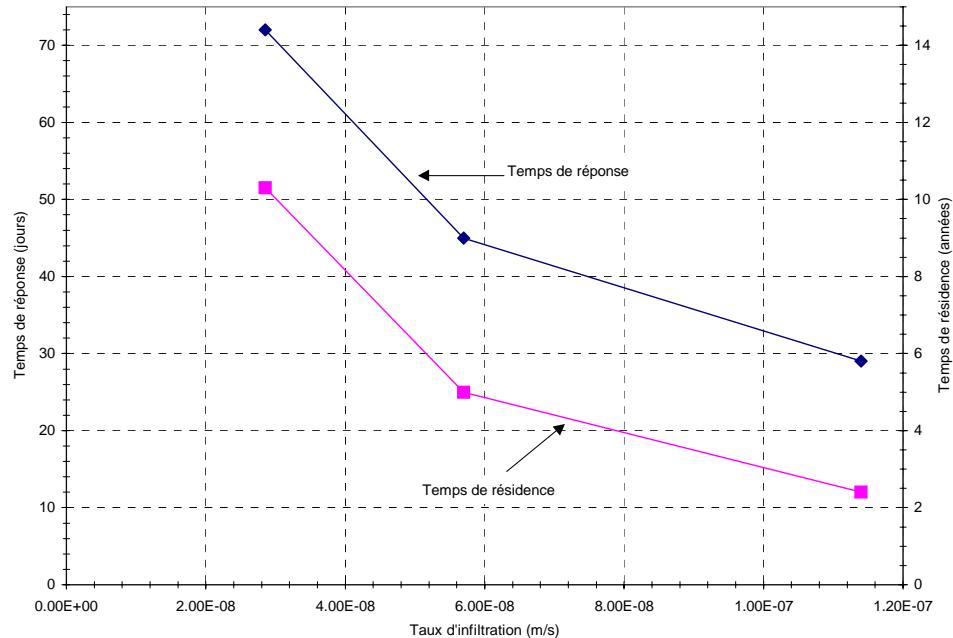


Figure 2.9 Temps de réponse et de résidence selon le taux d'infiltration pour un cas étudié par Noël et Ritchie (1999).

Tel que mentionné précédemment, les propriétés des matériaux vont influencer le comportement hydrique des haldes à stériles. Yazdani (1995) a tenté d'étudier l'impact de la granulométrie sur l'écoulement de l'eau, plus particulièrement de l'influence des matériaux grossiers dans un sol. L'écoulement de l'eau est affecté par la fréquence de distribution des dimensions de pores, l'orientation des particules (surtout les particules grossières) et la fréquence de distribution des tailles de particules. En d'autres termes, deux matériaux de même granulométrie dont l'indice des vides et le degré de saturation sont identiques n'ont pas nécessairement la même conductivité hydraulique car les chemins d'écoulements peuvent varier d'un cas à l'autre. C'est le cas à la figure 2.10 où quatre situations différentes sont présentées. Selon la tortuosité du chemin d'écoulement de l'eau dans le sol, les propriétés hydrauliques peuvent être modifiées.

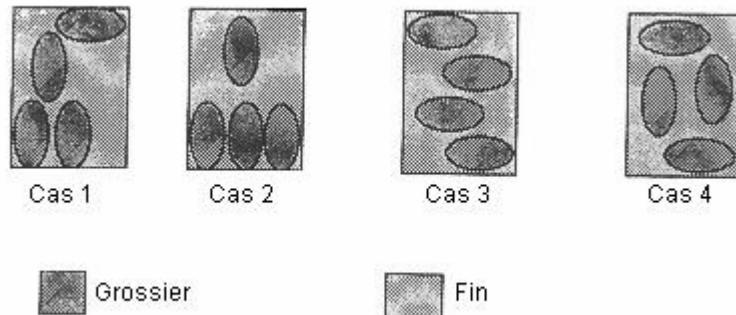


Figure 2.10 Schématisation d'orientations possibles des particules grossières dans un sol (tiré de Yazdani, 1995).

#### 2.3.2.4 Écoulement dans les stériles non saturés

Les haldes à stériles sont de grosses structures habituellement situées au-dessus de la nappe phréatique. Le taux d'infiltration dans ces structures est généralement beaucoup plus bas que celui nécessaire pour saturer le matériau sur toute sa hauteur. Il est important de noter que la quantité d'eau qui s'infiltra dans une halde à stériles est aussi fonction de la géométrie de cette dernière et des conditions climatiques du milieu où elle est construite. La teneur en eau de l'empilement est usuellement près de sa valeur résiduelle (Noël et Ritchie, 1999) et l'écoulement de l'eau se fait donc en conditions non saturées. En succion, les caractéristiques physiques du sol (granulométrie, indice des vides, conductivité hydraulique, etc.) influencent grandement la capacité de retenir l'eau (voir section 2.2). Tel que mentionné précédemment, un matériau à granulométrie fine peut avoir une teneur en eau volumique et une conductivité hydraulique plus élevées qu'un matériau plus grossier à une succion donnée.

En général, les stériles miniers sont des matériaux ayant une conductivité hydraulique saturée élevée qui a tendance à diminuer avec le temps à cause de l'altération physique et chimique (Herasymuk, 1996). Les matériaux dans un empilement de

stériles peuvent être classés dans trois groupes (Yazdani, 1995; Herasymuk, 1996; Newman et al., 1997; Yazdani et al., 2000) :

- 1) Matériaux fins.
- 2) Matériaux grossiers dont les pores sont remplis de matériaux fins.
- 3) Matériaux grossiers (cailloux) avec des pores non remplis.

Selon Yazdani et al. (2000), un matériau fin a un diamètre inférieur à 5 mm et un matériau grossier a un diamètre supérieur à 5 mm. L'écoulement dans les matériaux des cas 1 et 2 peut être défini comme un écoulement de type sol tandis que le cas 3 est un écoulement de type rocheux où les gros vides créent des canaux ouverts (Smith et al., 1995). Le passage d'un écoulement de type sol à un écoulement de type rocheux se produirait lorsque la quantité de particules dont le diamètre est inférieur à 2 mm passe sous la barre de 30% environ. L'écoulement préférentiel de l'eau se fait quand une partie d'un système a une conductivité hydraulique qui est beaucoup plus élevée que celle de son milieu environnant (Newman et al., 1997). D'ailleurs, il semble que la proportion de matériaux grossiers dans le cas 2 n'a pas d'influence sur la conductivité hydraulique puisque celle-ci semble être principalement contrôlée par les propriétés des matériaux fins (Smith et al., 1995). La majeure partie de l'écoulement dans une halde passe par des canaux étroits formés dans les stériles (ex : zone stratifiées qui sont créées par la mise en place des stériles) (Herasymuk, 1996) ou par des couches de matériaux grossiers composées seulement de gros blocs avec des pores non remplis (Newman et al., 1997). À ce moment, l'écoulement de l'eau ne suit probablement plus les lois de base de l'hydrogéologie et ressemble plus à de l'écoulement en canaux ouverts qui permettent à l'eau de circuler très rapidement (Yazdani et al., 2000).

Rowlett et Barbour (2000) ont fait des études sur des montages de couches verticales de matériaux fins (cas 1) et grossiers (2) placées en alternance. Ils ont démontré que lorsque le débit d'entrée est plus petit que la conductivité hydraulique saturée du matériau fin, la majorité de l'écoulement se fait dans les couches de sols fins. Par contre, si le débit d'entrée est plus élevé, la plus grande partie d'écoulement se fera dans les matériaux grossiers.

Newman et al. (1997) ont effectué une série de modélisations numériques pour essayer de déterminer si l'écoulement se faisait de façon préférentielle dans la partie fine ou dans la partie grossière d'une halde. En modélisant une alternance de couches verticales de matériaux fins (plus de 40% inférieur à 5 mm) et de matériaux grossiers (comme Rowlett et Barbour, 2000), ils ont découvert que lorsque la vitesse d'écoulement est inférieure à la conductivité hydraulique saturée du matériau fin, l'écoulement se fait en plus grande partie dans le sol fin. Par contre, si la vitesse d'écoulement est supérieure à la conductivité hydraulique saturée du matériau fin, l'écoulement se fera dans le matériau grossier. Lorsque la succion est élevée (matériau sec), l'eau circule donc dans le matériau fin tandis qu'elle s'écoule dans les matériaux plus grossiers quand le degré de saturation est plus élevé (Newman et al., 1997). Ceci est vrai en autant que la théorie des écoulements non saturés est respectée, c'est-à-dire qu'il n'y a pas d'écoulement en canaux ouverts à cause de la présence de gros blocs. Ce type d'écoulement préférentiel a aussi été étudié par Li (2000), qui a démontré que le pourcentage de particules mouillées par un traceur coloré passait de 100% à la surface pour atteindre 15% – 20% à une profondeur de 0,30 mètres. De plus, il mentionne que la plupart de ces canaux préférentiels sont de forme et de taille irrégulières. Nichol (2002) abonde dans le même sens et estime que l'écoulement de l'eau dans les stériles miniers peut être considéré comme étant homogène si l'échelle d'étude est supérieure à 2 mètres et, inversement, l'écoulement est hétérogène si l'échelle d'étude est inférieure à 2 mètres.

Fala (2002) a modélisé l'écoulement de l'eau dans des empilements de stériles homogènes et comprenant des couches de matériaux fins. Il a aussi remarqué que lors de précipitations, l'eau avait tendance à s'accumuler dans les couches de matériaux fins avant de s'écouler dans les matériaux grossiers.

Noël et Ritchie (1999) ont complété une série de simulations numériques pour étudier les profils de teneur en eau dans des haldes à stériles composées de matériaux différents. Les haldes simulées avaient 20 mètres de hauteur et des taux d'infiltration variables. Dans tous les cas modélisés, les auteurs ont remarqué que les valeurs de

teneur en eau pour un cas « sec » (teneur en eau la plus basse pour un cycle annuel) et pour un cas « humide » (teneur en eau la plus élevée obtenue pour le taux d'infiltration le plus grand) ne varient que de 2% - 3% sur la plus grande partie de la halde. De plus, la teneur en eau volumique devient à peu près constante lorsque l'écoulement atteint des conditions d'équilibre (régime permanent). La figure 2.11 montre deux cas étudiés par les auteurs où l'on peut remarquer que la teneur en eau volumique de la halde est presque constante sur toute sa hauteur sauf au bas de la halde où le degré de saturation augmente rapidement. De plus, cette figure montre que la variation de la teneur en eau volumique entre le cas le plus sec et le plus humide est d'au plus 3% ce qui correspond à une valeur minime. Ceci permet donc de supposer que la teneur en eau volumique à l'intérieur d'une halde à stérile est relativement constante et qu'elle est peu affectée par les cycles de mouillage-séchage lorsque l'écoulement atteint des conditions d'équilibre. Il est intéressant de spécifier que les auteurs ont appliqué trois taux de précipitations annuels, soit 1500 mm, 750 mm et 375 mm, ce qui représente des taux de précipitations qui peuvent être rencontrés dans des climats humides à semi-aride. La différence entre les deux cas analysés par Noël et Ritchie (1999) se retrouve dans le type de matériaux étudiés. Le cas 1 consiste en des stériles plus grossiers ou contenant moins de particules fines que le matériau du cas 2.

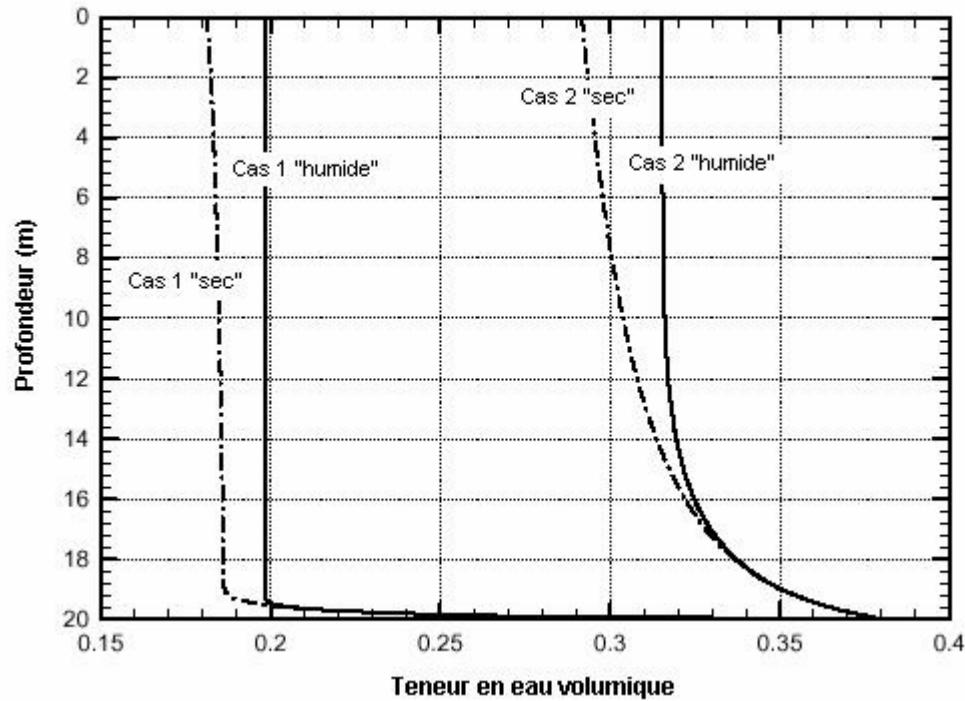


Figure 2.11 Teneur en eau volumique dans une halde à stériles selon la profondeur pour deux cas simulés (tiré de Noël et Ritchie, 1999).

Smith et al. (1995) rapportent qu'il arrive fréquemment qu'une nappe phréatique artificielle ou nappe perchée soit présente dans une halde à stériles (voir figure 2.12). Les causes possibles de ces nappes perchées sont les suivantes :

- Écoulement à partir de la base, parce que la halde est située dans une zone de résurgence des eaux souterraines.
- Accumulation de l'eau dans la halde car les chemins d'écoulement préférentiels sont obstrués (ex : Précipités causés par des réactions génératrices de DMA).
- Nappe d'eau perchée au niveau de la zone de contact entre la halde et le sol sous-jacent.
- Nappe d'eau perchée créée par les anciennes surfaces de roulement compactées (comme dans la figure 2.12). Urhie et Koons (2001) ont

étudié l'effet de ce phénomène sur une halde à stériles de la mine Phelps Dodge au Nouveau-Mexique (États-Unis) et ils ont remarqué que la profondeur affectée par la circulation de la machinerie lourde est d'environ 2,4 mètres (8 pieds).

- Nappe d'eau perchée développée le long des couches de matériaux fins dans les pentes.

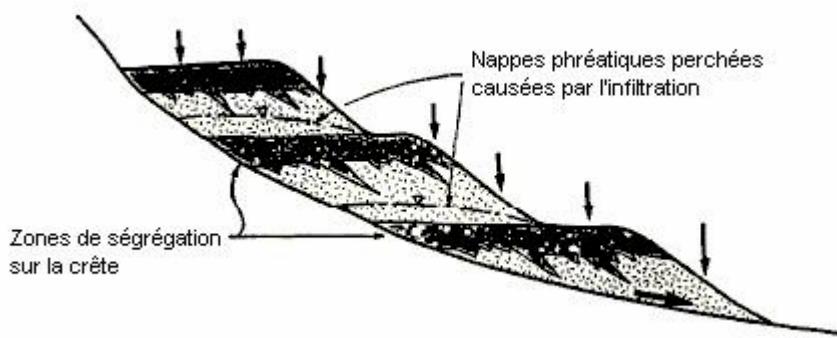


Figure 2.12 Nappes phréatiques perchées développées dans une halde à stériles hétérogène construite en terrasses (tirée de Smith et al., 1995).

On peut expliquer ce phénomène en partie grâce à la théorie des sols non saturés. Ces nappes perchées se retrouvent habituellement au-dessus de zones où le matériau est plus fin. Comme les haldes à stériles sont habituellement non saturées, un effet de barrière capillaire pourra se développer où des lentilles matériau plus fins sont présentes.

### 2.3.2.5 Autres mécanismes de transport

L'eau peut aussi se déplacer à l'intérieur des empilements de stériles sous forme de vapeur. Les réactions d'oxydation des minéraux générateurs d'acide sont fortement exothermiques. Par exemple, le changement d'enthalpie ( $\Delta H$ ) total pour l'oxydation de la pyrite est de 1542 kJ/mol (section 2.1 et Ritchie, 1994). Il y a donc génération de

chaleur lorsqu'il y a formation d'eaux de drainage minier acide. Les températures dans les haldes à stériles sont très variables. Des variations de température de  $-7^{\circ}\text{C}$  à  $65^{\circ}\text{C}$  peuvent se produire à l'intérieur d'une halde à stérile (Ritchie, 1994). Ces gradients de température peuvent créer des mouvements de convection à l'intérieur d'une halde à stériles (Lefebvre, 1994). L'air froid à la surface est attiré au pied des bancs tandis que l'air chaud s'échappe sur les pentes et par le haut (voir figure 2.13). Ces mouvements favorisent le transport de l'oxygène et de la vapeur d'eau. Ces déplacements peuvent, par conséquent, servir de catalyseurs aux réactions génératrices de drainage minier acide (Herasymuk, 1996).

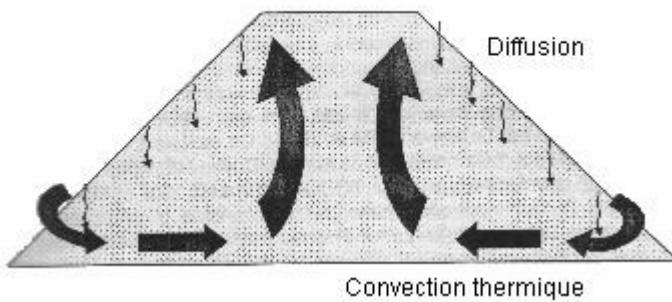


Figure 2.13 Schéma des mouvements de convection de l'air dans une halde à stériles (tirée de Lamontagne et al., 2000).

Ritchie (1994) affirme que lors d'une sécheresse, la pression osmotique causée par les sels en solution créés par de l'oxydation de la pyrite peut jouer un rôle plus important dans le transport de l'eau que les autres mécanismes de transport (écoulement gravitationnel, vapeur, etc.). À ce moment, l'eau contaminée remonte et les contaminants qui sont transportés en solution peuvent alors se concentrer près de la surface de la halde. Une partie de ces derniers pourra être lavée lors de précipitations futures. Le volume de ruissellement et la concentration des contaminants dans cette eau deviennent alors assez élevés.

### 2.3.3 Caractérisation des haldes à stériles et des stériles

#### 2.3.3.1 Caractérisation in situ

Il peut être difficile de caractériser des haldes à stériles in situ en grande partie à cause de l'hétérogénéité et de la taille de ces structures. Pour permettre une bonne description d'un empilement de stériles, il faut évaluer le site de dépôt, analyser l'hydrologie et la structure de la halde, utiliser les bons instruments de mesure et faire une caractérisation appropriée des stériles (Herasymuk, 1996). Une campagne d'essais va permettre de déterminer la densité et la conductivité hydraulique d'un endroit sur une halde. Les analyses sur le site sont nécessaires pour obtenir les données climatiques et géotechniques qui permettent de décrire l'écoulement de l'eau dans l'empilement. Une investigation climatique devrait inclure des paramètres comme les précipitations, l'évaporation, l'humidité relative, la radiation solaire, la vitesse du vent et la température (Swanson et al., 2000). La caractérisation géotechnique des matériaux peut se faire de différentes façons pour permettre de définir les paramètres spécifiques au site étudié. Elle peut être composée de l'une ou plusieurs des méthodes suivantes (Swanson et al., 2000) :

- Mesures in situ des propriétés (ex : essais d'infiltration);
- Excavation (tranchées) dans les stériles;
- Programme de forage;
- Essais de traceurs;
- Relevés géophysiques.

L'excavation (tranchées) et le forage constituent les deux techniques les plus utilisées pour caractériser les empilements de stériles (Lefebvre, 1994; Herasymuk, 1996). Le forage dans les haldes est une des méthodes les plus efficaces pour déterminer la teneur en eau volumique en place du matériau (Swanson et al., 2000) mais peut être très dispendieuse et donner des résultats mitigés (Wickham et al., 1999).

Herasymuk (1996) a eu l'opportunité de travailler sur un empilement qui se faisait déplacer suite à un glissement de terrain et de faire la caractérisation des stériles à

l'aide de tranchées. Il a entre autres remarqué la présence de couches créées par les anciennes surfaces de roulement ou par la mise en place de matériaux aux propriétés différentes sur un même banc. Les caractéristiques qui ont été étudiées pour chacune des couches rencontrées dans une tranchée étaient :

- Évaluation générale des composantes minéralogiques de la roche (roches intrusives vs. roches sédimentaires);
- Détermination approximative de la granulométrie;
- Structure et condition des vides entre les particules (emplis ou non de particules plus fines);
- État d'oxydation, altération et couleur des couches;
- Pendage et orientation des couches;
- Autres phénomènes valant la peine d'être notés.

En plus, des mesures *in situ* de la teneur en eau, de la succion, de la température, de l'humidité et de la densité relative ont été prises sur des échantillons de sol récupérés dans les tranchées (Herasymuk, 1996).

Herasymuk (1996) a mesuré la succion à l'aide d'un tensiomètre électronique et de la méthode du papier filtre (ASTM D5298-92). Il peut être difficile d'obtenir un résultat valable avec un tensiomètre car les particules plus grossières ne permettent pas un bon contact entre la bougie de céramique de l'appareil et le sol environnant. De plus, la teneur en eau volumique de certaines couches dans des haldes à stériles peut être très basse (2% ou moins). À cette valeur, il arrive souvent que des problèmes de cavitation ne permettent plus une mesure précise de la teneur en eau dans le matériau à l'aide de cet appareil. En contrepartie, les papiers filtres n'offrent pas un contact homogène avec les stériles à cause des particules grossières et par conséquent, les résultats qui sont obtenus manquent de précision parce que de l'air reste pris entre le papier et les stériles (Herasymuk, 1996). Mesurer la succion à l'intérieur d'une halde à stériles permet d'avoir une valeur quantitative de l'écoulement de l'eau dans l'empilement, de mesurer les variations de teneur en eau volumique à travers la halde dus aux cycles de mouillage/séchage et d'estimer la quantité d'eau stockée dans l'empilement (Rowlett et Barbour, 2000).

Il est aussi possible d'obtenir la conductivité hydraulique des stériles en place en utilisant des essais d'infiltration (EPA, 1993; Steenhuis et al., 1995; Hussen et Warrick, 1995; Bouwer, 1995; Swanson et al., 2000; Zhan, 2000).

Il est possible d'obtenir plus d'information sur la caractérisation des haldes à stériles en consultant les travaux complétés dans le cadre du programme NEDEM tels que Choquette et al. (1993) et SENES (1994).

### **2.3.3.2 Échantillonnage d'une halde**

Le premier problème qui est rencontré lors de l'échantillonnage d'une halde à stériles est de définir ce que représente un volume « représentatif » de matériel. Pour ce faire, il faut d'abord choisir quelles propriétés de l'empilement ou des stériles doivent être déterminées, quelle méthode d'analyse statistique va servir à évaluer la représentativité et finalement le nombre d'échantillons à recueillir et le volume de ces derniers (SENES, 1994). Les auteurs du rapport de SENES (1994) ont répertorié et évalué une quantité de méthodes utilisées dans la caractérisation des haldes à stériles. Ils concluent que les stratégies d'échantillonnage doivent être particulières au site étudié. Le nombre, l'emplacement et le volume des échantillons dépendent de facteurs comme la géologie, l'hétérogénéité et la taille de l'empilement. Il existe plusieurs méthodes mathématiques qui peuvent être utilisées pour déterminer les paramètres d'échantillonnage énumérés plus haut mais il semble que ces dernières doivent être utilisées avec précaution car la représentativité obtenue n'est pas toujours satisfaisante (SENES, 1994).

Des mesures de flux gazeux et de profils de températures dans des haldes à stériles ont indiqué que l'échelle appropriée pour l'échantillonnage d'un empilement est d'un mètre ou plus (Ritchie, 1994). Il est essentiel de respecter les variations dans la lithologie de la halde. Chaque zone ou couche identifiée devrait être échantillonnée de façon séparée pour permettre de mieux déterminer les propriétés distinctes des zones (SENES, 1994). Les endroits potentiels où il peut y avoir une différence de propriétés

sont la surface supérieure, les vieilles surfaces de roulement enterrées et les pentes (Swanson et al., 2000). Par exemple, les surfaces horizontales ne sont pas conçues pour pouvoir drainer l'eau, contrairement aux pentes, ce qui cause un changement dans la capacité d'infiltration et le comportement hydrologique de la halde.

### **2.3.3.3 Caractérisation en laboratoire**

Tout comme la caractérisation in situ et l'échantillonnage, le problème de la caractérisation en laboratoire est l'hétérogénéité des stériles miniers qui complique la sélection d'un échantillon de taille représentative pour le matériau étudié. Un programme de laboratoire comptera une série d'essais, parmi lesquels se trouvent habituellement les suivants (Herasymuik, 1996) :

- Détermination de la granulométrie et de la densité relative des grains.
- Évaluation de la courbe de rétention d'eau.
- Essais de conductivité hydraulique (charge variable ou constante).

Plusieurs autres analyses physiques et chimiques (minéralogiques) peuvent s'ajouter à ces essais de base selon les propriétés qui sont recherchées. Par exemple, des essais de compactage (Proctor ou Proctor modifié) peuvent être utiles pour déterminer la capacité de compaction des stériles. Dans le cas de matériaux potentiellement générateurs d'acide, des essais de consommation d'oxygène et d'évaluation du potentiel de génération d'acide devraient être effectués (SENES, 1994).

Herasymuik (1996) a utilisé une cellule Tempe modifiée pour déterminer la courbe de rétention d'eau des stériles qu'il a étudié. Cet appareil similaire à une cellule Tempe typique peut contenir environ 3000 grammes de matériel. Ceci permet d'avoir un échantillon plus représentatif pour la courbe de rétention d'eau. Il est aussi possible de déterminer la courbe de rétention d'eau en utilisant des colonnes de matériel drainé où la succion à un point donné correspond alors à la hauteur de la colonne (Yazdani et al., 2000).

La conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ ) des stériles dépend de l'indice des vides de trois parties : le matériau fin, le matériau grossier et le matériau entier (Yazdani, 1995). Cette propriété est habituellement déterminée à l'aide d'essais à charge variable ou à charge constante (Todd, 1980). Il peut être difficile de définir la conductivité hydraulique des matériaux trop grossiers où les pores sont de grande taille parce que l'eau s'écoule trop rapidement au travers du sol et il est habituellement difficile de créer un bon contact entre la paroi du perméamètre et le sol.

Comme cité auparavant, il arrive que dans les matériaux très grossiers, les pores ne sont pas emplis de sol plus fin laissant ainsi de gros vides qui agissent comme des canaux ouverts qui permettent à l'eau de se drainer rapidement (Yazdani et al., 2000). D'ailleurs, dans leurs travaux Newman et al. (1997) ont posé une valeur de la conductivité hydraulique de  $10^{-1}$  cm/s pour un sol contenant plus de 60% de particules ayant un diamètre supérieur à 5 mm (comme il est possible de rencontrer dans les stériles). Cette valeur est basée sur l'expérience des auteurs et non sur des essais de laboratoire ou de terrain, car il leur était difficile de déterminer cette valeur de façon expérimentale.

Yazdani (1995) a remarqué que la pression d'entrée d'air (AEV) est fortement affectée par les particules de diamètre inférieur à 0,2 mm et que cette valeur serait peu ou pas affectée par les particules grossières dans le sol. Comme cité précédemment, ceci demeure vrai en autant qu'il y ait au moins 35% de particules fines (inférieures à 5 mm) dans le sol. Parallèlement, la teneur en eau résiduelle ( $\theta_r$ ) diminue au fur et à mesure que la proportion de particules grossières augmente à cause de la diminution de la porosité et de la surface spécifique du sol (Yazdani et al., 2000). Donc selon ces travaux, la forme générale de la courbe de rétention d'eau serait grandement contrôlée par la fraction fine (inférieure à 5 mm). La figure 2.14 montre les courbes de rétention d'eau théoriques pour des matériaux contenant différents pourcentages de particules grossières. On peut remarquer que la pression d'entrée d'air (AEV) varie peu et se situe aux environs de 2 – 3 kPa dans ce cas ci. De plus, la teneur en eau résiduelle diminue graduellement lorsque la proportion de particules grossières

augmente. La validité de ces résultats est cependant incertaine, en raison du peu de données disponibles à ce sujet. Nous reviendrons sur cet aspect dans ce mémoire.

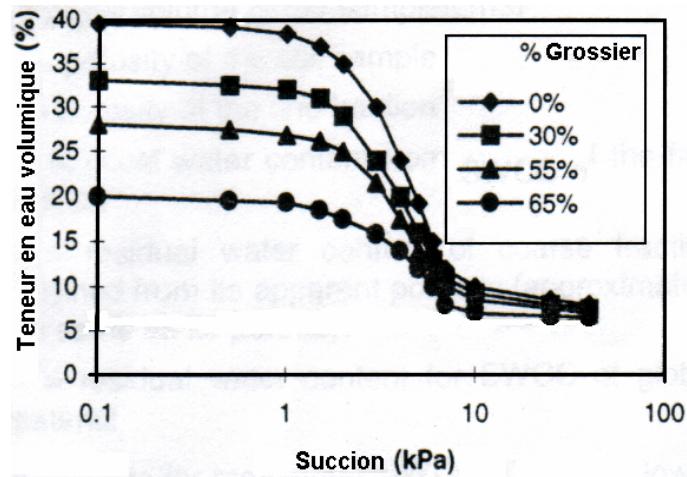


Figure 2.14 Courbes de rétention d'eau pour des sols ayant des quantités variables de particules grossières (adaptée de Yazdani et al., 2000).

## CHAPITRE 3

### CAMPAGNE DE TERRAIN

Les informations de ce chapitre sont le résultat d'une campagne de terrain à la mine Goldstrike qui prit place du 14 octobre 2001 au 31 octobre 2001.

#### 3.1 Site minier Goldstrike

Le site minier Goldstrike appartient à Barrick Gold, une compagnie minière canadienne qui débute ses opérations en 1983. Elle acheta la propriété Goldstrike en 1986. Cette opération minière, une des plus grosses au monde, produit exclusivement de l'or. Elle est située dans le nord du Nevada près de la ville d'Elko (voir figure 3.1). La propriété Goldstrike comporte deux mines en opération : la mine Betze-Post et la mine Meikle. La première est une mine à ciel ouvert. Elle a produit 1,4 millions d'onces d'or en 2002 à un coût de 228\$US par once. Pour sa part, la mine Meikle, une opération souterraine, a produit environ 640 000 onces d'or en 2002 à un coût de 198\$US par once. Les ressources prouvées et probables pour l'ensemble de la propriété sont d'environ 117 millions de tonnes impériales (approximativement 106 M tonnes métriques) à une teneur d'environ 0,171 onces/tonne impériale (5,8 g/tonne métrique) pour un total d'environ 20 millions d'onces (Barrick, 2003).



Figure 3.1 Localisation approximative de la mine Goldstrike au Nevada (Etats-Unis).

La majorité des stériles proviennent de la fosse Betze-Post. Cette mine à ciel ouvert est énorme, avec un diamètre de plus de 2 kilomètres et une profondeur dépassant 300 mètres. En moyenne, 136 millions de tonnes de minerai et de stériles sont extraits de la fosse annuellement produisant au-dessus d'un million d'onces d'or (Sharon, 2000).

### 3.2 Lithologie de la mine

Le gisement de Betze-Post s'est mis en place à proximité ou au contact d'un filon-couche de composition dioritique et d'âge Jurassique et de roches sédimentaires d'âge Dévonien et Ordovicien. Le socle rocheux est recouvert en partie par des sables peu consolidés du Tertiaire appelés la formation Carlin (Sharon, 2000). Il existe plusieurs types de lithologies sur le site de la mine Goldstrike. Pour faciliter la classification, on peut définir cinq groupes principaux (BGMI, 1998) :

- Argilite (ARG) ;
- Granodiorite (GD) ;

- Roche provenant de l'auréole de contact (CZR) ;
- Calcaire (LS) ;
- Formation Carlin.

Les stériles proviennent de ces formations dans les proportions montrées au tableau 3.1.

Tableau 3.1 Proportion des stériles provenant de chacune des formations du site minier Goldstrike (BGMI, 1998).

Type de roche	% du total
Argilite (ARG)	49
Granodiorite (GD)	8
Auréole de contact (CZR)	13
Calcaire (LS)	16
Formation Carlin	14

Toutes ces lithologies, à l'exception de la formation Carlin, peuvent être potentiellement génératrices de drainage minier acide (DMA). En proportion, il est prévu que 22% des stériles extraits de la fosse pourraient générer du DMA (BGMI, 1998). Ceci correspond à environ 226 millions de tonnes de stériles lors de la fermeture de la mine. Le tableau 3.2 montre la répartition des stériles potentiellement générateurs de DMA selon la lithologie.

Tableau 3.2 Masse prédictive (en tonnes métriques) de stériles produits pour toute la durée de vie de la fosse Betze-Post à la mine Goldstrike (BGMI, 1998).

Lithologie	Potentiellement génératrice	Non-génératrice
	Tonnes (millions)	Tonnes (million)
Argilite (ARG)	132	312
Granodiorite (GD)	3	70
Auréole de contact (CZR)	17	77
Calcaire (LS)	54	101
Formation Carlin	0	131

Pour simplifier la classification des stériles extraits de la mine, ces derniers sont séparés en deux catégories principales: le matériau potentiellement génératrice d'acide (PAG ou "Potentially Acid Generating") et le matériau non-génératrice d'acide (Non-PAG). Actuellement, ce dernier est utilisé comme tampon pour limiter la génération de DMA. Pour ce faire, le Non-PAG est déposé à la base et sur les côtés de l'empilement de stériles, ce qui permet de neutraliser l'eau acide produite pendant l'opération de la mine. Toutefois, cette méthode n'est pas satisfaisante pour la mise en place des stériles à long terme puisque la capacité neutralisante du Non-PAG va diminuer au fur et à mesure que les minéraux alcalins qu'il contient sont consommés.

### 3.3 Observations visuelles des haldes à stériles

Le site d'empilement des stériles à la mine Goldstrike, nommé empilement Bazza, est immense. Lors de la visite de terrain en octobre 2001, les haldes à stériles occupaient une superficie de plus de 1000 hectares et avaient une hauteur maximale d'environ 200 mètres (Deringer et Ashworth, 2001). Les haldes à stériles sont construites par bancs ayant une élévation moyenne de 100 pieds (environ 30 mètres). La hauteur des bancs a été augmentée dans les dernières années et, par conséquent, certains endroits ont aussi des bancs de 50 pieds. L'angle de la pente est habituellement équivalent à l'angle naturel de repos du matériel (environ 1,5:1 (H:V)). Les pentes

restaurées auront un angle oscillant entre 2,5:1 et 3:1. La figure 3.2 est une vue en plan du site d'entreposage des stériles, tel qu'il se trouvait à l'été 2001. La figure 3.3 montre un camion à benne basculante en train de décharger sur un banc de 100 pieds. Le plan de mise en place des stériles est fait de pair avec la planification de l'extraction du minerai pour tenter de minimiser les coûts d'exploitation. Cette séquence est modifiée régulièrement pour permettre d'atteindre les objectifs de production du minerai. Les stériles sont gérés selon la localisation du banc, la position de la zone minée, la période et le temps d'extraction, et les résultats de bilans acide-base.

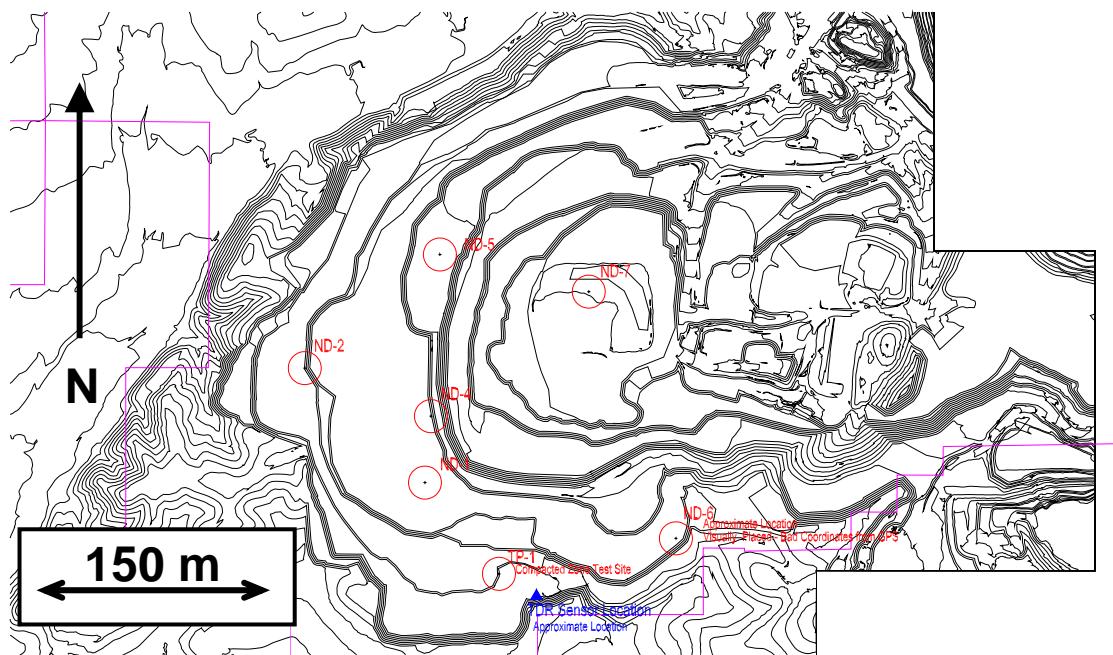


Figure 3.2      Vue en plan des haldes à stériles de la mine Goldstrike (été 2001).  
 Équidistance des courbes : approx. 3 m (10').



Figure 3.3 Camion de halage qui s'apprête à décharger sur une pente d'une hauteur de 50 pieds (15 mètres).

La ségrégation est apparente à travers la structure. Elle se développe lorsque le matériau déchargé par les camions à benne basculante descend le long des pentes. Les plus gros blocs se retrouvent alors au pied de la pente et les matériaux les plus fins demeurent plus près de la crête. La figure 3.4 montre ce phénomène. Le bloc rocheux près du pied qui est encerclé mesure environ 1,8 mètres (6 pieds) de hauteur. Sur cette figure, on peut remarquer qu'au pied de la pente, il y a une plus grande concentration de blocs tandis que le matériau à la crête semble beaucoup plus fin.



Figure 3.4 Ségrégation qui se retrouve le long d'une pente à la mine Goldstrike (le bloc encerclé a une hauteur d'environ 1,8 m).

Il existe aussi un classement latéral qui est causé par le plan de développement de la mine. En effet, des matériaux aux propriétés différentes sont parfois déposés dans la même section des haldes à stériles. On remarque fréquemment des zones à granulométrie plus fine qui se retrouvent entre des zones ayant des blocs plus volumineux. Ceci cause une variabilité dans la granulométrie générale de l'empilement et, par conséquent, influence les propriétés hydrauliques (ex : comme la conductivité hydraulique) de la halde. La figure 3.5 montre un exemple de classement latéral.



Figure 3.5 Classement latéral dans les haldes à stériles de la mine Goldstrike.

Par ailleurs, l'organisation du matériau en couches (laminage) est un phénomène plutôt commun sur les haldes à stériles, et est habituellement causé par la circulation de la machinerie lourde sur les surfaces ou par la séquence de déchargement des stériles. Sur les haldes de la mine Goldstrike, il y a plusieurs routes secondaires dans l'empilement. Ces dernières ont été créées en formant un chemin en travers d'une pente à l'aide d'un bouteur pour permettre l'accès aux bancs adjacents aux véhicules légers sans retourner au chemin principal. Par conséquent, ces routes sont excavées dans du matériau plus vieux et permettent donc d'observer des couches présentes dans la structure de l'empilement. La figure 3.6 en montre un exemple. Sur cette photo, on remarque l'alternance de couches ayant des propriétés différentes. De plus, on peut voir que les couches contiennent des granulométries étalées et qu'il y a présence de blocs de taille importante.



Figure 3.6 Exemple des propriétés différentes des matériaux qui se retrouvent dans les haldes à stériles

La surface de roulement des haldes à stériles est habituellement très dure (particulièrement aux endroits où il y a beaucoup de circulation). Des essais d'infiltration ont été réalisés (section 3.4.1) afin de déterminer la capacité d'infiltration de l'eau dans cette surface. On peut remarquer la présence de canaux qui ont été probablement créés par les pneus et chenilles de la machinerie circulant sur les haldes et par le ruissellement de l'eau sur la surface. Par surcroît, il semble y avoir eu des tassements inégaux dans l'empilement, ce qui a causé des dépressions sur la surface de la halde où on peut supposer que l'eau s'accumule lorsqu'il pleut. Des fentes de retrait apparaissent aux endroits qui ont été mouillés puis qui ont séché.

On remarque la présence d'une croûte indurée à la surface. Cette dernière est probablement causée par l'évaporation de l'eau et de la solution saline qui est utilisée pour contrôler la poussière sur les routes de la mine. La présence de sels cristallisés formés lors de l'évaporation de l'eau a sûrement contribué à créer cette surface relativement homogène.

### **3.4 Essais sur le terrain**

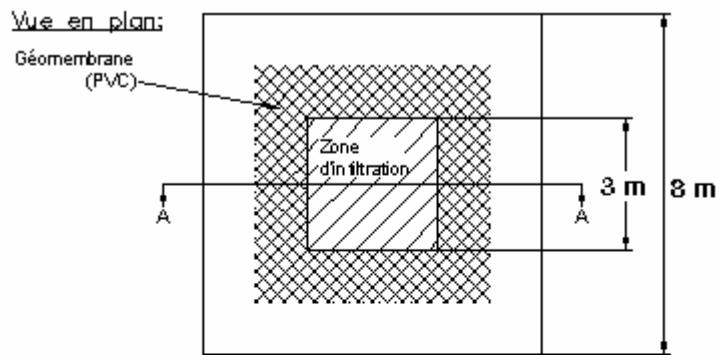
#### **3.4.1 Essais d'infiltration**

##### **3.4.1.1 Description**

Deux essais d'infiltration ont été effectués afin d'évaluer la capacité d'infiltration de l'eau sur la surface des haldes à stériles. Il a été déterminé qu'un essai se ferait sur une zone hautement compactée (TP-1) et que l'autre se ferait sur une zone moins compactée (TP-2). Le premier endroit est le bas d'une rampe d'accès où les camions de halage de minerai passaient régulièrement tandis que la deuxième zone est la crête d'un banc d'une halde, où les camions ne circulent pas. Les emplacements des zones d'infiltration sont notés à la figure 3.2; l'essai TP-2 est identifié comme « TDR sensor location ». En effet, cet essai a été instrumenté avec des sondes pouvant mesurer la succion et la teneur en eau volumique du sol (voir tableau 3.4 et figure 3.8). Ces essais ressemblaient à des essais d'infiltration à grande échelle. Pour ce faire, il fallait construire des digues autour des zones d'infiltration prédéterminées. Ces zones avaient une aire de 10' par 10' (3 mètres par 3 mètres). Les digues devaient avoir une hauteur de 4' (environ 1,2 mètre) mais elles ont subi un tassement causé par la circulation des travailleurs. Les dimensions actuelles des bassins d'infiltration sont données dans le tableau ci-dessous (tableau 3.3). La figure 3.7 montre la forme de design des bassins. Des bassins similaires ont été construits par Zhan (2000) dans le cadre de ses travaux de doctorat.

Tableau 3.3 Dimensions des zones d'infiltration construites sur les haldes à stériles à la mine Goldstrike.

Bassin		Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Pente moyenne (H:V)
TP-2 (zone non-compactée)	Crête	3,7	2,9	1,0	1,08
	Pied	5,7	5,2		
TP-1 (zone compactée)	Crête	2,8	2,8	0,9	1,11
	Pied	4,9	4,7		



Section A-A:

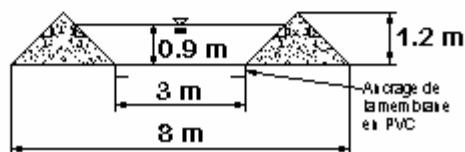


Figure 3.7 Schéma idéalisé des bassins d'infiltration.

Avant de construire les bermes de la zone TP-2, une tranchée a été excavée sous la zone potentielle d'infiltration pour permettre l'installation de sondes afin de mesurer la teneur en eau volumique (sondes TDR de l'anglais « Time, Domain Reflectometry » ou réflectrométrie dans le domaine du temps) et la succion (sondes HDS « Heat Dissipation Sensor ») dans le sol lors de l'essai d'infiltration. L'installation de plusieurs

sondes à différentes profondeurs (voir tableau 3.4 à la page suivante) permettait de suivre l'évolution des fronts de mouillage dans les stériles. Ces dernières étaient posées côte à côte (voir figure 3.8) pour pouvoir obtenir des courbes de succion ( $\psi$ ) en fonction de la teneur en eau volumique ( $\theta$ ). Comme on peut remarquer dans le tableau 3.4, les sondes ont été placées à une distance de 9 pouces (0,23 m) en partant d'une profondeur de 45 pouces (1,14 m). Pour s'assurer que le contact entre les capteurs et le sol était adéquat, les stériles ont été tamisés pour éliminer les particules ayant un diamètre supérieur à  $\frac{1}{4}$ " (environ 6 mm) et pour obtenir une densité semblable à la valeur originale, chaque couche de sol mise en place a été compactée à l'aide d'une dame sauteuse (« jumping-jack »).

Tableau 3.4 Profondeur des sondes TDR et HDS installées sous la zone d'infiltration TP-1.

Sonde	Profondeur ("")	Profondeur (m)
1	45	1,14
2	36	0,91
3	27	0,69
4	18	0,46

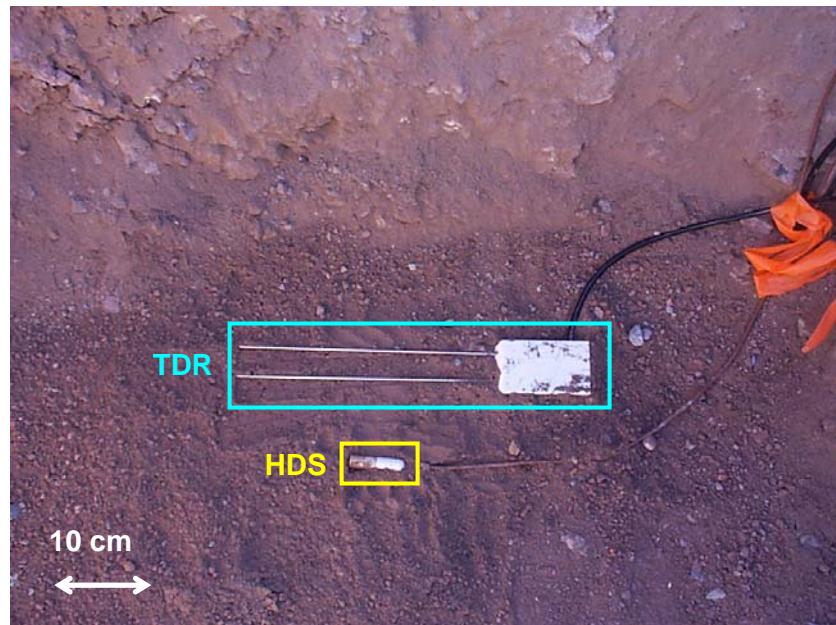


Figure 3.8 Sondes TDR et HDS installées dans les stériles sous la zone d'infiltration TP-1 (mine Goldstrike).

Pour créer des bermes étanches, une géomembrane en PVC a été installée à l'intérieur du bassin. Les joints ont été imperméabilisés à l'aide de bentonite et le pied de la membrane a été ancré dans le sol puis scellé avec de la bentonite. Malheureusement, vu le peu de temps qui était alloué à la construction et à l'imperméabilisation des bassins, des fuites ont été observées. À première vue, la source du problème semblait être les joints où l'imperméabilisation n'était pas suffisante.

Les bassins ont été remplis d'eau pendant l'après-midi du 25 octobre 2001. L'objectif de ce premier essai était de saturer le sol sous-jacent et aussi de vérifier l'étanchéité de ces derniers. Le matin du 26 octobre 2001, ils ont été remplis à leur capacité maximale (29,5" pour TP-1 et 21" pour TP-2) et l'essai d'infiltration dura la majeure partie de la journée. La hauteur du niveau d'eau était prise environ aux 30 minutes. Les résultats des essais d'infiltration sont disponibles dans les tableaux 3.5 et 3.6. Le principe de ces essais est abordé brièvement à la section 2.2.1 du mémoire et dans

Bouwer (1995). De la fluorescéine a été ajoutée à l'eau du bassin TP-1 dans l'espoir que les mécanismes d'infiltration, particulièrement l'écoulement préférentiel, soient apparents une fois ce bassin excavé. La figure 3.9 montre le bassin TP-1 rempli d'eau au début de l'essai.

Tableau 3.5 Résultats des essais d'infiltration pour le bassin TP-1 (en supposant aucune perte par les digues).

<b>t (s)</b>	<b>Δt (s)</b>	<b>z (m)</b>	<b>Δz (m)</b>	<b>Δl (m)</b>	<b>Δl/Δt (m/s)</b>
0	-----	7,62E-01	0,00E+00	-----	-----
1020	1020	7,37E-01	2,54E-02	2,54E-02	2,49E-05
2160	1140	7,11E-01	5,08E-02	2,54E-02	2,23E-05
5340	3180	6,35E-01	1,27E-01	7,62E-02	2,40E-05
6660	1320	6,10E-01	1,52E-01	2,54E-02	1,92E-05
12300	5640	4,83E-01	2,79E-01	1,27E-01	2,25E-05
14400	2100	4,45E-01	3,18E-01	3,81E-02	1,81E-05
16680	2280	4,06E-01	3,56E-01	3,81E-02	1,67E-05
19020	2340	3,56E-01	4,06E-01	5,08E-02	2,17E-05
24180	5160	2,98E-01	4,64E-01	5,72E-02	1,11E-05
26280	2100	2,73E-01	4,89E-01	2,54E-02	1,21E-05
28200	1920	2,54E-01	5,08E-01	1,91E-02	9,92E-06
30060	1860	2,29E-01	5,33E-01	2,54E-02	1,37E-05

Tableau 3.6 Résultats des essais d'infiltration pour le bassin TP-2 (en supposant aucune perte par les digues).

<b>t (s)</b>	<b>Δt (s)</b>	<b>z (m)</b>	<b>Δz (m)</b>	<b>Δl (m)</b>	<b>Δl/Δt (m/s)</b>
0	-----	5,33E-01	0,00E+00	-----	-----
4500	4500	4,70E-01	6,35E-02	6,35E-02	1,41E-05
7080	2580	4,32E-01	1,02E-01	3,81E-02	1,48E-05
9060	1980	4,06E-01	1,27E-01	2,54E-02	1,28E-05
11640	2580	3,81E-01	1,52E-01	2,54E-02	9,84E-06
16980	5340	3,56E-01	1,78E-01	2,54E-02	4,76E-06
19200	2220	3,43E-01	1,91E-01	1,27E-02	5,72E-06
20940	1740	3,18E-01	2,16E-01	2,54E-02	1,46E-05
21780	840	3,11E-01	2,22E-01	6,35E-03	7,56E-06



Figure 3.9 Bassin TP-1 rempli (avec la fluorocine dans l'eau).

Un bac d'évaporation se trouvait à proximité des bassins pendant les essais pour mesurer la quantité d'eau évaporée pendant la période d'essai. Les mesures se retrouvent dans le tableau 3.7. Pour simplifier les calculs, puisque seulement 0,03 m d'eau se sont évaporés en l'espace de  $2,80 \times 10^5$  secondes (environ 3,2 jours), cette valeur a été ignorée (influence minime sur le volume d'eau infiltré). De plus, la mesure de l'infiltration est déjà imprécise parce qu'il n'était pas possible de mesurer la quantité d'eau qui a fuit du bassin.

Tableau 3.7 Mesures prises dans le bac d'évaporation pendant les essais d'infiltration.

<b>t (s)</b>	<b><math>\Delta t</math> (s)</b>	<b>z (m)</b>	<b><math>\Delta z_{(t=0)}</math> (m)</b>	<b><math>\Delta z</math> (m)</b>
0,00E+00	-----	1,94E-01	0,00E+00	-----
1,30E+04	1,30E+04	1,78E-01	1,59E-02	1,59E-02
2,51E+04	1,21E+04	1,75E-01	1,91E-02	3,18E-03
2,58E+05	2,33E+05	1,65E-01	2,86E-02	9,52E-03
2,80E+05	2,14E+04	1,65E-01	2,86E-02	0,00E+00

### 3.4.1.2 Interprétation des résultats

Les résultats des essais d'infiltration sont difficiles à analyser. En premier lieu, ces essais ont été complétés dans l'espoir de relier la vitesse d'écoulement de l'eau avec la conductivité hydraulique sur le terrain ou un autre paramètre de ce type.

Pour déterminer la conductivité hydraulique il est nécessaire de connaître le gradient de l'eau qui s'infiltra dans le sol, comme démontré dans l'équation ci-bas :

$$k = \frac{v}{i} \quad (3.1)$$

où  $k$  correspond à la conductivité hydraulique (m/s),  $v$  est la vitesse de Darcy (m/s) et  $i$  le gradient hydraulique (sans unités). Or, le gradient ( $i$ ) correspond à la différence de charge sur une distance pré-déterminée ( $\Delta h/\Delta z$ ). Dans le cas des essais d'infiltration dans les bassins, il aurait fallu connaître la profondeur du front de mouillage à tout moment, ce qui était impossible dans le cas du bassin TP-1 et qui peut seulement être extrapolé pour le bassin TP-2 grâce à la présence de capteurs installés sous la zone d'infiltration. De plus, la charge ( $h$ ) variait à chaque seconde et était difficile à estimer puisque la profondeur du front de mouillage n'était pas connue. Finalement, les haldes à stériles de la mine Goldstrike ont un degré de saturation qui est bas (environ 25% selon les essais au nucléo-densimètre) et comme il a été expliqué au chapitre 2, la conductivité hydraulique d'un sol n'est pas nécessairement constante lorsque le degré de saturation ( $S_r$ ) varie. Par conséquent, au fur et à mesure que l'eau s'infiltra, le sol se saturait de plus en plus et sa conductivité hydraulique augmentait dans la zone affectée.

Malgré les limites énumérées au paragraphe précédent et même si la capacité d'infiltration des stériles de la mine Goldstrike ne peut être évaluée avec précision, elle peut être estimée. En observant les taux d'infiltration ( $\Delta I/\Delta t$ ) aux tableaux 3.5 et 3.6, on remarque que la capacité d'infiltration se situe aux alentours  $10^{-5}$  m/s. Cette valeur pourrait potentiellement être beaucoup plus basse, si on considère qu'une partie de l'eau qui provenait des bassins ne s'est pas infiltrée mais a fuit par les digues (ce qui s'est d'ailleurs produit). Par conséquent, il est sécuritaire de supposer que la capacité

d'infiltration des haldes au moment des essais se situait au maximum à  $10^{-5}$  m/s, mais qu'elle était probablement plus faible que cela.

Suite aux essais d'infiltration, les bermes ont été démontées et les zones d'infiltration observées. Les données obtenues par les sondes installées dans la zone d'infiltration TP-2 ont été téléchargées. Contrairement aux sondes HDS qui servent à mesurer la succion, les sondes TDR qui mesurent la teneur en eau volumique doivent être calibrées selon le sol dans lequel elles sont installées. Puisque les sondes ont été posées avant de pouvoir compléter la calibration, il était nécessaire de procéder à ce raisonnement mathématiquement après les essais. Pour ce faire, on a adopté les deux hypothèses suivantes :

- 1) La teneur en eau volumique du sol avant l'infiltration avait atteint sa valeur résiduelle ( $\theta_r$ ).
- 2) La teneur en eau maximale après l'infiltration correspondait à 90% de la porosité mesurée à l'aide du nucléo-densimètre (voir section 3.4.3).

L'équation générale de calibration peut s'écrire comme suit :

$$\theta = Ax^2 + Bx + C \quad (3.1)$$

où x est la valeur mesurée par la sonde TDR,  $\theta$  est la teneur en eau volumique et, A, B et C correspondent à des constantes de calibration (dont la valeur dépend du type de sol). Pour permettre la calibration des senseurs, deux équations ont pu être développées (ci-dessous). La première (équation 3.2) est pour la teneur en eau résiduelle dans le sol (correspondant à la valeur mesurée au nucléo-densimètre) et la deuxième (équation 3.3) est pour la teneur en eau maximale estimée à 90% de la porosité maximale du sol. Les valeurs de x pour les deux équations sont les valeurs minimales et maximales mesurées par la sonde TDR-W4 qui est localisée à 18 pouces (0,45 m) de profondeur. En utilisant les équations ci-dessous et la fonction solveur dans le logiciel MS Excel, il était possible de trouver les constantes de calibration (A, B, C) pour le senseur W4. On suppose que ces constantes sont les mêmes pour les trois autres sondes.

$$\theta_1 = 0.0730 = A(0.934)^2 + B(0.934) + C \quad (3.2)$$

$$\theta_2 = 0.2664 = A(2.105)^2 + B(2.105) + C \quad (3.3)$$

Puisqu'on se retrouve avec deux équations et trois inconnues, il est nécessaire d'utiliser une méthode itérative pour résoudre ce problème avec le solveur d'équations disponible dans le logiciel Microsoft Excel. Le tableau 3.8 montre les valeurs des variables A, B et C au départ et les résultats des constantes de calibration. Les valeurs de départ sont les constantes de calibration du matériau de l'empilement de lixiviation en tas A-A (« A-A leach pad ») qui se trouve sur la propriété de la mine Goldstrike (Zhan et al., 2001). Puisque plusieurs solutions existent aux équations 3.2 et 3.3, il a été supposé que les valeurs pour les stériles seraient semblables à celles du minerai dans l'empilement de lixiviation. En effet, les valeurs obtenues grâce au solveur sont similaires aux originales. À l'aide de ces variables, les courbes d'infiltration ont pu être tracées (figures 3.10 et 3.11).

Tableau 3.8 Constantes de calibration (A, B, C) utilisées pour les sondes TDR dans le matériau du empilement de lixiviation et dans les stériles.

Constantes	Empil. lixiviation	Stériles
A	0.1164	0.0948
B	-0.1345	-0.1229
C	0.0824	0.1051

Les résultats des capteurs représentent le déplacement du front de mouillage (figure 3.10) dans le sol et la courbe de saturation puis de désaturation du sol en fonction du temps (figure 3.11). On remarque bien qu'au fur et à mesure que la teneur en eau volumique augmente (figure 3.10), la succion diminue (figure 3.11).

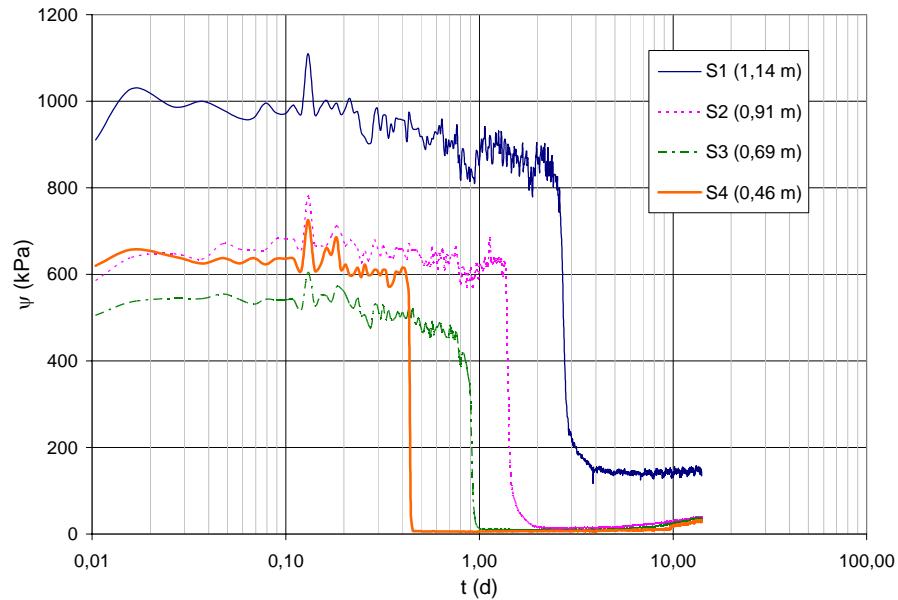


Figure 3.10 Profil de succion ( $\psi$ ) en fonction du temps obtenu par les sondes HDS suite à l'essai d'infiltration dans la zone TP-1.

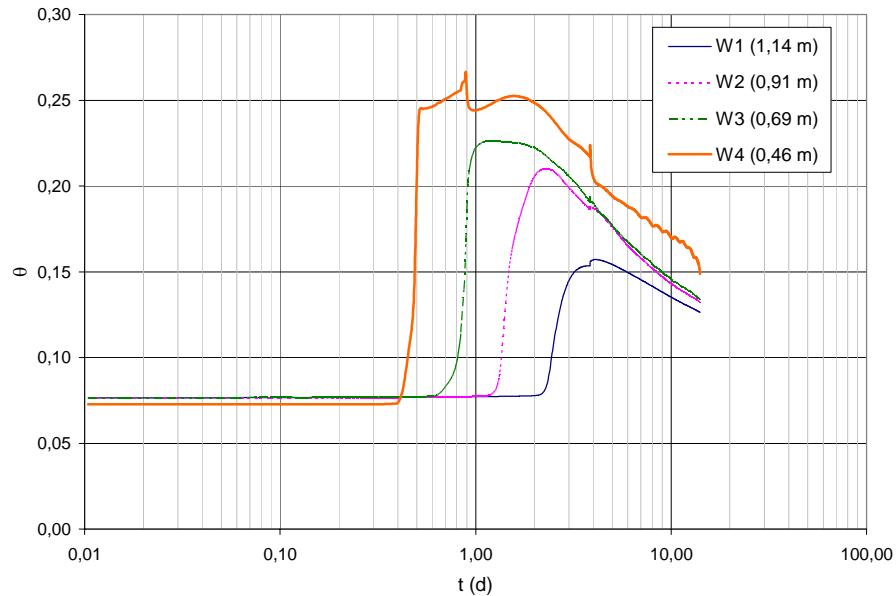


Figure 3.11 Profil de teneur en eau volumique ( $\theta$ ) en fonction du temps obtenu par les sondes TDR suite à l'essai d'infiltration dans la zone TP-1.

En analysant le profil de teneur en eau volumique en fonction du temps (figure 3.11), on remarque que la teneur en eau maximale est atteinte en environ 0,9 journée à une profondeur de 18" et 4 jours pour la sonde installée à 45". Par la suite, la teneur en eau volumique du sol se remet à diminuer.

Un graphique de la teneur en eau volumique tracée en fonction de la succion montre la présence d'hystérosis dans le sol (figure 3.12). Les effets d'hystérosis entraînent des différences entre les fonctions hydriques selon qu'elles sont mesurées en mouillage ou en drainage, comme on peut le remarquer à la figure ci-dessous. Plusieurs raisons peuvent expliquer le développement de ce phénomène dans les matériaux granulaires; les principales sont les suivantes (Hillel, 1998 ; Lebeau, 1998) :

- Non-uniformité de la géométrie des pores (« inkbottle effect »);
- Dépendance de l'angle de contact avec la direction de l'écoulement (mouillage vs. drainage);
- Présence d'air emprisonné dans les pores.

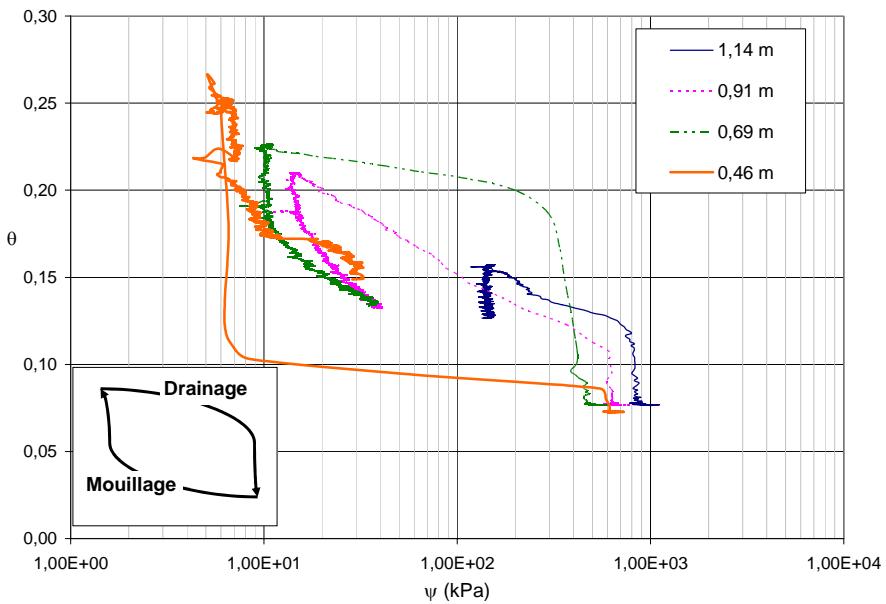


Figure 3.12 Évolution de la teneur en eau volumique en fonction de la succion mesurée à quatre profondeurs données pendant l'essai d'infiltration.

La figure 3.13 correspond aux courbes de mouillage telles qu'enregistrées par les capteurs tandis que la figure 3.14 montre les courbes de drainage. Au début de la phase de mouillage (diminution de la succion dans le sol), lorsque la succion se situe entre 500 kPa et 1000 kPa (selon la position du capteur), la teneur en eau volumique du sol augmente très rapidement. Par la suite, l'augmentation jusqu'à la valeur maximale est plus graduelle (lorsque la valeur de la succion est moins élevée). Par contre, lorsque le drainage se produit (c'est-à-dire lors d'une augmentation de la succion dans le sol), on remarque que la teneur en eau volumique diminue rapidement lorsque la succion est peu élevée puis le taux de changement a tendance à devenir moins grand au fur et à mesure que la succion augmente. S'il n'y avait pas d'hystérésis, les courbes de mouillage et de drainage seraient identiques. Dans le cas de stériles miniers, on peut associer ce phénomène à la présence de plus gros pores qui s'emplissent et qui se vident très rapidement. En contrepartie, puisque le matériau grossier se retrouve aussi enchassé dans une matrice de matériau plus fin, ceci

signifie aussi qu'il y a des pores plus petits qui retiennent l'eau (voir la section sur l'écoulement en milieu non saturé au chapitre 2).

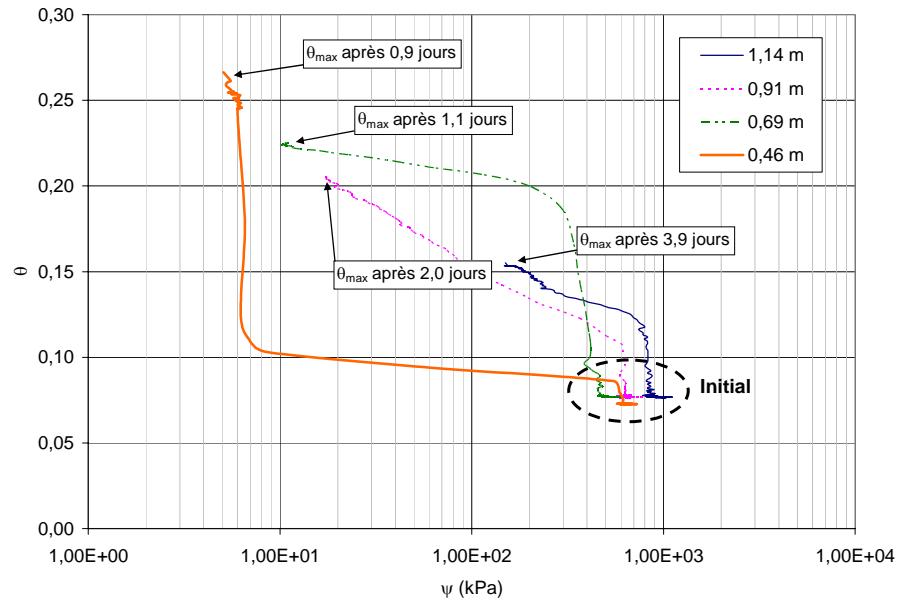


Figure 3.13 Courbes de saturation (teneur en eau volumique ( $\theta$ ) en fonction de la succion ( $\psi$ )) pour quatre profondeurs mesurées lors de l'essai d'infiltration sur le site TP-1.

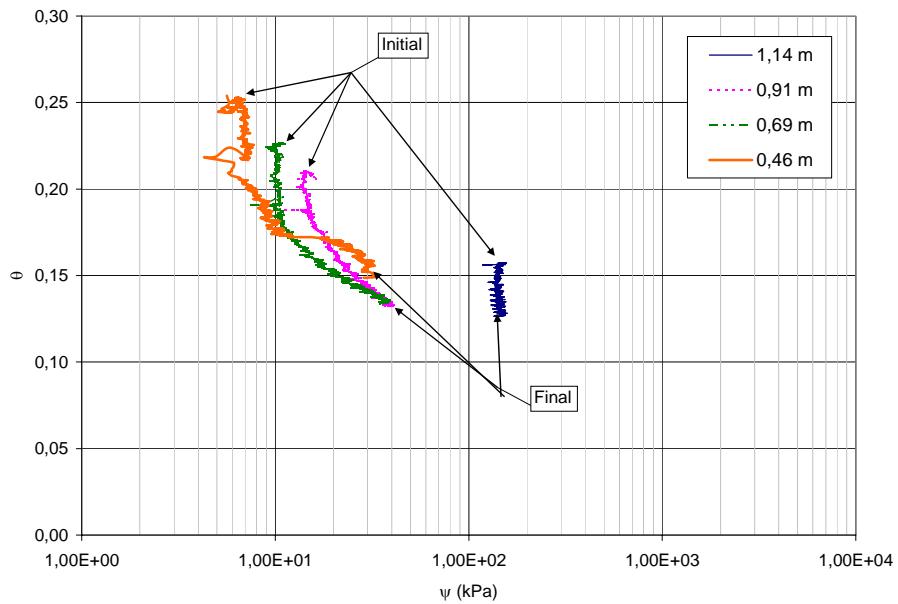


Figure 3.14 Courbes de désaturation (teneur en eau volumique ( $\theta$ ) en fonction de la succion ( $\psi$ )) pour quatre profondeurs données lors de l'essai d'infiltration sur le site TP-1.

Il est aussi intéressant d'évaluer la vitesse de déplacement du front de mouillage dans le sol (tableau 3.9). C'est sa valeur relative entre 2 capteurs qui a été calculée.

Tableau 3.9 Données permettant d'estimer la vitesse de déplacement du front de mouillage dans les stériles sous la zone d'infiltration TP-1.

$z_c$ (m)	$\Delta z_c$ (m)	t (s)	$\Delta t$ (s)	$\Delta z_c/\Delta t$ (m/s)
0,00	----	0,00E+00	----	----
0,46	0,46	3,89E+04	3,89E+04	1,18E-05
0,69	0,23	7,34E+04	3,46E+04	6,61E-06
0,91	0,23	1,30E+05	5,62E+04	4,07E-06
1,14	0,23	2,33E+05	1,04E+05	2,20E-06

où  $z_c$  est la profondeur des capteurs en mètres, t le temps d'arrivée du front de mouillage en secondes mesuré à la figure 3.11 et  $\Delta z_c/\Delta t$  correspond à la

vitesse estimée de déplacement de ce front entre 2 points (en mètres par seconde).

On reconnaît que les valeurs du tableau 3.9 sont similaires à ce qui a été observé à la surface (voir tableau 3.5) où la capacité d'infiltration maximale des stériles a été estimée à environ  $10^{-5}$  m/s. En observant la colonne de droite du tableau 3.9 ainsi que la figure 3.15 ci-dessous, on remarque que la vitesse de déplacement du front de mouillage diminue avec la profondeur. Ce phénomène est associé à la dispersion de l'eau en profondeur dans le sol (voir figure 3.16). Effectivement, l'infiltration de l'eau dans le sol n'est pas parfaitement verticale et correspond plus à un bulbe dont le diamètre augmente en profondeur. Par conséquent, au fur et à mesure que la profondeur d'infiltration augmente, le volume des pores est plus grand, et il faut plus de temps pour saturer un sol ; ce qui diminue la vitesse d'infiltration en profondeur. L'annexe A (CD-ROM) montre les fichiers Excel obtenus avec les sondes (onglet « waste » du fichier « wastecal\_travaillé.xls » dans le dossier « Terrain »).

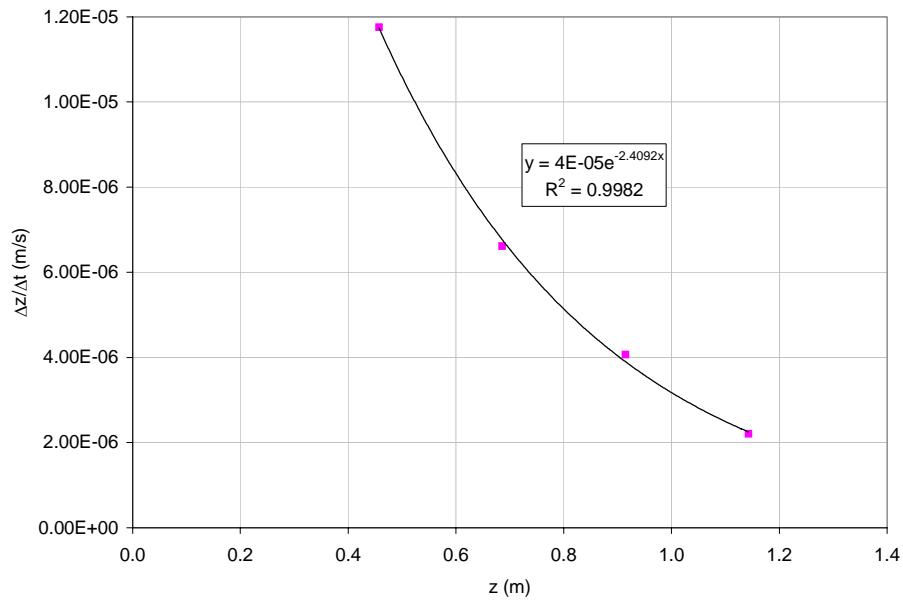


Figure 3.15 Vitesse de déplacement du front de mouillage en fonction de la profondeur tel que capté par les sondes HDS lors de l'essai d'infiltration à la zone TP-1 (données du tableau 3.9).

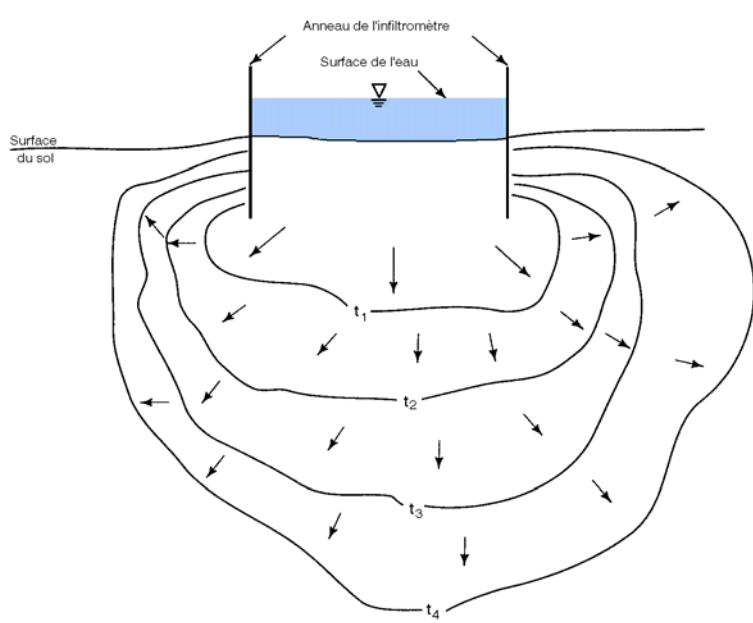


Figure 3.16 Schématisation de l'infiltration d'un fluide dans un milieu poreux (Dingman, 1994).

### 3.4.1.3 Excavation de la tranchée

Pour pouvoir observer les chemins d'infiltration dans les stériles, une tranchée ayant une profondeur approximative de 6 pieds (1,8 m) a été excavée sous la zone TP-1 par tranches d'environ 1 pied (0,3 m) de hauteur. Ceci permettait de bien discriminer les différents horizons de stériles présents et aussi de prendre des échantillons à tous les pieds. Une description du profil complet du sol se trouve au tableau 3.10. La tranchée présente une zone assez hétérogène avec cinq différents matériaux retrouvés au cours de l'excavation. Puisque la plupart des matériaux sont de couleur sombre, il a été impossible d'observer les chemins d'écoulement de l'eau colorée avec la fluorescéine plus bas qu'à une profondeur de 20 pouces (0,5 m). Malheureusement, à cette distance de la surface, l'écoulement semblait encore relativement homogène et aucun chemin préférentiel n'a été observé.

Tableau 3.10 Description visuelle du profil du sol excavé sous la zone d'infiltration TP-2, 72 heures après le début de l'essai (des photos des différents horizons de sol sont disponibles dans le CD-ROM à l'annexe A (fichier « tranchée.pdf » dans le dossier « Terrain »)).

Profondeur	Commentaires
0" – 5"	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Croûte compactée qui est très dure et granulaire.</li> <li>- Relativement sèche ce qui peut laisser supposer qu'une partie de l'eau retenue dans cette croûte s'évapore au lieu de s'infiltrer.</li> <li>- Impossible de voir le traceur coloré.</li> </ul>
5" – 20"	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Humide et possède une bonne cohésion.</li> <li>- Le matériau est rougeâtre et semblable à celui découvert lors de l'excavation de la tranchée dans TP-2 pour installer les sondes.</li> <li>- Comme pour la couche précédente, il est difficile de remarquer le colorant même si on le voit à certains endroits.</li> <li>- Une matrice de sol plus fin est encastrée dans un matériau plus granulaire (diamètre supérieur à 2").</li> <li>- Hautement compactée (impossible de creuser un trou avec le talon d'une botte de travail).</li> </ul>
20" – 24"	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Matériau de couleur beige-jaune.</li> <li>- Couche argileuse compactée qui semble retenir l'humidité.</li> <li>- Le colorant ne semble pas avoir traversé cette partie (quoique impossible à confirmer ou infirmer).</li> </ul>
24" – 68"	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sol noir qui est semblable au PAG ramené au laboratoire de l'École Polytechnique. Semble contenir moins de particules fines et être plus granulaire que le matériau rouge sur le dessus.</li> <li>- On retrouve des roches ayant un diamètre supérieur à 2". Ces dernières sont friables et se dégradent en particules ayant la taille d'un gravier ou du sable.</li> <li>- À une profondeur 36", on peut remarquer que le matériau est moins compacté qu'à 24". Il est aussi moins humide à cette profondeur.</li> <li>- À 48", la différence de densité est impressionnante. À ce point, le matériau est presque lâche et creuser un trou avec le talon d'une botte est facile (ce qui n'était même pas possible à 36". Le matériau est plus granulaire et moins humide.</li> <li>- Les observations à 60" sont semblables à ce qui a été observé à 48" mais il y a une plus grande concentration de roche ayant un diamètre supérieur à 6".</li> </ul>
68" – 76"	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Couche de matériau beige.</li> <li>- N'est pas aussi graveleux que le matériau précédent mais est plus compacté et plus humide.</li> </ul>

Des essais au nucléo-densimètre ont été complétés à tous les 2 pieds (0,6 m) lors de l'excavation de la tranchée (voir tableau 3.11). Les valeurs extrapolées (densité en place (ou indice de densité,  $I_D$ ), porosité ( $n$ ), degré de saturation ( $S_r$ ), porosité remplie par l'air ( $\theta_a$ ) et teneur en eau volumique ( $\theta$ )) ont été calculées selon une densité des

grains ( $G_s$ ) de 2,65 qui correspond à la valeur obtenue en laboratoire avec les échantillons récupérés à la zone d'échantillonnage TP-1. Les résultats démontrent clairement que la densité en place du matériau diminue entre les mesures prises à 34" et 42". Ce phénomène est illustré à la figure 3.17. On reconnaît que la densité chute d'environ  $2,5 \text{ kN/m}^3$  entre des profondeurs de 0,75 m et de 1,25 m, et qu'ensuite cette valeur semble constante à environ  $17,7 \text{ kN/m}^3$ . Ceci confirme l'hypothèse de la présence d'une zone compactée en surface (environ 1 m) causée par la circulation de la machinerie sur la surface des haldes.

Tableau 3.11 Données mesurées par le nucléo-densimètre lors de l'excavation de la tranchée sous la zone d'infiltration TP-1.

<b><math>z</math> ("")</b>	<b><math>z</math> (m)</b>	<b><math>\gamma</math> (<math>\text{kN/m}^3</math>)</b>	<b><math>\gamma_d</math> (<math>\text{kN/m}^3</math>)</b>	<b>w</b>	<b><math>I_D</math></b>	<b>n</b>	<b><math>S_r</math></b>	<b><math>\theta_a</math></b>	<b><math>\theta</math></b>
6	1,5E-01	20,7	20,2	3,75%	2,06	0,22	23,57%	0,17	0,05
30	7,62E-01	20,2	18,3	10,4%	1,9	0,31	62,6%	0,12	0,19
34	8,64E-01	20,3	18,4	10,3%	1,9	0,31	63,4%	0,11	0,19
42	1,07E+00	17,8	16,1	10,4%	1,6	0,39	43,8%	0,22	0,17
46	1,17E+00	17,7	16,0	10,6%	1,6	0,40	43,6%	0,22	0,17
78	1,98E+00	17,7	15,9	11,5%	1,6	0,40	46,3%	0,22	0,19
82	2,08E+00	18,2	16,4	10,9%	1,7	0,38	47,9%	0,20	0,18

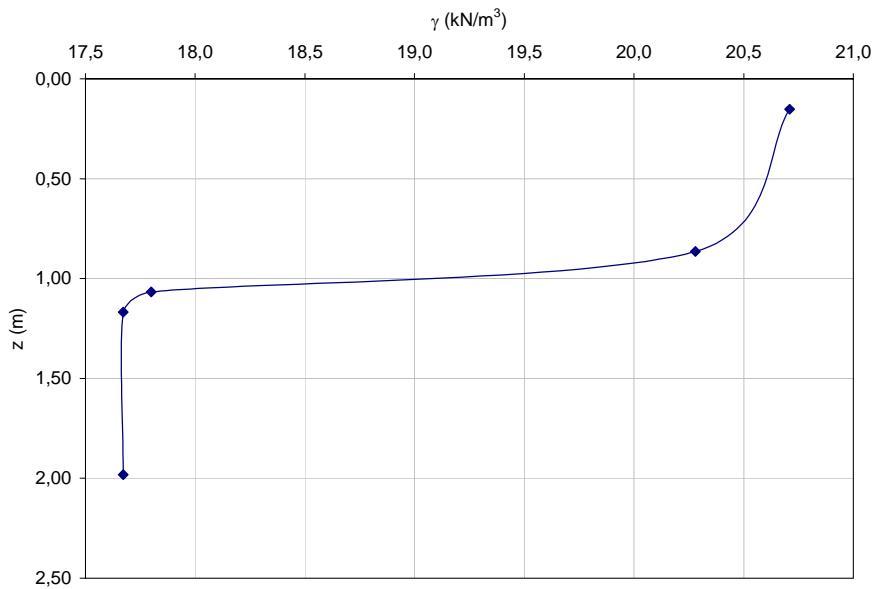


Figure 3.17 Évolution de la densité ( $\gamma$ ) en fonction de la profondeur (z) à l'aide des données mesurées au nucléo-densimètre dans la tranchée sous la zone d'infiltration TP-2.

### 3.4.2 Perméamètre à entrée d'air (« Air entry permeameter »)

Un perméamètre à entrée d'air a été utilisé pour mesurer la capacité d'infiltration de la surface des haldes à deux endroits. Bouwer (1995) estime que c'est la méthode la plus efficace et la plus simple pour déterminer la conductivité hydraulique en l'absence d'une nappe phréatique. La suite du paragraphe suivant est une description de la théorie et de l'installation d'un tel appareil (Norme ASTM D 5126-90; Bouwer, 1995). Le perméamètre à entrée d'air (voir figure 3.18) consiste en un anneau d'environ 0,3 m qui est enfoncé dans le sol sur une distance de 10 à 20 cm et qui est scellé avec de la bentonite. Le sol à l'intérieur de l'anneau est ensuite recouvert d'une fine couche de sable (quelques centimètres) pour favoriser une infiltration homogène de l'eau dans la matrice du sol. L'anneau est alors scellé par un couvercle qui possède une burette de mesure et un réservoir qui permet d'ajouter de l'eau dans le montage. Par la suite, de l'eau est ajoutée à l'ensemble du montage par le réservoir. Une fois le montage saturé

en eau, le niveau du réservoir doit demeurer constant jusqu'à ce que l'on estime que l'eau a pénétré à une profondeur de 10 cm dans le sol. Ensuite, une dizaine de mesures de niveau d'eau en fonction du temps sont prises puis la valve d'alimentation est fermée. À ce moment, la pression de l'eau au-dessus le sol va commencer à diminuer jusqu'à atteindre la pression d'entrée d'air de la zone mouillée. Lorsque ceci se produit, de l'air va remonter à la surface et des bulles vont apparaître dans l'eau de surface, augmentant ainsi la pression de l'eau. Lorsque la pression minimale est atteinte sur le manomètre à vide, cette valeur est notée et l'essai peut être arrêté. Finalement, le montage est défaire et la profondeur de la zone mouillée est mesurée.

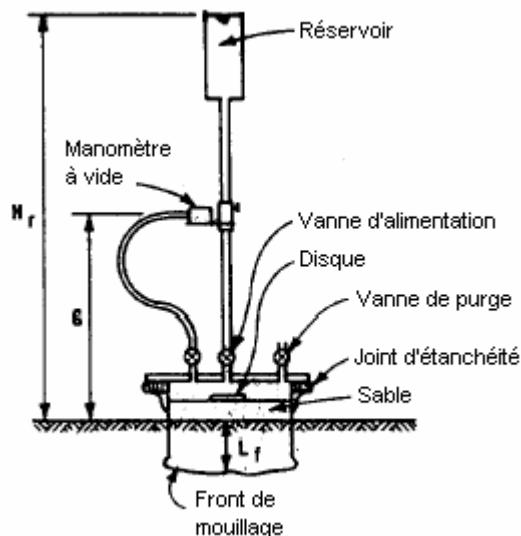


Figure 3.18 Schématisation d'un perméamètre à entrée d'air (tiré de Bouwer, 1995).

Une fois l'essai terminé, la conductivité hydraulique peut être estimée à l'aide de l'équation suivante (Bouwer, 1995 ; ASTM D 5126-90) :

$$k = \frac{L_f (\partial H_r / \partial t) (r_r / r_c)^2}{H_r + L_f - 0,5 P_a} \quad (3.4)$$

où  $k$  = conductivité hydraulique saturée (m/s).

$L_f$  = profondeur du front de mouillage (m).

$\partial H_r / \partial t$  = taux de changement de la hauteur du réservoir au dessus du sol juste avant de fermer la valve d'alimentation (m/s).

$H_r$  = hauteur du réservoir juste au dessus du sol juste avant de fermer la valve d'alimentation (m).

$r_r$  = rayon du réservoir (m).

$r_c$  = rayon du cylindre d'injection dans le sol (m).

$P_a$  = pression d'entrée d'air de la zone mouillée (négative, en mètres). Cette valeur correspond à la somme de la pression minimale mesurée sur le manomètre à pression ( $P_{min}$ ), de la distance du manomètre au sol (G) et de la profondeur du front de mouillage ( $L_f$ ) ou :  $P_a = -1 \times (P_{min} + G + L_f)$ .

La pression d'entrée d'air (AEV ou  $P_a$  dans Bouwer, 1995) est utilisée pour déterminer la pression d'entrée d'eau (WEV ou  $P_w$  dans Bouwer, 1995) qui est estimée comme étant égale à la moitié de cette dernière ( $P_w = 2,0 \times P_a$ ). Par conséquent, si la pression d'entrée d'eau peut être déterminée autrement, il est possible d'utiliser cette valeur directement dans l'équation 3.4 en replaçant le terme «  $2,0 \times P_a$  » et ainsi obtenir une conductivité hydraulique qui serait plus précise. Ce sont ces hypothèses qui sont utilisées par Bouwer (1995) pour l'analyse de l'essai du perméamètre à entrée d'air.

Puisque cet essai demande de l'équipement spécialisé et du personnel qualifié, des techniciens de la compagnie Knight-Piesold ont été mandatés pour ce travail. La procédure utilisée est une adaptation de Knight-Piesold basée sur la norme ASTM D-5126. Les deux endroits choisis pour ces essais étaient situés à côté des bassins d'infiltration (TP-1 et TP-2). Les résultats obtenus lors de ces essais sont disponibles à l'annexe A (fichier « air-entry-perm.xls » dans le dossier « Terrain ») et le résumé est présenté au tableau 3.12. Un essai a été tenté sur le matériau Carlin. Par contre, puisque le sol est pulvérulent, il n'était pas possible de bien sceller l'anneau d'infiltration. Par conséquent, aucun résultat n'est disponible pour ce matériau.

Tableau 3.12 Résultats obtenus par Knight-Piesold pour les essais d'infiltromètre à pression.

Site	$k_{moy}$ (m/s)	$\psi_a$ (kPa)
TP-1	7,70E-8	77,41
TP-2	5,08E-9	83,00

À première vue, il semble que les conductivités hydrauliques mesurées soient basses pour des stériles miniers ( $7,70 \times 10^{-8}$  m/s pour le site TP-1 et  $5,08 \times 10^{-9}$  m/s pour le site TP-2) et que les valeurs utilisées pour la pression d'entrée d'air (AEV ou  $\psi_a$ ) soient élevées. Il semble alors intéressant de remplacer la valeur de la pression d'entrée d'air mesurée sur le terrain par d'autres valeurs pour voir l'influence de ce terme. Le tableau ci-dessous montre les  $\psi_a$  trouvées en laboratoire (PAG 0,4) et à l'aide du modèle de Kovàcs modifié (Aubertin et al., 2003b) (PAG (< 20 mm)) (voir chapitres 4 et 5). En observant le tableau 3.13, il est possible de constater que la valeur de la pression d'entrée d'air est très variable. Les résultats de laboratoire donnent aussi une valeur élevée pour un matériau grossier comme des stériles miniers. On peut associer ceci au niveau de compaction élevé à la surface de la halde et aussi à la présence de fines dans le matériau. En effet, comme il a été cité au chapitre 2, le matériau fin joue un grand rôle dans la détermination de la pression d'entrée d'air (Yazdani, 1995). La figure 3.19 montre la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression d'entrée d'air (graphique log-log) lors d'essais effectués au perméamètre à succion. Les points sont les résultats qui ont été observés sur le terrain tandis que les courbes représentent l'équation 3.4 qui est tracée en utilisant les valeurs ( $L_f$ ,  $\delta H_f / \delta t$ ,  $H_r$ ,  $r_r$ ,  $r_c$ ) obtenues sur le terrain et en variant la valeur de  $P_a$  (ou  $\psi_a$ ) pour vérifier l'effet sur la valeur de la conductivité hydraulique saturée. On remarque que la conductivité hydraulique n'est pas particulièrement influencée par la valeur de  $\psi_a$  lorsque cette dernière est inférieure à 10 kPa. Par la suite, il y a une légère diminution de la conductivité hydraulique lorsque  $\psi_a$  augmente passé cette valeur. Cependant, cette valeur diminue au plus d'un ordre de grandeur lorsque  $\psi_a$  se situe entre 10 kPa et 100 kPa. L'influence de la valeur de la pression d'entrée d'air

dans l'interprétation des essais au perméamètre à succion n'est donc pas très grande dans l'équation 3.4. Aussi, on peut déduire que la conductivité hydraulique mesurée lors de ces essais représenterait bien la valeur de la zone compactée par la machinerie. On peut ainsi conclure que cette couche limite la capacité d'infiltration de l'eau à l'intérieur des haldes à stériles.

Tableau 3.13 Pression d'entrée d'air mesurée pour différents matériaux de la mine Goldstrike.

Cas	Source	$\psi_a$ (kPa)
AEP #1	Terrain	77,41
AEP #2	Terrain	83,00
PAG (< 20 mm)	Laboratoire	0,20
PAG 0,4	Modèle MK	45,00

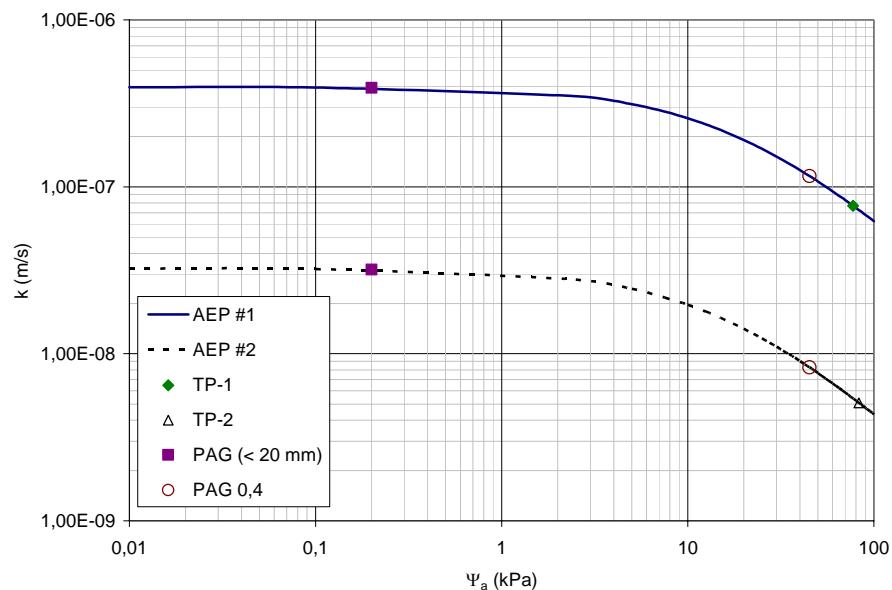


Figure 3.19 Conductivité hydraulique des zones d'infiltration mesurées à l'aide d'un perméamètre à pression selon différentes valeurs de la pression d'entrée d'air.

### 3.4.3 Mesures in situ au nucléo-densimètre

#### 3.4.3.1 Description des essais

Plusieurs propriétés ont été mesurées ou extrapolées à l'aide de mesures sur le terrain prises avec un nucléo-densimètre. Cet appareil a été utilisé pour déterminer la densité en place ( $\gamma$ ), la densité sèche ( $\gamma_d$ ) et la teneur en eau massique (w). Il y a eu plusieurs essais d'effectués à différents endroits sur les haldes à stériles. Les quatre types d'essais sont les suivants :

- 1) Essais de densité à côté des bassins d'infiltration et des essais de perméamètres à pression (nommés TP-#).
- 2) Essais de densité à des endroits choisis aléatoirement sur les haldes à stériles pour vérifier si le niveau de compaction par la machinerie est uniforme (nommés ND-#). La position de ces sites se retrouve à la figure 3-2.
- 3) Essais de densité sur le Carlin (nommés TCS-#) à l'endroit où l'essai avec le perméamètre à pression a été tenté.
- 4) Essais de densité dans la tranchée de TP-1 pour vérifier la variation du niveau de compaction avec la profondeur (voir tableau 3.11).

Comme pour les mesures prises dans la tranchée, une valeur de 2,65 (évaluée au laboratoire, voir section 4.2.3) a été utilisée pour la densité relative des grains ( $D_r$ ) pour extrapoler les valeurs de la densité relative en place ( $I_D$ ), la porosité (n), le degré de saturation ( $S_r$ ), la porosité remplie d'air ( $\theta_a$ ) et la teneur en eau volumique ( $\theta$ ). La valeur de la densité relative des grains ( $D_r$ ) correspond à la moyenne entre la valeur du PAG ( $D_r=2,62$ ) et celle du Non-PAG ( $D_r=2,68$ ) qui ont été mesurées en laboratoire (voir chapitre 4). Puisqu'il est impossible d'évaluer la valeur de la densité relative des grains à tous les endroits échantillonnés, il a été supposé que la moyenne entre les valeurs du PAG et du Non-PAG représentait une bonne approximation de ce qui pourrait être observé sur le terrain. Le tableau 3.14 montre les résultats obtenus à l'aide de cet appareil.

Tableau 3.14 Résultats des mesures prises avec le nucléo-densimètre à différents endroits sur les haldes à stériles de la mine Goldstrike.

Site	z (")	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w	$I_D$	n	$S_r$	$\theta_a$	$\theta$
TP-1	-----	-----	20,7	20,2	3,75%	2,06	0,22	23,57%	0,17	0,05
TP-2	-----	-----	19,8	19,1	2,55%	1,95	0,26	27,57%	0,19	0,07
ND-1A	6	1,52E-01	21,0	19,6	7,10%	2,00	0,25	57,90%	0,10	0,14
ND-1B	10	2,54E-01	20,4	19,0	7,40%	1,93	0,27	53,32%	0,13	0,14
ND-2-A	6	1,52E-01	20,2	19,7	2,70%	2,01	0,24	21,84%	0,19	0,05
ND-2-B	10	2,54E-01	20,3	19,8	2,60%	2,02	0,24	22,29%	0,18	0,05
ND-4A	6	1,52E-01	20,1	19,4	3,30%	1,98	0,25	26,03%	0,19	0,07
ND-4B	10	2,54E-01	20,2	19,5	3,30%	1,99	0,25	26,48%	0,18	0,07
ND-5A	6	1,52E-01	20,3	20,0	1,60%	2,03	0,23	13,79%	0,20	0,03
ND-5B	8	2,03E-01	20,0	19,6	1,70%	2,00	0,25	14,35%	0,21	0,04
ND-6A	6	1,52E-01	21,0	19,9	5,40%	2,03	0,23	46,52%	0,13	0,11
ND-7A	6	1,52E-01	20,2	19,7	2,50%	2,01	0,24	20,42%	0,19	0,05
ND-7B	10	2,54E-01	20,3	19,9	2,40%	2,02	0,24	21,05%	0,19	0,05
Carlin-1	6	1,52E-01	14,6	12,7	14,30%	1,30	0,51	36,45%	0,32	0,19
Carlin-2	10	2,54E-01	14,5	12,7	14,20%	1,30	0,51	36,14%	0,33	0,18

### 3.4.3.2 Analyse des résultats

En premier lieu, on constate que la densité est assez constante malgré le fait que les essais ont été effectués à plusieurs endroits sur les haldes à stériles. D'ailleurs, le tableau ci-dessous (tableau 3.15) montre les résultats moyens pour des profondeurs de 0,15 m et de 0,25 m (en faisant exclusion des résultats obtenus dans le Carlin et à côté des zones d'infiltration). On remarque que les valeurs de densité sont semblables et se situent aux environs de 20 kN/m<sup>3</sup> tant pour la densité ( $\gamma$ ) que la densité sèche ( $\gamma_d$ ) et ce, aux deux profondeurs. Ce qui explique aussi la constance de la densité relative en place ( $I_D$ ). De plus, la porosité dans le sol pour tous les sites se situe aux environs de 0,25, sans grande variation d'un endroit à l'autre. Malgré la distance entre les sites d'essai et leur différence dans l'âge du matériau, l'usage du site et la densité du trafic ayant circulé à ses endroits, les données semblent être relativement constantes. On peut donc déduire que les propriétés de surface des haldes sont assez similaires à la grandeur de l'empilement. En contrepartie, la teneur en eau massique (w), le degré de saturation ( $S_r$ ) et la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) semblent être

relativement variables d'un endroit à l'autre. La proportion d'eau à un endroit sur les haldes dépend de plusieurs facteurs dont les conditions climatiques qui influencent le taux d'évaporation selon l'ensoleillement et l'exposition au vent. De plus, un facteur considéré comme très important dans la quantité d'eau présente dans le sol est la fréquence de passage des camions à eau qui arrosent la surface de roulement pour diminuer les particules en suspension dans l'air. Si un camion à eau circule plus fréquemment dans une zone pendant une certaine période, il est normal que la teneur en eau des stériles à cet endroit soit plus élevée. Cependant il importe de se rappeler que malgré la grande variation des teneurs en eau entre les sites, il n'en demeure pas moins que les stériles se retrouvent dans leur ensemble en conditions fortement non saturées. En effet, seulement deux sites sur une possibilité de 10 (tous ceux utilisés pour faire les moyennes) ont un degré de saturation supérieur à 50% et, dans la plupart des autres cas, il est inférieur à 30%.

Tableau 3.15 Données moyennes des résultats obtenus lors de la campagne de mesure au nucléo-densimètre sur les haldes à stériles de la mine Goldstrike (en faisant abstraction des sites TP-1, TP-2, TCS-1A et TCS-1B).

	Profondeur 15 cm		Profondeur 25 cm	
	Moyenne	Écart type	Moyenne	Écart type
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,4	4,2E-01	20,3	8,5E-02
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,7	1,9E-01	19,5	4,1E-01
w	3,77%	2,07%	3,93%	2,35%
$I_D$	2,01	1,98E-02	1,99	4,23E-02
n	0,26	7,34E-03	0,26	1,57E-02
$S_r$	29,38%	16,27%	29,18%	14,57%
$\theta_a$	0,18	4,11E-02	0,18	2,94E-02
$\theta$	0,08	4,19E-02	0,08	4,46E-02

### 3.4.4 Échantillonnage des stériles

Plusieurs échantillons ont été ramassés pour étudier les stériles en laboratoire. Vu la taille des haldes et le nombre de types de roches sur le site minier, il était impossible, avec le temps disponible, de compléter une campagne d'échantillonnage vraiment

rigoureuse. Par conséquent, des échantillons de PAG et de Non-PAG ont été collectés à des endroits qui semblaient représenter ces deux matériaux. En parallèle, on a récupéré un échantillon du matériau Carlin. Plusieurs échantillons ont été collectés aux endroits où les essais d'infiltration ont pris place. Selon la quantité de matériau nécessaire ou disponible, ils étaient placés soit dans des seaux de 5 gallons (19 litres), des barils de 55 gallons (208 litres) ou des sacs « Ziploc » d'un gallon (4 litres). Le tableau 3.16 montre les différents échantillons ramenés suite à la visite de terrain. Voici une partie des essais qui étaient planifiés au laboratoire de Polytechnique :

- a) Analyse granulométrique;
- b) Densité spécifique des grains ( $G_s$ );
- c) Essais de compaction (Proctor ou Proctor modifié);
- d) Essais de conductivité hydraulique (charge constante, charge variable, triaxial);
- e) Détermination de la courbe de rétention d'eau (cellules Tempe).

Tableau 3.16 Liste des échantillons récupérés à la mine Goldstrike.

Numéro	Endroit	Taille	Description
1 et 2	Près de TP-2	Seau	Surface de roulement (0-1") qui a été grattée par une pelle-rétrocaveuse (« backhoe »).
3	Trou TP-1	Sac	Croûte présente lors de l'excavation du trou sous la zone TP-2 (0 - 2").
4	Trou TP-1	Sac	Croûte présente lors de l'excavation du trou sous la zone TP-2 (2 - 4").
5	Trou TP-1	Seau	Croûte présente lors de l'excavation du trou sous la zone TP-2 (2 - 4").
6	Tranchée TP-2	Sac	Échantillon scellé pour conserver l'humidité (0 - 1').
7	Tranchée TP-2	Sac	Échantillon scellé pour conserver l'humidité (1 - 2').
8	Tranchée TP-2	Sac	Échantillon scellé pour conserver l'humidité (2 - 3').
9	Tranchée TP-2	Sac	Échantillon scellé pour conserver l'humidité (3 - 4').
10	Tranchée TP-2	Sac	Échantillon scellé pour conserver l'humidité (4 - 5').
11	Tranchée TP-2	Sac	Échantillon scellé pour conserver l'humidité (5 - 6').
13	Tranchée TP-2	Seau	Échantillon des stériles dans la tranchée (0 - 1').
14	Tranchée TP-2	Seau	Échantillon des stériles dans la tranchée (1 - 2').
15	Tranchée TP-2	Seau	Échantillon des stériles dans la tranchée (2 - 3').
16	Tranchée TP-2	Seau	Échantillon des stériles dans la tranchée (3 - 4').
17	Tranchée TP-2	Seau	Échantillon des stériles dans la tranchée (4 - 5').
18	Tranchée TP-2	Seau	Échantillon des stériles dans la tranchée (5 - 6').
19	Carlin	Baril	Matériaux Carlin qui se trouvait à côté des pentes restaurées de la section « West 9 ».
20 et 21	PAG	Baril	Matériaux PAG sur le niveau 5600 (approx. 120 lb avec < 1" éliminé).
22	Non-PAG	Baril	Matériaux Non-PAG sur le niveau 5500 (approx. 60 lb avec < 1" éliminé).

### 3.5 Remarque finales

Ce chapitre a permis de décrire des empilements de stériles en travaillant sur un cas réel, soit les haldes à stériles de la mine Goldstrike. En premier lieu, il a été remarqué que ce sont des structures immenses qui sont difficiles à définir à l'aide d'une simple campagne d'échantillonnage et de collecte de données ou en complétant des essais de laboratoire. À petite échelle, les haldes à stériles sont des structures hautement hétérogènes mais elles semblent avoir une certaine homogénéité lorsqu'elles sont analysées dans leur ensemble.

Chaque banc peut être composé de roches différentes et il y a souvent une grande variabilité entre les propriétés chimiques et physiques des différents types de roches présents. Il y a une ségrégation horizontale causée par la concentration de matériau ayant une granulométrie plus grossière au pied de la pente tandis qu'un classement latéral se développe lorsque des matériaux ayant des propriétés différentes se trouvent à être déposés à côté, sur le même niveau et le même banc. Ceci peut créer une grande variabilité dans les propriétés telles que la granulométrie, la conductivité hydraulique et le potentiel de génération d'acide. Additionnellement, le matériau dans les haldes à stériles est stratifié. Ceci est causé entre autres, par les phénomènes de ségrégation horizontale et de classement latéral. Encore une fois, la variation des propriétés physiques et chimiques peut être très grande entre les strates. Un exemple de stratification est la compaction des couches de roulement par la circulation de la machinerie lourde dont l'effet premier est de créer un système d'écoulement de l'eau beaucoup plus complexe.

Lors de la visite de terrain à la mine Goldstrike, il a été possible de compléter une série d'essais d'infiltration. Les deux types d'essais furent : des essais à grande échelle dans des sections limitées par des digues imperméables et des essais d'infiltration à l'aide d'un perméamètre à pression ; les deux types sur une zone compactée et une zone moins compactée des haldes à stériles. La zone compactée a été définie comme étant un endroit où la circulation avait causé un niveau de compaction élevé du matériau (une sortie de rampe) tandis que la zone moins

compactée était la crête d'un banc où les camions déchargeaient et où la machinerie ne circulait pas.

Les essais au perméamètre à succion ont donné des résultats qui sont entre 3 et 4 ordres de grandeur plus petits que les essais d'infiltration à plus grande échelle ( $7,70 \times 10^{-8}$  m/s pour le site TP-2 et  $5,08 \times 10^{-9}$  m/s pour le site TP-1). Il est intéressant de remarquer que la valeur de la pression d'entrée d'air n'influence pas beaucoup le calcul de la conductivité hydraulique suite à des essais au perméamètre à succion (figure 3.19). On peut croire que ces valeurs peu élevées de conductivité hydraulique sont reliées aux propriétés de la surface compactée par la machinerie lourde.

Des valeurs de densité, de teneur en eau et de porosité ont été prises à différents endroits sur les haldes à stériles à l'aide d'un nucléo-densimètre. Il a été constaté qu'au travers de toute la structure, les densités sèches et humides prises à différents endroits étaient toujours semblables et se situaient aux alentours de  $20 \text{ kN/m}^3$ . La porosité aussi était relativement constante avec des valeurs aux alentours de 0,25. Par contre, la teneur en eau était plutôt variable, ce qui peut être expliqué par une différence dans la capacité d'évaporation d'eau de certaines zones ou par une variation dans la fréquence de circulation des camions à eau. Il faut noter que la teneur en eau à tous les lieux indiquait que les zones supérieures des haldes à stériles étaient désaturées. Ces données démontrent qu'il y a une certaine constance dans les propriétés de la couche de roulement sur au moins les premiers 25 cm (10") et ce, pour l'ensemble de l'empilement.

Finalement, des échantillons ont été rapportés à l'École Polytechnique de Montréal. Des barils de stériles potentiellement générateurs d'acide (PAG), non-générateurs d'acide (Non-PAG), et de Carlin ont été collectés et envoyés à Montréal pour réaliser une caractérisation plus détaillée. Les échantillons n'ont pas été collectés dans l'espoir de caractériser les haldes en entier mais plutôt pour permettre l'étude des propriétés d'un type particulier de stériles. Les résultats des analyses obtenues sur ces échantillons sont présentés au chapitre suivant (chapitre 4).

## CHAPITRE 4

### ESSAIS DE LABORATOIRE

Les essais de laboratoire réalisés dans le cadre de ce projet avaient pour objectifs de définir les propriétés de base des roches stériles et de mieux comprendre le comportement de ces matériaux. Pour ce faire, des échantillons provenant du site minier Goldstrike au Nevada ont été étudiés. Ces derniers correspondent aux barils rapportés à la suite de la campagne de terrain réalisée en octobre 2001 (échantillons 19 à 22, voir tableau 3.16 à la section 3.4.4).

#### 4.1 Matériaux

Tel qu'expliqué au chapitre 3, plusieurs types de matériaux sont disponibles sur le site minier Goldstrike. Dans le cadre de ce projet, nous nous intéressons principalement aux roches stériles et plus particulièrement à celles qui pourraient générer du drainage minier acide (DMA). Par conséquent, il est plus simple de séparer les matériaux selon leur potentiel de génération de DMA, c'est-à-dire les matériaux potentiellement génératrices d'acide (PAG de l'anglais « potentially acid generating ») et les matériaux qui ne génèrent pas d'acide (Non-PAG). De plus, un troisième type de matériau, la formation Carlin, est étudié comme matériau potentiel pour le recouvrement des haldes à stériles. La distinction entre PAG et Non-PAG est basée sur des critères définis par la mine Goldstrike. Selon ces critères, la roche stérile est considérée potentiellement génératrice de DMA lorsque le pourcentage de sulfures dépasse 0,3% et lorsque le rapport entre le potentiel de neutralisation et le potentiel de production d'acide est plus petit que 1,0 ( $PN/PA < 1,0$ ) (BGMI, 1998). Pour offrir une vision plus générale des stériles, les échantillons ne proviennent pas des zones compactées par la machinerie lourde.

#### **4.1.1 Stériles potentiellement générateurs d'acide (PAG)**

Ces stériles ont été échantillonnés et stockés dans deux barils de 55 gallons (208 litres) à un endroit de la halde qui semblait être représentatif du PAG. La roche collectée est principalement de l'argilite (ARG). Comme on peut constater au tableau 3.2, la majorité des stériles potentiellement générateurs d'acide proviennent de cette formation lithologique et c'est pourquoi il a été échantillonné. On le reconnaît à sa couleur noire et à sa texture un peu graisseuse. Le rapport PN/PA moyen de ce matériau est environ 0,6 (BGMI, 1998).

#### **4.1.2 Stériles non générateurs d'acide (Non-PAG)**

Les stériles non générateurs d'acide qui ont été récupérés ne semblent pas provenir d'une formation géologique particulière car il y a plusieurs types de roches et de minéraux qui peuvent être inclus dans cette catégorie. Par conséquent, il devenait difficile de déterminer avec précision quel type de matériau serait représentatif. Il a donc été décidé d'échantillonner le Non-PAG près de l'endroit où les essais d'infiltration ont été effectués (voir chapitre 3).

L'échantillon de Non-PAG collecté est de couleur pale avec des particules de la taille de gravier ayant des formes arrondies et des couleurs allant du gris, au rose et au beige. Ce matériau semble avoir des origines sédimentaires. Le rapport PN/PA moyen de ce matériau est environ 2,0 (BGMI, 1998).

#### **4.1.3 Formation Carlin**

Le dernier type de matériau qui a été collecté sur le site de la mine Goldstrike est un silt peu consolidé qui se retrouve dans le mort terrain et qui est nommé formation Carlin. Cette dernière formation n'est pas minéralisée ou altérée et est considéré comme inerte géochimiquement. Elle est composée de dépôts aériens ou aqueux de sédiments, de tuffs et de fanglomerates. La mine Goldstrike a utilisé ce matériau pour recouvrir l'empilement de lixiviation en tas A-A (« A-A leach pad ») (Zhan, 2000 ; Zhan et al., 2001).

## 4.2 Description et résultats des essais de laboratoire

### 4.2.1 Granulométrie

Les essais de granulométrie et de sédimentométrie ont été complétés en suivant la norme D 422 de l'ASTM.

Lors de l'échantillonnage des stériles sur le site, tout matériau ayant un diamètre supérieur à 1" (25 mm) est éliminé pour faciliter l'échantillonnage, la manutention et le transport des stériles de la mine Goldstrike jusqu'à l'École Polytechnique. Une fois au laboratoire, les barils sont déchargés pour permettre d'homogénéiser les stériles. Une première séparation à 5 mm est ensuite effectuée. Une fois cette étape terminée, les matériaux ayant un diamètre supérieur à 5 mm sont tamisés dans un tamis mécanique utilisé pour les agrégats où les ouvertures de tamis sont de 75 mm (3"), 50 mm (2"), 25 mm (1"), 19 mm (0,75"), 15 mm (0,6"), 10 mm (0,4") et 5 mm (0,2"). Le passant 5 mm est homogénéisé avec la partie séparée préalablement puis divisé en quarts où un échantillon (« split ») est pris dans chaque partie pour une analyse granulométrique plus précise à l'aide de tamis de 5 mm ; 2,5 mm ; 1,25 mm ; 0,63 mm ; 0,315 mm ; 0,16 mm ; 0,08 mm. Finalement, une analyse de sédimentométrie est complétée pour les particules passant le tamis de 80  $\mu\text{m}$  (0,08 mm). Une fois les résultats obtenus, les courbes granulométrique des matériaux échantillonnés peuvent être reconstituées pour des diamètres de particules allant jusqu'à 75 mm.

La figure 4.1 montre les résultats des granulométries pour les matériaux étudiés (PAG, Non-PAG et Carlin). Trois courbes sont montrées sur la figure : la courbe complète, la courbe coupée à un diamètre de 20 mm et celle coupée à un diamètre maximal de 5 mm.

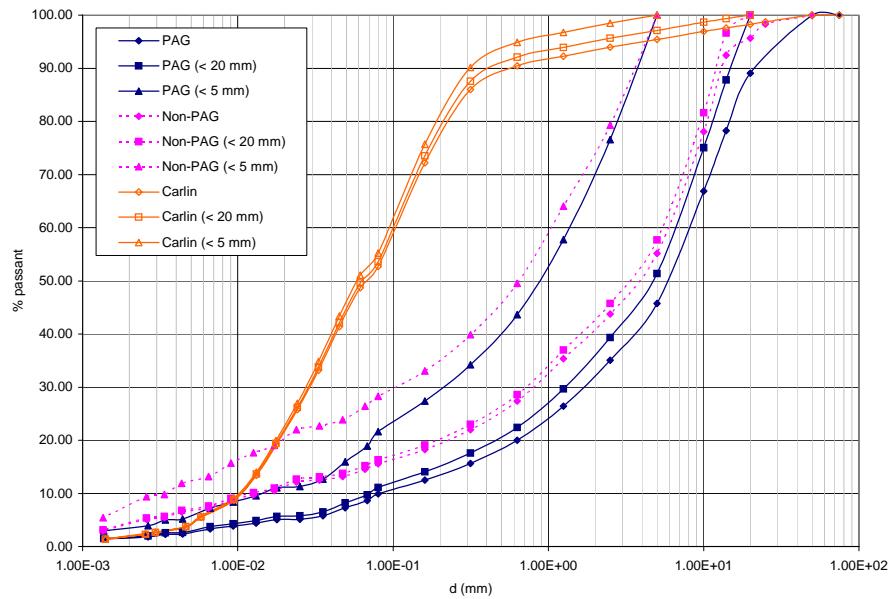


Figure 4.1 Courbes granulométriques des matériaux échantillonnés à la mine Goldstrike.

À l'aide de la figure 4.1, il est possible de définir certains paramètres granulométriques des différents matériaux, où trois courbes sont présentées pour chacun des matériaux. La première (sans suffixe) correspond à la courbe complète sans coupure à un diamètre donné (échantillons pris directement des barils). Les deux autres courbes représentent, la courbe granulométrique coupée à un diamètre maximal. Les principaux résultats sont présentés au tableau 4.1.

Tableau 4.1 Paramètres des courbes granulométriques ( $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$ ,  $C_u$ ,  $C_c$ ) des matériaux provenant de la mine Goldstrike.

Matériaux	Diamètre max. (mm)	$D_{10}$ (mm)	$D_{30}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$C_u$	$C_c$
Carlin	75	1,10E-02	2,80E-02	1,05E-01	9,55E+00	6,79E-01
	20	1,10E-02	2,80E-02	1,00E-01	9,09E+00	7,13E-01
	5	1,10E-02	2,70E-02	9,50E-02	8,64E+00	6,98E-01
PAG	75	8,00E-02	1,70E+00	8,00E+00	1,00E+02	4,52E+00
	20	7,00E-02	1,30E+00	6,60E+00	9,43E+01	3,66E+00
	5	1,50E-02	2,00E-01	1,40E+00	9,33E+01	1,90E+00
Non-PAG	75	1,50E-02	8,00E-01	6,00E+00	4,00E+02	7,11E+00
	20	1,00E-02	7,00E-01	5,40E+00	5,40E+02	9,07E+00
	5	2,50E-03	8,20E-02	1,00E+00	4,00E+02	2,69E+00

où  $D_{10}$  est la taille d'ouverture de maillage qui permet à 10% des particules de passer.

$D_{30}$  est la taille d'ouverture de maillage qui permet à 30% des particules de passer.

$D_{60}$  est la taille d'ouverture de maillage qui permet à 60% des particules de passer.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ (coefficent d'uniformité)} \quad (4.1)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ (coefficent de courbure)} \quad (4.2)$$

À l'aide de ces résultats, il est possible de classifier ces sols. Dans le cadre de ce projet, la classification USCS (« Unified Soil Classification System », ASTM D 2487) est utilisée. Le tableau 4.2 montre les résultats obtenus.

Tableau 4.2 Classification USCS des stériles provenant de la mine Goldstrike selon le diamètre de coupure de la granulométrie.

Matériaux	d <sub>max</sub> (mm)	Passant #4 (5 mm)	Passant #200 (0,08 mm)	% Gravier	% Sable	Type de sol	USCS
PAG	75	45,8%	9,9%	54,2%	35,9%	GP-GM	Gravier peu étalé avec sable et silt
	20	51,4%	11,0%	48,6%	40,4%	SW-SM	Sable étalé avec gravier et silt
	5	100,0%	21,0%	0,0%	79,0%	SM	Sable étalé silteux
Non-PAG	75	55,2%	15,6%	44,8%	39,6%	GM	Gravier silteux avec sable
	20	57,7%	17,0%	42,3%	40,7%	SM	Sable étalé silteux avec gravier
	5	100,0%	29,0%	0,0%	71,0%	SM	Sable étalé silteux
Carlin	75	95,4%	52,7%	4,6%	42,7%	ML	Silt sableux
	20	97,4%	57,0%	2,6%	40,4%	ML	Silt sableux
	5	100,0%	55,2%	0,0%	44,8%	ML	Silt sableux

En observant les résultats pour le Carlin, on remarque que ce matériau est classifié comme un silt sableux. En effet, suite à l'analyse des limites d'Atterberg, il a été constaté que le Carlin n'a pas de limite de plasticité et que la limite de liquidité ne peut pas être mesurée (elle est donc très faible). Par conséquent, selon la norme ASTM D 4318 ce matériau est classé comme un silt sableux (ML) puisqu'il ne contient pas de matière organique. Il est important de rappeler qu'ici, une quantité considérable de particules ayant un diamètre supérieur à 25 mm n'a pas été conservée lors de l'échantillonnage sur le terrain. Par conséquent, on suppose que la partie supérieure à 25 mm qui est présente en laboratoire n'est pas représentative. Les essais de laboratoire sur les stériles (PAG et Non-PAG) seront donc effectués en utilisant les données provenant de la courbe modifiée où le diamètre maximal est de 20 mm. La figure 4.1 et les tableaux 4.1 et 4.2 montrent que la plus grande partie des grains composant le Carlin (95,4%) a un diamètre inférieur à 5 mm. De plus, environ 50% de ce matériau a un diamètre inférieur à 80 µm. On le définit comme étant un silt sableux et ce, pour les trois diamètres de coupure. Les courbes complètes de PAG et de Non-

PAG ont des granulométries un peu plus complexes avec une partie grossière (< 5 mm) relativement importante (48,6% et 42,3% de gravier respectivement lorsque le diamètre maximal est de 20 mm). On remarque que le PAG est plus graveleux que le Non-PAG.

Il est intéressant de constater que ces deux types de roches stériles contiennent aussi une quantité relativement importante de particules fines (passant tamis #200), soit 11% pour le PAG et 17% pour le Non-PAG, ce qui a sans doute une grande influence sur leurs propriétés hydrauliques. Ceci apparaît comme une surprise puisque la nature même des matériaux ne prédispose pas à la présence de beaucoup de particules fines. On peut s'imaginer que les impacts causés lors du sautage, du halage et du déchargement des stériles sont responsables de la production de ces fines. La création de particules fines est probablement fonction entre autres de la dureté de la roche stérile extraite.

#### 4.2.2 Densité relative des grains

Lors de l'analyse de la densité relative des grains ( $D_r$ ), les essais ont été séparés en deux parties selon la taille des grains, soit ceux ayant un diamètre supérieur à 5 mm et inférieur à 5 mm.

En utilisant les matériaux passant le tamis 5 mm, des analyses au pycnomètre ont été effectuées pour déterminer la densité relative des grains ( $D_{r1}$ ). Cet essai est réalisé selon la norme ASTM D 854 et consiste à comparer la masse volumique d'un sol avec celle de l'eau à une température donnée. Il s'agit de prendre la masse d'un échantillon de sol sec puis de le saturer à l'intérieur d'un pycnomètre. Une fois cette étape complétée, le pycnomètre contenant le sol est rempli d'eau puis pesé ( $M_b$ ). L'appareil est ensuite vidé, rincé, rempli d'eau (à la même température) puis pesé encore une fois ( $M_a$ ). La densité relative des grains correspond alors à :

$$D_{r1} = \frac{M_s}{M_s + (M_a - M_b)} \quad (4.3)$$

où  $D_{r1}$  = Densité relative des grains à une température donnée (sans unités).

$M_s$  = Masse sèche de l'échantillon (g).

$M_a$  = Masse du pycnomètre rempli d'eau à une température donnée (g).

$M_b$  = Masse du pycnomètre rempli d'eau et de sol à une température donnée (g).

Lors de l'exécution de cet essai, il est impératif de travailler dans un milieu où la température ambiante varie très peu, de façon à s'assurer que l'eau utilisée pour les manipulations demeure à la même température tout au long de l'essai. Le tableau ci-dessous donne les résultats moyens (pour trois essais) pour les trois matériaux disponibles (tableau 4.3). Ces résultats correspondent à la densité des grains ayant un diamètre inférieur à 5 mm.

Tableau 4.3 Densité relative des grains ayant un diamètre inférieur à 5 mm pour les trois matériaux provenant de la mine Goldstrike.

	$D_{r1} (-)$
<b>PAG</b>	2,763
<b>Non-PAG</b>	2,727
<b>Carlin</b>	2,483

Pour les particules de diamètre supérieur à 5 mm, la densité relative est mesurée en utilisant la norme ASTM pour la densité relative des agrégats (ASTM C 127). Les échantillons, séparés selon la granulométrie (5 – 10 mm, 10 – 14 mm, 14 – 20 mm, 20 – 25 mm), sont submergés dans l'eau pour une période d'environ 24 heures. Ensuite, ils sont pesés submergés dans l'eau. Finalement, la roche est séchée pour une période de 24 heures dans une étuve puis pesée complètement sèche. Ceci permet calculer la densité apparente des grains ( $D_{r2}$ ) telle que définie dans la norme ASTM D 854, c'est-à-dire la densité des grains qui ont un diamètre supérieur à 5 mm :

$$D_{r2} = \frac{M_s}{M_s - M_e} \quad (4.4)$$

où  $M_s$  = Masse dans l'air de l'échantillon séché dans une étuve (g).

$M_e$  = Masse dans l'eau de l'échantillon saturé (g).

Le tableau 4.4 montre les résultats de la densité relative apparente pour les stériles étudiés. Puisque moins de 5% du Carlin est retenu sur le tamis 5 mm, cette manœuvre a été ignorée pour ce matériau. On suppose que la densité relative totale ( $G_s$ ) du Carlin correspond à la valeur de la densité relative mesurée au pycnomètre ( $G_1$ ).

Tableau 4.4 Densité relative apparente ( $D_{r2}$ ) pour le PAG et le Non-PAG.

	<b><math>D_{r2}</math> (-)</b>	<b>% retenu 5 mm</b>
<b>PAG</b>	2,51	54,24%
<b>Non-PAG</b>	2,62	44,81%
<b>Carlin</b>	N/A	4,61%

Pour obtenir la densité relative des grains pour l'ensemble de la granulométrie, il est nécessaire de faire une moyenne pondérée en utilisant l'équation suivante (ASTM D 854) :

$$D_r = \left[ \frac{P}{100D_{r1}} + \frac{R}{100D_{r2}} \right]^{-1} \quad (4.5)$$

où  $D_r$  = Densité relative des grains pour l'ensemble de la courbe granulométrique (sans unités).

$R$  = Fraction de particules retenues sur le tamis de 5 mm (sans unités).

$P$  = Fraction de particules passant le tamis de 5 mm (sans unités).

$D_{r1}$  = Densité spécifique des particules passant le tamis 5 mm déterminée à l'aide de la norme ASTM D 854 (sans unités).

$D_{r2}$  = Densité spécifique apparente des particules retenues sur le tamis 5 mm déterminée à l'aide de la norme ASTM C 127 (sans unités).

En utilisant l'équation ci-haut et les données des tableaux 4.3 et 4.4, il est possible d'obtenir la densité relative des grains pour l'ensemble de la courbe granulométrique ( $D_r$ ).

Tableau 4.5 Densité relative des grains ( $D_r$ ) pour l'ensemble de la courbe granulométrique pour les trois matériaux étudiés.

	$D_r (-)$
<b>PAG</b>	2,62
<b>Non-PAG</b>	2,68
<b>Carlin</b>	2,48

#### 4.2.3 Essai de compactage

Sur les haldes à stériles, la machinerie circule habituellement sur la partie supérieure des bancs. Tel que montré à la figure 3.17, le niveau de compactage du sol est plus élevé en surface. Pour simuler et caractériser cette situation en laboratoire, des essais de compactage au marteau Proctor modifié (ASTM D 1557) ont été réalisés. Des échantillons d'environ 12 kg de PAG et de Non-PAG avec des particules ayant un diamètre inférieur ou égal à 14 mm sont préparés selon la courbe granulométrique reconstituée. Par la suite, on humecte le matériau à différentes teneurs en eau (entre 6% et 14% par incrément de 2%) pour une période d'environ 24 heures. Les échantillons humides sont compactés en cinq couches dans un moule à l'aide d'un marteau Proctor modifié (56 coups, force de 44,5 N et hauteur de chute de 0,457 m produisant un effort de compactage de 2700 kN\*m/m<sup>3</sup>). Une fois le compactage terminé, l'échantillon est arasé puis démonté du moule et pesé humide et sec, c'est-à-dire après une période de séchage de 24 heures dans une étuve. En répétant pour les diverses valeurs de la teneur en eau pour chacun des matériaux, il est possible d'obtenir la courbe de densité en fonction de la teneur en eau massique pour le PAG et le Non-PAG (voir figures 4.2 et 4.3). Ensuite, pour vérifier l'effet du compactage sur le matériau, la courbe granulométrique des échantillons compactés est déterminée et comparée avec la courbe originale (figure 4.4).

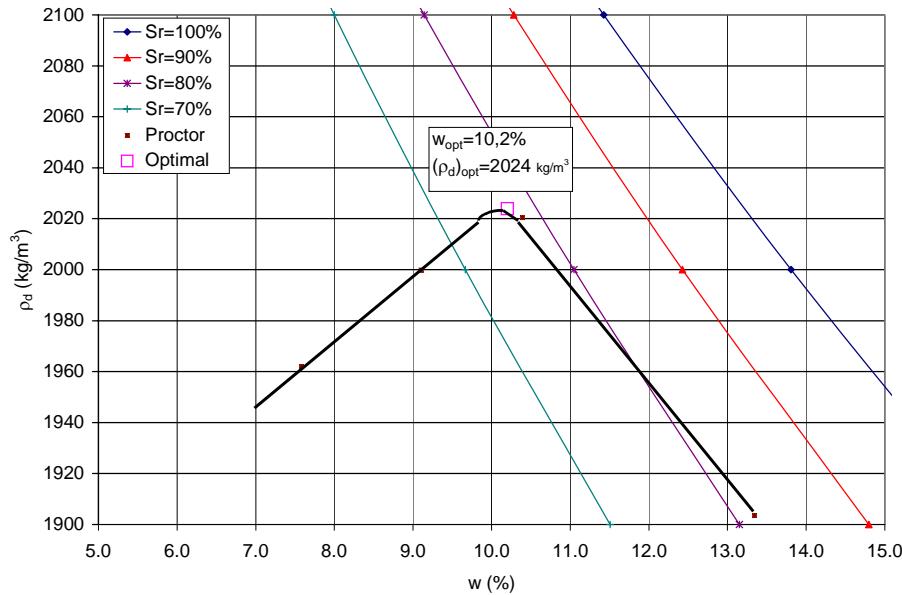


Figure 4.2 Courbe de compactage du PAG obtenue à la suite de l'essai Proctor modifié.

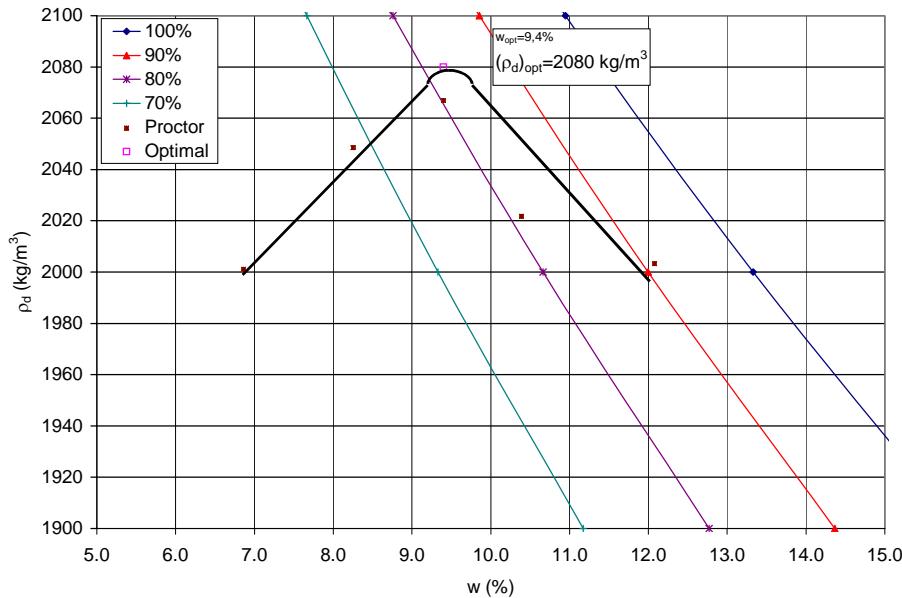


Figure 4.3 Courbe de compactage du Non-PAG obtenue à la suite de l'essai Proctor modifié.

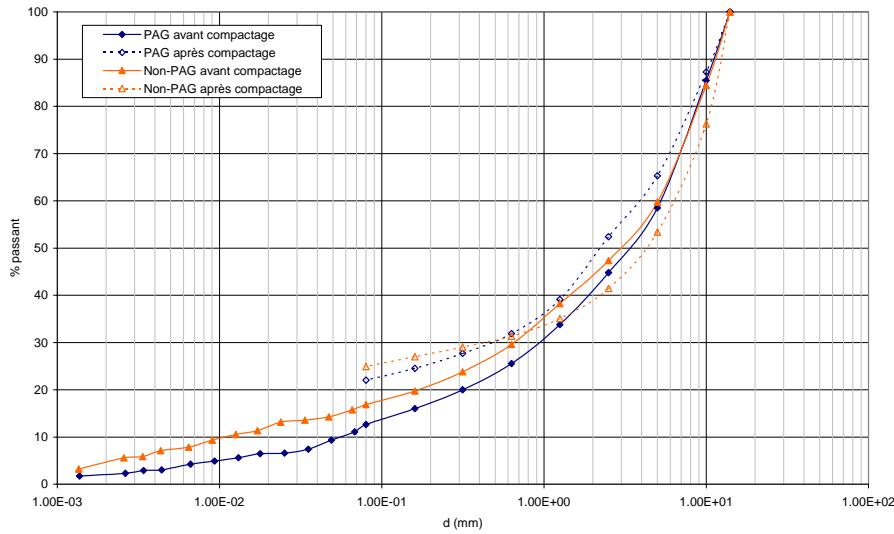


Figure 4.4 Courbes granulométriques du PAG et du Non-PAG avant et après les essais de compactage (Proctor modifié).

Comme on peut voir à la figure 4.2, la teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ) du PAG est de 10,2% ce qui engendre une densité sèche ( $(\rho_d)_{opt}$ ) de  $2024 \text{ kg/m}^3$  ( $\gamma_d=19,85 \text{ kN/m}^3$ ). Le degré de saturation du matériau ( $S_r$ ) est alors de 77%, la porosité ( $n$ ) est de 0,26, ce qui donne une teneur en eau volumique ( $\theta$ ) de 0,20. Similairement, la figure 4.3 montre les résultats de l'essai de compactage pour le Non-PAG où l'on observe une teneur en eau optimale de 9,4% avec une densité sèche de  $2080 \text{ kg/m}^3$  ( $\gamma_d=20,40 \text{ kN/m}^3$ ). À la valeur optimale, le degré de saturation et la porosité du Non-PAG sont respectivement de 80% et de 0,24 pour une teneur en eau volumique de 0,19. Malgré la différence minéralogique entre les deux matériaux, la densité et la teneur en eau optimales obtenues sont assez semblables. Par surcroît, la porosité minimale obtenue lors des essais de compactage se situe aux environs de 0,25 et la densité sèche maximale est près de  $20 \text{ kN/m}^3$ . Ces résultats ( $n, \gamma_d$ ) sont comparables aux valeurs du tableau 3.14 qui correspondent aux données mesurées sur les haldes à stériles de la mine Goldstrike lors de la campagne de terrain. Il est intéressant de noter que malgré la grande variabilité des stériles observée lors d'analyses sommaires sur le terrain, on retrouve une constance dans certaines propriétés de base. En effet, la densité sèche

dans la plupart des cas très compactés se situe aux environs de  $20 \text{ kN/m}^3$  tandis que la porosité est d'approximativement de 0,25.

Les granulométries des matériaux avant et après les essais (figure 4.4) montrent une certaine désintégration de la roche suite au compactage, c'est-à-dire que la granulométrie semble contenir un plus grand nombre de particules fines après les essais. L'analyse granulométrique suite aux essais de compactage est limitée à un diamètre de  $80 \mu\text{m}$  ce qui correspond au plus petit tamis utilisé (aucune sédimentométrie n'a été réalisée dans ce cas-ci). On remarque déjà que la taille des particules suite aux essais de compactage est plus petite. Parallèlement à cela, on remarque qu'une partie de la granulométrie du Non-PAG est plus grossière après les essais de compactage dans la plage comprise entre 1 et 14 mm. La seule explication qui semble plausible est que puisque la granulométrie prise comme étant celle de l'échantillon avant le compactage est la granulométrie complète du matériau telle que définie à la section 4.2.1 et non celle pour l'échantillon utilisé pendant l'essai, il se pourrait que l'échantillon étudié ait eu une plus grande proportion de particules grossières que le Non-PAG moyen. Cependant, si on regarde la fraction fine des courbes granulométriques, on remarque que les stériles sont plus fins suite au compactage ; cela a certainement une influence sur les propriétés hydrauliques (ex. : conductivité hydraulique et courbe de rétention d'eau) du matériau.

#### 4.2.4 Conductivité hydraulique

Pour bien caractériser les matériaux provenant du site Goldstrike, il est nécessaire de déterminer la conductivité hydraulique saturée ( $k$ ). Puisque ces échantillons (à l'exception du Carlin) contiennent une forte proportion de particules ayant un diamètre supérieur à 5 mm (voir figure 4.1), il est nécessaire de faire différents types d'essais pour tenter de déterminer avec la plus grande précision la valeur de ce paramètre. En premier lieu, des cellules de perméabilité triaxiale sont utilisées pour le matériau ayant un diamètre inférieur à 5 mm et ce, pour les trois échantillons. Pour avoir une idée de l'effet des particules plus grossières sur la conductivité hydraulique, des

perméamètres à parois rigides de plus grande dimension sont utilisés ce qui permet de conserver les stériles jusqu'à un diamètre maximal de 20 mm.

### Essais en cellule triaxiale

La procédure des essais en cellule triaxiale qui sont effectués dans le laboratoire d'hydrogéologie et d'environnement minier de l'École Polytechnique est basée sur la norme D 5084 de l'ASTM. On peut voir un schéma simplifié du montage à la figure 4.5. Dans cet essai, un échantillon cylindrique est préparé puis inséré dans une membrane en caoutchouc qui isole ce dernier de l'eau qui sera présente dans la cellule triaxiale. Ensuite le sol est placé à l'intérieur de la cellule étanche entre deux géotextiles qui sont connectés aux réservoirs amont et aval. La cellule est alors remplie d'eau ce qui permet d'appliquer une pression hydrostatique constante sur l'échantillon. D'ailleurs, pour contrôler la valeur de cette pression hydrostatique, l'eau qui est introduite dans la cellule est mise sous pression à l'aide d'air comprimé et de mano-détendeurs. Pour pouvoir développer un écoulement dans l'échantillon il faut alors mettre les réservoirs amont et aval à une pression légèrement supérieure à celle présente dans la cellule.

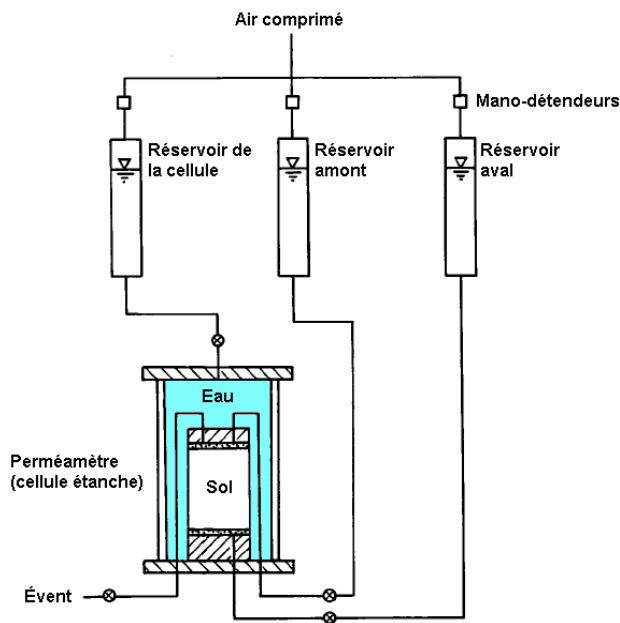


Figure 4.5 Schéma de la cellule utilisée lors d'un essai de détermination de la conductivité hydraulique à l'aide d'un perméamètre à parois flexibles (adapté de ASTM D 5084).

Lors de la mise sous pression de l'échantillon et de la cellule, il est important de procéder par paliers de façon à ne pas exposer l'échantillon à un confinement (contrainte) trop élevé, de façon trop brusque (ASTM D 5084). L'application d'une contre-pression sur l'échantillon permet de faciliter la saturation complète de ce dernier. En comprimant les bulles d'air dans le sol, ce qui correspond à diminuer le volume d'air présent, on peut ainsi améliorer le degré de saturation total de l'échantillon. Parallèlement, l'utilisation d'une membrane flexible (en caoutchouc) soumise à une pression hydrostatique constante pour confiner le sol assure un contact étanche entre la paroi et l'échantillon, et ainsi minimise la possibilité de développement de chemins préférentiels le long de la paroi, ce qui n'est pas nécessairement le cas lorsque l'on utilise des perméamètres à paroi rigide (voir norme ASTM D 2434).

Une grand nombre d'essais de conductivité hydraulique ont été complétés sur les matériaux. Puisque plusieurs échantillons d'un même sol étaient préparés, la valeur de la conductivité hydraulique mesurée était différente selon les perméamètres. Il devenait donc difficile de comparer les résultats d'un même sol. La différence principale entre les montages était la variation de la porosité ( $n$ ) (ou de l'indice des vides ( $e$ )). Les résultats obtenus en laboratoire sont montrés au tableau 4.6.

Tableau 4.6 Résultats obtenus lors des essais de conductivité hydraulique effectués sur les trois matériaux de la mine Goldstrike à l'aide de cellules à parois flexibles (toutes les valeurs sont ajustées pour une eau ayant une température de 20°C).

Échantillon	Essai	$k$ (m/s)	$e$ (-)	$n$ (-)	$w$ (%)	$S_r$ (%)
PAG 1	1	1,0E-08	0,55	0,36	17,10	84,94
PAG 1	2	9,3E-09	0,55	0,36	17,10	84,94
PAG 2	1	2,3E-09	0,48	0,32	16,00	92,25
PAG 2	2	2,3E-09	0,48	0,32	16,00	92,25
Non-PAG 1	1	2,8E-07	0,50	0,33	14,71	80,23
Non-PAG 1	2	5,4E-07	0,50	0,33	14,71	80,23
Non-PAG 1	3	4,1E-07	0,50	0,33	14,71	80,23
Non-PAG 2	1	5,2E-08	0,49	0,33	16,40	91,61
Non-PAG 2	2	5,4E-08	0,49	0,33	16,40	91,61
Non-PAG 2	3	6,3E-08	0,49	0,33	16,40	91,61
Carlin 1	1	1,3E-06	0,89	0,47	33,02	91,50
Carlin 1	2	1,3E-06	0,89	0,47	33,02	91,50
Carlin 2	1	9,7E-07	0,89	0,47	32,58	90,18
Carlin 3	1	2,7E-06	1,06	0,51	39,97	93,01
Carlin 4	1	4,4E-07	0,78	0,44	31,09	97,80

Le tableau ci-dessus montre que la conductivité hydraulique quasi saturée des matériaux étudiés est relativement faible, soit environ entre  $10^{-9}$  m/s et  $10^{-8}$  m/s pour le PAG,  $5 \times 10^{-8}$  m/s et  $5 \times 10^{-7}$  m/s pour le Non-PAG, et  $4 \times 10^{-7}$  m/s et  $3 \times 10^{-6}$  m/s pour le Carlin. Dans la plupart des cas, pour un matériau et un échantillon donnés, les valeurs mesurées sont semblables. Toutefois, la conductivité hydraulique varie d'environ un ordre de grandeur entre différents échantillons d'un même matériau.

Les valeurs obtenues indiquent que les matériaux ont des conductivités hydrauliques très faibles, même dans le cas des stériles. En utilisant une méthode de prédiction de la conductivité hydraulique saturée, il est alors possible de vérifier si les résultats obtenus ressemblent à ce qui pourrait être anticipé. Mbonimpa et al. (2002) ont développé une méthode qui permet de prédire la valeur de la conductivité hydraulique saturée pour des matériaux pulvérulents en utilisant des paramètres de base d'un matériau, soit le  $D_{10}$ , le  $C_u$  (obtenu avec le  $D_{10}$  et le  $D_{60}$ ) et l'indice des vides ( $e$ ). L'équation 4.6 ci-dessous montre la relation utilisée pour prédire la conductivité hydraulique :

$$k_{\text{pred}} = C_G \frac{\gamma_w e^{3+x}}{\mu_w} C_u^{1/3} D_{10}^2 \quad (4.6)$$

où  $k_{\text{pred}}$  = Conductivité hydraulique prédite à l'aide de l'équation de Mbonimpa et al. (2002) (m/s).

$C_G$  = Constante adimensionnelle du matériau (-). Selon Mbonimpa et al. (2002), la valeur de cette constante peut être fixée à 0,1.

$\gamma_w$  = Poids unitaire de l'eau. Vaut 9,81 kN/m<sup>3</sup> à 20°C.

$\mu_w$  = Viscosité dynamique de l'eau. Vaut 10<sup>-3</sup> Pa•s à 20°C.

$e$  = Indice des vides du matériau étudié (-).

$x$  = Paramètre du matériau (-). Mbonimpa et al. (2002) précisent qu'une valeur de 2 est habituellement valide pour la plupart des matériaux granulaires.

$C_u$  = Coefficient d'uniformité du matériau ( $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ ) (-).

$D_{10}$  = Dans une analyse granulométrique, est la taille d'ouverture de maillage qui permet à 10% des particules de passer (m).

En utilisant les données de la courbe granulométrique disponibles au tableau 4.2 (pour le  $D_{10}$  et le  $D_{60}$  avec un diamètre maximal de 5 mm) et l'indice des vides mesuré lors des essais (tableau 4.6), il est possible d'obtenir la conductivité hydraulique prédite à l'aide du modèle de Mbonimpa et al. (2002). La figure 4.6 montre une comparaison

des valeurs de conductivité hydraulique prédites et des valeurs mesurées en laboratoire.

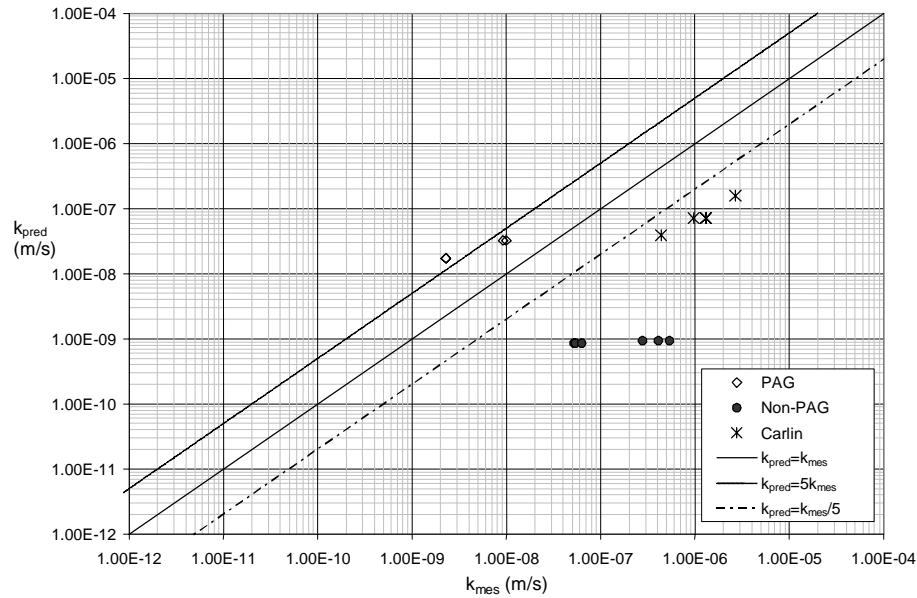


Figure 4.6 Comparaison entre les valeurs de la conductivité hydraulique saturée prédite à l'aide du modèle de Mbonimpa et al. (2002) et les valeurs mesurées en laboratoire dans des cellules à parois flexibles (paramètre «  $x$  » fixé à 2,0).

À la figure 4.6, on peut voir qu'il y a une différence relativement importante entre les données mesurées et les données prédites. Dans le cas du PAG, les valeurs prédites sont environ 5 fois plus grandes que les valeurs mesurées. Dans le cas du Non-PAG, les essais de laboratoire donnent des résultats qui sont environ deux ordres de grandeur plus grands que les valeurs prédites. Finalement, pour le Carlin, les données de laboratoire sont environ un ordre de grandeur plus élevées que les valeurs prédites à l'aide du modèle présenté par Mbonimpa et al. (2002). Il est important de rappeler que les valeurs des paramètres «  $x$  » et «  $C_G$  » définis à l'équation 4.6 ont été fixées à 2,0 et 0,1 respectivement, pour les trois cas. Cependant, les valeurs réelles (représentatives) pourraient être différentes selon le matériau étudié.

La grande dispersion dans les valeurs mesurées en laboratoire (particulièrement avec le Non-PAG) ne permet pas de déterminer avec précision la conductivité hydraulique. En effet, les échantillons testés en laboratoire ont souvent le même indice des vides (tableau 4.6) mais la conductivité hydraulique varie d'un essai à l'autre. La variation du degré de saturation entre les différents essais joue certainement un rôle dans la valeur de la conductivité hydraulique. Or, les échantillons ne sont pas complètement saturés, il se pourrait alors que la conductivité hydraulique aurait été plus grande si le degré de saturation avait été plus proche de 100%. Cependant, on remarque aussi que les valeurs de conductivité hydraulique plus faible se retrouvent souvent lorsque le degré de saturation est plus élevé. Il y aurait donc d'autres facteurs influençant la conductivité hydraulique des échantillons. En observant les données du tableau 4.6, on remarque par exemple que la conductivité hydraulique du Non-PAG augmente après chaque essai sur le même échantillon (surtout pour l'échantillon Non-PAG 1). On pourrait associer ceci à un lavage de fines qui se produisait dans le matériau et qui a été observé en laboratoire (eau trouble dans les burettes de sortie). De plus, si on analyse les résultats du premier essai effectué sur les deux échantillons de Non-PAG, on constate que la conductivité hydraulique de l'échantillon 2 est un ordre de grandeur plus petite que celle de l'échantillon 1 et ce, même si l'indice des vides est presque le même. Le Non-PAG est un matériau granulaire non homogène qui contient plusieurs particules allongées. Il est possible que l'orientation des particules du matériau joue alors un rôle dans l'écoulement de l'eau dans le matériau et donc, influence la valeur de la conductivité hydraulique, comme il est expliqué au chapitre 2 (voir figure 2.10). D'autres facteurs peuvent aussi influencer la mesure de  $k$  sur ces types de matériaux (tel que discuté par Chapuis et al., 1996), mais ceux-ci n'ont pas été investigués dans ce projet.

#### Essais en perméamètres de grande dimension

Puisque le PAG et le Non-PAG contiennent une grande quantité de particules ayant un diamètre supérieur à 5 mm, les perméamètres utilisés habituellement dans le laboratoire sont inappropriés pour déterminer la conductivité hydraulique de la partie grossière de ces derniers. En effet, les normes ASTM D 2434 et ASTM D 5856 sur les

essais de perméabilité, stipulent que le diamètre de l'appareil doit être de 8 à 12 fois supérieur au diamètre maximal des particules du sol étudié. En utilisant une valeur de coupure de 20 mm pour ces matériaux, il était nécessaire d'utiliser un perméamètre à paroi rigide ayant un diamètre supérieur à 160 mm. Des perméamètres ayant un diamètre de 203 mm (8") et une hauteur d'environ 460 mm (près de 18") sont disponibles pour faire ces essais. Vu la taille des colonnes, une attention spéciale devait être portée à la mise en place et à la saturation de l'échantillon. Lors de la mise en place, le matériau était descendu à l'aide d'une cuillère puis déchargé en ramenant cette dernière vers le centre du moule. Ensuite, l'échantillon était tourné de 90 degrés pour assurer une déposition homogène du matériau. De plus, les stériles étaient placés en couches d'environ 2 kg puis compactés pour tenter de minimiser la ségrégation et la création de chemins préférentiels dans la colonne.

La saturation de ces colonnes représente un autre défi. En premier lieu, un vide est appliqué pour faciliter la saturation. Ensuite, de l'eau désaérée circule du bas vers le haut aussi lentement que possible à l'intérieur pour permettre une saturation quasi-complète des pores. Pour s'assurer que les colonnes soient bien saturées avant le début des essais, un volume d'eau équivalent à au moins 5 fois le volume des pores est circulé à l'intérieur du perméamètre.

Il était très difficile d'effectuer un essai de perméabilité à charge constante (norme ASTM D 2434) avec ces appareils. En effet, puisque ces perméamètres sont de taille importante, le temps de stabilisation des piézomètres installés sur les côtés de l'échantillon est long. Il était presque aussi long que le temps disponible pour faire un essai à charge constante qui, dans ce cas-ci, est dicté par la réserve d'eau disponible (une bouteille de Mariotte était utilisée pour conserver la charge à une valeur constante). Par conséquent, il devenait plus intéressant de compléter un essai à charge variable. C'est ce qui a été fait en suivant la norme ASTM D 5856 pour les essais effectués à l'aide de perméamètres à paroi rigide (méthode D : Charge variable à l'entrée et à la sortie). L'eau circulait du haut vers le bas dans la colonne et des mesures étaient prises à intervalles réguliers sur les burettes situées à l'entrée et à la sortie de l'échantillon.

Les résultats de ces essais (charges constante et variable) sont assez variables. Les résultats individuels et les moyennes par essai se trouvent au tableau 4.7. On remarque qu'il y a une grande différence entre les essais à charge constante et à charge variable. La conductivité hydraulique des essais à charge constante est environ 2 fois plus élevée dans le cas du PAG et de 2 ou 3 fois moins élevée dans le cas du Non-PAG que celle des essais à charge variable. Par conséquent, il ne semble pas y avoir d'explication valable à ce problème. On peut supposer que la difficulté de manipuler ces échantillons a eu un impact sur les conductivités hydrauliques mesurées.

Tableau 4.7 Résultats des essais de détermination de la conductivité hydraulique à l'aide des colonnes de grand diamètre.

Matériaux	Type	Essai	k <sub>20</sub> (m/s)			
			Moy. essai	Moy. type	Moy. mat.	
PAG	Constante	2	4,77E-05	4,58E-05	3,67E-05	
		3	4,38E-05			
	Variable	-----	2,77E-05	2,77E-05		
Non-PAG	Constante	1-1	3,55E-05	3,72E-05	6,12E-05	
		1-2	3,61E-05			
		2-1	3,03E-05			
		2-2	3,51E-05			
		3-1	4,89E-05			
	Variable	1	9,49E-05	8,53E-05		
		2	7,57E-05			

À l'aide d'un calcul effectué avec les données recueillies suite aux essais, nous avons pu estimer que le degré de saturation (S<sub>r</sub>) était de 127% pour le PAG et de 117% pour le Non-PAG, en utilisant la porosité initiale (n) calculée de 0,27 pour le PAG et de 0,28 pour le Non-PAG, et que la perte de matériel pendant l'essai de perméabilité était nulle. En tenant compte du lessivage de fines pendant l'essai (ce qui a été observé dans les burettes de sortie), on peut quand même supposer que le degré de saturation se situait aux alentours de 100% pour les deux matériaux. Par conséquent, les

conductivités hydrauliques mesurées correspondent aux conductivités hydrauliques saturées ( $k_s$ ).

La valeur de la conductivité hydraulique saturée obtenue lors des essais dans les grosses colonnes est beaucoup plus grande que celle mesurée par essais triaxiaux. En effet, la conductivité hydraulique trouvée lors des essais triaxiaux est 3 ordres de grandeur plus petite pour le PAG et 2 ordres de grandeur plus petite pour le Non-PAG. Or, il faut se rappeler que les essais triaxiaux n'utilisent que la partie passant le tamis 5 mm tandis que les essais complétés avec les grosses colonnes utilisent la partie passant le 20 mm. On peut donc conclure que, sans connaître l'impact réel, la fraction plus grossière (5 à 20 mm) des stériles et donc la taille des vides, influence la valeur de la conductivité hydraulique saturée.

#### **4.2.5 Évaluation de la courbe de rétention d'eau (CRE)**

Des essais d'évaluation de la courbe de rétention d'eau ont été complétés lorsque les essais de perméabilité triaxiale étaient terminés sur la fraction fine (< 5 mm). Les courbes de rétention d'eau sont déterminées en laboratoire à l'aide de cellules Tempe modifiées. La méthode utilisée a été développée dans le laboratoire d'hydrogéologie et environnement minier de l'École Polytechnique de Montréal (Aubertin et al., 1995 ; Aubertin et al., 1997). La figure 4.7 montre un schéma d'une cellule Tempe semblable à celles utilisées pour déterminer les courbes de rétention d'eau ( $\theta$  vs  $\psi$ ) des stériles provenant de la mine Goldstrike.

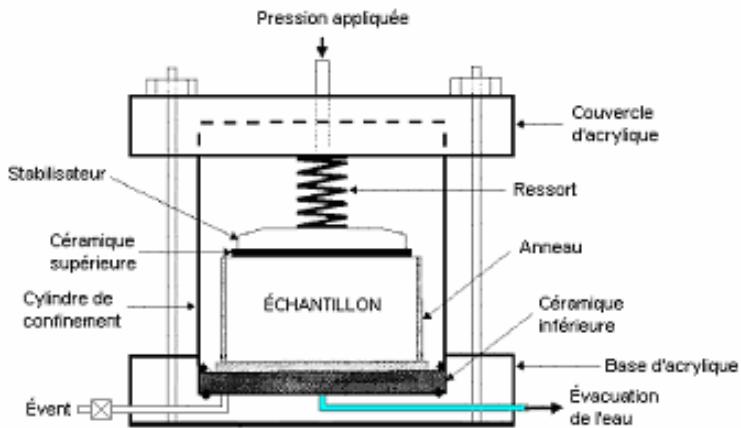


Figure 4.7 Schéma d'une cellule Tempe utilisée pour déterminer la courbe de rétention d'eau (adapté de Vanapalli, 2003).

Pour déterminer cette courbe, un échantillon de matériau saturé est installé dans la cellule qui est ensuite complètement scellée à l'intérieur d'un cylindre de confinement (voir figure 4.8). Un gaz peu soluble sous pression est injecté par paliers dans l'échantillon (ex. : 0 kPa ; 10,3 kPa ; 20,6 kPa ; 34,4 kPa ; 55,2 kPa ; 75,8 kPa ; 103,4 kPa ; 137,9 kPa ; 206,8 kPa ; 310,3 kPa ; 689,5 kPa pour les échantillons étudiés dans ce cas-ci). La présence de pierres poreuses au dessus et au dessous de l'échantillon permet d'appliquer une pression uniforme dans le sol. Lorsqu'un nouveau palier de pression est appliqué, une certaine quantité d'eau est libérée par le bas. L'échantillon est laissé à pression constante pendant environ 48 heures, ce qui permet, en général, d'atteindre l'équilibre, c'est-à-dire qu'il n'y a plus d'eau qui est évacuée par la base. Une fois l'équilibre atteint, la masse de la cellule est mesurée. Ceci permet de connaître la quantité d'eau libérée par le sol et ainsi de déterminer la teneur en eau volumique de ce dernier pour une pression (sucction) donnée. La pression est appliquée sur la partie supérieure de l'échantillon à l'aide d'un gaz quelconque, habituellement de l'air comprimé.

Il est nécessaire de spécifier que puisque le PAG a un potentiel de génération d'acide, il devient difficile de caractériser la courbe de rétention d'eau de ce matériau en

utilisant de l'air comprimé pour appliquer la différence de pression sur l'échantillon. En effet, la présence d'oxygène dans ce mélange pourrait oxyder des minéraux générateurs de DMA et ainsi favoriser la création de précipités qui pourraient colmater les pierres poreuses utilisées ou influencer l'écoulement de l'eau dans l'échantillon (voir la section 2.1 du présent document pour l'information sur le drainage minier acide). Pour remédier à ce problème, un gaz non réactif doit être utilisé pour appliquer la pression sur l'échantillon. Dans ce cas-ci, de l'azote sous pression a été utilisé à la place d'air comprimé pour les deux échantillons de PAG préparés pour déterminer la courbe de rétention d'eau.

La figure 4.8 montre les courbes de rétention d'eau obtenues lors d'essais en cellules Tempe sur les trois matériaux de la mine Goldstrike (PAG, Non-PAG et Carlin) avec des matériaux passant le tamis 5 mm. Par conséquent, les courbes de rétention d'eau du PAG et du Non-PAG ne sont peut être pas totalement représentatives de la réalité puisque, sur le terrain, ces deux matériaux contiennent une forte proportion de particules ayant un diamètre supérieur à 5 mm, soit environ 55% pour le PAG et 45% pour le Non-PAG et qu'il a été démontré à la section précédente que la fraction grossière (5 à 20 mm) semble jouer un rôle dans les propriétés d'écoulement de l'eau et, par conséquent, influence probablement la forme de la courbe de rétention d'eau.

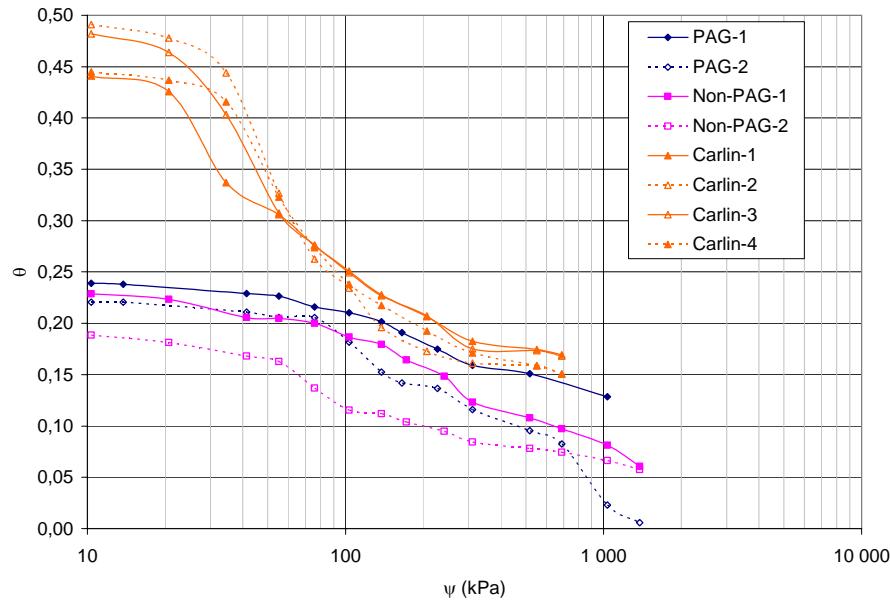


Figure 4.8 Courbes de rétention d'eau du passant 5 mm obtenues pour les trois matériaux de la mine Goldstrike étudiés en laboratoire (PAG, Non-PAG et Carlin).

En observant la figure 4.8, on remarque que le Carlin semble être le matériau avec la pression d'entrée d'air (ou AEV de l'anglais « Air-Entry Value ») la moins élevée. En effet, le AEV du Carlin se situe entre 25 kPa et 30 kPa pour l'ensemble des essais. Les AEV des stériles (PAG et Non-PAG) semblent beaucoup plus difficiles à évaluer mais selon les courbes montrées ci-haut, on peut estimer qu'ils ont une valeur entre 50 kPa et 100 kPa. Pourtant, ces deux matériaux ont une granulométrie plus grossière que le Carlin, même en tenant compte seulement de la partie ayant un diamètre inférieur à 5 mm. Par conséquent, il est raisonnable de s'attendre à ce que le Carlin retienne l'eau plus aisément et qu'il ait un AEV plus élevé. Or, le contraire semble s'être produit lors des essais en cellule Tempe. On doit mentionner que le PAG et le Non-PAG sont des matériaux qui présentent une certaine instabilité qui occasionne des problèmes supplémentaires lorsque vient le temps de manipuler ces stériles. En effet, cette propriété a été observée lors des essais de perméabilité où une partie des particules fines était lessivée lorsque de l'eau s'écoulait au travers de l'échantillon.

Puisque ces résultats sont les seuls qui sont disponibles pour de tels stériles, ils devront être utilisés avec réserve dans le cadre des simulations numériques (voir le chapitre suivant).

Les essais en cellules Tempe sont soumis aux restrictions précitées quant au diamètre maximal des particules de l'échantillon étudié (similaire aux restrictions pour les essais de perméabilité, voir section 4.2.4). Cependant, il aurait été fort intéressant de pouvoir utiliser des cellules Tempe de grand diamètre pour permettre la détermination de la courbe de rétention d'eau pour une plus grande fraction des courbes granulométriques des stériles. L'utilisation d'un tel appareillage n'est pas simple et peut être relativement dispendieuse (ex. : Herasymuk, 1996). On peut aussi effectuer le drainage d'un sol dans des colonnes de grande dimension (Masse, 2003) mais cette approche n'a pu être utilisée ici. Par conséquent, en l'absence de données expérimentales plus représentatives, la façon la plus pratique pour obtenir la courbe de rétention d'eau (pour une granulométrie supérieure à 5 mm) est d'utiliser un modèle de prédiction (voir chapitre 5 et section 2.2.3.2).

### 4.3 Remarques finales

Les résultats obtenus lors des différents essais ont permis de déterminer certaines propriétés des stériles. En premier lieu, les courbes granulométriques démontrent que le PAG et le Non-PAG ont des granulométries qui sont étaillées tandis que le Carlin, un matériau globalement plus fin, a une granulométrie plus uniforme. Par surcroît, on a remarqué que les stériles (PAG et Non-PAG) ont une proportion de particules fines qui est relativement importante. Si on observe les résultats du tableau 4.1 on remarque que le  $D_{10}$  des stériles ( $8,00 \times 10^{-2}$  mm pour le PAG et  $1,50 \times 10^{-2}$  mm pour le Non-PAG) est du même ordre de grandeur que celui du Carlin ( $1,10 \times 10^{-2}$  mm). Rappelons toutefois que seulement les matériaux ayant un diamètre inférieur à environ 25 mm (1") ont été conservés lors de la campagne d'échantillonnage sur le terrain. Si une granulométrie complète des stériles avait été considérée, la proportion de particules fines (diamètre inférieur à 5 mm) aurait évidemment été beaucoup plus petite. Malgré tout, la présence importante de fines dans les stériles est apparue comme étant un

point majeur à souligner, surtout si on considère qu'une bonne partie de l'écoulement dans les milieux non saturés se fait dans la fraction fine (< 5 mm) d'un matériau (Smith et al., 1995; Newman et al., 1997; Yazdani et al., 2000).

La densité relative des grains ( $D_r$ ), pour l'ensemble de la courbe granulométrique, a été déterminée en utilisant des analyses au pycnomètre ainsi qu'en mesurant leur poids dans l'eau tel que défini dans la norme ASTM C 127. Les résultats obtenus pour la courbe granulométrique entière correspondent à des valeurs assez typiques pour des matériaux géologiques soit 2,62 pour le PAG, 2,68 pour le Non-PAG et 2,48 pour le Carlin.

Les essais de compactage à l'aide d'un essai Proctor modifié ont permis de montrer que les stériles comme le PAG et le Non-PAG qui ont été échantillonnés à la mine Goldstrike ont tendance à se dégrader lorsqu'ils sont compactés. La figure 4.4 montre les courbes avant et après le compactage et on remarque qu'il y a une augmentation de la fraction fine suite à cet essai. Les résultats de ces essais ressemblent à ce qui a été mesuré sur les zones compactées des haldes à stériles de la mine Goldstrike. En effet, la densité sèche optimale ( $(\gamma_d)_{opt}$ ) se situait à environ  $20 \text{ kN/m}^3$  et la porosité ( $n$ ) à 0,25 et ce, pour les deux matériaux (PAG et Non-PAG).

Les essais de conductivité hydraulique en cellule triaxiale ont été complétés en utilisant la fraction fine (< 5 mm) des matériaux étudiés. La conductivité hydraulique saturée obtenue pour chacun des trois matériaux est faible (entre  $10^{-9} \text{ m/s}$  et  $10^{-7} \text{ m/s}$  pour les stériles et entre  $10^{-7} \text{ m/s}$  et  $10^{-6} \text{ m/s}$  pour le Carlin). Ces valeurs plutôt faibles pour les stériles sont comparables aux valeurs obtenues sur le terrain avec le perméamètre à entrée d'air où les conductivités hydrauliques mesurées sont  $7,70 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  et  $5,08 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ . On peut donc associer les valeurs peu élevées en laboratoire pour les stériles à une présence importante de la fraction fine qui limite grandement la capacité du matériau à faire circuler l'eau (comme sur le terrain) ou bien à un colmatage des géotextiles causé par la migration des fines lors des essais de perméabilité. De plus, on peut émettre l'hypothèse que l'orientation des particules

joue un rôle dans la détermination de la conductivité hydraulique d'un matériau granulaire. De façon à vérifier les résultats obtenus pour les stériles (PAG et Non-PAG), les essais de conductivité hydraulique ont été repris pour ces deux matériaux à l'aide de cellules à parois rigides de grandes dimensions (diamètre intérieur de 8" ou environ 200 mm). Les cellules ont permis d'avoir une idée plus exacte de l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique non saturée pour le PAG et le Non-PAG. En effet, les résultats sont de  $3,7 \times 10^{-5}$  m/s et de  $6,1 \times 10^{-5}$  m/s pour les deux matériaux respectivement.

L'évaluation de la courbe de rétention d'eau à l'aide de cellules Tempe est probablement l'essai qui a donné les résultats les plus contradictoires. Selon les données obtenues en laboratoire, la pression d'entrée d'air du Carlin se situe entre 25 et 30 kPa tandis qu'elle est entre 50 kPa et 100 kPa pour le PAG et le Non-PAG. Ceci est surprenant considérant que les stériles sont plus grossiers que le Carlin et que, par conséquent, le Carlin devrait avoir plus de facilité à retenir l'eau. Plusieurs phénomènes peuvent expliquer cela, le principal étant la difficulté de manipuler et de préparer des matériaux sablonneux comme le PAG et le Non-PAG pour les essais en cellule Tempe. La détermination de ces propriétés est primordiale pour la modélisation de cas spéciaux à l'aide de simulations numériques. Les résultats seront revus et analysés à nouveau dans le chapitre suivant (chapitre 5).

Suite à cette campagne d'essais de laboratoire, il est possible de conclure que la caractérisation de matériaux stériles est assez complexe. En premier lieu, leur granulométrie relativement grossière et très étalée complique l'échantillonnage. En effet, la détermination d'un diamètre de coupure lors de la campagne d'échantillonnage sur le terrain a été faite de façon relativement arbitraire et était basée principalement sur l'incapacité des appareils de laboratoire à mesurer les propriétés d'un sol trop grossier. Il semble aussi que les stériles étaient légèrement instables et que, par conséquent, il se produisait un lessivage des fines lors des essais de perméabilité tant en cellule triaxiale qu'en cellule à parois rigides et ce, même si un gradient très faible était appliqué. Finalement, le potentiel de génération acide de certains matériaux pouvait causer des problèmes, en particulier à cause du

lessivage de précipités lors des essais de conductivité hydraulique et de détermination de la courbe de rétention d'eau en cellule Tempe. En conclusion, on peut affirmer que la taille des stériles, la forme des grains relativement angulaires, la présence de particules fines mobiles ainsi que la capacité de génération d'acide de certains matériaux a rendu le travail de laboratoire plus compliqué et pourrait certainement influencer la reproductibilité des essais de laboratoire effectués sur ces stériles miniers.

## CHAPITRE 5

### SIMULATIONS NUMÉRIQUES

L'objectif principal des simulations numériques réalisées pour ce projet est de mieux comprendre les conditions d'infiltration de l'eau à la surface des haldes à stériles ainsi que l'écoulement à l'intérieur de ces structures. L'écoulement de l'eau dans les haldes à stériles est contrôlé par plusieurs facteurs. En premier lieu, il est important de rappeler que les matériaux qui les composent ont des degrés de saturation ( $S_r$ ) peu élevés qui sont fréquemment inférieures à 25%. Les raisons pouvant expliquer cela incluent la grande taille de ces structures, la présence de pores de grandes dimensions, la pression d'entrée d'air faible des stériles et la position profonde de la nappe phréatique. Dans cette étude, les haldes à stériles de la mine Goldstrike au Nevada sont utilisées comme géométrie de base pour les simulations numériques. La hauteur d'un banc construit dans les empilements de cette mine est environ 30 mètres, tandis que la longueur peut être de plusieurs centaines de mètres.

Outre le degré de saturation très faible des empilements de roches stériles, un autre facteur qui peut influencer grandement l'écoulement de l'eau dans les haldes est l'hétérogénéité de ces structures, causée entre autres par la présence de couches (ou zones) de matériaux aux propriétés hydrogéotechniques variables qui sont entremêlées et qui sont créées lors de la construction de la halde à stériles. La méthode de déposition qui entraîne une ségrégation des particules avec une concentration de gros blocs et de particules grossières au pied des bancs peut favoriser la création de ces couches (voir chapitre 3). Elles peuvent être présentes lorsque des matériaux ayant des propriétés hydrogéotechniques différentes s'entremêlent lors de la déposition.

Les simulations numériques présentées dans ce qui suit permettent de mieux définir certaines particularités des écoulements au travers des empilements. Vu la complexité du problème, plusieurs hypothèses simplificatrices ont été adoptées. Cependant, pour

limiter l'impact de ces simplifications, plusieurs situations ont été simulées de façon paramétrique.

Ce chapitre présente les résultats de ces simulations numériques. Premièrement, les caractéristiques du modèle numérique de base sont expliquées. Ensuite, les résultats des simulations numériques sont montrés, suivis d'une analyse des résultats obtenus.

## 5.1 Description du modèle

### 5.1.1 Code utilisé

Le programme utilisé pour les simulations numériques est SEEP/w version 5.11 (GEO-SLOPE INTL. LTD., 2002b) de la compagnie Geo-Slope International Ltd. Ce code permet de modéliser l'écoulement de l'eau dans des matériaux poreux en conditions saturées et non saturées en utilisant la méthode des éléments finis et ce, tant en régime permanent qu'en régime transitoire. L'écoulement en milieu non saturé est simulé en utilisant la loi de Darcy tout comme pour l'écoulement en milieu saturé. Un sol est défini dans ce logiciel en lui attribuant une courbe de rétention d'eau ( $\theta$  vs  $u$  ou  $\theta$  vs  $\psi$ ) et une courbe de conductivité hydraulique ( $k$  vs  $u$  ou  $k$  vs  $\psi$ ). SEEP/w permet l'utilisation d'éléments triangulaires et de quadrilatères définis à l'aide de nœuds. Les solutions sont développées en utilisant l'intégration Gaussienne. Plus d'informations sur ce programme et son fonctionnement peuvent être trouvées dans le guide d'utilisateur de SEEP/w (GEO-SLOPE INTL. LTD., 2002a). Ce logiciel est bien connu et a été validé pour des situations tant en milieu saturé que non saturé (ex. : Bussière, 1999; Chapuis et al., 2001).

### 5.1.2 Matériaux

Les matériaux considérés dans le cadre de ce programme de simulations numériques se retrouvent dans deux catégories principales, soit des stériles et les matériaux de recouvrement. Comme il a été expliqué aux chapitres précédents, les stériles provenant du site Goldstrike se divisent en deux types principaux :

- PAG : Stériles potentiellement générateurs de DMA.
- Non-PAG : Stériles qui ne génèrent pas de DMA.

Le troisième matériau qui est étudié pour ce projet, le Carlin, est inerte et de granulométrie silteuse provenant du mort terrain disponible sur le site de la mine Goldstrike. L'intérêt principal de ce dernier se retrouve dans la possibilité de l'utiliser comme sol de recouvrement pour la fermeture des haldes à stériles (Zhan et al., 2001; Zhan et al., 2002).

Le chapitre 4 a permis de définir les principales propriétés hydrogéotechniques des matériaux mentionnés ci-haut. Il a aussi mis en lumière certaines incongruités relevées lors de l'analyse des résultats et ce, particulièrement dans le cas des résultats obtenus lors d'essais de perméabilité et de détermination de la courbe de rétention d'eau. Pour contourner en partie l'incertitude associée à la validité de certains résultats expérimentaux, la solution retenue est l'utilisation de modèles de prédiction qui permettent d'estimer certaines propriétés des matériaux requises pour les calculs numériques.

### 5.1.2.1 Traitement des résultats de laboratoire

Comme il a été mentionné précédemment, le logiciel SEEP/w utilise deux courbes pour définir un matériau particulier, soit la courbe de rétention d'eau (CRE) et la courbe de conductivité hydraulique non saturée ( $k_u$ ). Les courbes de rétention d'eau utilisées lors de ces simulations numériques sont définies dans cette section.

Puisque plusieurs courbes de rétention d'eau ont été obtenues en laboratoire, il était nécessaire de définir une valeur représentative pour chaque matériau et pour une teneur en eau volumique maximale (ou porosité) donnée. Pour ce faire, les résultats de laboratoire ont été traités avec le logiciel RETC (van Genuchten et al., 1991). Ce dernier permet d'obtenir les paramètres d'équations mathématiques permettant un lissage des points expérimentaux. Ce programme utilise différents modèles mathématiques comme ceux de Brooks et Corey (1964) ou de van Genuchten (1980)

pour normaliser les courbes de rétention d'eau. Le modèle qui a été utilisé dans ce cas-ci est celui de Van Genuchten (équation 2.25, chapitre 2, reproduite ici) :

$$\theta_e = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha\psi)^{n_{VG}}} \right]^{m_{VG}} \quad (2.25)$$

où  $\theta_e$  est la teneur en eau réduite  $\left( \theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)$  et,  $\alpha_{VG}$ ,  $m_{VG}$  et  $n_{VG}$  sont des paramètres d'ajustement du modèle qui définissent la CRE. Dans ce cas-ci, la valeur du paramètre  $m_{VG}$  est définie comme suit (van Genuchten et al., 1991) :

$$m_{VG} = 1 - \frac{1}{n_{VG}} \quad (5.1)$$

En introduisant les paires de points de teneur en eau ( $\theta$ ) en fonction de la succion ( $\psi$ ) obtenues en laboratoire (à l'aide de cellules Tempe, par exemple) dans le chiffrier du logiciel RETC, il est possible d'effectuer le lissage de la CRE avec le modèle défini ci-haut, ce qui permet de connaître l'équation de la courbe étudiée. Dans le cas du modèle de van Genuchten, le fichier de sortie généré par le programme donne les valeurs des trois paramètres  $\alpha_{VG}$ ,  $m_{VG}$  et  $n_{VG}$  pour une série de résultats de laboratoire. Lorsque plusieurs échantillons ont été étudiés, il est possible de faire une moyenne du degré de saturation des différents échantillons de sol à des valeurs de succion prédéterminées. Une fois ces valeurs moyennes de degré de saturation en fonction de la succion obtenues, la teneur en eau volumique pour un degré de saturation et une porosité donnés ( $\theta = n \cdot S_r$ ) peut être définie. Avec ces couples de teneur en eau volumique en fonction de la succion, les paramètres  $\alpha_{VG}$ ,  $m_{VG}$  et  $n_{VG}$  sont déduits à l'aide du logiciel RETC. On suppose ici, comme il a été expliqué dans le chapitre 2 (figure 2.14) et dans Yazdani et al. (2000), que pour un matériau ayant la même granulométrie mais dont la teneur en eau volumique maximale (ou la porosité) est variable, les paramètres définissant la CRE ( $\alpha_{VG}$ ,  $m_{VG}$  et  $n_{VG}$  dans notre cas) demeurent presque constants. Une fois les trois paramètres moyens définis, il est possible d'obtenir la CRE des sols peu importe la porosité originale du matériau. Le tableau ci-dessous (tableau 5.1) montre les valeurs de  $\alpha_{VG}$ ,  $m_{VG}$  et  $n_{VG}$  obtenues

pour les trois matériaux étudiés dans ce projet soit le PAG, le Non-PAG et le Carlin. La figure 5.1 donne les courbes de rétention d'eau de ces trois matériaux obtenues à l'aide du modèle de van Genuchten et du logiciel RETC. Pour simplifier le problème, il a été posé comme hypothèse que la teneur en eau maximale ou à saturation ( $\theta_s$ ) est égale à la porosité du sol (n).

Tableau 5.1 Valeurs des paramètres  $\alpha_{VG}$ ,  $m_{VG}$  et  $n_{VG}$  du modèle de définition de la courbe de rétention d'eau de Van Genuchten obtenus à l'aide du logiciel RETC pour les trois matériaux étudiés (PAG, Non-PAG, Carlin).

	<b>n</b>	<b><math>\alpha_{VG}</math></b>	<b><math>n_{VG}</math></b>	<b><math>m_{VG}</math></b>
<b>PAG</b>	0,25	0,11344	1,39424	0,282763
<b>Non-PAG</b>	0,25	0,46321	1,31208	0,237851
<b>Carlin</b>	0,50	0,24734	2,38069	0,579954

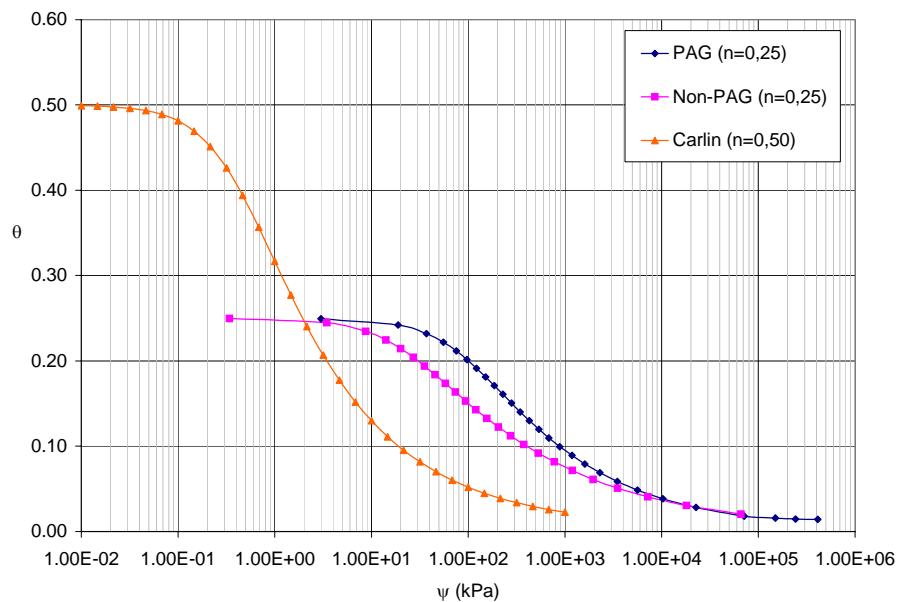


Figure 5.1 Courbes de rétention d'eau obtenues expérimentalement et lissées avec RETC, pour les trois matériaux provenant de la mine Goldstrike.

Le logiciel RETC permet aussi de définir la courbe de conductivité hydraulique non saturée des matériaux étudiés à partir de la CRE. Comme il a été mentionné au chapitre 2, la conductivité hydraulique non saturée d'un matériau est un des paramètres les plus difficiles à mesurer en laboratoire. Cependant, plusieurs modèles existent qui permettent d'extrapoler cette valeur lorsque la conductivité hydraulique saturée et la courbe de rétention d'eau sont connues. Pour ce projet, l'équation utilisée est une solution analytique simplifiée du modèle de Mualem (1976) où la conductivité hydraulique non saturée est obtenue avec l'équation suivante (basée sur le modèle de van Genuchten (1980) pour la CRE) :

$$k_u = \theta_e^\ell \left[ 1 - \left( 1 - \theta_e^{1/m_{VG}} \right)^{m_{VG}} \right]^2 \quad (5.2)$$

où  $k_u$  = Conductivité hydraulique non saturée à une teneur en eau donnée (m/s).

$\theta_e$  = Teneur en eau volumique réduite du matériau (-).

$\ell$  = Paramètre représentant la tortuosité du sol (-). Fixé à 0,5 dans RETC.

$m_{VG}$  = Facteur de courbure tel que défini par l'équation de Van Genuchten (-).

À l'aide de cette équation et selon les paramètres définis dans le tableau 5.1, la courbe conductivité hydraulique non saturée peut être tracée (figure 5.2).

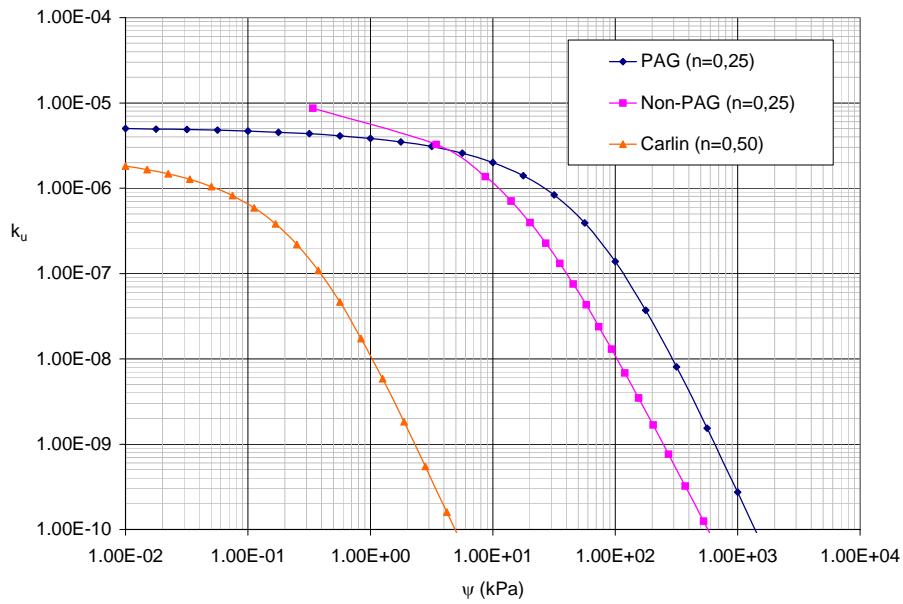


Figure 5.2 Courbes de conductivité hydraulique non saturée pour le PAG, le Non-PAG et le Carlin.

Aux figures 5.1 et 5.2, on remarque que les courbes du Carlin ont un AEV d'environ 0,1 kPa (et un WEV d'environ 10 kPa). Les résultats de laboratoire donnaient une valeur de 10 kPa environ pour le AEV. Puisque l'objectif des simulations complétées pour ce projet est d'évaluer un cas extrême, l'utilisation d'un matériau de recouvrement plus « grossier » ayant une capacité de rétention d'eau plus faible permet de vérifier les limites d'une couverture servant à l'évacuation de l'eau d'où les modifications aux courbes non saturées du Carlin. De plus, des informations provenant du personnel de la mine Goldstrike confirment que le matériau Carlin disponible sur le site minier est plus grossier que celui qui a déjà été utilisé comme recouvrement (et qui a été échantillonné). Les simulations numériques servant à la compréhension d'un phénomène et non au design final d'une méthode de recouvrement, il est alors intéressant de vérifier les limites du modèle à l'aide d'un matériau qui serait moins performant pour le recouvrement des stériles.

Comme il a été mentionné au chapitre 4, les essais de laboratoire indiqueraient que le PAG et le Non-PAG sont des matériaux qui retiennent l'eau plus efficacement que le Carlin. En effet, en regardant la figure 5.2, on remarque que le degré de saturation des stériles (PAG et Non-PAG) est plus élevé lorsque la succion augmente que celui du Carlin. Or, le PAG et le Non-PAG sont des sables étalés avec du gravier et du silt tandis que le Carlin est un silt. Conséquemment, on devrait s'attendre à ce que ce dernier ait une plus grande capacité à retenir de l'eau lorsque de la succion est présente dans le sol, ce qui peut être représenté par un AEV plus élevé. Pour tenter de mieux évaluer la représentativité des résultats de laboratoire, un modèle de prédiction des courbes de rétention d'eau a été utilisé pour modéliser les CRE du PAG et du Non-PAG.

### **5.1.2.2 Modèle de prédiction des courbes de rétention d'eau**

Le modèle utilisé pour prédire les courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés lors des simulations numériques est le modèle de Kovàcs modifié présenté à la section 2.2.3.2 (Aubertin et al., 2003). Ce modèle utilise des propriétés de base des matériaux pour définir la courbe de rétention d'eau. Ces propriétés sont le  $D_{10}$  et le  $D_{60}$  déduits à partir de la courbe granulométrique ainsi que l'indice des vides ( $e$ ) du sol étudié. L'intérêt principal de ce modèle réside dans le fait que les propriétés nécessaires pour permettre une estimation de la CRE sont faciles à obtenir à l'aide d'essais simples. Dans le cas des stériles de la mine Goldstrike, il suffisait d'utiliser les résultats des analyses granulométriques et d'estimer les courbes en supposant différentes valeurs possibles de l'indice des vides. Comme on peut le voir au tableau 3.11 qui donne les résultats des essais au nucléo-densimètre effectués dans la tranchée sur les haldes de Goldstrike, la porosité ( $n$ ) sur le site augmente avec la profondeur. La valeur maximale atteinte est d'environ 0,40 à une profondeur de 2 mètres. C'est cette valeur de porosité (transposée selon l'indice des vides) qui est utilisée dans le modèle pour estimer les courbes de rétention d'eau du PAG et du Non-PAG. L'objectif est d'évaluer la représentativité des CRE des stériles obtenues en laboratoire qui ne tiennent pas compte de la partie plus grossière (granulométrie supérieure à 5 mm).

Puisque la partie du matériau ayant un diamètre supérieur à 1" (25 mm) a été enlevée sur le terrain la partie représentative qui peut être utilisée dans le cadre de ces travaux est le passant 20 mm. Les propriétés de la courbe granulométrique nécessaires pour l'estimation de la CRE à l'aide du modèle de Kovàcs modifié ont donc été extraites de la courbe granulométrique où le diamètre maximal est 20 mm. Les paramètres introduits dans le modèle pour le PAG et le Non-PAG sont donnés au tableau 5.2.

Tableau 5.2 Paramètres introduits dans le modèle de Kovàcs modifié pour obtenir les CRE des stériles (PAG et Non-PAG).

	<b>PAG</b>	<b>Non-PAG</b>
<b>D<sub>10</sub> (mm)</b>	0,067	0,012
<b>D<sub>60</sub> (mm)</b>	6,68	5,50
<b>C<sub>u</sub> (-)</b>	99,70	458,33
<b>n (-)</b>	0,40	0,40
<b>e (-)</b>	0,67	0,67

L'introduction de ces paramètres dans le modèle de Kovàcs modifié a permis de développer les courbes de rétention d'eau pour le PAG et le Non-PAG (voir figure 5.3).

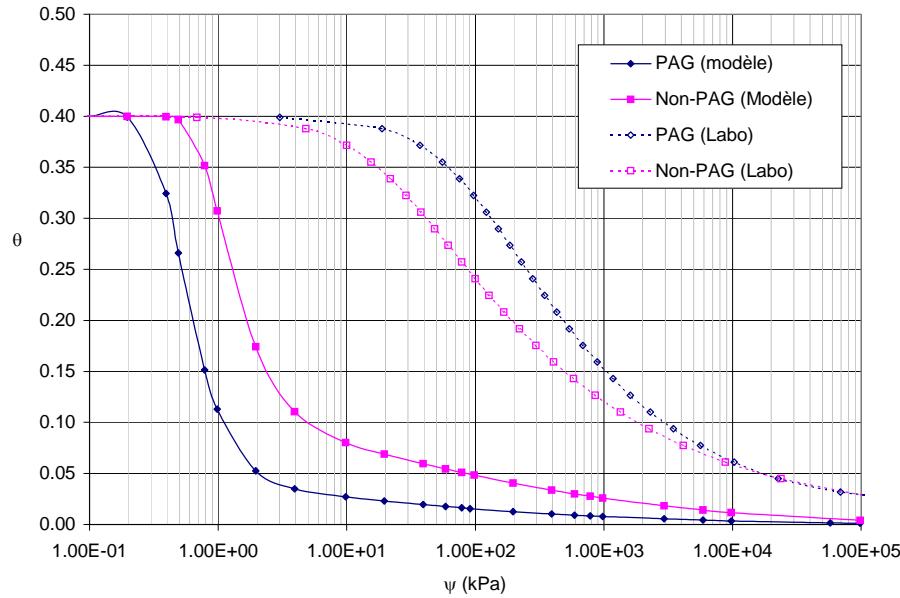


Figure 5.3 Courbes de rétention d'eau obtenues à l'aide du modèle prédictif de Kovàcs modifié et en laboratoire pour le PAG et le Non-PAG.

Comme on peut voir sur la figure 5.3, les courbes évaluées à l'aide du modèle de Kovàcs modifié ont une pression d'entrée d'air (AEV) qui est beaucoup moins élevée que celle des courbes mesurées en laboratoire. En effet, cette valeur est d'environ 0,2 kPa et de 0,5 kPa pour les courbes prédictives pour le PAG et le Non-PAG respectivement. En laboratoire, le AEV du PAG est environ 35 kPa et celui du Non-PAG est environ 15 kPa. Puisque les AEV sont plus petits et parce que la pente de désaturation est plus abrupte pour les courbes prédictives, les valeurs obtenues à l'aide du modèle de Kovàcs modifié semblent plus représentatives pour des matériaux sablonneux comme des stériles et ressemblent plus aux courbes de stériles qui sont observées dans la littérature (Herasymuk, 1996). Ce sont donc les courbes prédictives qui sont utilisées pour représenter les stériles dans les simulations numériques complétées dans le cadre de ce projet. Néanmoins, les courbes obtenues en laboratoire sont utilisées pour représenter les couches compactées localisées dans l'empilement de stériles.

### 5.1.3 Modèle de base

Le modèle défini pour les simulations numériques est inspiré des haldes à stériles de la mine Goldstrike. Puisque les haldes complètes sont très élevées, il a été décidé de modéliser l'équivalent de la hauteur d'un seul banc, soit environ 100' ou 30 m. La hauteur modélisée est de 36 m. L'angle de la pente d'un banc tel que mesuré sur le site est équivalent à l'angle de dépôt naturel du matériau soit 1,5:1,0 (H:V), soit environ 34 degrés. Une section horizontale de 45 mètres de longueur est incluse pour mieux représenter la halde à stériles. Évidemment, il aurait été intéressant de pouvoir modéliser les haldes dans leur totalité ou, du moins, un banc avec la section horizontale complète (qui dépasse souvent 100 mètres de longueur); cependant, le modèle ainsi développé aurait été beaucoup trop gros et il aurait été impossible de gérer toutes ces équations à l'aide des ordinateurs disponibles pour compléter ce travail.

Le logiciel utilisé pour les simulations (SEEP/w) ne permet pas de construire un modèle tridimensionnel. Avec ce logiciel, il est possible de reproduire un modèle en deux dimensions, axisymétrique ou en plan. Dans ce cas-ci, il a été décidé de modéliser un banc en deux dimensions selon une coupe verticale, considéré comme plus représentatif de la réalité. Ce logiciel traite de l'écoulement de l'eau dans les sols mais ne permet pas de tenir compte directement de l'évaporation.

La figure 5.4 montre le modèle de base utilisé lors des simulations numériques.

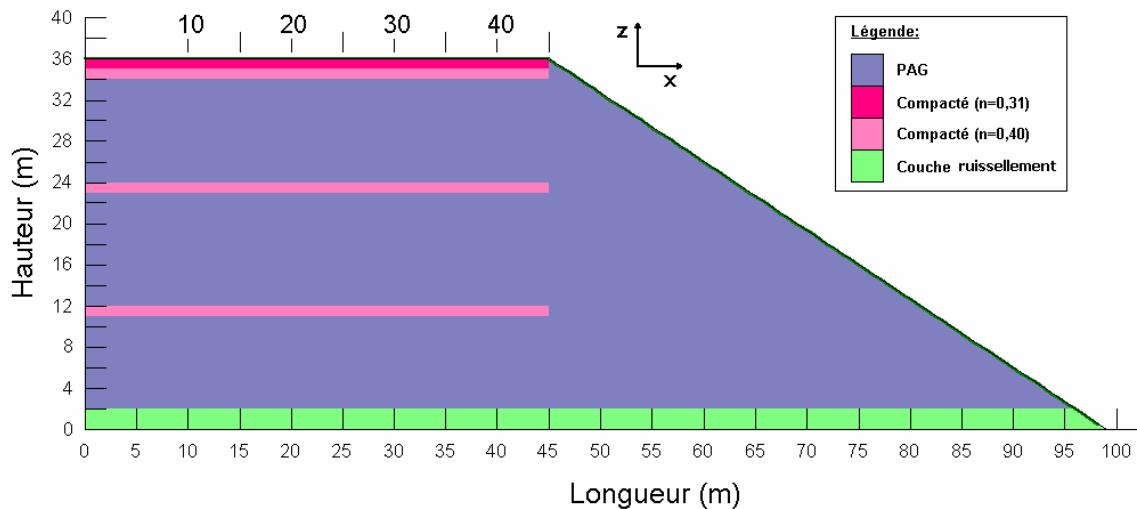


Figure 5.4 Cas de base utilisé pour modéliser l'écoulement de l'eau dans la halde à stériles (simulation S-1).

**A) Matériaux :**

Comme on peut le voir à la figure 5.4, le PAG est le matériau principal dans les simulations numériques exécutées dans le cadre de ce projet. La courbe de rétention d'eau qui a été utilisée est celle prédictive à l'aide du modèle de Kovàcs modifié (figure 5.3). Comme il a été mentionné au chapitre 3, les stériles ont souvent un niveau de compaction plus élevé près de la surface de roulement des équipements (figure 3.17 et tableau 3.11), donc une densité plus élevée. Une variation de cette propriété modifie les propriétés d'écoulement de l'eau. Lors de la définition du modèle, des couches de matériaux compactés ont été intégrées à la surface pour représenter cette situation. Les courbes utilisées pour modéliser ces couches de densité plus élevée correspondent aux courbes des stériles qui ont été déterminées en laboratoire à l'aide des cellules Tempe (section 4.2.5) et qui ont été lissées à l'aide du logiciel RETC (section 5.1.2.1) pour des indices des vides donnés. Les figures 5.5 et 5.6 montrent les courbes utilisées pour définir le PAG (compacté et non compacté). Les courbes de conductivité hydraulique non saturée présentées à la figure 5.6 sont estimées à l'aide du modèle des données des courbes de rétention d'eau et de l'équation 5.2.

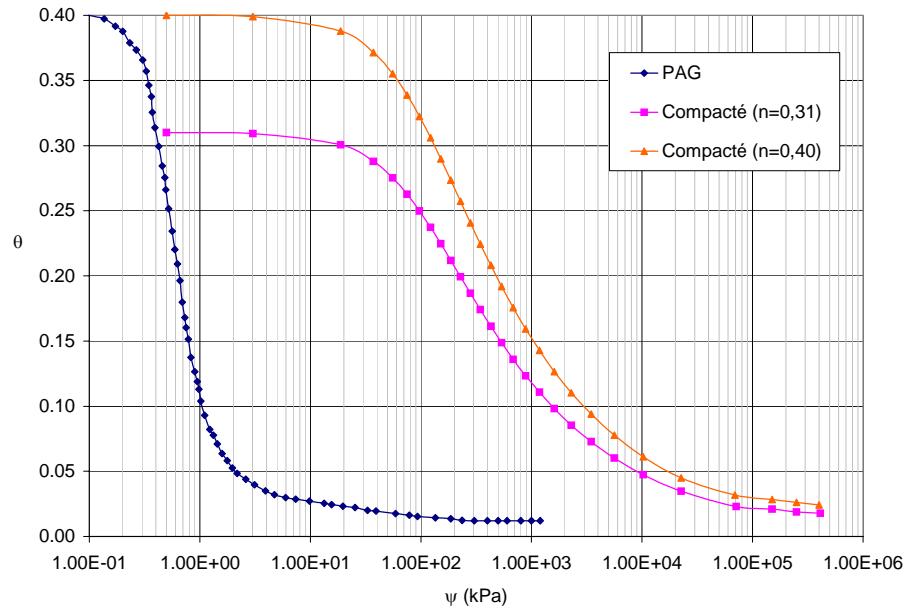


Figure 5.5 Courbes de rétention d'eau du PAG utilisées dans les simulations numériques.

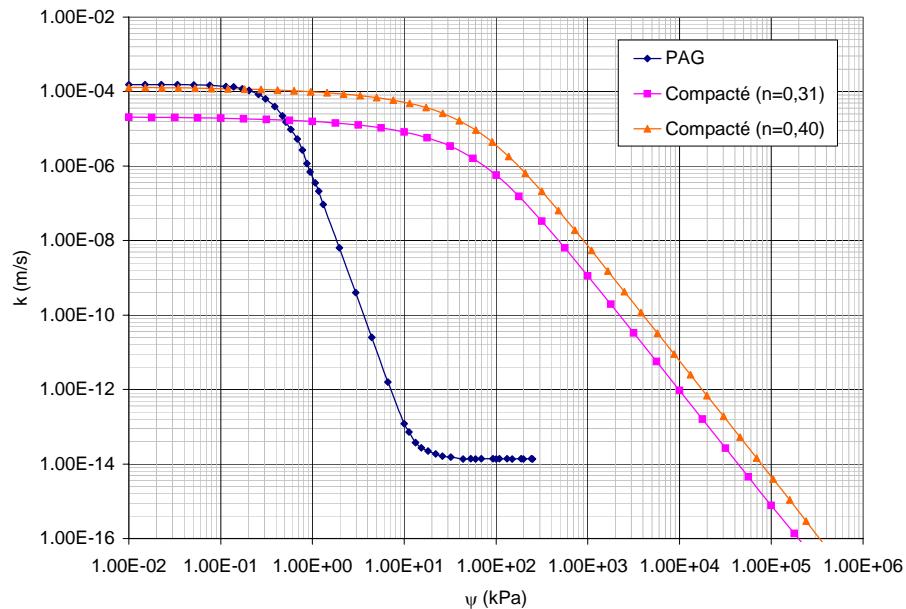


Figure 5.6 Courbes de conductivité hydraulique non saturée du PAG utilisées dans les simulations numériques.

Les couches compactées sont composées de deux matériaux ayant une épaisseur de 1 mètre chacun. Suite à l'information donnée dans le tableau 3.11, il a été décidé que la porosité de ces derniers serait respectivement de 0,31 et de 0,40. De plus, deux couches compactées ont été ajoutées au premier et deuxième tiers du banc pour simuler la mise en place des stériles en étapes. Ces couches intermédiaires ont une porosité de 0,40 et une épaisseur de 1 mètre seulement.

Pour améliorer la convergence du modèle, une couche de drainage (en vert à la figure 5.4) d'une épaisseur de 2 mètres a été ajoutée à la base du modèle. Les propriétés hydrauliques (courbe de rétention d'eau et de conductivité hydraulique non saturée) sont présentées aux figures 5.7 et 5.8 (adaptées de Apithy, 2003). Des couches avec des propriétés semblables ont été observées sur des haldes semblables à celles de la mine Goldstrike (Lefebvre et al., 2002; Wilson et al., 2002).

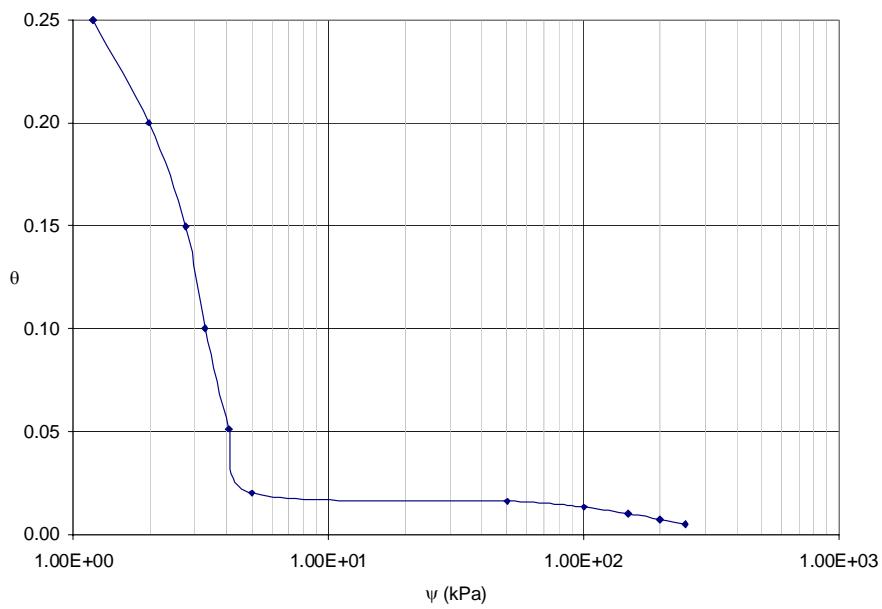


Figure 5.7 Courbe de rétention d'eau de la couche de drainage.

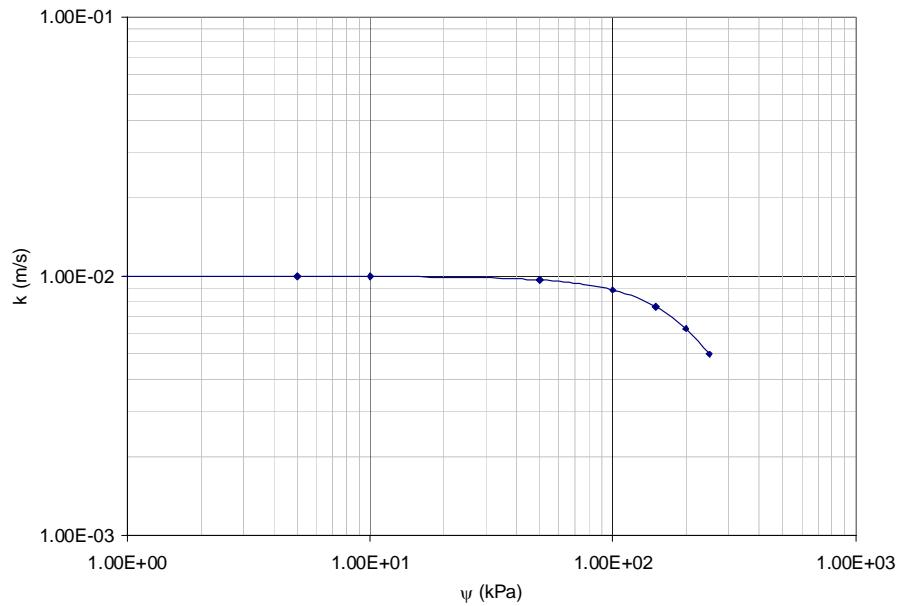


Figure 5.8 Courbe de conductivité hydraulique non saturée de la couche de drainage.

Les propriétés de ce matériau n'ont pas été mesurées mais on pourrait le comparer à un gravier très grossier et uniforme. Ce type de fonction hydraulique a été utilisé par Apithy (2003). Il permet ici d'améliorer la convergence et la stabilité du cas modélisé. Comme on peut le remarquer aux figures 5.7 et 5.8, ce matériau se draine à des succions très faibles mais la conductivité hydraulique demeure presque constante lorsque la succion augmente. Un comportement comme celui là n'est pas commun pour un sol et est plus représentatif d'un tuyau ou d'un gravier très grossier et uniforme où l'eau peut circuler aisément même lorsque la succion est très élevée.

#### B) Conditions frontières :

De façon à modéliser convenablement l'écoulement de l'eau dans les empilements de stériles miniers, il est nécessaire d'utiliser des conditions frontières représentatives. SEEP/w permet de définir des charges hydrauliques ( $h$  en m), des pressions ( $u$  en kPa ou en m) ou des débits d'infiltration ( $q$  en m/s). Dans ce modèle, les axes ordonnée et abscisse sont considérés imperméables. Ceci ne représente pas

exactement la réalité mais en supposant le cas comme un système plus ou moins fermé, il est quand même possible d'analyser les effets de l'infiltration de l'eau sur ces systèmes non saturés, particulièrement dans les pentes.

Pour permettre l'évacuation de l'eau, un drain est installé au pied de la halde. Une condition frontière est imposée, où la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique ( $u=0$  kPa). Ce nœud joue alors le rôle d'un drain où l'eau qui circule dans la halde est évacuée à cet endroit. La figure 5.9, montre le drain qui est modélisé par un nœud rouge. L'utilisation de ce drain et de la couche de drainage à la base de la halde, permet de conserver la nappe phréatique à la base de la halde à une élévation  $z = 0$  m.

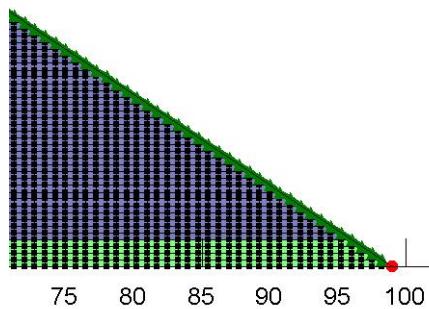


Figure 5.9 Drain de pied (nœud où  $u=0$  kPa en rouge) servant à évacuer l'eau du modèle (échelle horizontale en mètres et angle de la pente de 1,5:1,0 (H:V)).

Une autre condition frontière appliquée sur le modèle est une précipitation sur la surface. À la figure 5.9, on remarque la présence de nœuds de couleur verte le long de la pente. Ces derniers permettent de définir un taux de précipitation appliqué sur le modèle. En régime permanent, ce taux est constant tandis qu'en régime transitoire, il est possible de définir un taux variable. Dans ce cas-ci, le taux utilisé en régime permanent est une valeur très faible de façon à définir une condition fortement non saturée pour l'empilement. La valeur est de  $1 \times 10^{-12}$  m/s ou  $8,64 \times 10^{-6}$  cm/j car les résultats obtenus avec cette valeur semblait représenter relativement bien les

conditions moyennes sur le terrain à l'état stationnaire. La valeur des précipitations en régime transitoire correspond à un orage d'une durée de 72 heures d'une intensité de  $9,07 \times 10^{-7}$  m/s ou 7,84 cm/j. Ceci correspond à appliquer pendant 3 jours consécutifs une précipitation de 24 heures ayant un période de retour de 100 ans pour la mine Goldstrike. Cet orage est suivi d'une période de drainage de deux semaines (14 jours). Ce sont des conditions similaires qui ont été utilisées par Zhan et al. (2002) pour modéliser les couvertures pouvant être installées sur l'empilement de lixiviation en tas de la mine Goldstrike. La figure 5.10 montre cette condition. L'utilisation de conditions frontières aussi extrêmes permet d'observer le comportement des haldes à stériles sur des courtes périodes. Dans le cadre d'un programme complet, il serait nécessaire d'utiliser des données annuelles pour pouvoir observer le comportement à plus long terme des haldes à stériles (ex : Fala, 2002).

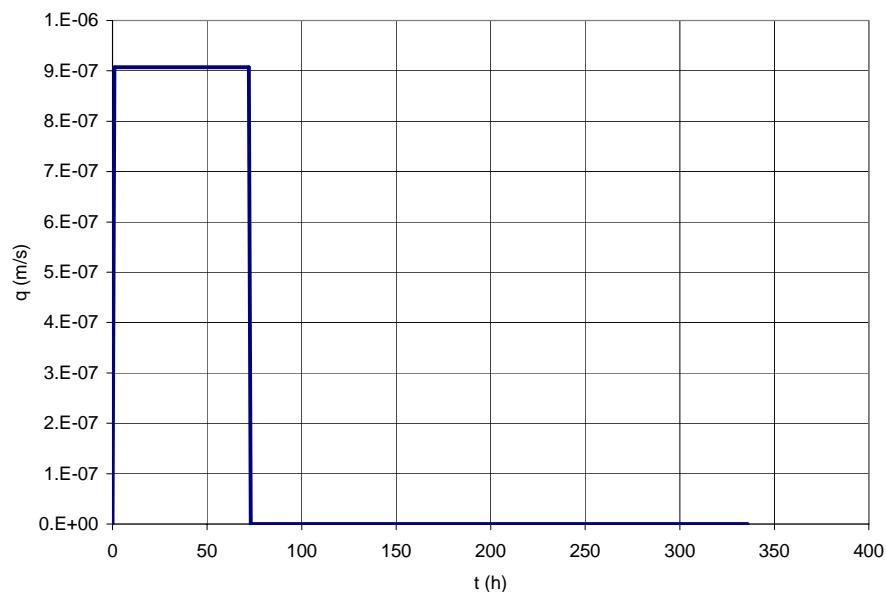


Figure 5.10 Condition frontière utilisée pour modéliser un cas de précipitations extrêmes sur les haldes à stériles de la mine Goldstrike.

## 5.2 Résultats des simulations

### 5.2.2 Validation des résultats

En premier lieu, il est important de s'assurer que les résultats obtenus sont valides (Chapuis et al., 2001). Une façon d'y parvenir est de comparer la courbe de conductivité hydraulique non saturée d'un matériau (le PAG dans ce cas-ci) avec des paires de succion ( $\psi$ ) et de conductivité hydraulique ( $k$ ) mesurées dans le modèle (figure 5.11), et aussi de comparer la CRE d'un matériau avec des paires de succion ( $\psi$ ) et de teneur en eau volumique ( $\theta$ ) mesurées dans le modèle (figure 5.12). Les résultats utilisés à titre d'exemple proviennent d'une section verticale obtenue près de la crête de la halde ( $x = 43,5$  m) après 72 heures de précipitations pour le cas de base (figure 5.4).

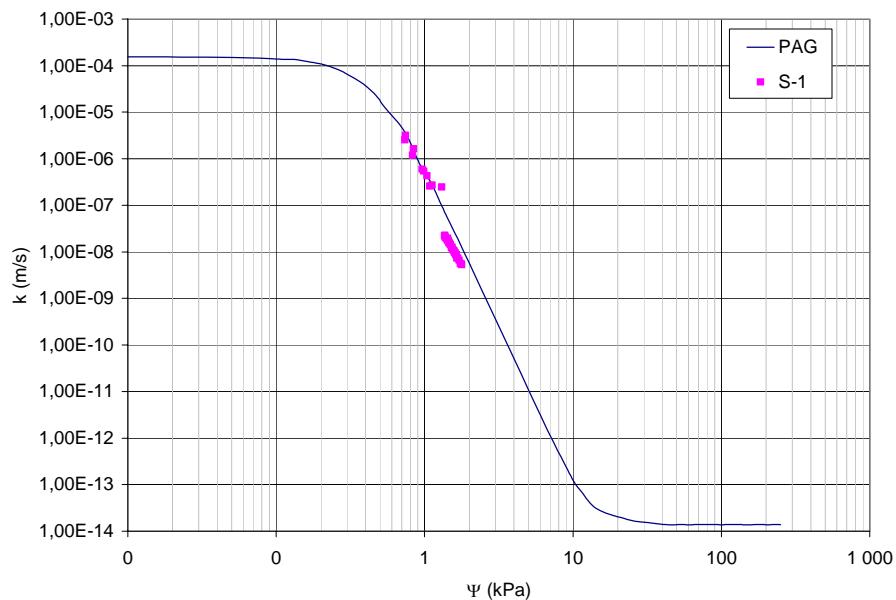


Figure 5.11 Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique du PAG introduite dans le modèle et les résultats obtenus après l'orage de 72 heures dans la simulation S-1.

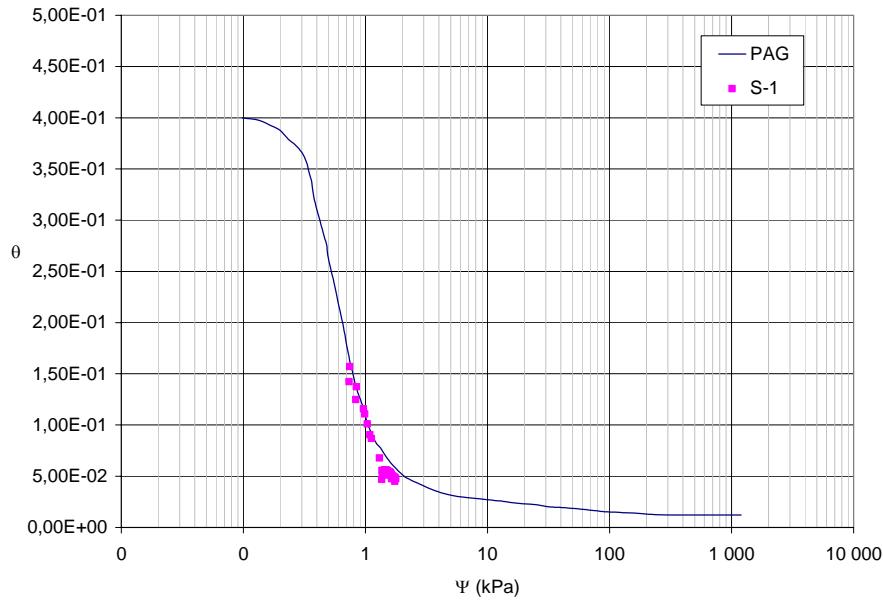


Figure 5.12 Comparaison entre la courbe de rétention d'eau du PAG introduite dans le modèle et les résultats obtenus après l'orage de 72 heures dans la simulation S-1.

On remarque que les points de la série « S-1 » qui représentent les résultats de la simulation se retrouvent à peu près au même niveau que la courbe de conductivité hydraulique non saturée (figure 5.11) et la courbe de rétention d'eau (figure 5.12) introduites dans SEEP/w. La légère différence entre les valeurs obtenues et originales est considérée négligeable. Cette petite différence est le résultat d'imprécisions dans le modèle causées entre autres par la taille des éléments. Ces derniers ont une hauteur de 0,25 mètres dans le modèle et le temps de calcul aurait été beaucoup trop long si des éléments de plus petite taille avaient été utilisés. L'utilisation d'éléments de plus grande taille tend à diminuer la précision des résultats obtenus lors de la simulation, particulièrement lorsque la pente de désaturation de la courbe de conductivité hydraulique non saturée et de la CRE du matériau est abrupte, comme c'est le cas pour le PAG (figures 5.5 et 5.6). Ceci peut créer la légère imprécision observée aux figures 5.11 et 5.12. Une autre raison expliquant les petites imprécisions est que la variation maximale tolérée du vecteur norme de la pression entre deux

itérations successives (ou « tolérance » dans le logiciel) est de 0,001. En diminuant cette dernière, les résultats auraient été plus précis. Par contre, une plus petite « tolérance » aurait signifié des temps de calcul beaucoup trop longs. Il a donc été déterminé qu'une légère imprécision dans l'ensemble des calculs pouvait être acceptable considérant que l'intérêt principal de ce programme de simulations numériques est d'obtenir une vision globale de l'écoulement à l'intérieur des haldes à stériles. En observant les figures 5.11 et 5.12, et selon les explications données ci-haut, on peut conclure que les résultats obtenus lors des simulations numériques sont valides en tenant compte des objectifs visés par ce projet. Il est aussi important de spécifier que la comparaison complétée aux figures 5.11 et 5.12 a été effectuée pour les autres simulations et que, dans tous les cas, la déviation entre les courbes initiales et les résultats obtenus était minime. Rappelons aussi que, l'utilisation du logiciel SEEP/w pour de tels cas a déjà été étudiée et validée par le passé (Bussière, 1999; Chapuis et al., 2001; Apithy, 2003).

### 5.2.3 Principaux résultats

Une fois la validité des calculs confirmée, il est possible d'analyser les résultats des modélisations. Pour simplifier la présentation des résultats, seulement trois situations du régime transitoire sont montrées dans ce qui suit, soit :

- Conditions initiales;
- Suite aux précipitations de 72 heures;
- Suite au drainage de deux semaines (14 jours).

Les conditions initiales utilisées pour le modèle en régime transitoire proviennent d'un modèle en régime permanent. Les conditions initiales du modèle en régime permanent sont semblables à celles du régime transitoire, à l'exception que la précipitation appliquée sur la surface est constante et d'une valeur plus faible ( $1 \times 10^{-12}$  m/s). L'idée principale étant de créer une halde à stériles fortement désaturée, avec des conditions semblables à celles rencontrées sur le site minier Goldstrike.

Les paramètres importants utilisés pour évaluer l'infiltration de l'eau à l'intérieur de matériaux granulaires sont la succion ( $\psi$ ) et la teneur en eau volumique ( $\theta$ ). On rappelle que de l'eau peut s'écouler dans un matériau sec lorsque la succion devient inférieure à la pression d'entrée d'eau du sol ou WEV (de l'anglais « Water Entry Value »). Cette propriété est considérée semblable à la succion résiduelle ( $\psi_r$ , voir figure 2.2) lorsque les effets d'hystérosis ne sont pas pris en compte. Ainsi, quand la succion dans un sol est inférieure au WEV, la phase aqueuse est continue à l'intérieur du sol et si la succion est plus élevée on peut supposer que le sol est entièrement désaturé (Apithy, 2003). Le tableau 5.3 donne les valeurs de pression d'entrée d'eau pour les matériaux étudiés lors des simulations numériques.

Tableau 5.3 Pressions d'entrée d'air (AEV) et d'entrée d'eau (WEV) des matériaux modélisés dans les simulations numériques.

Matériau	AEV (kPa)	WEV (kPa)
PAG	0,2	2
Compacté ( $n = 0,31$ )	35	500
Compacté ( $n = 0,40$ )	35	500
Non-PAG	0,5	3
Carlin	0,3	15

On remarque que le PAG et le Non-PAG ont des valeurs de pression d'entrée d'eau très peu élevées ce qui signifie que l'eau peut commencer à circuler à l'intérieur de ces derniers à des faibles succions. En contrepartie, les matériaux compactés ont une WEV beaucoup plus élevée ce qui veut dire que l'eau peut circuler aux travers de ces matériaux à des succions beaucoup plus élevées. Finalement, le Carlin a une WEV de 15 kPa ou 1,5 m d'eau.

La suite de cette section donne les principaux résultats des simulations des haldes à stériles de la mine Goldstrike. Le tableau 5.4 explique les caractéristiques de chacune de ces simulations.

Tableau 5.4 Caractéristiques des simulations étudiées.

Simulation	Caractéristique
S-1	Cas de base.
S-0	Modèle contenant seulement du PAG (pas de couches compactées ou de couche de drainage).
S-2	Couche compactée très dense à la surface.
S-3	Couche compactée inclinée vers la pente de la halde à stériles.
S-4	Pente de la halde à stériles composée de matériaux plus grossiers.
S-6-2	Halde à stériles reprofilée et recouverte d'une couverture monocouche.
S-7-2	Halde à stériles reprofilée et recouverte d'une couverture multicouche de type SDR (« Store, Divert, Release »).

#### Simulation S-1 :

La simulation S-1 porte sur une coupe d'une halde à stériles « typique » telle que présentée à la figure 5.4. Elle représente une section d'un banc ayant une hauteur de 36 mètres et une pente de 1,5:1,0 (H:V). On retrouve des couches compactées à trois niveaux. Les deux couches intérieures ont une porosité de 0,40 (matériau « Compacté (n=0,40) » aux figures 5.5 et 5.6) et une épaisseur de 1,0 m. La couche compactée en surface est composé d'un mètre de stériles ayant une porosité de 0,31 (matériau « Compacté (n=0,31) ») sur un mètre de stériles ayant une porosité de 0,40 (matériau « Compacté (n=0,40) »). La halde est composée principalement de stériles de type PAG (voir figures 5.5 et 5.6). Les conditions frontières appliquées sont une précipitation constante de  $1 \times 10^{-12}$  m/s en régime permanent tandis que celles en régime transitoire correspondent à une précipitation de 72 heures ayant une intensité de  $9,07 \times 10^{-7}$  m/s.

La figure 5.13, 5.14 et 5.15 montrent les isocontours de teneur en eau volumique pour les trois périodes étudiés, c'est-à-dire avant les précipitations (conditions « initiales »), après 72 heures de précipitations (fin de l'orage) puis suite à 14 jours de drainage.

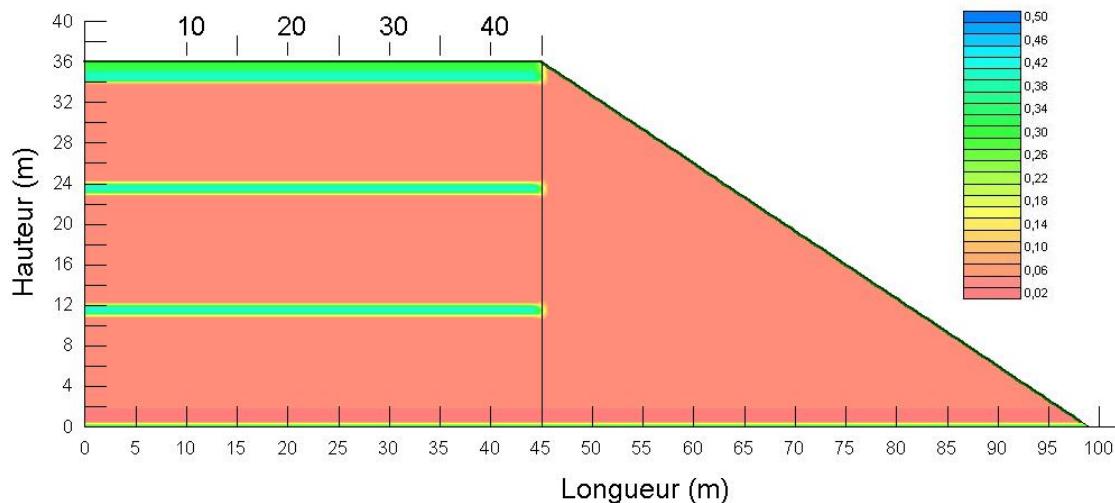


Figure 5.13 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-1 aux conditions initiales.

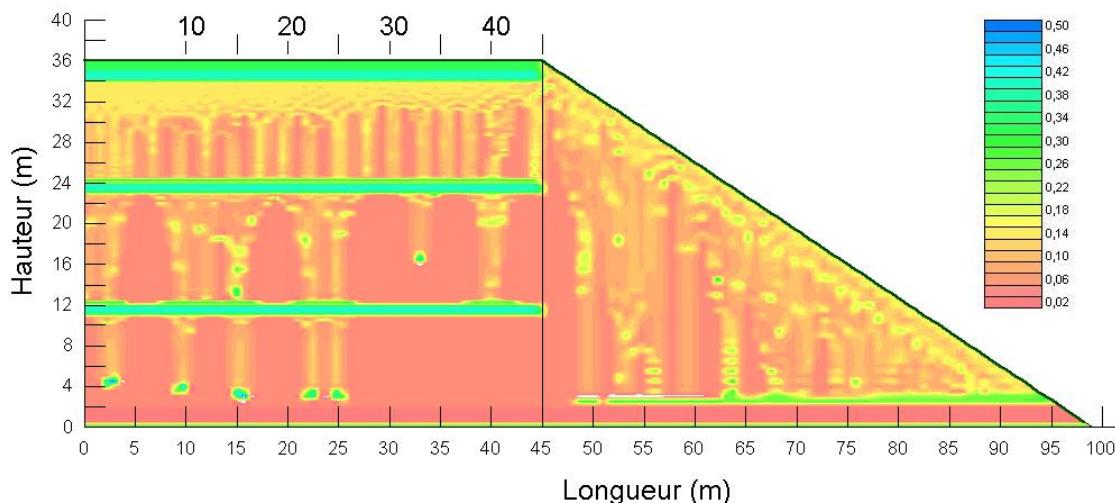


Figure 5.14 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-1 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

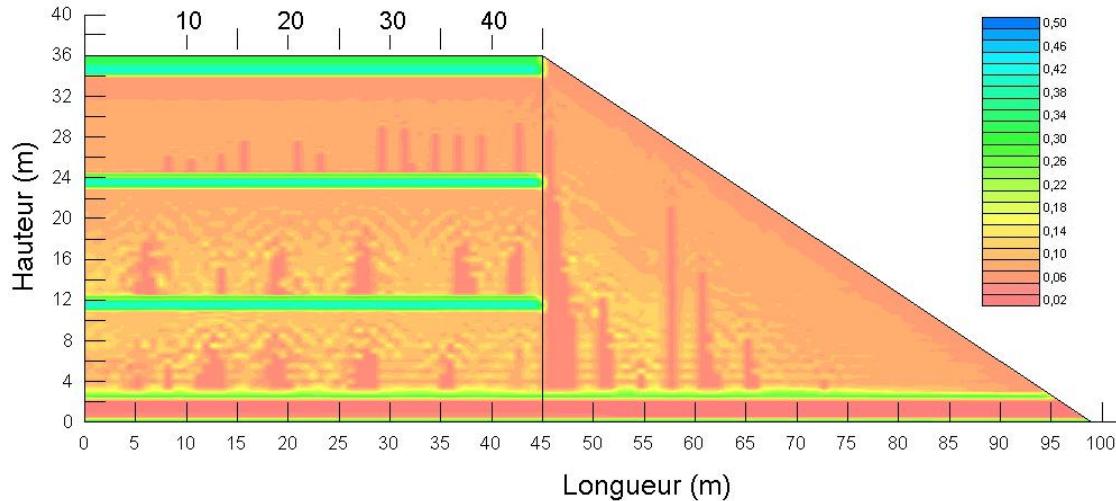


Figure 5.15 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-1 suite à une période de drainage de 14 jours.

En premier lieu, il est important de noter qu'initialement selon les conditions définies au début de la section 5.2.3 (figure 5.13) la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) des stériles non compactés (PAG) est très peu élevée (0,02) ce qui donne un degré de saturation ( $S_r$ ) d'environ 5% tandis que le degré de saturation des couches compactées se situe aux environs de 100%. Suite aux précipitations de 72 heures (figure 5.14), l'eau commence à s'infiltérer dans l'empilement et un front de mouillage est présent jusqu'à l'élévation  $z = 30$  mètres. La profondeur de ce front dans la pente est d'environ 2 mètres. Sur la totalité de l'empilement, on remarque la présence de pointes d'infiltation qui pénètrent les stériles jusqu'à la couche de drainage qui se retrouve à  $z = 2$  mètres. À ce moment, la teneur en eau ( $\theta$ ) des stériles (PAG) est variable et se situe à environ 0,18 ( $S_r = 45\%$ ) en moyenne dans les pointes d'infiltation avec des valeurs maximales à 0,26. Suite à la période de drainage de 14 jours (figure 5.15), la halde s'est drainée en partie, à l'exception des zones de matériaux compactés qui peuvent conserver l'eau à des succions plus élevées. À ce moment, la partie supérieure du PAG dans la pente et sur la partie horizontale a une teneur en eau volumique d'environ 0,12 ( $S_r \approx 25\%$ ). Dans la partie inférieure de la halde à stériles ( $z$

< 14 mètres), la teneur en eau volumique est légèrement plus élevée avec des valeurs d'environ 0,18.

Suite à l'analyse de ces résultats (figures 5.13, 5.14 et 5.15), on peut conclure que malgré la taille imposante d'une halde à stériles, l'eau peut s'écouler aisément à l'intérieur de ces structures qui sont habituellement fortement désaturées. De plus, les couches compactées demeurent relativement saturées même lorsque l'ensemble environnant est presque sec.

Il est également intéressant d'analyser de façon plus ponctuelle l'effet des précipitations sur la succion et la teneur en eau volumique à l'intérieur de l'empilement. La figure 5.16 montre la succion dans les stériles le long de la pente à une profondeur de 0,4 mètres sous la surface inclinée. Cette succion est relativement constante à tous les points mesurés pour un pas de temps donné tel que montré à la figure 5.16.

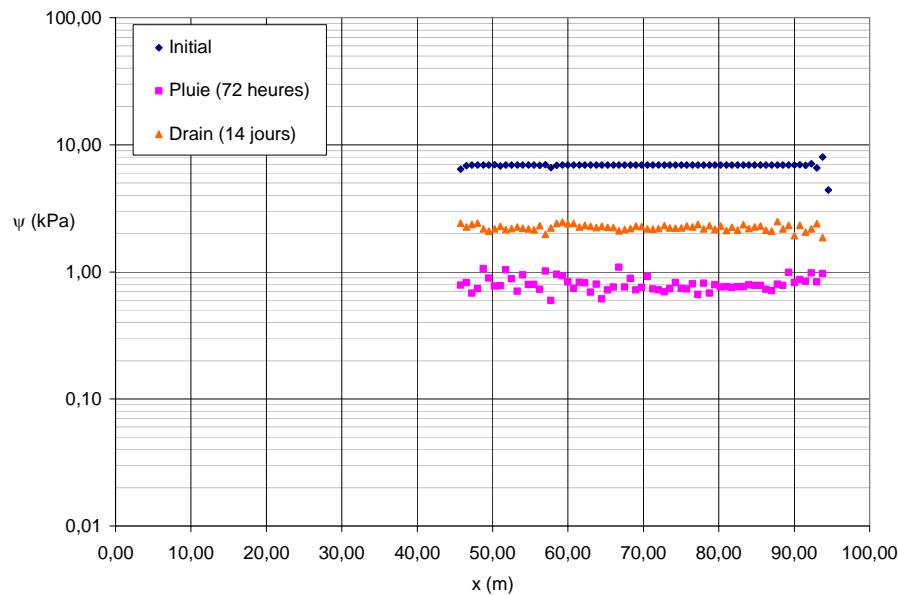


Figure 5.16     Suction en fonction de la distance horizontale le long de la pente pour la simulation S-1.

La figure 5.16 montre que la succion est plus faible suite aux précipitations (environ 1 kPa) et qu'elle augmente graduellement pour atteindre une valeur d'environ 2 kPa après 14 jours de drainage. Ceci correspond à la pression d'entrée d'eau du PAG ( $\Psi_r = 2$  kPa).

Les valeurs de la succion et de degré de saturation à l'interface entre la couche compactée inférieure (porosité de 0,40) et les stériles non-compactés montrent des résultats intéressants qui sont présentés aux figures 5.17 et 5.18. Les données sont prises à 0,25 mètres au-dessus et au-dessous de l'interface entre les stériles non-compactés et les stériles compactés.

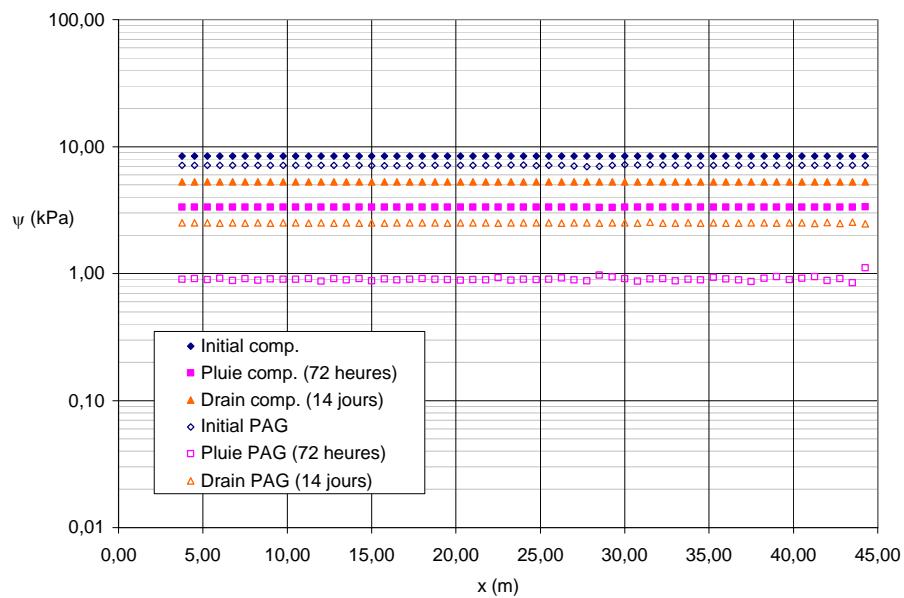


Figure 5.17 Suction à l'interface entre les matériaux compactés et les stériles (PAG) à la surface de la halde, pour la simulation S-1.

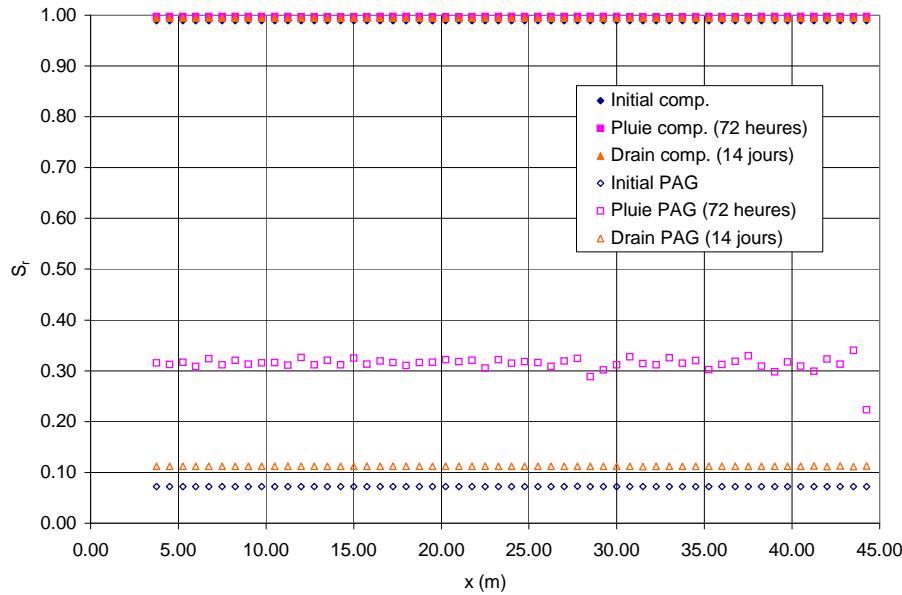


Figure 5.18 Degré de saturation à l'interface entre les matériaux compactés et les stériles (PAG) pour la simulation S-1.

En observant la figure 5.17, on remarque que la succion qui est presque la même initialement dans les deux matériaux diminue beaucoup plus rapidement dans les stériles non-compactés (PAG) que dans les stériles compactés pendant l'orage. La succion dans les stériles compactés varie et passe d'une valeur initiale de 9 kPa pour atteindre une valeur d'environ 3 kPa suite aux précipitations. Elle est environ 1 kPa dans le PAG après la pluie, soit une valeur plus petite que le WEV de ce matériau. Ceci signifie que l'eau peut alors circuler plus librement dans les stériles. On peut confirmer ce résultat en analysant la figure 5.18 où le degré de saturation du matériau est de 0,30 suite aux précipitations (il était de 0,08 environ initialement). Il y a donc eu infiltration d'eau dans les stériles suite aux précipitations de 72 heures. Le volume d'infiltration dans les stériles n'est pas très élevé car les matériaux compactés à la surface captent une partie de l'eau de pluie qui s'est infiltrée pour la rediriger le long de la pente.

L'analyse de la simulation S-1 permet aussi de mettre en évidence l'effet des couches

compactées sur l'infiltration de l'eau à l'intérieur des haldes à stériles. Ces dernières ont une meilleure capacité de rétention d'eau que les stériles, ce qui a pour conséquence de rediriger une partie de l'eau captée suite à une pluie le long de la pente où les matériaux sont meubles car ils n'ont pas été compactés lors de leur mise en place.

Il est important de spécifier encore une fois que SEEP/w ne tient pas compte de l'évaporation de l'eau et que, par conséquent, le drainage par le pied de la halde est la seule façon possible d'évacuer l'eau accumulée lors des précipitations.

#### Simulation S-0 :

La simulation S-0 représente une halde à stériles composée seulement de PAG (figure 5.19). L'objectif est de vérifier l'impact des couches compactées et de la couche de drainage sur l'écoulement de l'eau. Les conditions frontières sont les mêmes que celles utilisées lors de la simulation S-1 (orage de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ) suivi d'une période de drainage de 14 jours; drain ( $u = 0$ ) au pied de la halde).

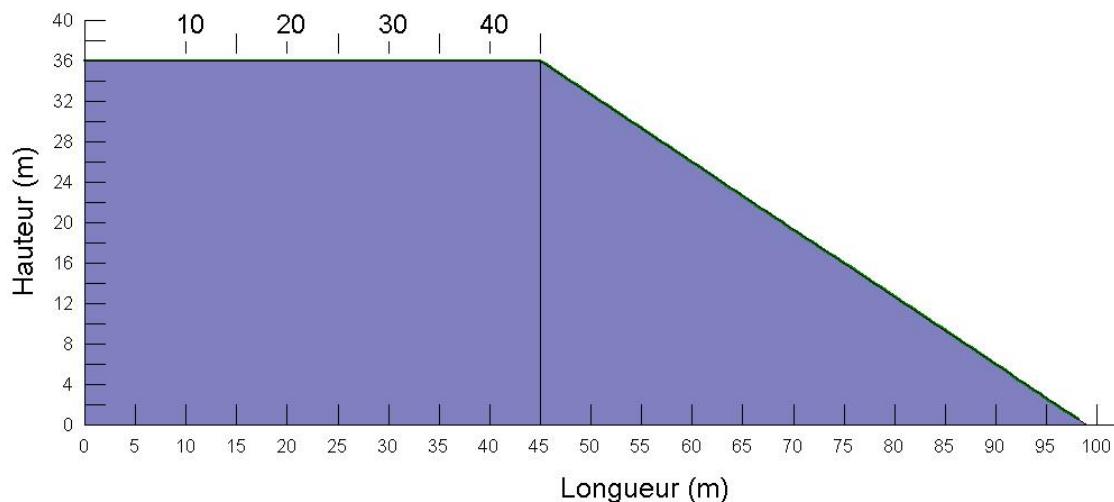


Figure 5.19 Géométrie de la simulation S-0.

Les isocontours de teneur en eau volumique pour cette simulation sont montrés aux figures 5.20, 5.21 et 5.22.

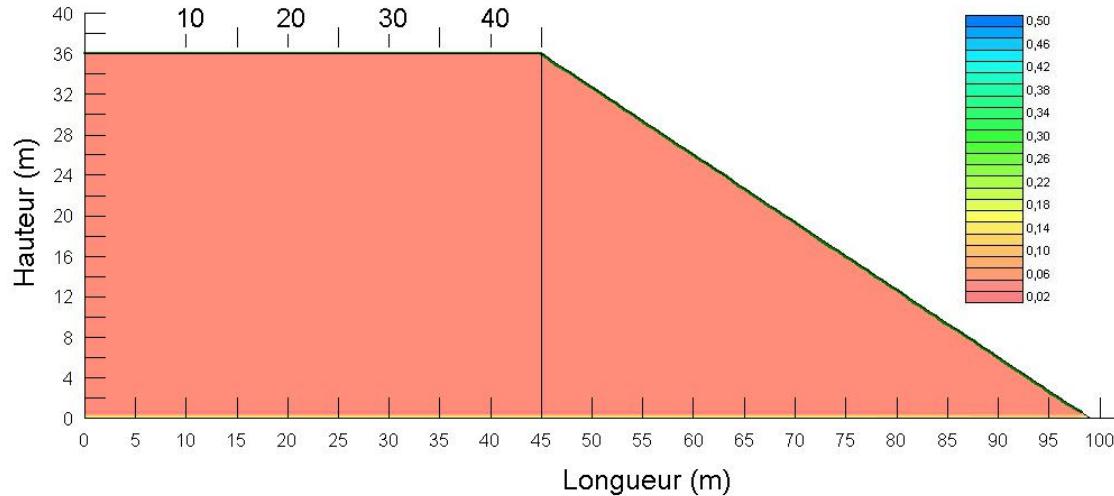


Figure 5.20 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-0 aux conditions initiales.

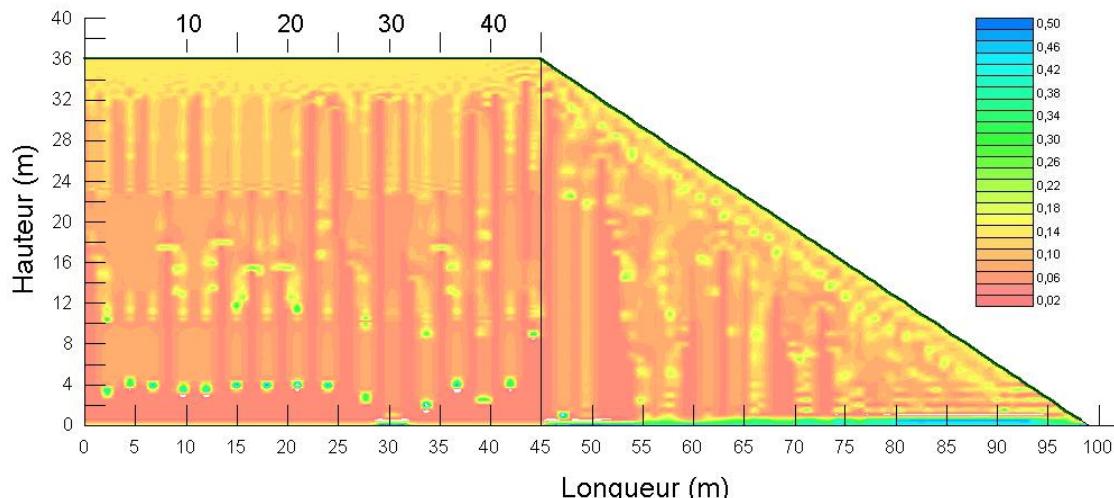


Figure 5.21 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-0 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

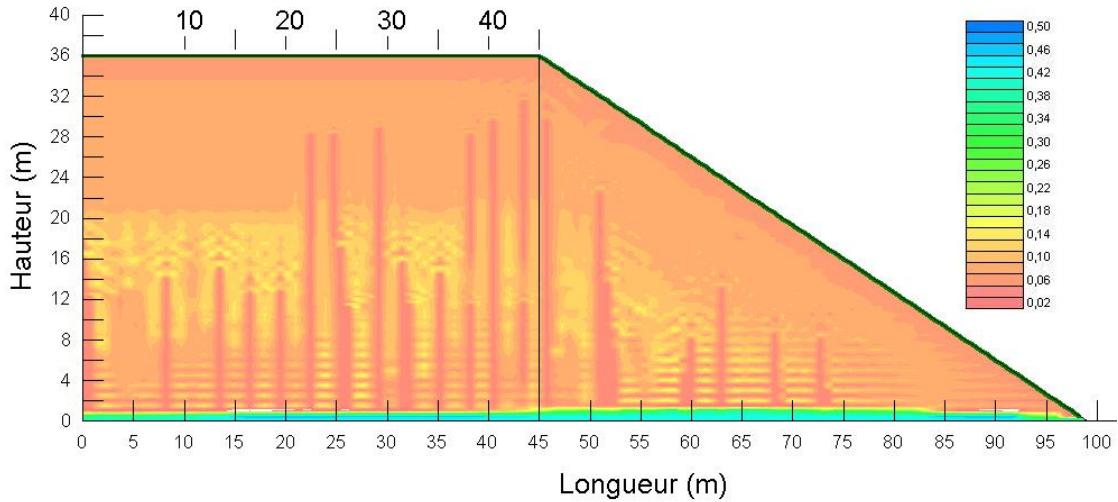


Figure 5.22 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-0 suite à une période de drainage de 14 jours.

Comme c'est le cas pour la simulation S-1, la teneur en eau volumique de la halde à stériles avant les précipitations est très faible (environ 0,02, initialement). Suite aux précipitations, il y a des pointes d'infiltration d'eau qui se rendent jusqu'à la base de l'empilement. Un front de mouillage relativement uniforme (où  $\theta = 0,18$ ) est présent jusqu'à une profondeur d'environ 4 mètres sous la surface de la halde. De plus, il y a un début d'accumulation d'eau au pied de la digue causé probablement par l'absence de la couche de drainage qui favorise l'évacuation de l'eau. La halde n'est pas complètement drainée suite à la période de drainage de 14 jours tel que montré à la figure 5.22. Cependant, la distribution de la teneur en eau volumique est relativement uniforme. Les 3 mètres supérieurs de la halde sont presque secs avec une teneur en eau volumique de 0,06. Ensuite, il y a une couche d'environ 13 mètres ( $z = 20$  m à  $z = 33$  m) où la teneur en eau volumique est presque constante à environ 0,10. Dans la partie inférieure ( $z = 20$  m et moins), une partie de l'eau se draine encore. Finalement, le dernier mètre est presque totalement saturé ( $\theta \approx 0,4$ ), alors que l'eau s'évacue lentement par le drain situé au pied de la halde. L'analyse de ces figures montre que le temps de résidence de l'eau de précipitation qui pénètre à l'intérieur d'un

empilement est relativement long et supérieur à 14 jours. En effet, même après deux semaines de drainage, l'empilement n'a pas retrouvé une condition d'équilibre.

L'objectif de la simulation S-0 est d'observer si les couches compactées dans la simulation S-1 ont un effet sur l'écoulement de l'eau à l'intérieur des stériles. Il est intéressant de comparer les profils de succion ainsi que ceux de teneur en eau volumique des deux modèles (simulations S-1 et S-0) à des endroits précis dans la halde. Les figures 5.23 et 5.24 montrent ces résultats pour une section verticale prise près de la crête du banc ( $x = 43,5$  m) sur une distance verticale de 13 mètres ( $z = 23$  m à  $z = 36$  m) pour les simulations S-0 et S-1.

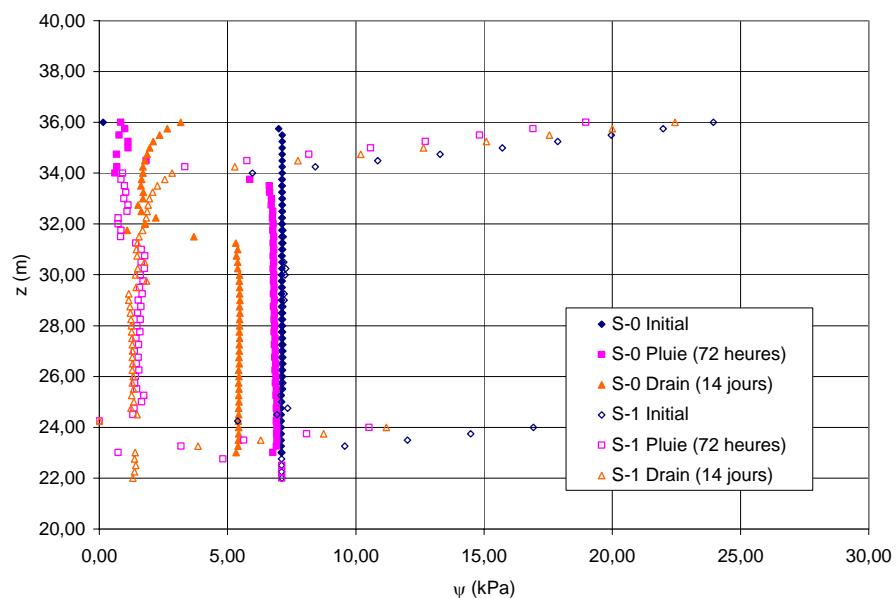


Figure 5.23 Profil vertical comparant la succion à la crête de la halde ( $x = 43,5$  m) pour les simulations S-0 et S-1.

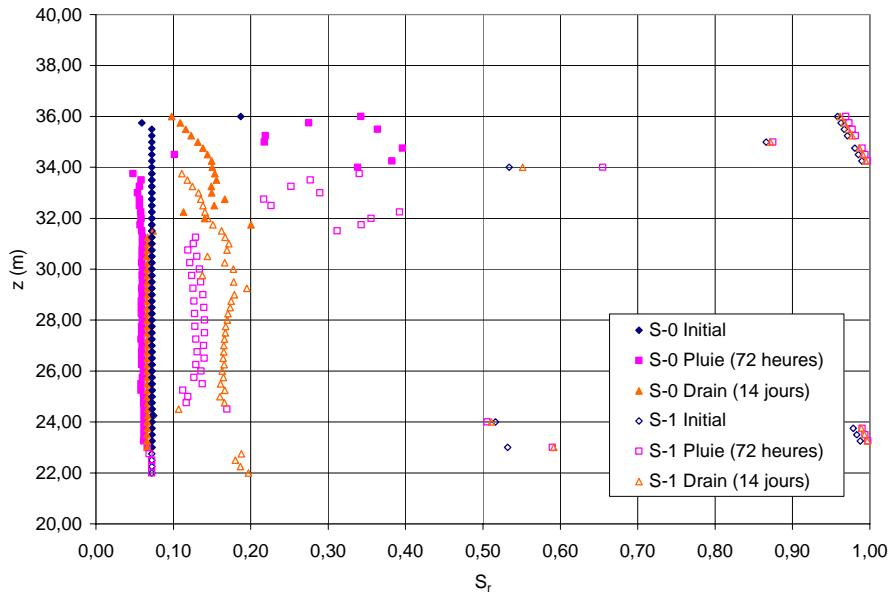


Figure 5.24 Profil vertical comparant le degré de saturation à la crête de la halde ( $x = 43,5$  m) pour les simulations S-0 et S-1.

On constate que la succion diminue jusqu'à une valeur de 1 kPa à une profondeur de 4 mètres suite aux précipitations de 72 heures dans la simulation S-0 (figure 5.23). Dans le cas de la simulation S-1, la succion atteint aussi une valeur d'environ 1 kPa après les précipitations de 72 heures. Cependant, cette valeur est atteinte à une profondeur de 10 mètres ( $z = 26$  m). En fait, la profondeur du front de mouillage est de 6 m pour la simulation S-1 et de 4 m pour la simulation S-0 et ce, même si la surface de la halde dans la simulation S-1 est composée de couches compactées qui devraient, en théorie, limiter l'infiltration d'eau dans les stériles. En observant ces graphiques, on remarque que les deux couches compactées présentes dans la simulation S-1 accumulent l'eau, même à des succions plus élevées, créant ainsi un effet de retardement sur l'infiltration de l'eau dans les stériles. Lors d'un événement extrême comme l'orage simulé, ces couches étant déjà saturées, l'eau qui s'infiltra à l'intérieur de la halde doit être évacuée. L'eau infiltrée « pousse » l'eau déjà présente qui pénètre alors dans les stériles non compactés qui sont secs (teneur en eau résiduelle) initialement. Dans la simulation S-0, ce problème ne se produit pas puisque

l'eau s'infiltra directement dans les stériles à la surface. La figure 5.24 permet de voir que le degré de saturation ne varie pas dans les couches compactées de la simulation S-1 et que la variation du degré de saturation est décalée de 2 mètres entre la simulation S-1 et la simulation S-0. On peut donc conclure qu'une quantité presque équivalente d'eau s'est infiltrée à l'intérieur des deux empilements et que les couches compactées, qui étaient presque saturées, n'ont pas permis de dévier l'eau de pluie. Il serait alors intéressant de pouvoir vérifier l'effet de ces couches en débutant une simulation où ces dernières seraient désaturées. Les courbes de rétention d'eau des matériaux les composant favorisent toutefois la saturation jusqu'à des succions élevées (environ 75 kPa). Même passée ces valeurs, la diminution de teneur en eau volumique se fait lentement (figures 5.5 et 5.6).

Les couches compactées à la surface permettent de retenir et d'accumuler une certaine quantité d'eau. Si elles sont saturées (ou presque), l'eau s'infiltra alors au-delà de ces barrières pour augmenter le degré de saturation des stériles non-compactés. De plus, il est possible d'affirmer que la couche de drainage qui se retrouve au bas de la halde, facilite la désaturation et le drainage de cette dernière.

#### Simulation S-2 :

La simulation S-2 (figure 5.25) représente une halde à stériles similaire à celle de la simulation S-1 (figure 5.4). Les conditions frontières sont les mêmes que pour la simulation S-1 (précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7}$  m/s) suivi d'une période de drainage de 14 jours; drain ( $u = 0$ ) au pied de la halde). L'objectif est d'évaluer l'effet des caractéristiques de la couche compactée sur l'infiltration de l'eau à l'intérieur de l'empilement. Dans ce cas-ci, on retrouve une couche de 2 mètres de PAG compacté à une porosité ( $n$ ) de 0,31 (voir figures 5.5 et 5.6 pour les courbes caractéristiques), contrairement à deux couches de 1 mètre avec des porosités de 0,31 et 0,40 respectivement (comme la simulation S-1). Ceci permet de modéliser un cas où l'eau aurait théoriquement plus de difficulté à s'infiltrer et à circuler à l'intérieur de la halde à stériles.

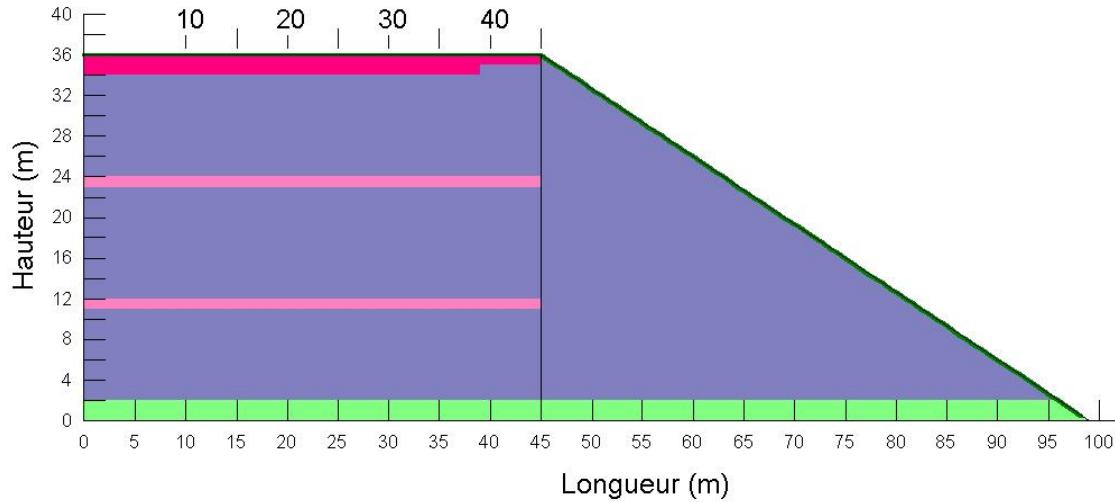


Figure 5.25 Géométrie de la simulation S-2.

Tout comme pour la simulation S-1, il est tout d'abord intéressant d'observer les isocontours de teneur en eau volumique pour cette simulation (figures 5.26, 5.27 et 5.28).

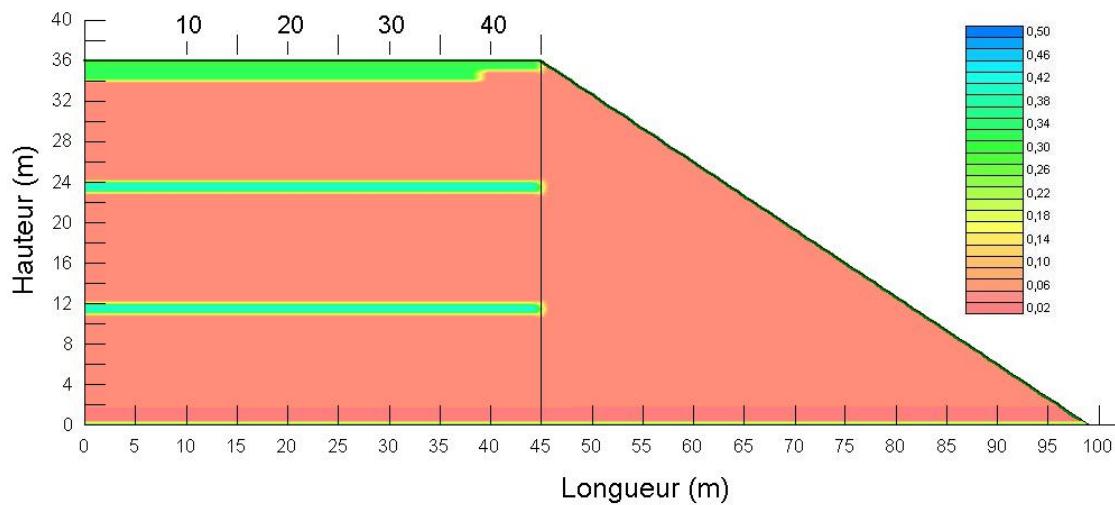


Figure 5.26 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-2 aux conditions initiales.

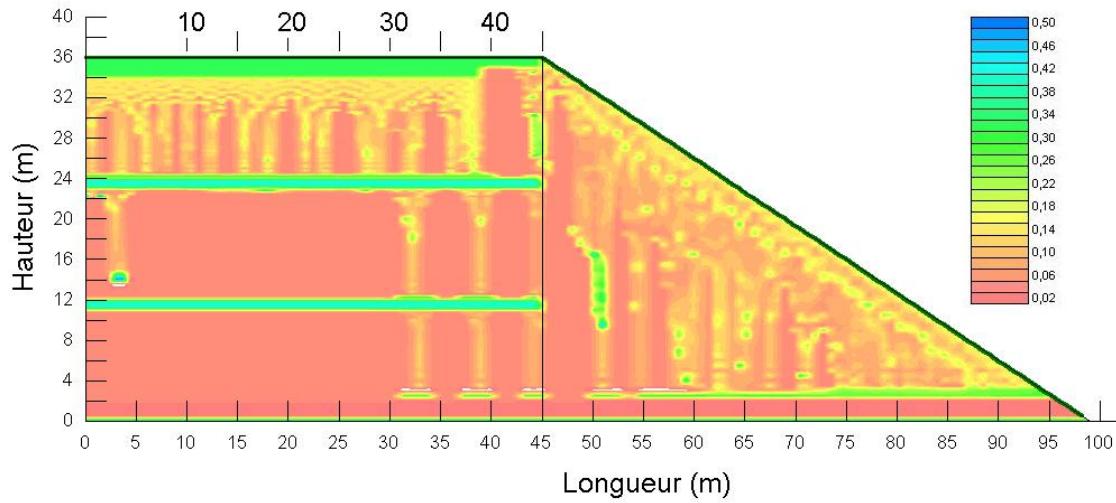


Figure 5.27 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-2 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

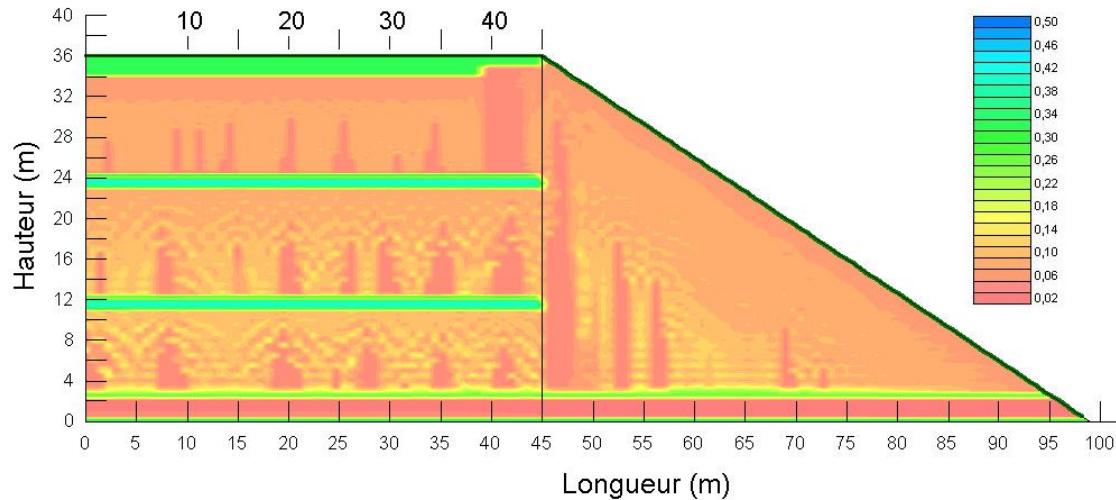


Figure 5.28 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-2 suite à une période de drainage de 14 jours.

Les conditions initiales (figure 5.26) de la halde sont comparables à ce qui est observé aux autres simulations. Après les précipitations de 72 heures (figure 5.27), le front de mouillage pénètre jusqu'à une profondeur approximative de 6 mètres ( $z = 30 \text{ m}$ ) et la

teneur en eau volumique maximale est de 0,16 ( $S_r = 40\%$ ). Après le drainage (figure 5.28), la teneur en eau volumique de la partie supérieure est environ 0,10 ( $S_r = 25\%$ ). La distribution de l'eau suite aux 14 jours de drainage est relativement homogène dans l'empilement et la valeur maximale de la teneur en eau volumique dans les stériles est environ 0,14.

Une section verticale qui se retrouve à la crête de la pente ( $x = 43,5$  m) est aussi analysée. Les résultats provenant des simulations S-1 et S-2 sont comparés (voir les figures 5.29 et 5.30).

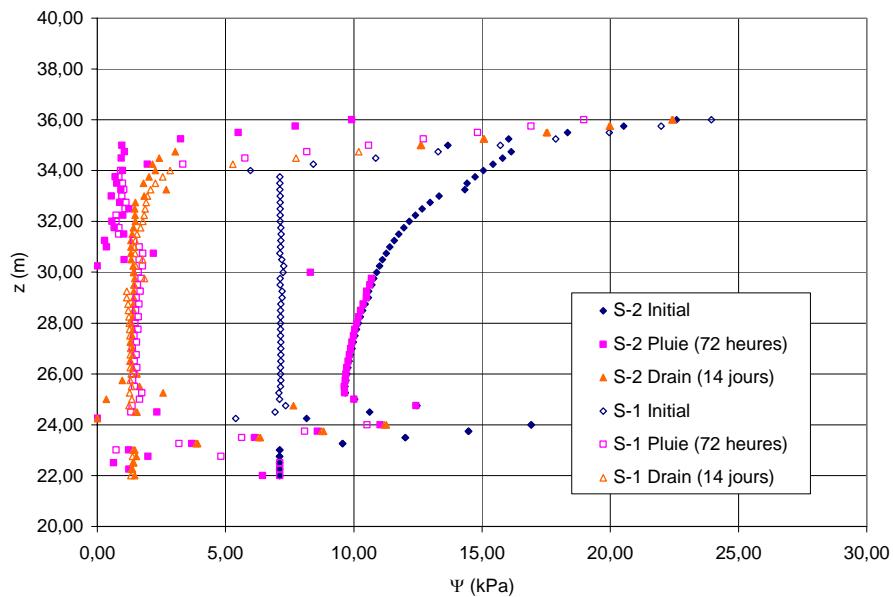


Figure 5.29 Profil vertical comparant la succion à la crête de la halde ( $x = 43,5$  m) pour les simulations S-2 et S-1.

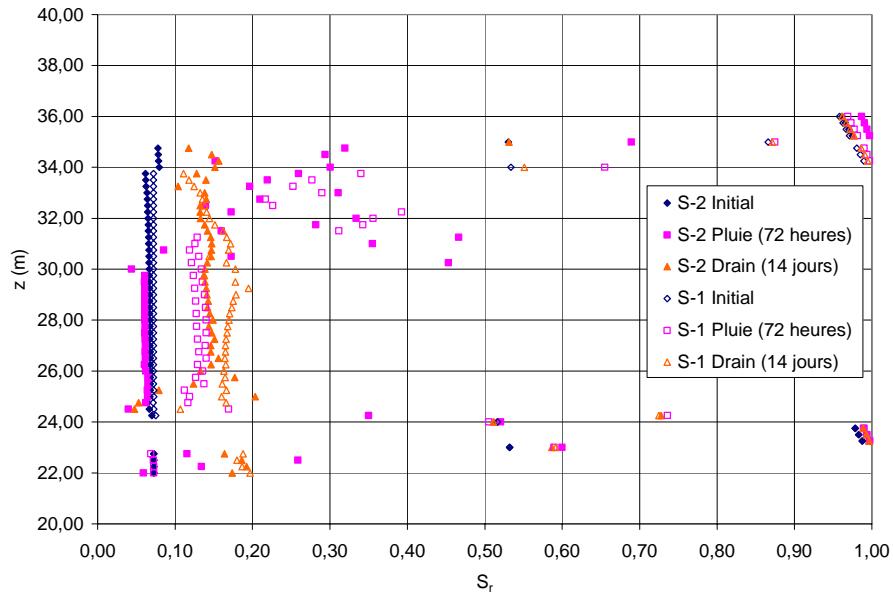


Figure 5.30 Profil vertical comparant le degré de saturation à la crête de la halde ( $x = 43,5$  m) pour les simulations S-2 et S-1.

En observant les figures 5.29 et 5.30, on remarque que l'eau s'infiltra plus rapidement dans la halde lors de la simulation S-1. En effet, suite aux précipitations, le degré de saturation dans les stériles non-compactés de la simulation S-1 est de 0,12 comparativement à 0,08 pour la simulation S-2, ce qui correspond à aucune infiltration pour ce dernier cas. Cependant, le degré de saturation après la période de drainage de 14 jours (figure 5.30) augmente pour atteindre une valeur d'environ 0,15 dans la simulation S-2, ce qui signifie que la couche compactée garde l'eau accumulée lors de l'orage pour ensuite la décharger dans les stériles sous-jacents. Cette valeur du degré de saturation est proche de la valeur observée suite au drainage dans la simulation S-1. Ce phénomène s'observe aussi à la figure 5.29 qui analyse l'évolution des profils de succions des deux cas.

L'étude des résultats obtenus avec la simulation S-2 indique qu'un niveau de compaction plus élevé des stériles en surface retarde l'infiltration de l'eau de pluie

dans les stériles non-compactés sous jacents. Cependant, ceci ne limite pas l'infiltration de l'eau dans les stériles.

Simulation S-3 :

La simulation S-3 (figure 5.31) représente une halde à stériles similaire à celle de la simulation S-1 (figure 5.4) mais à la différence que la section supérieure est inclinée vers l'extérieur de 5%. Les conditions frontières sont identiques à celles de la simulation S-1. L'objectif de cette simulation est d'étudier l'impact sur l'écoulement de l'eau de l'inclinaison de la couche supérieure.

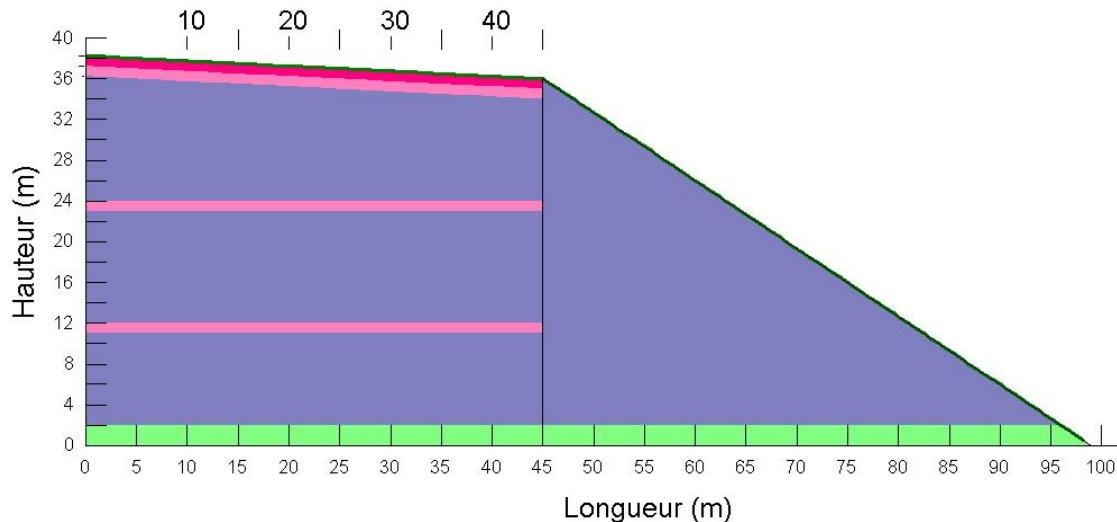


Figure 5.31 Géométrie de la simulation S-3.

Les isocontours de teneur en eau volumique pour cette simulation sont montrés aux figures 5.32, 5.33 et 5.34.

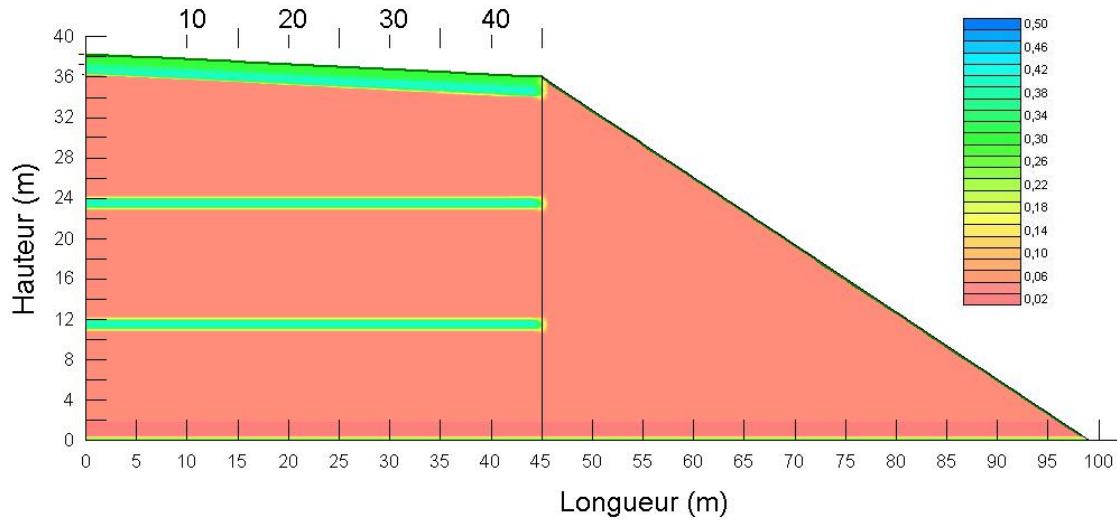


Figure 5.32 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-3 aux conditions initiales.

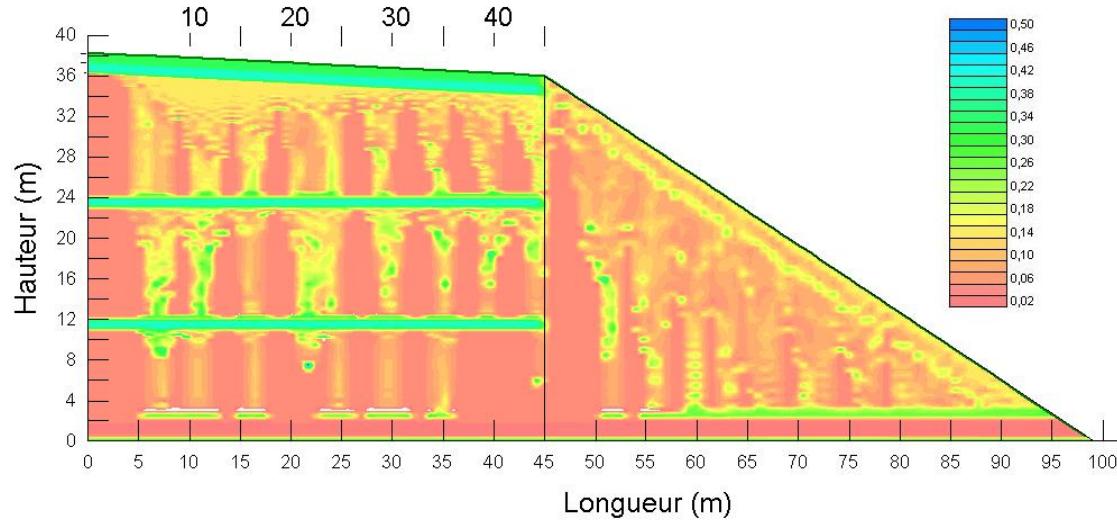


Figure 5.33 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-3 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

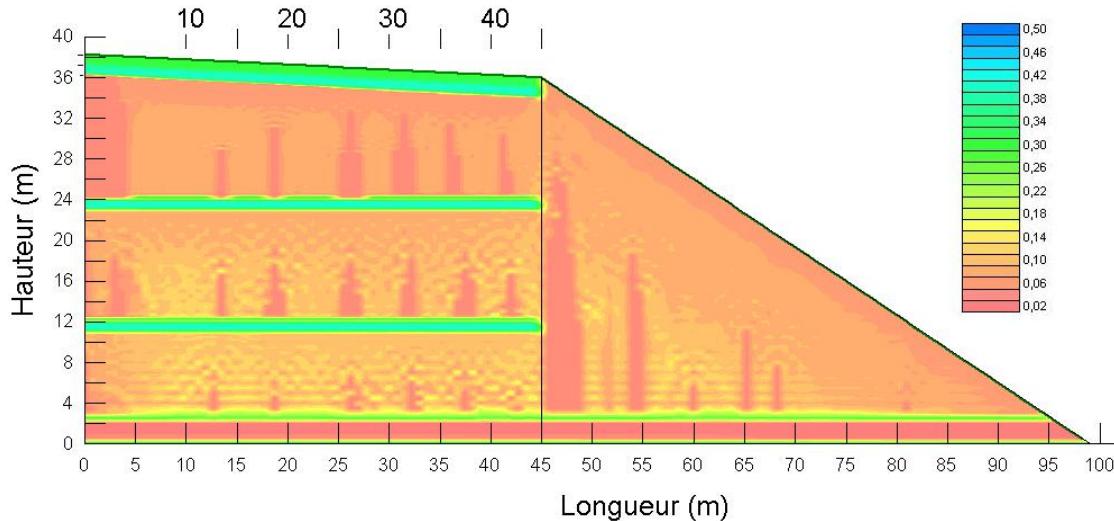


Figure 5.34 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-3 suite à une période de drainage de 14 jours.

La figure 5.32 montre les conditions initiales (définies au début de la section 5.2.3). À ce moment, la halde est entièrement désaturée ( $S_r < 5\%$ ) à l'exception des couches compactées où le degré de saturation est près de 100%. Les isocontours présentés suite aux précipitations de 72 heures (figure 5.33) semblent indiquer qu'une certaine quantité d'eau est déviée avant de s'infiltrer dans les stériles. En effet, à une distance d'environ 5 mètres de l'ordonnée (axe des  $z$  dans ce cas-ci), il y a un front d'infiltration d'une profondeur maximale de 5 mètres. De plus, contrairement aux simulations précédentes, il n'y a pas d'eau qui s'infiltra sur les 5 premiers mètres horizontaux. Cependant, il semble y avoir une quantité massive d'eau qui s'infiltra par la suite dans l'empilement à une distance d'environ 5 mètres de la frontière du modèle (figure 5.33). Dans une pente, ce point critique se nomme « Down Dip Limit » (Bussière, 1999) ou DDL; il se présente à l'interface de deux matériaux lorsque la pression exercée sur un matériau grossier (le PAG dans ce cas-ci) placé sous un matériau plus fin (les matériaux compactés pour ce modèle) excède la pression d'entrée d'eau du matériau grossier (WEV ou  $\psi_w$ ) (Apithy, 2003). À partir de ce point, l'eau s'infiltra beaucoup plus aisément dans le matériau grossier, c'est ce qui est observé à environ 5 mètres de l'axe des ordonnées.

En comparant les isocontours de teneur en eau volumique des simulations S-1 et S-3, on remarque que l'infiltration de l'eau dans la pente est semblable dans les deux cas. Par conséquent, il est plus intéressant de concentrer l'analyse sur la surface de roulement des empilements : la section horizontale dans la simulation S-1 est légèrement inclinée dans la simulation S-3. Les figures ci-dessous montrent des profils verticaux de succion et de degré de saturation à deux endroits dans l'empilement soit à la crête ( $x = 43,5$  m) et près de l'ordonnée (axe des  $z$ ,  $x = 1,5$  m) (figures 5.35 à 5.38).

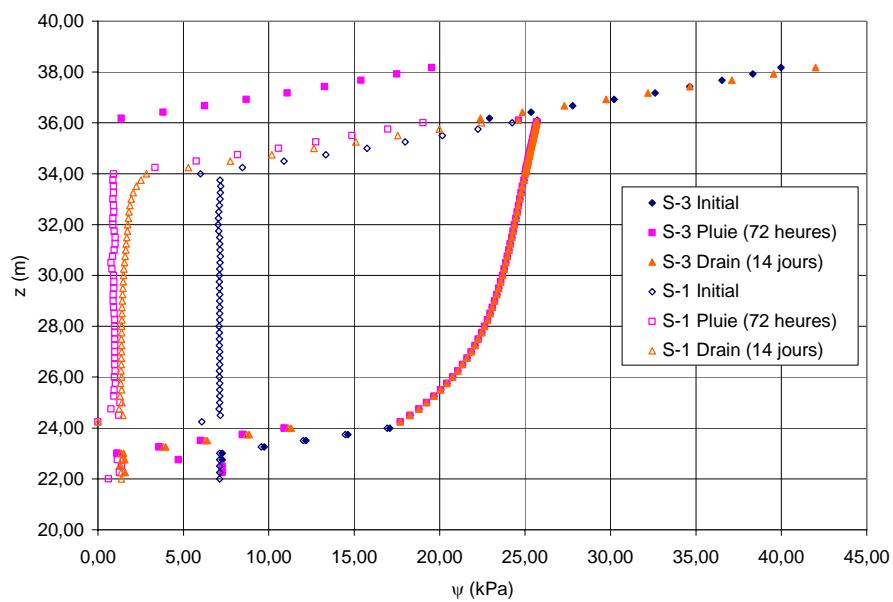


Figure 5.35 Profil vertical comparant la succion près de l'axe des  $z$  ( $x = 1,5$  m) pour les simulations S-3 et S-1.

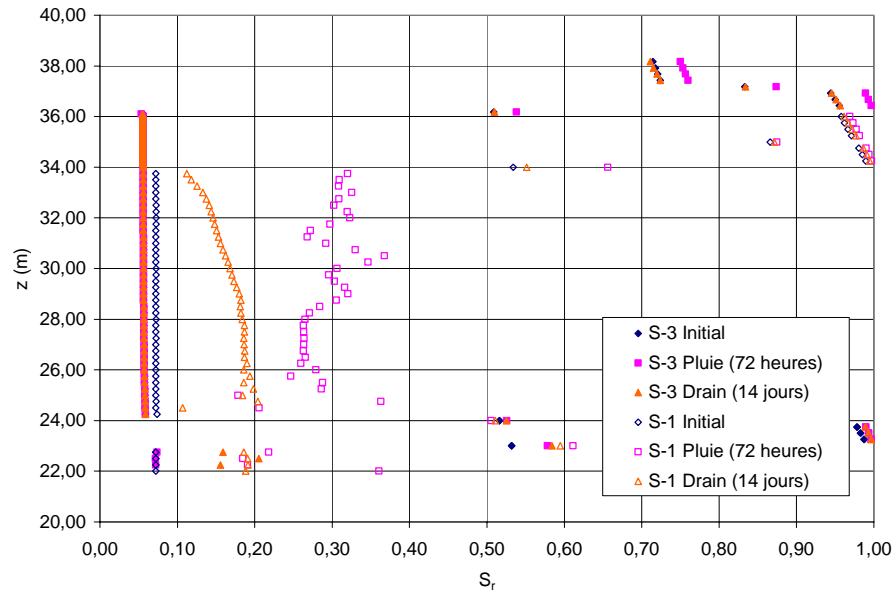


Figure 5.36 Profil vertical comparant le degré de saturation près de l'axe des  $z$  ( $x = 1,5$  m) pour les simulations S-3 et S-1.

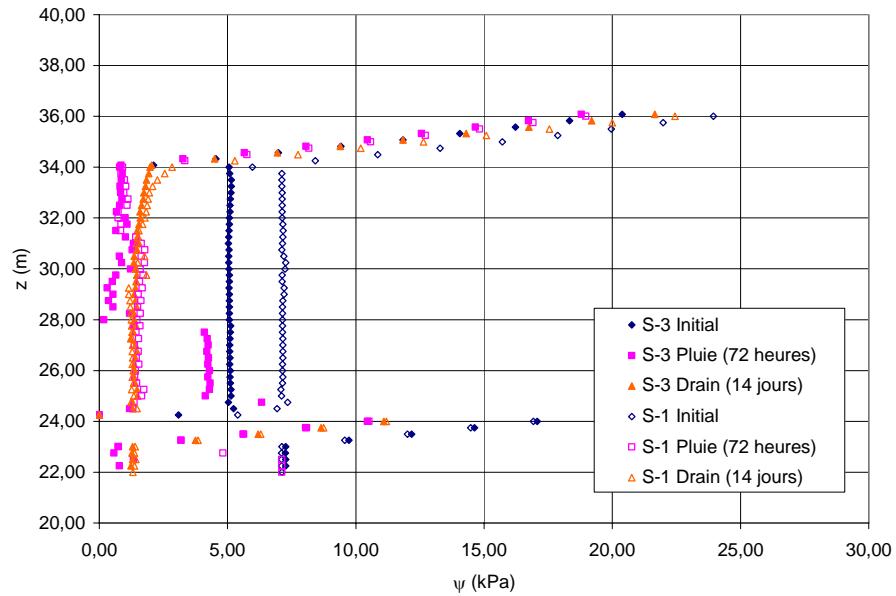


Figure 5.37 Profil vertical comparant la succion à la crête de la halde ( $x = 43,5$  m) pour les simulations S-3 et S-1.

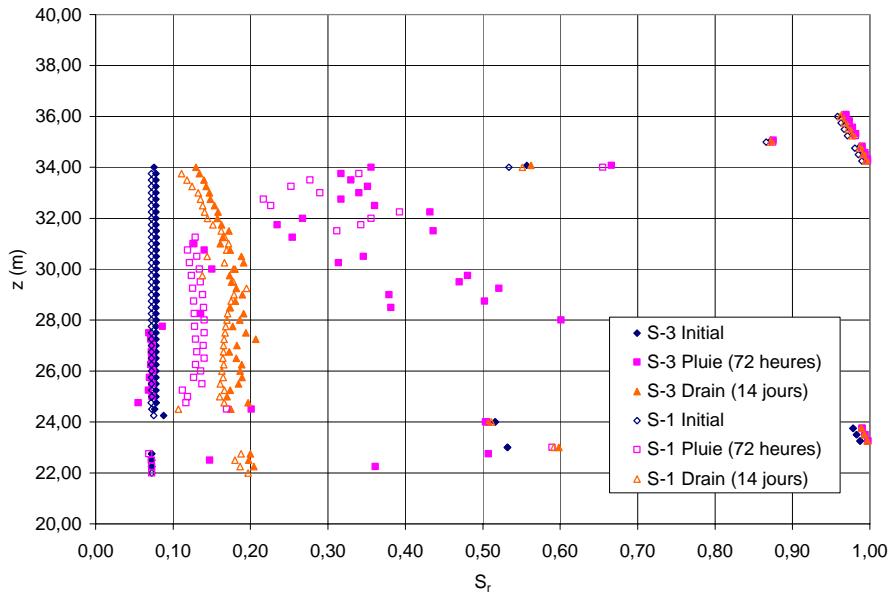


Figure 5.38 Profil vertical comparant le degré de saturation à la crête de la halde ( $x = 43,5$  m) pour les simulations S-3 et S-1.

Les figures 5.35 et 5.36 montrent une section verticale prise à 1,5 m de l'ordonnée (avant le DDL). Les profils de succion et de degré de saturation à l'intérieur du PAG (sous la couche compactée) de la simulation S-3 ne varient pas, contrairement à ceux de la simulation S-1 où la succion diminue et le degré de saturation augmente après l'orage de 72 heures. Cependant, à la crête ( $x = 43,5$  m, passé le DDL) le front de mouillage est plus prononcé à la simulation S-3, c'est-à-dire que l'eau s'est infiltrée à une plus grande profondeur. Ce dernier atteint une profondeur d'environ 10 mètres alors qu'elle n'est que de 5 mètres dans la simulation S-1 (figure 5.37). La figure ci-dessous (figure 5.39) montre qu'à environ 5 mètres de l'ordonnée ( $x = 5$  m), la succion dans les stériles non compactées diminue abruptement, ce point correspond au « Down Dip Limit » expliqué plus haut. À partir de ce point, l'eau s'infiltra beaucoup plus aisément dans le matériau grossier, c'est ce qui est observé aux figures 5.39 et 5.40 (ci-dessous).

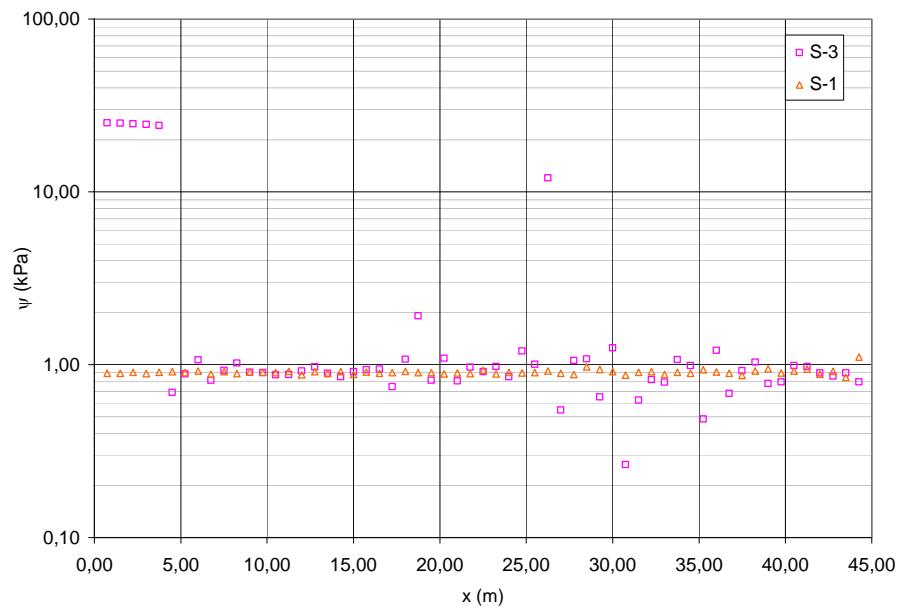


Figure 5.39 Évolution de la succion dans le stériles (PAG) à 0,25 m sous la couche compactée pour les simulations S-3 et S-1 après l'orage de 72 heures.

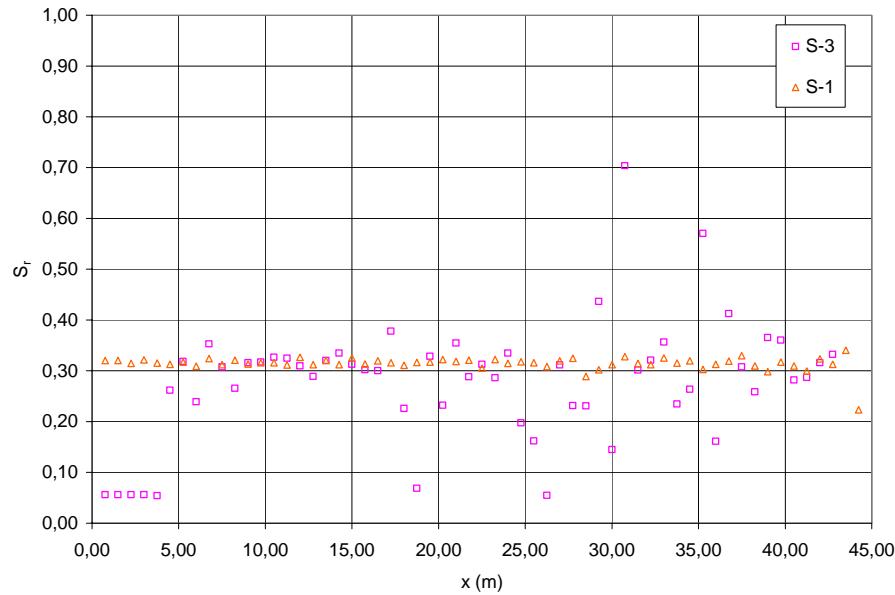


Figure 5.40 Évolution du degré de saturation dans les stériles (PAG) à 0,25 m sous la couche compactée pour les simulations S-3 et S-1 après l'orage de 72 heures.

La figure 5.39 illustre que la couche inclinée a une légère capacité de diversion de l'eau de pluie. Par contre, une fois la distance limite atteinte (DDL), l'eau s'infiltra et sature progressivement les stériles au même niveau que dans la simulation S-1 (figures 5.39 et 5.40).

La simulation S-3 a démontré qu'une couche faiblement inclinée peut jouer un rôle dans la diversion de l'eau de pluie vers la pente où l'eau peut s'écouler plus librement. Cependant, il a été remarqué que la capacité de diversion d'une pente de matériaux compactés est limitée et qu'il existe un point, nommé DDL, où l'eau s'infiltra à l'intérieur des matériaux plus grossiers au lieu de s'écouler le long de la pente. De plus, à la crête de l'empilement le front de mouillage est plus profond que dans la simulation S-1 où les couches compactées ne sont pas inclinées. Il y a probablement concentration de l'eau vers la crête de la halde lorsque la surface de roulement est

inclinée vers l'extérieur, il serait par contre intéressant d'étudier plus en détail l'effet de l'angle de la pente de la surface de roulement sur l'écoulement et l'infiltration de l'eau.

#### Simulation S-4 :

La mise en place des stériles est habituellement complétée soit par des camions à benne basculante qui déchargent la roche le long d'une pente ou bien par des bouteurs qui poussent les stériles à partir de la crête d'un banc. Ces deux méthodes sont les façons les plus communes de construire des empilements de stériles. Or, il se trouve que le matériau déchargé le long d'une pente est habituellement dans un état relativement lâche puisque non compacté. Ce faisant, il est possible que les propriétés hydrauliques des matériaux composant la pente soient différentes de celles des stériles à l'intérieur de la halde. La simulation S-4 s'inspire de cette situation pour proposer une pente qui a des propriétés hydrauliques légèrement différentes du reste des stériles. La figure 5.41 montre une halde dont la pente est composée d'une alternance de deux matériaux différents, soit le PAG (figures 5.5 et 5.6 pour les courbes caractéristiques) et un matériau drainant (figures 5.7 et 5.8 pour les courbes caractéristiques). Le matériau drainant utilisé est le même que pour la couche qui se retrouve à la base du banc de stériles. L'hypothèse est la suivante : la présence de particules sablonneuses et de blocs de grand diamètre (0,15 m et plus) pourrait créer des pores de grande dimension où l'eau s'écoulerait librement. La présence de ces pores serait limitée aux premiers mètres de la pente avant que d'autres couches de stériles viennent s'ajouter où des matériaux plus fins combleraient alors les pores plus volumineux.

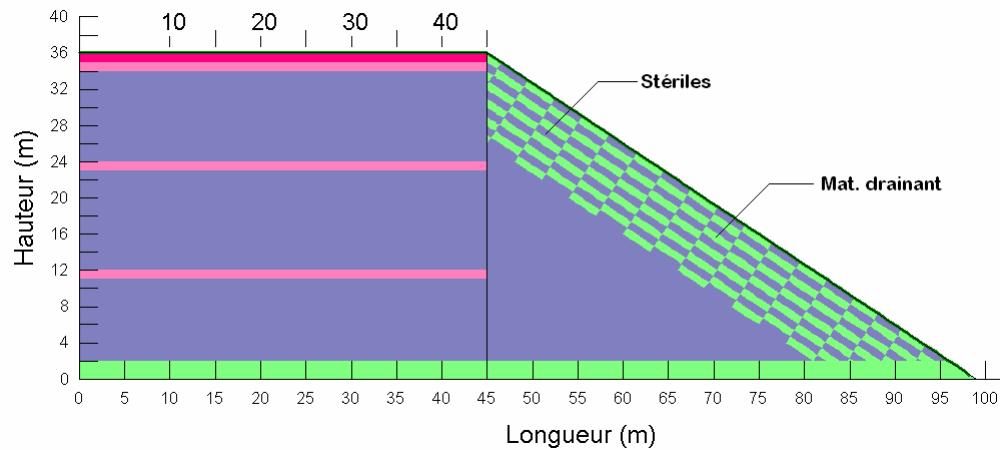


Figure 5.41 Géométrie de la simulation S-4.

La couche contenant une alternance de matériaux dans la pente a une épaisseur d'environ 8 mètres. Chaque zone de matériau a une épaisseur de 0,8 mètre et une longueur de 3,6 mètres.

Les isocontours de teneur en eau volumique pour cette simulation sont montrés aux figures 5.42, 5.43 et 5.44.

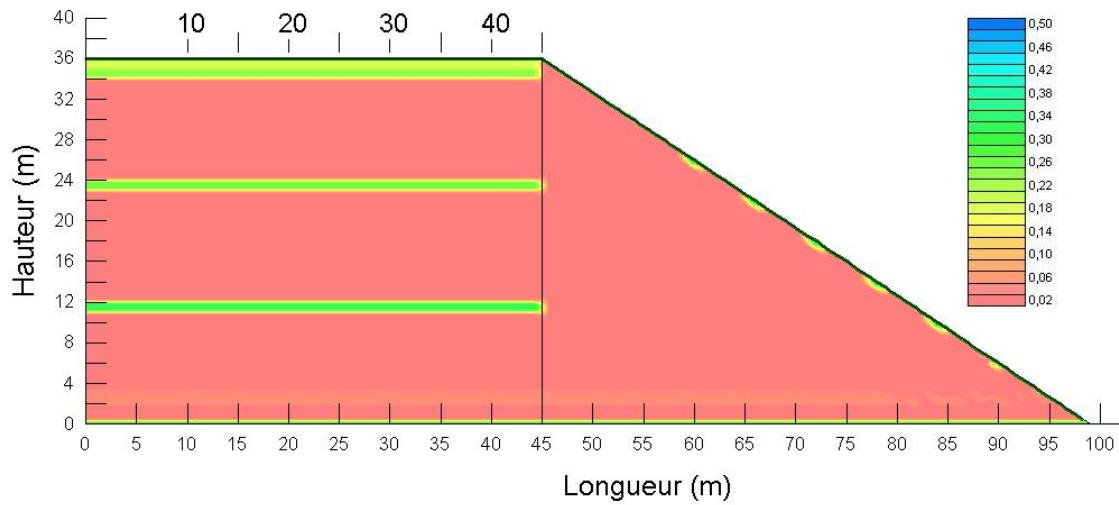


Figure 5.42 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-4 aux conditions initiales.

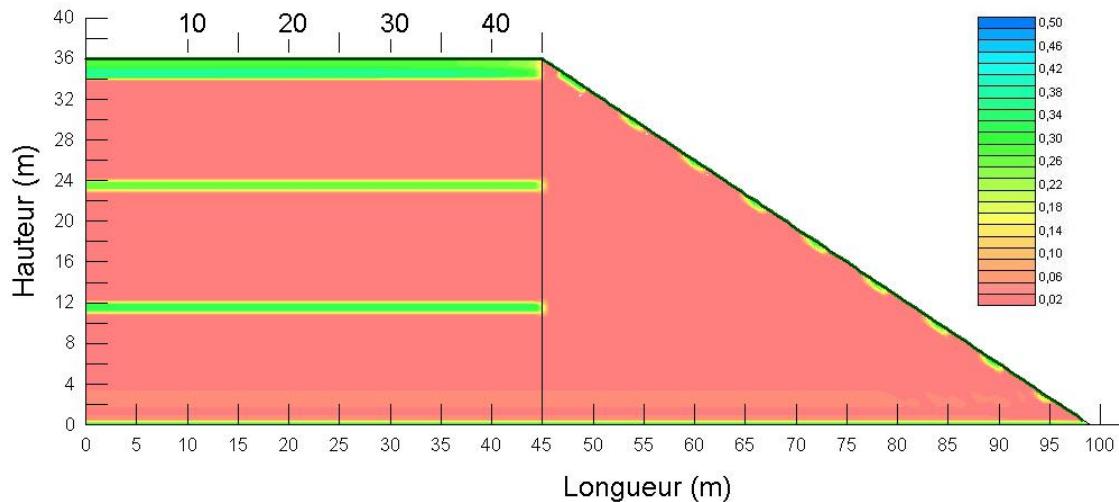


Figure 5.43 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-4 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

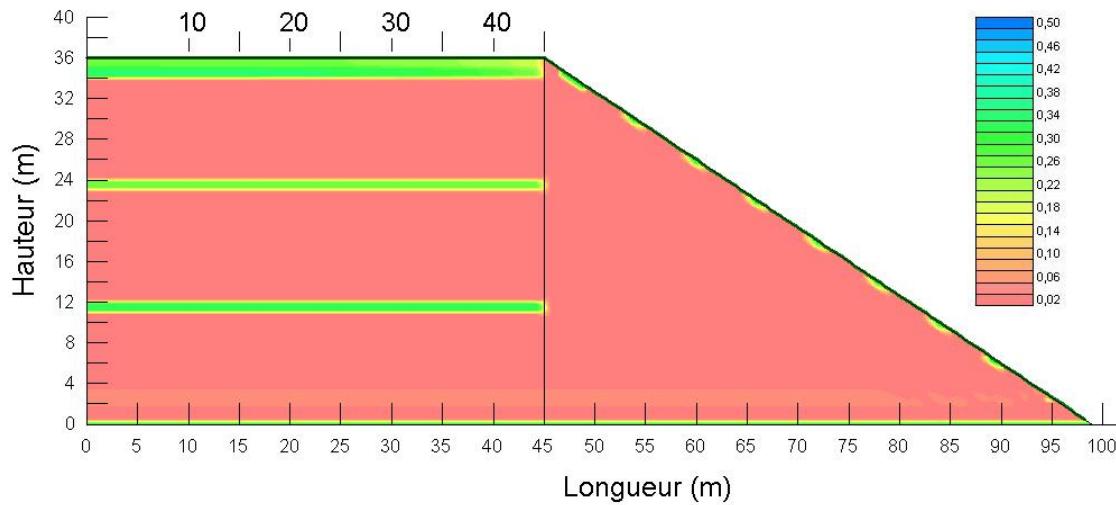


Figure 5.44 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-4 suite à une période de drainage de 14 jours.

La teneur en eau volumique de l'empilement ne varie qu'en surface. En effet il n'y a que la couche horizontale et la couche supérieure de matériaux grossiers qui se saturent légèrement (figures 5.42 et 5.43). Autrement, il n'y a pas d'infiltration visible à l'intérieur de l'empilement. D'ailleurs, la teneur en eau volumique après les précipitations de 72 heures (figure 5.42) et la période de drainage (figure 5.43) est la même que celle aux conditions initiales (figure 5.41). La figure 5.45 montre les vecteurs de vitesse de l'eau qui s'écoule à l'intérieur de la halde. Les flèches de plus grande taille correspondent à des vitesses d'écoulement plus élevées.

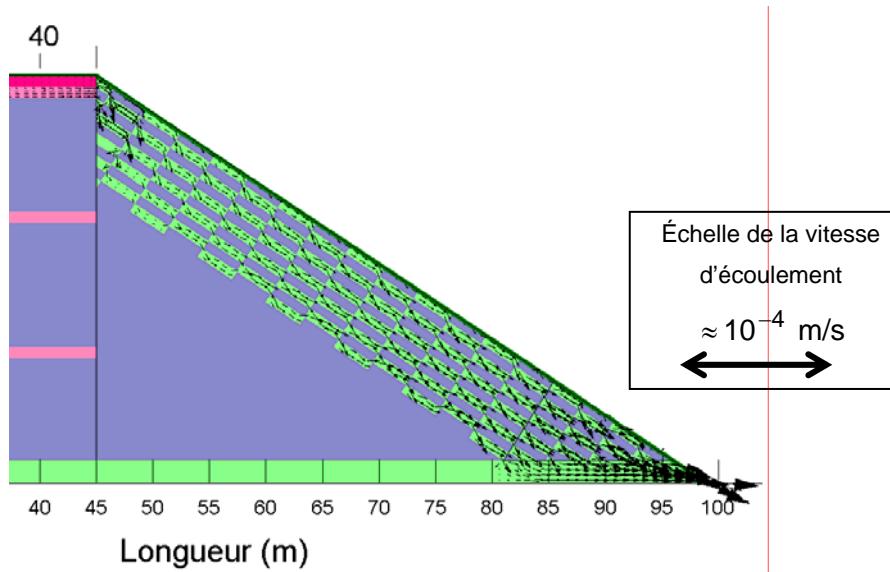


Figure 5.45 Section de la pente de la simulation S-4 montrant les vecteurs de vitesse d'écoulement de l'eau suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

La figure 5.45 montre que l'écoulement de l'eau se fait presque exclusivement à l'intérieur des couches de matériaux plus grossiers (matériaux en vert) ayant une capacité de drainage plus grande que le PAG. D'ailleurs, l'eau des couches compactées à la surface de la halde est déviée horizontalement pour atteindre la pente. À ce point, elle est drainée dans le matériau plus grossier. Par conséquent, il ne semble pas y avoir d'écoulements verticaux dirigés vers le cœur de l'empilement comme dans les situations précédentes.

Dans le cadre de ses travaux, Fala (2002) a étudié une configuration de halde à stériles similaire à celle-ci mais avec des matériaux où la différence entre les propriétés hydrogéotechniques est moins grande que dans la simulation S-4. Ce dernier a observé que, lorsque les propriétés du matériau grossier se rapprochent plus d'un sable grossier que d'un matériau avec des pores de grande dimension comme dans ce cas-ci, l'eau a tendance à s'écouler dans le matériau plus fin, ce qui est contraire à ce qui est observé ici. On peut associer cette différence aux

caractéristiques hydrogéologiques très différentes des matériaux de la simulation S-4 et à la connectivité des chemins d'écoulement. Un gravier qui aurait des propriétés comme celles utilisées dans cette simulation a potentiellement de très gros pores ouverts, favorisant un écoulement qui est plus semblable à de l'écoulement en canal ouvert.

En conclusion, la présence de stériles ayant une forte capacité de drainage le long de la pente semble avantager l'évacuation de l'eau dans la halde et, par le fait même, empêcher l'infiltration de l'eau provenant des précipitations à l'intérieur de l'empilement. Cette situation « fictive » par sa géométrie et la distribution des matériaux démontre tout de même l'effet de la présence de canaux ouverts dans les stériles ou de matériaux fortement perméables le long d'une pente. Une structure lâche contenant des canaux ouverts a été observée lors de la campagne de terrain sur le site de la mine Goldstrike (voir chapitre 3), particulièrement dans les secteurs ayant une forte concentration de granodiorite. Par conséquent, il peut être intéressant de tenir compte des propriétés distinctes de la pente où les matériaux sont moins consolidés puisqu'il est alors possible de limiter l'infiltration à l'intérieur d'un empilement.

#### **5.2.4 Empilements reprofilés**

Cette section présente des simulations de haldes reprofilées et recouvertes d'une couverture en sol. L'objectif premier de mieux comprendre l'écoulement de l'eau dans les haldes à stériles est pour pouvoir prédire le comportement d'un empilement et de son recouvrement une fois la durée de vie de la mine atteinte. Les données de forme d'empilement et de caractéristiques des matériaux proviennent de la mine Goldstrike au Nevada. Les deux simulations représentent un banc avec une pente reprofilée à un angle de 2,5:1,0 (H:V) (angle de pente original de 1,5:1,0 (H:V)). La hauteur des stériles dans un banc modélisé est encore de 36 mètres mais la longueur horizontale de la pente est augmentée à 90 mètres, comparativement à 54 mètres précédemment. Puisque la pente est beaucoup plus longue que dans les modèles précédents et de façon à optimiser le temps de calcul, la taille de la section horizontale

de l'empilement est diminuée de 45 mètres à 30 mètres. La première situation (simulation S-6-2) est une halde recouverte d'une couverture monocouche tandis que la deuxième situation (simulation S-7-2) représente une halde recouverte d'une couverture multicouche.

Recouvrement monocouche (Simulation S-6-2) :

La simulation S-6-2 représente une situation étudiée par la mine Goldstrike pour limiter l'infiltration de l'eau à l'intérieur des empilements de stériles. Le recouvrement installé sur les stériles reprofilés consisterait en une couche de matériau Carlin (voir chapitres 3 et 4) d'une épaisseur d'au moins 4' (environ 1,2 m; Deringer, 2002; en orange à la figure 5.46).

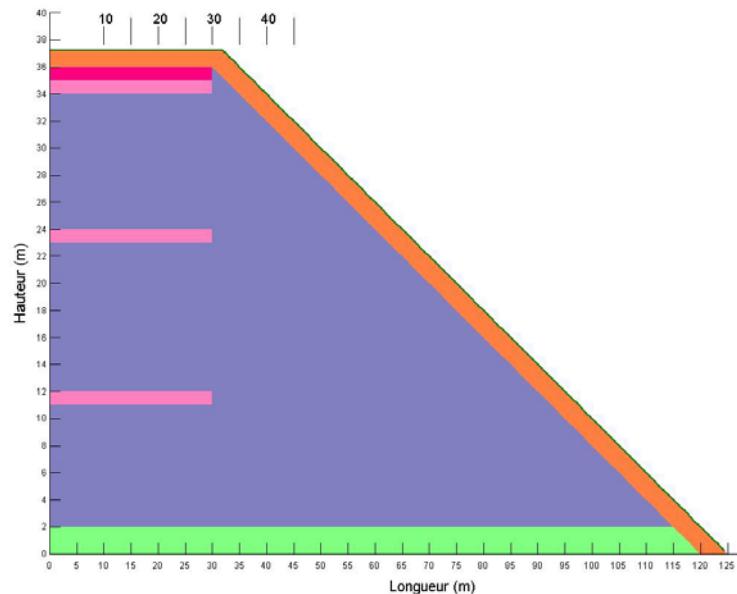


Figure 5.46 Recouvrement proposé pour les haldes à stériles de la mine Goldstrike (simulation S-6-2). Échelle verticale exagérée 2,5:1,0 (H:V).

Les figures ci-dessous montrent les courbes caractéristiques (courbes de rétention d'eau et de conductivité hydraulique non saturée) du Carlin ainsi que celles des stériles qui composent la halde.

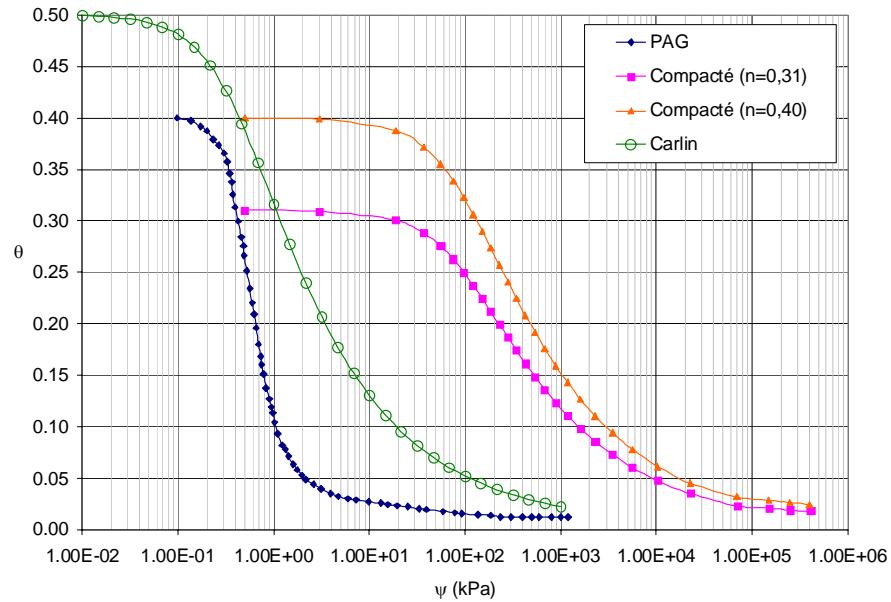


Figure 5.47 Courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés dans la simulation S-6-2.

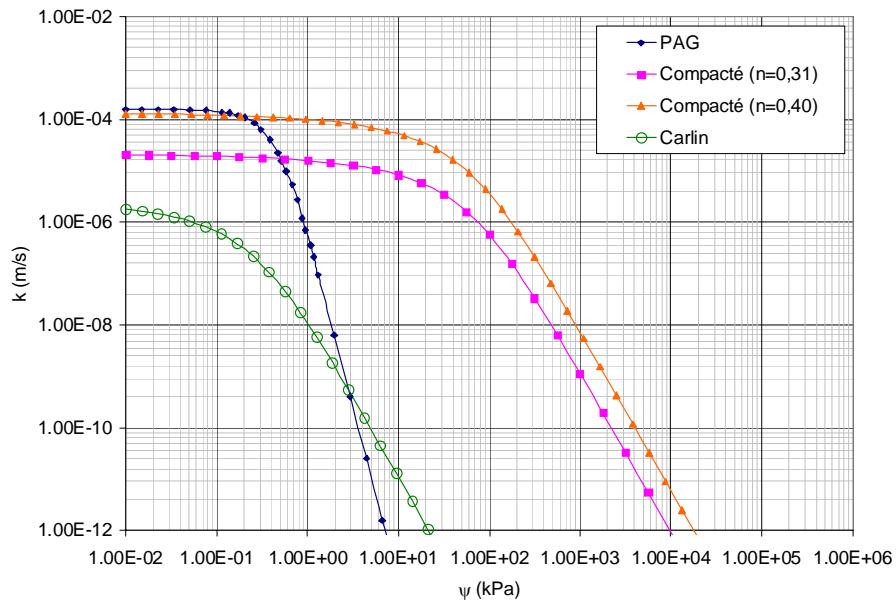


Figure 5.48 Courbes de conductivité hydraulique non saturée des matériaux utilisés dans la simulation S-6-2.

Le Carlin est un matériau qui se désaturé moins rapidement que le PAG (figures 5.47 et 5.48). Il conserve ainsi un plus grand volume d'eau lorsque le sol est en conditions non saturées (pression d'eau négative). De plus, la conductivité hydraulique du Carlin devient plus grande que celle du PAG lorsque la succion dans le milieu ( $\psi$ ) atteint une valeur égale ou supérieure à 3 kPa (figure 5.48), ce qui favorise l'écoulement de l'eau à travers ce matériau en conditions non saturées, lorsque la succion est supérieure à cette valeur.

Les conditions frontières sont les mêmes que celles appliquées aux autres simulations soit un orage d'une intensité de  $9,07 \times 10^{-7}$  m/s avec un drain de pied ( $u = 0$  kPa) à la base de l'empilement. Les axes sont supposés imperméables.

En premier lieu, il est intéressant d'observer les isocontours de teneur en eau volumique à des temps différents (figures 5.49 à 5.51). L'échelle utilisée pour représenter ces empilements n'est pas de 1:1 (x:z) mais plutôt de 2,5:1,0 (x:z) ce qui crée une exagération verticale donnant l'impression que la pente est plus abrupte qu'elle ne l'est en réalité, soit 2,5:1,0 (H:V).

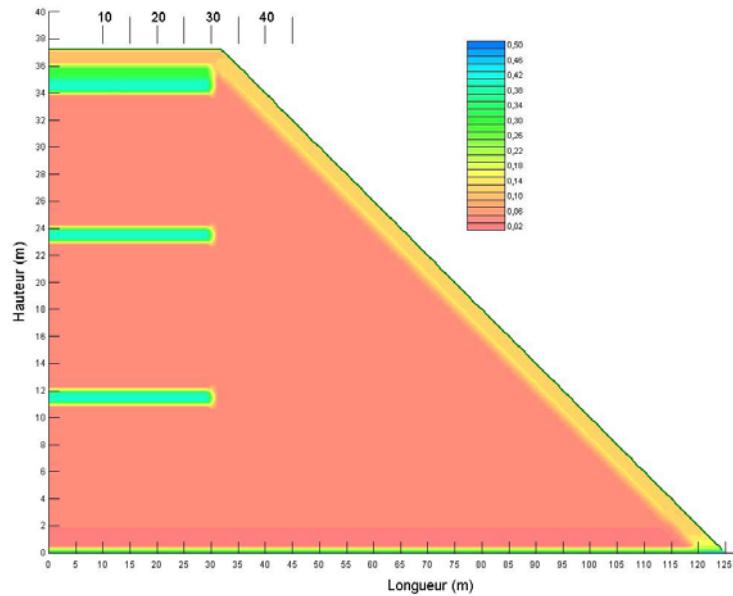


Figure 5.49 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-6-2 aux conditions initiales.

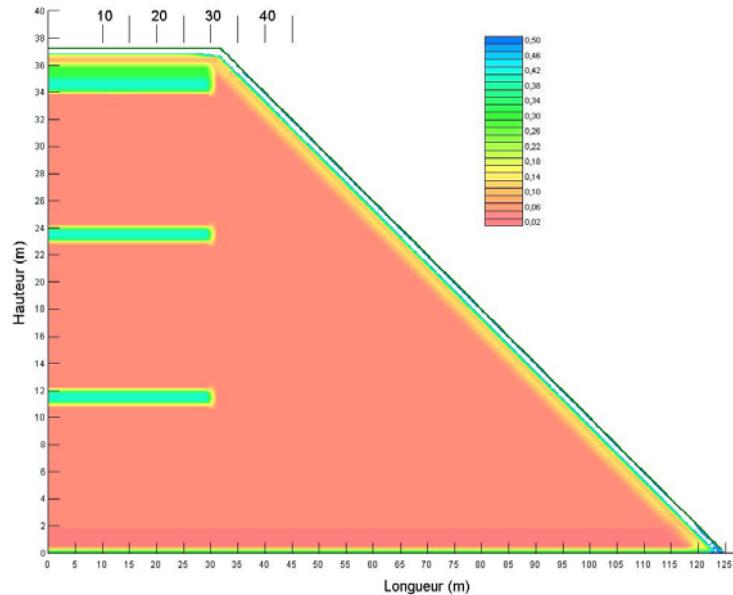


Figure 5.50 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-6-2 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

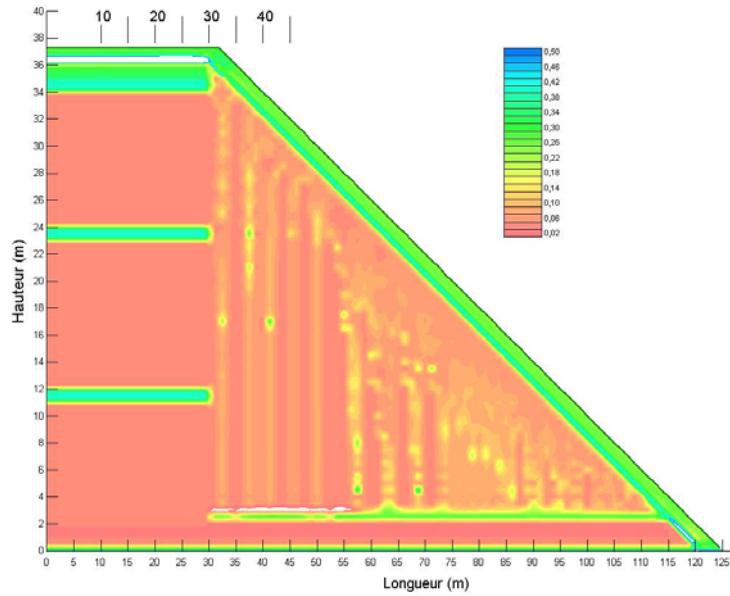


Figure 5.51 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-6-2 suite à une période de drainage de 14 jours.

La teneur en eau volumique initiale de la halde à stériles est près de la valeur résiduelle (figure 5.49). Suite aux précipitations de 72 heures (figure 5.50), l'eau infiltrée a saturé ( $\theta = 0,5$ ) le Carlin sur une profondeur d'environ 0,6 m. Après la période de drainage de 14 jours (figure 5.51), l'eau accumulée dans la couche de Carlin à la surface s'est infiltrée dans les stériles, surtout au niveau de la pente.

Les figures ci-dessous montrent des profils de degré de saturation ( $S_r$ ) en fonction de la distance horizontale à deux endroits précis dans la pente, soit environ 0,25 m sous la surface dans le Carlin (figure 5.52) et à l'interface entre la couche de Carlin et les stériles (PAG) (figure 5.53).

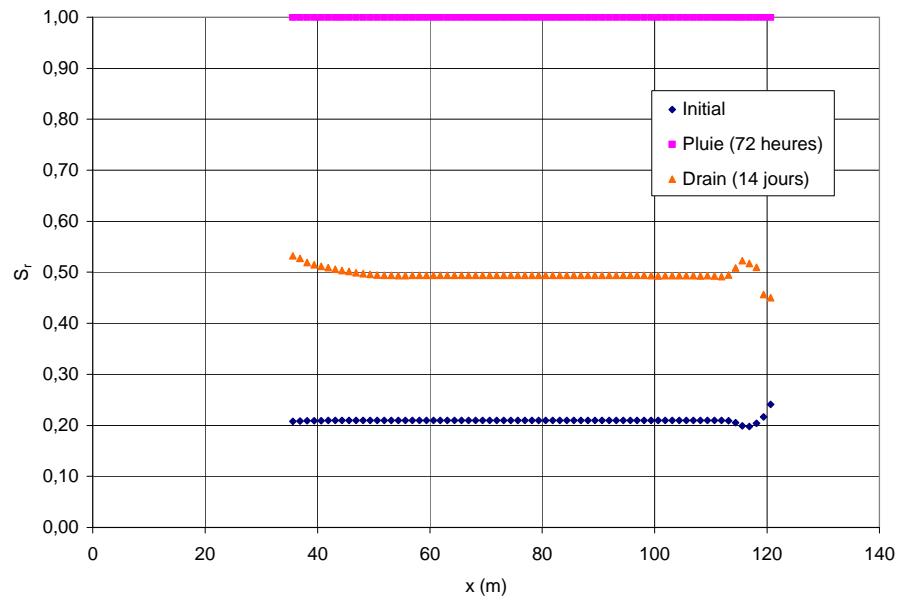


Figure 5.52 Degré de saturation ( $S_r$ ) du Carlin en fonction de la distance horizontale dans la pente à 0,25 m de la surface dans la simulation S-6-2.

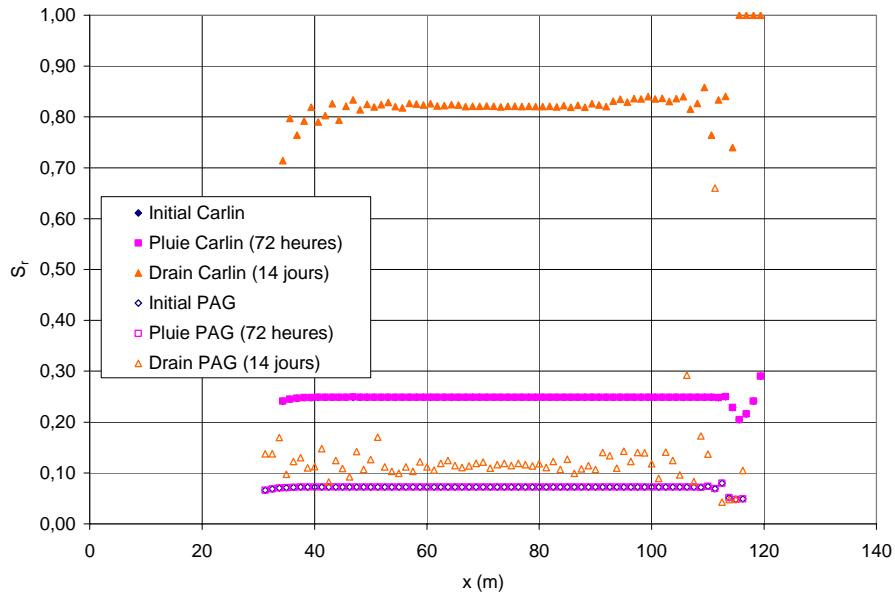


Figure 5.53 Degré de saturation du Carlin et des stériles (PAG) à l'interface entre les deux matériaux dans la pente à la simulation S-6-2.

À la figure 5.52, on remarque que la partie supérieure du Carlin est complètement saturée suite aux précipitations de 72 heures. Après la période de drainage, le degré de saturation est de 50% à la surface de la couche de Carlin. À l'interface entre le Carlin et les stériles (figure 5.53), l'eau ne s'est pas infiltrée à cette profondeur pendant l'orage et par conséquent, le degré de saturation est demeuré égal à celui observé aux conditions initiales. Cependant, après la période de drainage de 14 jours, le degré de saturation a augmenté à la base de la couche de Carlin (pour atteindre une valeur de 0,8), et de l'eau s'est infiltrée dans les stériles ce qui a augmenté le degré de saturation du PAG à une valeur variant entre 0,1 et 0,2.

La figure 5.54 permet d'évaluer l'efficacité d'une couverture monocouche de Carlin sur une halde à stériles restaurée. Le taux d'infiltration ( $I$ ) dans les stériles le long de la pente est comparé entre le cas de base (simulation S-1) et la halde recouverte d'une couverture monocouche (simulation S-6-2). Dans le cas de la simulation S-6-2, l'infiltration correspond à l'eau qui s'écoule du Carlin aux stériles tandis que pour le

cas de base, l'infiltration provient directement des précipitations à la surface. Puisque la pente de la simulation S-6-2 est reprofilée avec un angle plus faible, sa longueur est plus grande que dans les haldes en opération (comme dans la simulation S-1) soit de 90 mètres comparativement à 54 mètres pour une halde en opération. Pour permettre une comparaison égale, le taux d'infiltration imposé en surface dans la figure ci-dessous est donné par mètre carré de pente.

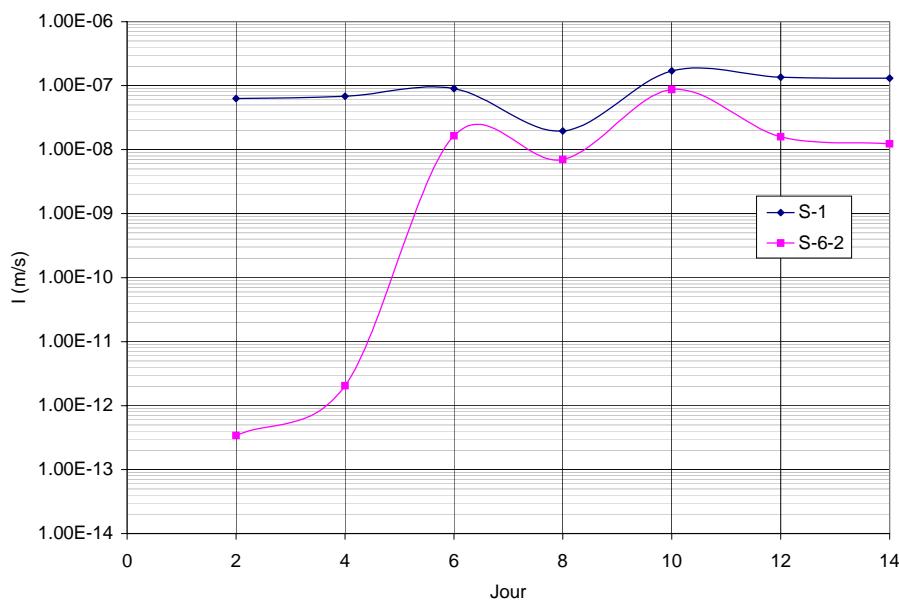


Figure 5.54 Taux d'infiltration dans les stériles par mètre sur la pente pendant la période de drainage le long de la pente pour les simulations S-1 et S-6-2.

À la figure 5.54, on voit que le taux d'infiltration dans la pente pour la simulation S-1 est relativement constant et se situe aux alentours de  $1 \times 10^{-7}$  m/s avec un maximum de  $2 \times 10^{-7}$  m/s et un minimum de  $2 \times 10^{-8}$  m/s. Pour la simulation S-6-2, cette valeur est variable et augmente jusqu'à une valeur d'environ  $1 \times 10^{-7}$  m/s. En effet, à partir du jour 3 ou 4 de la période de drainage, le taux d'infiltration de l'eau dans les stériles augmente de façon très rapide et s'approche de la valeur observée pour une halde non-recouverte. Donc, il semble que la couche de Carlin d'une épaisseur de 1,25 m,

avec les propriétés hydrogéotechniques des matériaux définies plus haut, ne limite pas efficacement l'infiltration de l'eau à l'intérieur des stériles, mais retarde seulement le largage de l'eau de pluie suite à un orage extrême (si on ignore l'évaporation).

L'analyse d'une halde à stériles recouverte d'une couverture monocouche composée de 1,25 m de Carlin permet de mettre en lumière certaines caractéristiques de cette méthode de restauration. En effet, bien qu'une certaine quantité d'eau est déviée par la couche de Carlin de l'eau réussit à s'infiltrer à l'intérieur des stériles. La figure 5.54 montre que, suite à un orage de grande intensité, lorsque l'empilement se draine, la couverture atteindra une valeur limite de capacité de diversion de l'eau. Au-delà de cette limite, l'eau s'infiltrera à l'intérieur des stériles à un taux semblable à celui d'une halde non-recouverte. Par conséquent, la couverture avec les propriétés définies plus haut permet seulement de retarder l'infiltration de l'eau de pluie. Cet effet est variable selon l'ampleur de précipitations et selon la différence entre les propriétés du matériau de recouvrement et celles des stériles recouverts.

#### Recouvrement multicouche (Simulation S-7-2) :

La simulation précédente (simulation S-6-2) a permis de mettre en lumière les limites d'un recouvrement composé d'un seul type de matériau. Il devient alors intéressant de considérer un type de recouvrement plus complexe qui pourrait offrir la possibilité de mieux contrôler l'infiltration de l'eau à l'intérieur des stériles. Comme il a été vu au chapitre 2, le drainage minier acide se produit lorsqu'un minéral sulfureux s'oxyde au contact de l'eau et de l'oxygène. L'objectif d'un recouvrement est alors d'empêcher un de ces deux éléments de se rendre jusqu'aux stériles sulfureux pour limiter la production de DMA. L'utilisation d'un recouvrement composé de plusieurs couches de matériaux (ou recouvrement multicouche) permet habituellement de mieux contrôler l'infiltration des fluides à l'intérieur des résidus miniers. Ce système composé de couches aux propriétés différentes se nomme couverture à effet de barrière capillaire ou CEBC (Aubertin et al., 1997). Le principe de base consiste à combiner des couches de matériaux fins et grossiers. Le contraste entre les propriétés hydriques des matériaux permet une rétention d'eau dans le matériau fin. Lorsque la conception

est bien exécutée, l'infiltration d'eau dans les matériaux sous la couche de matériau grossier pourrait être réduite à une très faible valeur.

On peut utiliser jusqu'à cinq couches pour composer la CEBC (voir figure 5.55). Sur cette figure, on identifie, du haut vers le bas, une couche superficielle, une couche de protection (matériau fin), une couche drainante (matériau grossier), une couche de faible perméabilité (matériau fin) et une couche de support (Aubertin et Chapuis, 1991). Habituellement, pour diverses raisons (économiques ou logistiques) certaines de ces couches sont combinées. L'essentiel est d'obtenir l'effet de barrière capillaire qui permet de conserver le matériau fin saturé. Lorsque ceci n'est pas possible (pente trop abrupte ou climat trop sec par exemple), la combinaison d'une couche granulaire entre deux couches plus fines pourrait alors permettre de drainer l'eau qui s'infiltra et de la rediriger vers le bas de la pente où elle peut être évacuée dans l'environnement sans s'être infiltrée dans les stériles potentiellement générateurs de drainage minier acide. Or, dans un climat semi-aride comme celui de la mine Goldstrike où les précipitations sont rares et le taux d'évaporation de l'eau élevé, il est difficile de conserver une couche presque saturée en permanence pour empêcher l'air de pénétrer. Il est relativement simple de construire une couverture qui facilite le drainage et l'évaporation de l'eau. Ce type de couverture est identifié ici couverture SDR (de l'anglais « store, divert and release »).

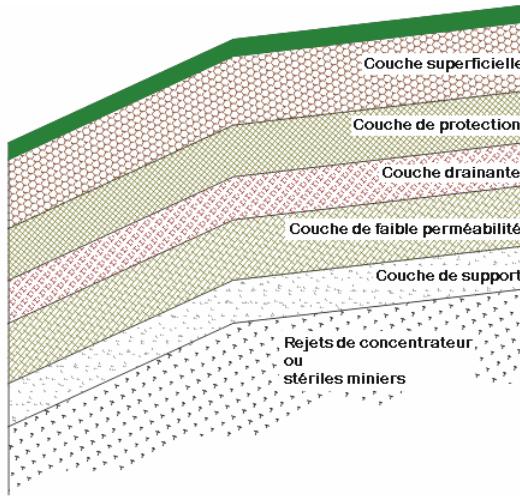


Figure 5.55 Schématisation d'une couverture à effet de barrière capillaire (adaptée de Aubertin et al., 1995).

Dans ce cas, l'eau qui s'infiltre de la surface ne pourra s'écouler vers le matériau plus grossier (non saturé) que lorsque la tension capillaire dans la couche de surface approchera la pression d'entrée d'eau du matériau grossier (c'est-à-dire lorsque le matériau fin est presque saturé). Si ce matériau est placé sur une couche de matériau fin relativement sèche, l'eau ne s'infiltre pas dans le matériau plus fin que lorsque la pression d'entrée d'eau (relativement élevée) de ce dernier sera atteinte. Puisque cette valeur est habituellement plus grande que celle du matériau grossier (voir figure 2.3), l'eau aura tendance à profiter de l'inclinaison de la pente ainsi que de la conductivité hydraulique élevée du matériau grossier pour circuler dans ce dernier. La présence d'une couche ayant une forte capacité de rétention d'eau par-dessus la couche de matériau grossier limite l'infiltration dans ce dernier et permet aussi de conserver une partie de l'eau qui pourra s'évaporer une fois les précipitations terminées.

La simulation S-7-2 présente une halde avec une pente restaurée à un angle de 2,5:1,0 (H:V) recouverte d'une couverture SDR composée de la façon suivante (figure 5.56) :

- 1 mètre de Carlin placé sur les stériles (en orange);
- 2 mètres de Non-PAG placés sur le Carlin (en turquoise);
- 1 mètre de Carlin placé sur le Non-PAG (en orange).

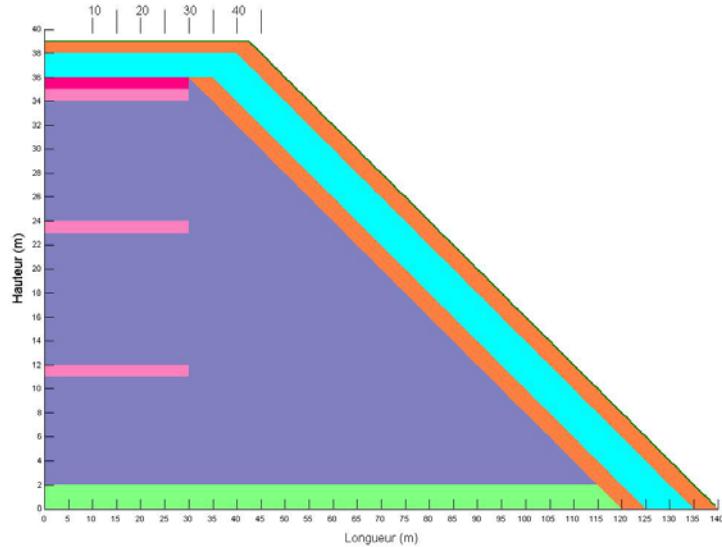


Figure 5.56 Couverture SDR placée sur une halde à stériles restaurée (simulation S-7-2).

Les courbes caractéristiques des matériaux utilisés dans cette simulation sont données aux figures 5.57 et 5.58.

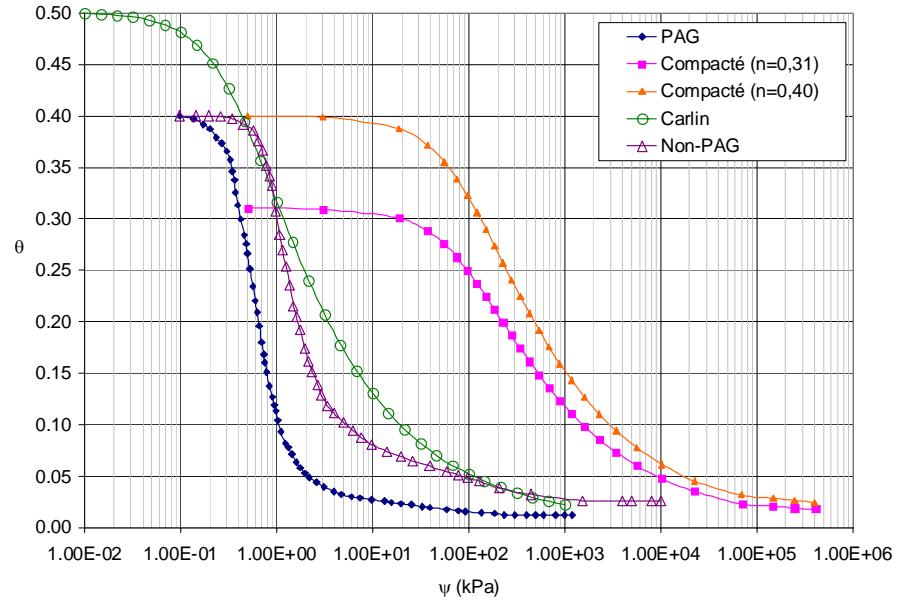


Figure 5.57 Courbes de rétention d'eau des matériaux utilisés dans la simulation S-7-2.

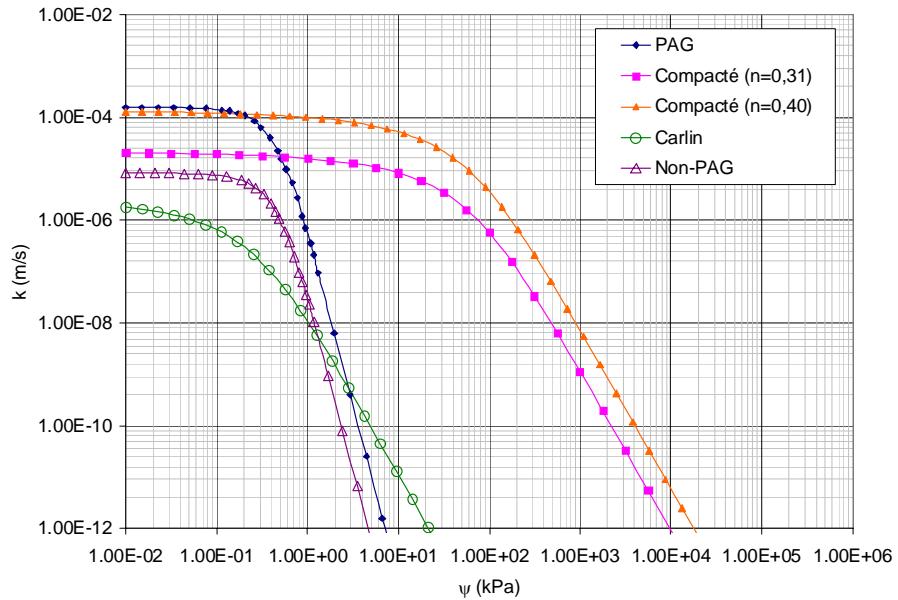


Figure 5.58 Courbes de conductivité hydraulique non saturée des matériaux utilisés dans la simulation S-7-2.

Le Carlin se désature moins aisément que le Non-PAG (figures 5.56 et 5.57) et sa conductivité hydraulique devient plus grande que celle du Non-PAG lorsque la succion dépasse 1,5 kPa (figure 5.58). De plus, la pression d'entrée d'eau du Carlin est plus haute (environ 15 kPa) que celles du PAG et du Non-PAG (2 kPa et 3 kPa respectivement). Le contraste entre les propriétés des matériaux devrait permettre d'atteindre un effet de barrière capillaire dans la couverture SDR placée sur les stériles. Il est à noter qu'aucune couche inférieure de Carlin n'est placée dans la section horizontale de l'empilement. En effet, nous avons posé l'hypothèse que la présence de stériles compactés en surface peut jouer le rôle de couche inférieure à forte rétention d'eau.

Les conditions frontières sont pareilles que celles des autres simulations soit un orage de 72 heures ayant une intensité de  $9,07 \times 10^{-7}$  m/s suivi d'une période de drainage de 14 jours. Un nœud ayant une pression constante ( $u = 0$  kPa) est fixé au pied de la halde à stériles.

Les figures 5.59 à 5.61 montrent les isocontours de teneur en eau volumique aux conditions initiales, après l'orage de 72 heures et suite à une période de drainage de 14 jours.

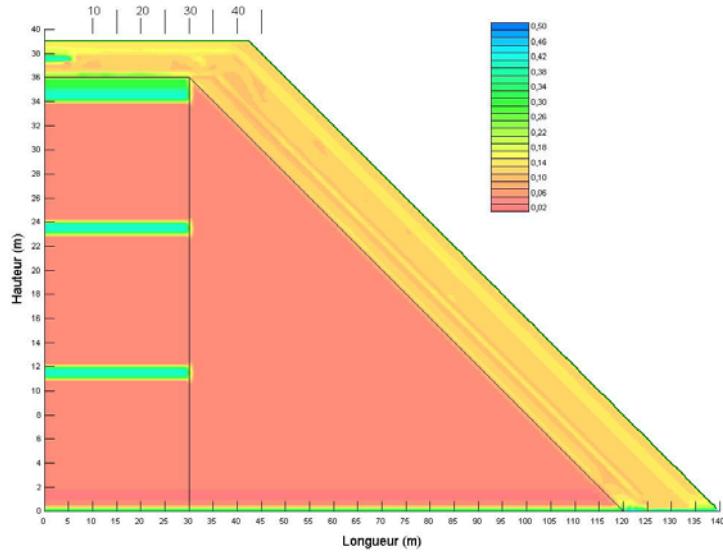


Figure 5.59 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-7-2 aux conditions initiales.

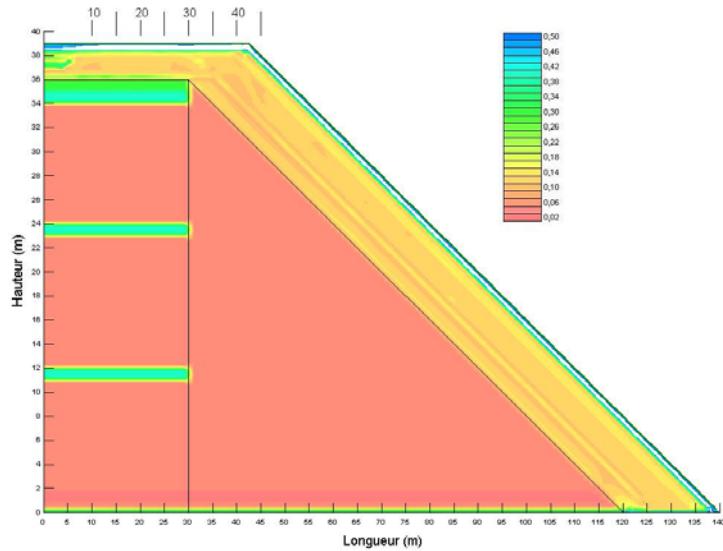


Figure 5.60 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-7-2 suite aux précipitations de 72 heures ( $q = 9,07 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ).

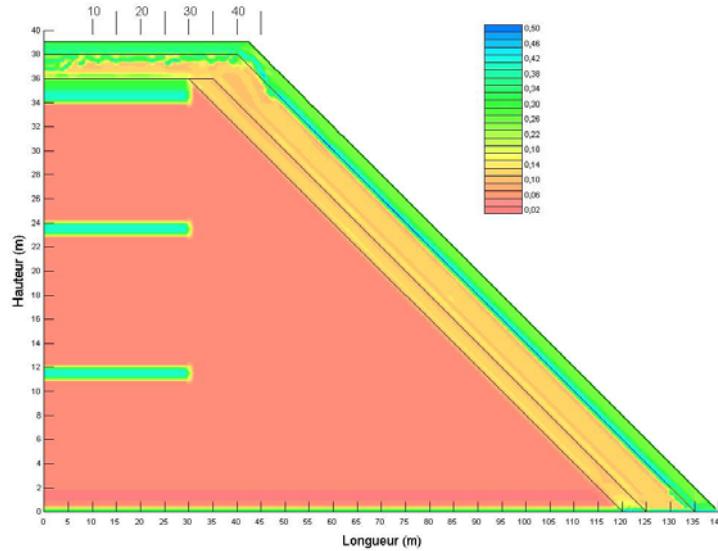


Figure 5.61 Isocontours de teneur en eau volumique pour la simulation S-7-2 suite à une période de drainage de 14 jours.

Les conditions initiales (figure 5.59) montrent que l'empilement est fortement désaturé au début de la modélisation. Suite aux précipitations de 72 heures (figure 5.60), environ 0,5 m de la couche supérieure de Carlin devient saturée ( $\theta = 0,5$ ) tandis que le reste de la couverture a la même teneur en eau qu'aux conditions initiales. Finalement, suite à la période de drainage de 14 jours (figure 5.61), l'eau s'est propagée dans la couche de surface composée de Carlin mais ne semble pas s'être infiltrée dans la couche de Non-PAG inférieure.

Le degré de saturation à l'interface entre la couche supérieure de Carlin et la couche de Non-PAG n'a pas changé après l'orage dans le Non-PAG (figure 5.62). Cependant, il augmente dans la couche de Carlin après la période de drainage de 14 jours. Le degré de saturation ne semble pas augmenter dans la couche de Non-PAG.

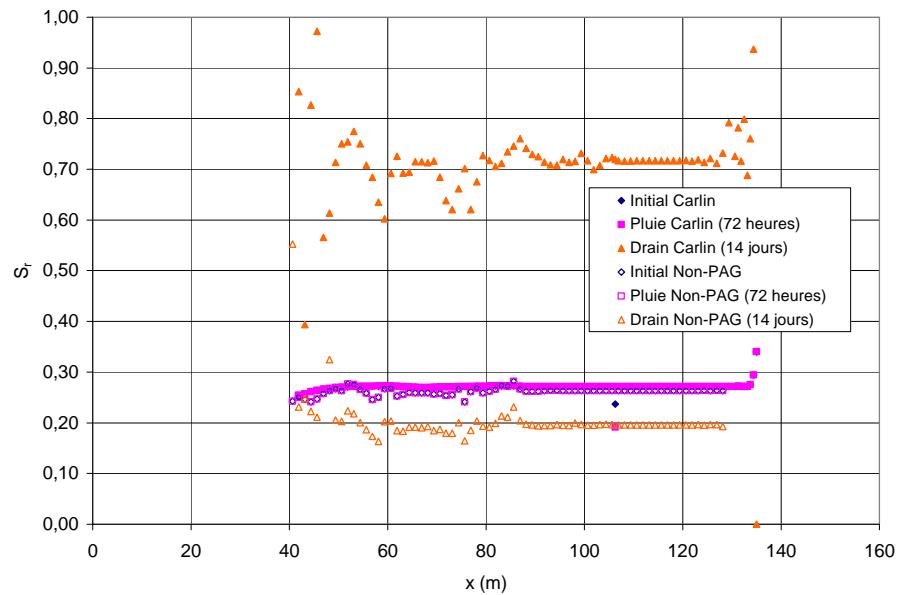


Figure 5.62 Degré de saturation à l'interface entre la couche supérieure de Carlin et la couche de Non-PAG dans la simulation S-7-2.

En observant l'évolution de la succion au milieu de la pente sur une section verticale (figure 5.63), on constate qu'elle ne change que dans le premier mètre pendant la période étudiée, ce qui correspond à une variation de la succion limitée à la couche de Carlin.

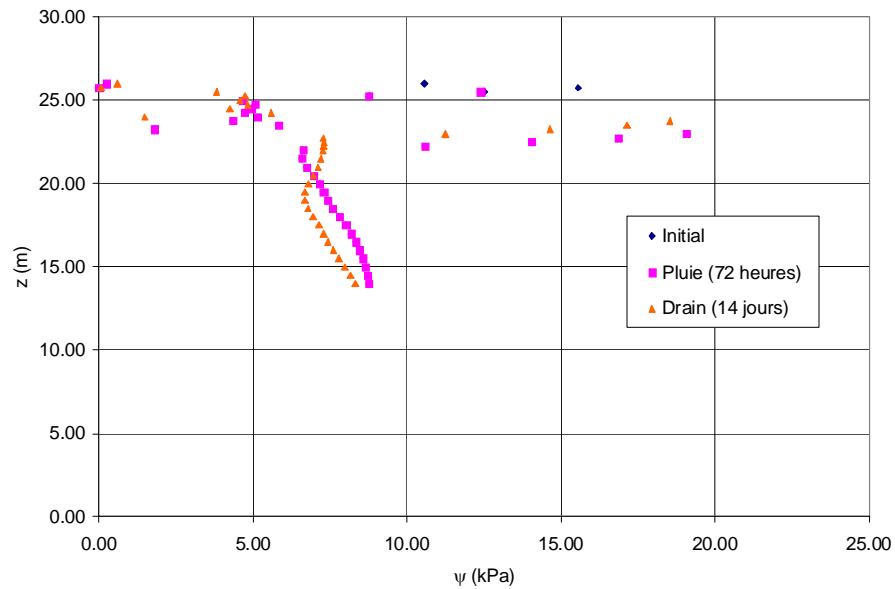


Figure 5.63 Évolution de la succion en fonction de la profondeur au milieu de la pente d'une halde à stériles restaurée (simulation S-7-2).

Finalement, la figure 5.64 montre l'infiltration dans les différentes couches de la couverture pendant la période de drainage de 14 jours.

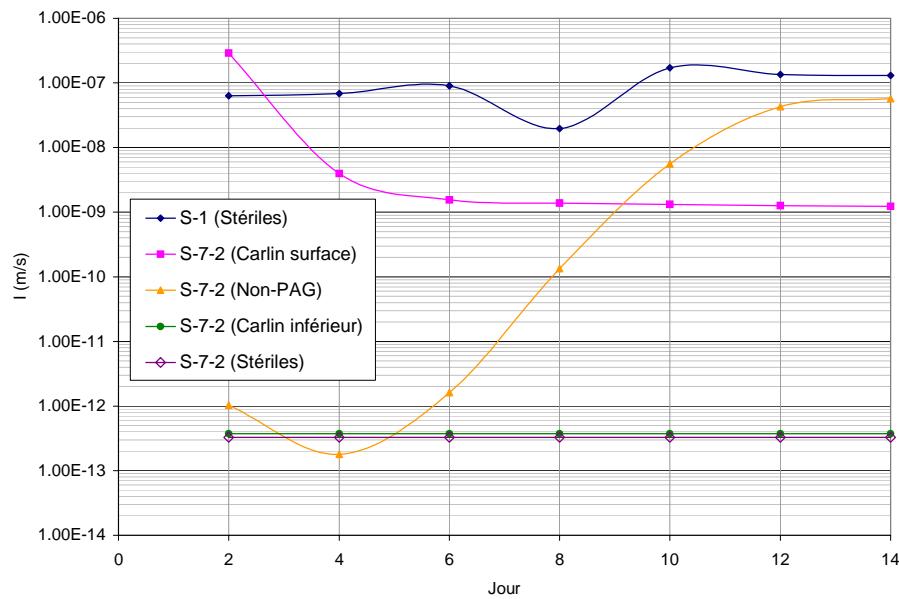


Figure 5.64 Infiltration dans les couches de la couverture dans la pente pendant la période de drainage de 14 jours suivant l'orage de 72 heures (simulation S-7-2) et comparaison avec l'infiltration dans la pente dans le cas de bas (simulation S-1).

La figure 5.65 montre l'emplacement dans la halde de chacune des sections d'infiltration définies à la figure 5.64 :

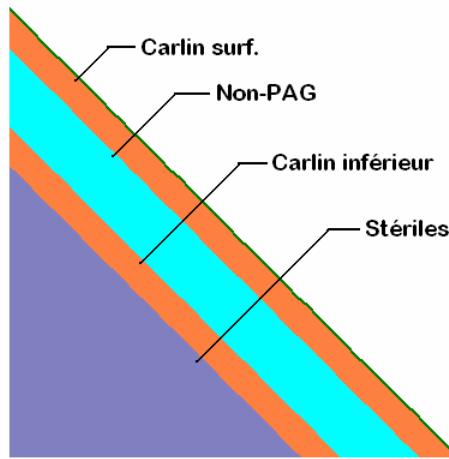


Figure 5.65 Emplacement des zones d'infiltration de la simulation S-7-2 définies à la figure 5.64.

La figure 5.64 montre que l'infiltration de l'eau suite aux précipitations de 72 heures se produit dans la couche de Non-PAG après environ 6 jours de drainage pour atteindre une valeur d'environ  $6 \times 10^{-8}$  m/s après 14 jours. Cependant, il est intéressant de remarquer que presque aucune infiltration ne se fait dans la couche inférieure de Carlin ainsi que dans les stériles sous-jacents. L'infiltration est environ  $3 \times 10^{-13}$  m/s dans les stériles réactifs ce qui correspond à un total de  $2,59 \times 10^{-2}$  cm<sup>3</sup> par jour qui s'infiltre à l'intérieur des stériles potentiellement générateurs de drainage minier acide par mètre carré de pente.

En conclusion, une couverture multicouche SDR comme celle présentée dans cette simulation semble offrir la possibilité de diminuer grandement l'infiltration à l'intérieur des stériles, comparativement à aucun recouvrement ou même à un recouvrement monocouche (simulation S-6-2) et ce, même pour des précipitations extrêmes. En effet, suite à un orage d'une intensité de  $9,07 \times 10^{-7}$  m/s d'une durée de 72 heures (c'est-à-dire 3 jours consécutifs avec une période de retour de 100 ans pour un orage de 24 heures), l'infiltration à l'intérieur des stériles potentiellement générateurs de DMA demeure minime. Ceci indique que le système composé d'une couche de

matériau grossier (Non-PAG) placée entre deux couches de matériau fin (Carlin) permet l'évacuation latérale de l'eau provenant d'une précipitation extrême.

### 5.3 Remarques finales

En rétrospective, l'évaluation des conditions d'écoulement de l'eau dans les haldes à stériles de la mine Goldstrike a permis de faire plusieurs observations intéressantes :

- La présence de couches horizontales compactées à la surface d'une halde à stériles limite partiellement l'infiltration de l'eau à l'intérieur des stériles.
- Tel qu'observé dans la simulation S-2, un niveau de compaction plus élevé de la couche horizontale en surface semble favoriser l'accumulation d'eau dans la couche compactée et l'infiltration verticale de l'eau dans les stériles. Cependant, il est important de rappeler que le ruissellement de surface n'a pas été considéré dans ces simulations.
- L'inclinaison de la partie supérieure (simulation S-3), même faible, favorise l'écoulement horizontal de l'eau vers l'extérieur de la halde et vers la pente. Cependant, une plus grande infiltration peut alors se produire près de la crête de la pente et ainsi diminuer les effets bénéfiques qui ont été obtenus par l'inclinaison de la partie horizontale.
- La présence de zones plus grossières dans la pente (simulation S-4) qui pourraient être causées par la mise en place du matériau par des camions à benne basculante (avec ségrégation) favorise grandement l'écoulement à la périphérie de la halde et diminue ainsi l'infiltration vers l'intérieur des stériles de façon considérable.
- Le recouvrement des haldes à stériles à l'aide d'une couverture monocouche offre un certain potentiel de déviation de l'eau de pluie et limite partiellement l'infiltration à l'intérieur des stériles. Cependant, lorsqu'un événement extrême se produit, il est possible qu'une couche simple ne suffirait pas à limiter l'infiltration et, par conséquent, une partie de l'eau de pluie pénètre dans les stériles (simulation S-6-2).
- L'utilisation d'une couverture multicouche SDR permet la déviation presque complète de l'eau de pluie suite à un événement extrême et permet ainsi

d'empêcher l'infiltration de l'eau dans les stériles potentiellement générateurs de DMA (simulation S-7-2).

Ces remarques découlent des principales observations faites lors des simulations numériques. Il est important de spécifier que l'objectif principal de ces simulations était de mieux comprendre l'écoulement de l'eau à l'intérieur de haldes à stériles restaurées ou non. Ces structures de taille importante sont difficiles à modéliser. Le niveau de désaturation très élevé combiné avec la grande taille de ces empilements complique grandement les modèles numériques. Néanmoins, ce chapitre a permis de mettre en lumière certains points concernant les empilements de stériles.

Une fois de plus, il est nécessaire de rappeler que le climat de la mine Goldstrike est semi-aride et que le bilan d'eau est négatif, c'est-à-dire que le niveau d'évapotranspiration est plus élevé que les précipitations. Les simulations présentées ici ne tiennent pas compte qu'une partie de l'eau qui serait tombée suite à un orage de 72 heures d'une grande intensité pourrait s'évaporer ou ruisseler avant même de pénétrer à l'intérieur du cœur de la halde. Par conséquent, il se pourrait qu'un système de couverture plus simple comme la couverture monocouche composée de Carlin devienne une solution intéressante si une partie plus considérable de l'eau était redirigée vers l'atmosphère. Le modèle ne tient pas compte du ruissellement et de l'accumulation d'eau en étangs (« ponding »), deux phénomènes qui affectent l'infiltration de l'eau. L'un (le ruissellement) la diminue tandis que l'autre, l'augmente à des endroits précis sur l'empilement. Toutes ces limitations affectent de façon plus ou moins grande la représentativité des résultats obtenus lors des simulations. Par contre, en ignorant ces mécanismes, les résultats présentés permettent de modéliser une condition « extrême ».

En conclusion, malgré les limites du logiciel utilisé et les hypothèses simplificatrices qui ont dû être émises au début de ce programme, l'influence de certains facteurs sur l'infiltration de l'eau à l'intérieur des haldes à stériles a pu être mieux comprise grâce aux résultats obtenus ci-haut. Dans le futur, il serait intéressant de raffiner ces résultats en tenant compte de phénomènes comme l'évapotranspiration et le

ruissellement, et aussi de vérifier le comportement des empilements non pas pour des cas extrêmes mais lors d'une année de précipitations moyennes.

## CHAPITRE 6

### DISCUSSION, CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

#### 6.1 Discussion

Les haldes à stériles sont des structures complexes à analyser puisqu'elles sont de grande dimension et fortement hétérogènes dans leur ensemble. En premier lieu, les matériaux qui les composent contiennent des particules ayant des dimensions allant de la taille de particules argileuses jusqu'à des blocs de plus de un mètre de diamètre. De plus, il arrive souvent que des stériles provenant de lithologies différentes créent des zones aux propriétés différentes dans une halde à stériles. La circulation de la machinerie lourde sur la crête des bancs favorise la compactage des stériles et brise les particules créant des particules plus fines en surface. La méthode de déposition favorise aussi l'hétérogénéité en créant un granoclassement des particules où les matériaux plus grossiers se retrouvent au pied de la halde et les matériaux plus fins près de la crête. Tous ces phénomènes participent au développement des hétérogénéités dans les haldes à stériles, ce qui favorise la création de chemins préférentiels dans les empilements. Cette section permet de revenir brièvement sur certains phénomènes qui ont été observés pendant ce travail et qui méritent une attention particulière.

La différence entre les courbes de rétention d'eau prédictes et mesurées s'est avérée une préoccupation lors de ce projet. La figure 5.3 montre une comparaison entre les courbes prédictes et mesurées, où la différence entre la pression d'entrée d'air (AEV) est de deux ordres de grandeur pour le PAG (35 kPa mesuré en labo et 0,2 kPa prédict) et d'un ordre de grandeur pour le Non-PAG (9 kPa mesuré en labo et 0,5 kPa prédict). Une première cause qui pourrait expliquer ces différences réside dans la procédure de laboratoire. En effet, il est possible que les échantillons prennent plus de 48 heures pour atteindre la teneur en eau d'équilibre à certaines pressions; par conséquent, certaines teneur en eau volumiques mesurées devraient être plus basses

à une pression donnée. Malheureusement, le temps ne nous a pas permis de reprendre les essais de laboratoire avec les cellules Tempe. En second lieu, les courbes « prédictes » considèrent des particules jusqu'à un diamètre maximal de 20 mm tandis que le diamètre maximal des particules dans les cellules Tempe est de 5 mm. Nous avions posé l'hypothèse que l'écoulement et la rétention de l'eau sont surtout influencés par les particules ayant un diamètre inférieur à 5 mm (Yazdani et al., 2000), mais il se pourrait que cette hypothèse ne soit pas entièrement valide. En effet, la grande différence entre les courbes de rétention d'eau déterminées par le modèle de Kovàcs modifié et celles mesurées en laboratoire laisse supposer que les particules plus grossières jouent un rôle plus grand que prévu sur les propriétés hydrogéotechniques des matériaux granulaires. Finalement, dans le cas du PAG, le potentiel de génération d'acide de ce matériau peut avoir modifié la capacité de rétention d'eau. Il serait possible que des sels d'oxydation présents aient favorisé la rétention d'eau, soit par la création de pressions osmotiques ou bien en s'hydratant, conservant ainsi une partie de l'eau présente dans les échantillons de stériles. Évidemment, il est aussi possible que le modèle utilisé ait donné des courbes de rétention d'eau peu représentatives de la réalité, surtout en tenant compte que le modèle de Kovàcs modifié (Aubertin et al., 2003b) n'a jamais été testé sur des sols aussi grossiers. Cependant, même si c'est le cas, les courbes de rétention d'eau obtenues en laboratoire ne représentent pas ce à quoi on s'attendait de stériles miniers. On peut donc dire que l'évaluation des courbes de rétention d'eau des stériles n'est pas simple et nécessiterait une étude plus en profondeur pour tenter d'améliorer la détermination de cette propriété en laboratoire.

Par ailleurs, lors des simulations numériques, il a été observé (simulations S-1, S-2 et S-3 surtout) que des « pointes » d'infiltrations se formaient aux interfaces entre les stériles compactés à la surface et les stériles sous-jacents. Ces dernières représentent un phénomène qui pourrait se produire réellement dans les haldes à stériles. Toutefois, il est assez rare d'observer cela dans les simulations numériques puisque les matériaux simulés sont homogènes (voir aussi Fala, 2002). La raison la plus plausible pour expliquer ce phénomène se retrouve au niveau des caractéristiques du code numérique SEEP/w. Le résultat observé pourrait être associé

à la troncature de décimales pendant une simulation numérique et aux fluctuations locales des triplets ( $\psi$ ,  $\theta$ ,  $k$ ) que cela engendre. En effet, il est possible, qu'entre deux itérations, les valeurs de pression obtenues à deux nœuds adjacents qui se retrouvent à l'interface entre deux matériaux ne soient pas tout à fait les mêmes. Le logiciel ne pouvant conserver qu'une certaine quantité de chiffres significatifs ajusterait les pressions aux nœuds en tronquant les dernières décimales, augmentant alors encore plus la différence entre les pressions calculées. À chaque itération, la différence serait de plus en plus grande jusqu'à ce qu'elle atteigne la pression d'entrée d'eau du matériau à certains nœuds. À ces endroits on pourrait alors observer des pointes d'infiltration dans les stériles sous-jacents puisque la pression aux nœuds à ces endroits est plus grande que la pression d'entrée d'eau du matériau, alors qu'à d'autres endroits, ce n'est pas le cas. Ce phénomène d'infiltrations localisées constituerait, du moins en partie, un artifice numérique et il mérite d'être étudié plus en détails.

D'autre part, les résultats de la simulation S-4 montrent l'impact de la ségrégation des matériaux le long de la pente d'une halde à stériles. En effet, lorsqu'une pente contient une proportion significative de matériaux grossiers ayant des pores de grande dimension, l'eau a alors tendance à circuler dans ces matériaux et limite ainsi l'écoulement vertical dans les stériles sous-jacents.

Les simulations numériques ont aussi permis de constater l'impact de la pression d'entrée d'eau (WEV) des matériaux lors du design de la couverture SDR. En effet, cette propriété est responsable de l'infiltration de l'eau à l'intérieur des matériaux. En conditions non saturées, lorsque la succion atteint la WEV dans un matériau, l'eau commence à s'infiltrer et s'écouler dans ce dernier. Dans une couverture qui limite l'infiltration de l'eau (comme celle décrite à la simulation S-7-2), il est alors important de s'assurer que la WEV n'est pas atteinte dans les couches sous-jacentes (le Carlin ou les stériles dans ce cas-ci), afin de favoriser l'écoulement latéral de l'eau. Cette combinaison limite alors l'infiltration dans les stériles potentiellement générateurs de DMA.

## 6.2 Conclusion

Afin de mieux comprendre l'écoulement de l'eau dans les stériles miniers, plusieurs essais de caractérisation ont été complétés. En premier lieu, une campagne de terrain sur le site de la mine Barrick Goldstrike Mines à Elko au Nevada a permis d'étudier les phénomènes d'infiltration de l'eau à l'intérieur des stériles à grande échelle, où il a été constaté que la couche compactée en surface semble contrôler le taux d'infiltration de l'eau à l'intérieur des stériles. De plus, il a été observé que l'eau qui s'écoule sur la partie horizontale d'une halde à stériles a tendance à s'accumuler à certains endroits pour ensuite pénétrer dans les stériles. On peut associer ce phénomène à la présence d'un point creux sur la surface ou à une section où la conductivité hydraulique des stériles est plus élevée. Il a été remarqué, grâce à la prise de mesures de densité sur la surface de la halde, que la densité en place de la couche compactée est relativement constante sur l'ensemble la halde de la mine Goldstrike et ce, indépendamment du type, de l'âge et de l'endroit de déposition du matériau.

La campagne d'essais de laboratoire réalisée sur des échantillons provenant de la mine Goldstrike a permis de mieux connaître les propriétés des stériles miniers. Les essais de laboratoire ont montré que les stériles sont des matériaux relativement difficiles à manipuler en laboratoire. En premier lieu, leur granulométrie étalée limite les essais pouvant être complétés avec des appareils de dimensions traditionnelles. Il est souvent nécessaire de négliger la partie plus grossière des stériles pour pouvoir utiliser les appareils de laboratoire. Ceci a pour effet de créer un biais sur les résultats obtenus. De plus, le potentiel de génération d'acide de certains matériaux étudiés a affecté la prise de données, particulièrement lors des essais de mesure de la conductivité hydraulique saturée et ceux en cellule Tempe pour déterminer la courbe de rétention d'eau. Il est arrivé que les matériaux déjà oxydés se lixiviaient au contact de l'eau lors des essais en perméamètre à parois flexibles. Lors des essais en cellule Tempe, la capacité de génération d'acide a compliqué la prise de données et les résultats obtenus. Pour palier ce problème, nous avons utilisé un gaz inerte (l'azote) pour appliquer les pressions dans les cellules Tempe.

Les simulations numériques ont permis d'avoir une vision plus globale de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des haldes à stériles. Il a ainsi été remarqué que la couche compactée en surface conserve l'eau de pluie suite à une précipitation extrême (simulations S-1 et S-2). La simulation S-3 a permis de mettre en lumière l'effet de l'inclinaison des couches sur l'écoulement de l'eau. D'un côté, la présence d'une couche inclinée favorise l'écoulement latéral de l'eau et limite son infiltration dans la halde. Par contre, la déviation de l'eau par une couche inclinée est limitée par la pression d'entrée d'eau du matériau sous jacent. Le point dans une pente où l'eau commence à s'infiltrer dans les stériles, nommé « Down dip limit » (DDL), a été identifié dans la simulation S-3. La simulation S-4 a montré que la présence de zones très grossières formant des canaux ouverts dans une pente limite presque complètement l'écoulement vers l'intérieur dans les stériles en canalisant la majeure partie de l'eau suite à une précipitation extrême comme celle utilisée dans cette campagne de simulations. Finalement les simulations S-6-2 et S-7-2 ont permis d'étudier différentes méthodes de recouvrement sur les empilements de stériles reprofilés. Nous avons pu constater qu'une couverture monocouche permet de dévier une partie de l'eau de pluie accumulée mais que son efficacité est limitée dans les cas extrêmes. Une couverture multicouche composée de stériles miniers (matériaux grossiers) placée entre deux couches de matériaux plus fins permet de créer un effet de barrière capillaire qui limite plus efficacement l'infiltration de l'eau à l'intérieur des stériles.

### 6.3 Recommandations

Pour faire suite à cette étude, des travaux ultérieurs seraient nécessaires pour pouvoir mieux comprendre les phénomènes d'écoulement et d'infiltration dans les stériles miniers. En premier lieu, il serait intéressant de faire une campagne de terrain plus exhaustive où différents types d'essais d'infiltration pourraient être complétés. De plus, pour mieux comprendre le comportement de ces matériaux en laboratoire, il serait nécessaire d'étudier et de bien caractériser des stériles provenant de divers sites miniers. Avec des approches expérimentales plus appropriées et le développement

d'appareils de laboratoire de plus grande taille, on pourrait ainsi prendre en compte l'effet des plus grosses particules, ce qui offrirait sûrement la possibilité de mieux définir ces matériaux en laboratoire. Lors d'essais de conductivité hydraulique en laboratoire avec des matériaux contenant des particules grossières, il serait intéressant d'étudier la migration des fines au travers des échantillons à la fin des essais. Finalement, il faudrait pouvoir étudier l'infiltration de l'eau à l'intérieur d'un empilement de stériles à diverses échelles avec divers cycles de précipitation pour ainsi mieux comprendre les mécanismes d'infiltration de l'eau dans les haldes à stériles.

## LISTE DES RÉFÉRENCES

- ABDALLAH, A., TABANI, P., MASROURI, F. (2000). "Estimation des paramètres hydrodynamiques d'un sol saturé à partir d'essais d'infiltration au laboratoire". *1<sup>re</sup> Conférence conjointe AIH-CNC et SCG sur l'eau souterraine*. Montréal : Société Canadienne de Géotechnique. P. 373 - 378.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000a). *Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, États-Unis. C 127-84.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000b). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, États-Unis. D 422-63.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000c). *Standard Test Method for Specific Gravity of Soils*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, États-Unis. D 854-98.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000d). *Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2,700 kN-m/m<sup>3</sup>))*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, États-Unis. D 1557-91.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000e). *Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head)*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, États-Unis. D 2434-68.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000f). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification system)*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, États-Unis. D 2487-98.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000g). *Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, États-Unis. D 4318-84.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000h). *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.09, États-Unis. D 5084-90.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000i). *Standard Guide for Comparison of Field Methods for Determining Hydraulic Conductivity in the Vadose Zone*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.09, États-Unis. D 5126-90.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000j). *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.09, États-Unis. D 5856-95.

APITHY, S. (2003). *Étude du comportement de couvertures à effets de barrière capillaire placées sur des haldes à stériles en climat semi-aride*. 162p. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

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 Sc. Soc. Am. J.* 45. 1023-1030.

AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P. (2003a) "A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties". *Canadian Geotechnical Journal*. 40. 1104 – 1122.

AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P. (2003b) *Development of a model to predict the water retention curve using basic geotechnical properties*. Montréal : Éditions de l'École Polytechnique. 51 pp. EPM-RT-2003-01.

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., BERNIER, L. (2002a). *Environnement et gestion des rejets miniers*. [CD-ROM]. Montréal :Presses internationales Polytechnique.

AUBERTIN, M., FALA, O., BUSSIÈRE, B., MARTIN, V., CAMPOS, D., GAMACHE-ROCHETTE, A., CHOUTEAU, M., CHAPUIS, R.P. (2002b). "Analyse des écoulements de l'eau en conditions non saturées dans les haldes à stériles". *Symposium 2002 sur l'environnement et les mines*. 3 – 5 novembre 2002, Rouyn-Noranda, Canada.

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B. (2001). *Barrières de recouvrement multicouches*. Notes du cours « Stockage géologique des déchets ». (Non publiées) GML 6109. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Session Hiver 2001.

AUBERTIN, M., RICARD, J-F., CHAPUIS, R.P. (1998). "A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard rock mines". *Canadian Geotechnical Journal*. 35. 55 - 69.

AUBERTIN, M., AACHIB, M., MONZON, M., JOANES, A-M., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P. (1997). *Étude de laboratoire sur l'efficacité des barrières de recouvrement construites à partir de résidus miniers*. Rapport NEDEM 2.22.2b.

AUBERTIN, M., AACHIB, M., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P. (1996). "Recouvrements multicouches avec effets de barrière capillaire pour contrôler le DMA: études en laboratoire et in situ". *Symposium international, exemples majeurs et récents en géotechnique de l'environnement*. Paris, France.

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., AACHIB, M., CHAPUIS, R.P., CRESPO, J.R. (1996b). "Une modélisation numérique des écoulements non saturés dans des couvertures multicouches en sols". *Hydrogéologie*. 1. 3-13.

AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P., AACHIB, M., BUSSIÈRE, B., RICARD, J-F., TREMBLAY, L. (1995). *Évaluation en laboratoire de barrières sèches construites à partir de résidus miniers*. 195p. Rapport NEDEM 2.22.2a.

AUBERTIN, M. et CHAPUIS, R.P. (1991). "Considérations hydrogéotechniques pour l'entreposage des résidus miniers dans le nord-ouest du Québec". *Compte-rendus du Colloque sur la réduction et le drainage des effluents acides générés par l'activité minière*. Montréal. 3. 1-22.

AYRES, B.K., O'KANE, M., CHRISTENSEN, D., LANTEIGNE, L. (2002). "Construction and instrumentation of waste rock test covers at Whistle Mine, Ontario, Canada". *Tailings and Mine Waste '02, proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Tailings and Mine Waste*. Fort Collins, Colorado.

BARRICK GOLD. (2003). Site web. [En ligne]. <http://www.barrick.com/> (Page consultée le 17 février 2003)

Barrick Goldstrike Mines Inc. (BGMI). (1998). *Waste rock management plan*. Rapport interne. Février 1998.

BEWS, B.E., O'KANE, M.A., WILSON, G.W., WILLIAMS, D., CURREY, N. (1997). "The design of a low flux cover system, including lysimeters, for acid generating waste rock in semi-arid environments". *4<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 747 – 762.

BOUWER, H. (1995). "Chapter 12: Estimating the ability of the vadose zone to transmit liquids". *Handbook of Vadose Zone Characterization and Monitoring*. Wilson, L.G., Everett, L.G., Cullen, S.J. eds. Lewis Publishers. P. 177 – 188.

BROOKS, R.H., COREY, J.C. (1964). *Hydraulic properties of porous medium*. Colorado State University (Fort Collins), Hydrology Paper 3.

BURDINE, N.T. (1953). "Relative permeability calculations from pore-size distribution data". *Trans. Am. Inst. Of Min. and Metallurgical and Pet. Engrs*. 198: 71-78.

BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., AACHIB, M., CHAPUIS, R.P. (2000a). "The use of low sulphide tailings as the moisture retaining layer in engineered cover systems to prevent AMD". *6<sup>th</sup> Environmental engineering specialty conference of the CSCE and 2<sup>nd</sup> Spring conference of the geoenvironmental division of the CGS*. London, Canada: Société Canadienne de Géotechnique.

BUSSIÈRE, B., IDRISI, M., ELKADRI, N.E., AUBERTIN, M. (2000b). "Simulation des écoulements dans les milieux poreux de saturation variable à l'aide de la formulation mixte de l'équation de Richards". *1<sup>re</sup> Conférence conjointe AIH-CNC et SCG sur l'eau souterraine*. Montréal : Société Canadienne de Géotechnique. P. 335 - 342.

BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P. (2000c). "The use of hydraulic breaks to limit desaturation of inclined capillary barriers". *53<sup>rd</sup> CGS conference*. Montréal : Société Canadienne de Géotechnique. P. 465 - 472.

BUSSIÈRE B. (1999). *Étude du comportement hydrique de couvertures avec effets de barrière capillaire inclinées avec l'aide de modélisations physiques et numériques.* 393p. Thèse de doctorat en génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

CHAPUIS, R.P., CHENAF, D., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., CRESPO, R. (2001). "A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions". *Canadian Geotechnical Journal*. 38. 1113-1126.

CHAPUIS, R.P., CONTANT, A., BAASS, K.. (1996). Segregation of 0 20 mm crushed bases during compaction in laboratory conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 168-176.

CHAPUIS, R.P. (1990). "Sand-bentonite Liners : Field Control Methods". *Canadian Geotechnical Journal*. 27. 216-223.

CHOQUETTE, M., GÉLINAS, P., ISABEL, D. (1993). *Monitoring of acid mine drainage : chemical data from la mine Doyon – South waste rock dump.* Rapport NEDEM 1.14.2b.

DAVIS, G.B., RITCHIE, A.I.M. (1986). "A model of oxidation in pyritic mine wastes: part 1: equations and approximate solution". *Applied Mathematical Modelling*. 10. 314-322.

DAVIS, G.B., DOHERTY,G., RITCHIE, A.I.M. (1986). "A model of oxidation in pyritic mine wastes: part 2: comparison of numerical and approximate solutions".*Applied Mathematical Modelling*. 10. 323-329.

DERINGER, C. (2002, 9 février) *Dwg file*. [Courrier électronique à Vincent Martin], [En ligne]. Adresse par courrier électronique: vincent.martin@polymtl.ca

DERINGER, C., ASHWORTH, T. (2001) *Barrick Goldstrike Mines, Inc. Waste Rock Reclamation Closure Plan (draft)*. Barrick Goldstrike Mines Inc. Internal Report.

DINGMAN, S.L. (1994). *Physical hydrology*. Prentice Hall. 575p.

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL. (2001). *Essai de rétention capillaire en cellule Tempe*. Montréal : Laboratoire d'hydrogéologie et d'environnement minier, Département CGM, École Polytechnique de Montréal.

EPA (1993). "Section 7 : Vadose zone hydrologic properties (II) : Infiltration, conductivity and flux". *Subsurface characterization and monitoring techniques: A desk reference guide. Volume II: The vadose zone, field screening and analytical methods. Appendices C and D*. EPA/625/R-93/003b.

FALA, O. (2002). *Étude des écoulements non saturés dans les haldes à stériles à l'aide de simulations numériques*. 295p. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

FREDLUND, D., G., XING, A. (1994). "Equations for the soil – water characteristic curve". *Canadian Geotechnical Journal*. 31. 521-532.

FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, Inc. 517 pages.

FREDLUND, M.D., FREDLUND, D.G., WILSON, G.W. (2000). "An equation to represent grain-size distribution". *Canadian Geotechnical Journal*. 37. 817 - 827.

GAMACHE-ROCHETTE, A. (2002). *Revue de littérature sur la caractérisation de l'écoulement dans les haldes à stériles*. Département C.G.M., École Polytechnique de Montréal. Rapport interne (non publié).

GARDNER, W.R. (1958). "Some steady state solutions of unsaturated moisture flow equations with application to evaporation from a water table". *Soil Science*. 85. 228 – 232.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. (2002a). *SEEP/W for Finite Element Seepage Analysis, Version 5: User's Guide*. Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd. 457p.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. (2002b). *SEEP/W*. Version 5.11. [Logiciel]. Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd. Fichier informatique (21,5 Mo).

GRAY, N.F. (1997). "Environmental impact and remediation of acid mine drainage: a management problem". *Environmental Geology*. 30. 62-71.

HARRIES, J.R., RITCHIE, A.I.M. (1985). "Pore gas composition in waste rock dumps undergoing pyritic oxidation". *Soil Science*. 140:2. 143 - 152.

HERASYMUIK, G.M. (1996). "Hydrogeology of a sulfide waste rock dump". 184p. Mémoire de maîtrise en génie civil, University of Saskatchewan.

HILLEL, D. (1998). *Environmental Soil Physics*. Academic Press. 771p.

HOLLINGS, P., HENDRY, M.J., NICHOLSON, R.V., KIRKLAND, R.A. (2001). "Quantification of oxygen consumption and sulphate release rates for waste rock piles using kinetic cells: Cluff lake uranium mine, northern Saskatchewan, Canada". *Applied Geochemistry*. 16. 1215 - 1230.

HOLTZ, R.D, KOVÀCS, W.D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Trad. J. Lafleur. Montréal, Canada : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal. 808p.

HUSSEN, A.A., WARRICK, A.W. (1995). "Tension infiltrometers for the measurement of vadose zone hydraulic properties". *Handbook of Vadose Zone Characterization and Monitoring*. Wilson, L.G., Everett, L.G., Cullen, S.J. eds. Lewis Publishers. P. 189 – 201.

KLEINMANN, R.L.P., CRERAR, D.A., PACELLIL, R.R. (1981). "Biogeochemistry of acid mine drainage and a method to control acid formation". *Mining Engineering*. 300-304.

KNIGHT PIÉSOLD LLC. (1998). *Procedures for Air Entry Permeameter*. Internal Report.

LAMONTAGNE, A. (2001). Étude de la méthode d'empilement des stériles par entremêlement de couches pour prévenir le DMA. 241p. Thèse de doctorat (préliminaire), Université Laval.

LAMONTAGNE, A., LEFEBVRE, R., POULIN, R. (2000). "Transfert de l'eau et de l'oxygène dans une halde à stériles construite par entremêlement par couches". *Colloque NEDEM 2000 sur la recherche de méthodes innovatrices pour le contrôle du drainage minier acide*. Sherbrooke, Canada : NEDEM. P. 5.12 - 5.24

LEBEAU, M. (1998). *Modélisation de l'état hydrique dans les structures de chaussées en période estivale*. Mémoire de maîtrise en génie civil, École Polytechnique de Montréal.

LEFEBVRE, R., LAMONTAGNE, A., WELS, C., ROBERTSON, A.M. (2002). "Simulation numérique du DMA dans la halde Sugar Shack South de la mine Questa, Nouveau-Mexique". *Symposium 2002 sur l'environnement et les mines*. 3 – 5 novembre 2002, Rouyn-Noranda, Canada.

LEFEBVRE, R. (1994). *Caractérisation et modélisation du drainage minier acide dans les haldes à stériles*. 375p. Thèse de doctorat en génie géologique, Université Laval.

LEONG, E.C. et RAHARDJO, H. (1997a). Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of Geotechnical et Geoenvironmental Engineering*, 123: 1106-1117.

- LEONG, E.C. et RAHARDJO, H. (1997b). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical et Geoenvironmental Engineering*, 123: 1118-1126.
- LI, B., GARGA, V.K., DAVIES, M.H. (1998). "Relationships for non-darcy flow in rockfill". *Journal of Hydraulic Engineering*. Feb. 1998. 206-212.
- LI, M. (2000). "Unsaturated flow and solute transport observations in large waste rock columns". *5<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 247 - 256.
- LI, M.G., ST-ARNAUD, L. (1997). "Hydrogeochemistry of secondary mineral dissolution: column leaching experiment using oxidized waste rock". *4<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 465 - 477.
- MACE, A., RUDOLPH, D.L., KACHANOSKI, R.G. (1998). "Suitability of parametric models to describe the hydraulic properties of an unsaturated coarse sand and gravel". *Groundwater*. 36:3. 465 - 475.
- MALOUF, E.E. (1990). "Section 6.9: Waste dumps". *Surface Mining*. Ed. B.A. Kennedy. SME. P. 883 - 899.
- MARSHALL, T.J., HOLMES, J.W., ROSE, C.W. (1996). *Soil physics*. 3<sup>rd</sup> ed. Cambridge University Press. 453p.
- MARTIN, V. (2001). *Trip Report to Barrick Goldstrike Mines*. Département des genies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Rapport interne.
- MASSE, I. (2003). *Étude des différents facteurs influençant les essais de traceur en conditions non saturées*. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

- MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P., BUSSIÈRE, B. (2002). "Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity". *Geotechnical and Geological Engineering*. 20. 235 – 259.
- MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P. (2000a). "Simple hydraulic functions derived from basic tailings properties". *6<sup>th</sup> Environmental engineering specialty conference of the CSCE and 2<sup>nd</sup> Spring conference of the geoenvironmental division of the CGS*. London, Canada: Société Canadienne de Géotechnique. P.183 – 189.
- MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P., BUSSIÈRE, B. (2000b). "Développement de fonctions hydriques utilisant les propriétés géotechniques de base". *1<sup>re</sup> Conférence conjointe AIH-CNC et SCG sur l'eau souterraine*. Montréal : Société Canadienne de Géotechnique. P. 343 - 350.
- MORIN, K.A., GERENCHER, E., JONES, C.E., KONASEWICH, D.E. (1991). *Critical literature review of acid drainage from waste-rock*. 193p. Rapport NEDEM 1.11.1.
- MUALEM, Y. (1986). "Hydraulic conductivity of unsaturated soils : Prediction and formulas". *Methods of Soil Analysis, Part I, 2<sup>nd</sup> Edition*, A. Klute (ed.), *Agron. Monogr.* No. 9, ASA and SSSA, Madison, WI, 799-823.
- MUALEM, Y. (1976). "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". *Water Resources Research*. 12. 513-522.
- MUNROE, E.A., McLEMORE, V., KYLE, P. (1999). "Waste rock pile characterization, heterogeneity, and geochemical anomalies in the Hillsboro Mining District, Sierra County, New Mexico". *Journal of Geochemical Exploration*. 67. 391 - 405.
- NEWMAN, L.L., HERASYMUIK, G.M., BARBOUR, S.L., FREDLUND, D.G., SMITH, T. (1997). "The hydrogeology of waste rock dumps and a mechanism for unsaturated preferential flow". *4<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 551 - 564.

NICHOL, C.F. (2002). *Transient Flow and Transport in Unsaturated Heterogeneous Media: Field Experiments in Mine Waste Rock*. 389p. Thèse de doctorat en sciences de la terre, University of British-Columbia.

NICHOL, C., SMITH, L., BECKIE, R. (2000). "Hydrogeologic behavior of unsaturated waste rock: an experimental study". *5<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 215 - 224.

NICHOLSON, R.V., GILLHAM, R.W. et REARDON, E.J. (1988). "Pyrite oxidation in carbonate-buffered solution : 1. Experimental kinetics". *Geochemica et Cosmochimica Acta*. 52. 1077-1085.

NOËL, M.M., KUO, E.Y., GARVIE, A.M. (2000). "Gaseous oxygen transport and the design of soil covers for waste rock dumps". *53<sup>rd</sup> CGS conference*. Montreal : Société Canadienne de Géotechnique. P. 527 - 534.

NOËL, M.M., RITCHIE, A.I.M. (1999). "Some physical properties of water transport in waste rock material". *Mine, Water and Environment Proceedings of the International Congress of the International Mine Water Association*. Sevilla, Spain : International Mine Water Association. P. 449 - 454.

O'KANE, M., PORTERFIELD, D., WEIR, A., WATKINS, L. (2000). "Cover system performance in a semi-arid climate on horizontal and slope waste rock surfaces". *5<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*.

PITEAU ENGINEERING LTD. (1999). *Mined rock and overburden piles*. Final report of the rock drain research program. Feb. 1999.

RASSAM, D.W., WILLIAMS, D.J. (1997). "Geotechnical characterisation of mine waste". *1<sup>st</sup> Australia - New Zeland conference on environmental geomechanics, 26 - 28 November 1997*. Melbourne, Australia : Eds. A.A. Bouazza, J. Kodikara & R.J. Parker. Rotterdam, A.A. Balkema. P. 459 - 464.

- RIJTEMA, P.E. (1965). "An analysis of actual evapotranspiration". Rep. 659, *Cent. For Agri. Publ. and Doc.*, Wageningen, Netherlands.
- RITCEY, G.M. (1989). *Tailings Management, Problems and Solutions in the Mining Industry*, Amsterdam: Elsevier.
- RITCHIE, A.I.M. (1994). "The waste rock environment". *Short course handbook on environmental geochemistry of sulfide mine wastes*, Mineralogical Association of Canada. Waterloo, Ontario : Eds. J.L. Jambor & D.W. Blowes. P. 133 - 161.
- ROWLETT, D.K., BARBOUR, S.L. (2000). "Development of a stand-pipe lysimeter to measure suction and collect a pore water sample in waste rock piles". *5<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 235 - 245.
- SARETZKY, G.T., WILSON, G.W. (2000). "Hydrological characterisation of a sulfide waste rock dump". *5<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 205 - 213.
- SCHAFER AND ASSOCIATES. (1997). *Barrick Goldstrike Main Waste Facility Water Balance*. Internal Report prepared for Barrick Gold Corporation.
- SENES Consultants. (1994). *Handbook for waste rock sampling techniques*. Rapport NEDEM 4.5.1.
- SHARON, R. (2000). *Slope stability and operational control at Barrick Goldstrike*. Department of Geotechnical Engineering, Barrick Goldstrike Mines Inc. Rapport interne.
- SHARON, R., MITCHELL, B. (1997). *Summary tables of Betze-Post pit rock and soil geotechnical laboratory tests*. Departement of Geotechnical Engineering, Barrick Goldstrike Mines Inc. Memorandum (13/02/97).

- SHAW, S., WELS, C., ROBERTSON, A. (2002). "Physical and geochemical characterization of mine rock piles at the Questa Mine, New Mexico: An overview". *Tailings and Mine Waste '02, Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Tailings and Mine Waste*. Fort Collins, Colorado. P. 447 – 458.
- SHERLOCK, E.J., LAWRENCE, R.W., POULIN, R. (1995). "On the neutralization of acid rock drainage by carbonate and silicate minerals". *Environmental Geology*. 25. 43-54.
- SMITH, L., LOPEZ, D.L., BECKIE, R., MORIN, K., DAWSON, R., PRICE, W. (1995). *Hydrogeology of waste rock dumps*. 125p. Rapport NEDEM PA-1.
- SRK (Steffen, Robertson et Kirsten). (1989). *Draft Acid Rock Technical Guide*. BC-AMD Task Force, Vol. 1.
- ST-ARNAUD, L. (1991). "La géochimie des eaux de drainage minier acides". *Les Mines, le Développement Durable, et l'Environnement, Collection Environnement et Géologie, APGGQ*. 12. P.175-183.
- STEENHUIS, T.S., PARLANGE, J.-Y., ABURRINE, S.A. (1995). "Chapter 5 : Preferential flow in structured and sandy soils : Consequences for modeling and monitoring". *Handbook of Vadose Zone Characterization and Monitoring*. Wilson, L.G., Everett, L.G., Cullen, S.J. eds. Lewis Publishers. P. 61 – 77.
- SWANSON, D.A., SAVCI, G., DANZIGER, G., WILLIAMSON, A., BARNES, C. (2000). "Unsaturated hydrologic assessment of waste rock stockpiles in semi-arid climates". *5<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 1273 – 1282.
- SWANSON, D.A., SAVCI, G., DANZIGER, G., MOHR, R.N., WEISKOPF, T. (1999). "Predicting the soil-water characteristics of mine soils". *Tailings and mine waste '99*. Balkema, Rotterdam. P. 345 - 349.

- TODD, D.K. (1980). *Groundwater hydrology*. 2<sup>e</sup> ed. John Wiley & Sons. 535p.
- UHRIE, J.L., KOONS, G.J. (2001). "Evaluation of deeply ripping truck-dumped copper leach stockpiles". *Mining Engineering*. December 2001. 54-56.
- VAN GENUCHTEN, M.Th., LEIJ, F.J., YATES, S.R. (1991). *The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils*. Environmental Protection Agency. EPA/600/2-91/065.
- VAN GENUCHTEN, M. Th. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44. 892-898.
- VANAPALLI, S.K. (2003). Simple techniques for estimating the shear strength and the coefficient of permeability of unsaturated soils. [En ligne]. [http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/MnRoad\\_Project/m-e\\_group/Unsat/Dr.Vanapalli.pdf](http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/MnRoad_Project/m-e_group/Unsat/Dr.Vanapalli.pdf) (Page consultée le 7 mai 2003)
- VANAPALLI, S.K., WRIGHT, A., FREDLUND, D.G. (2000). "Shear strength behavior of a silty soil over the suction range from 0 to 1 000 000 kPa". *53<sup>rd</sup> CGS conference*. Montreal : Société Canadienne de Géotechnique. P. 1161 - 1168.
- WELLS, C., FORTIN, S., LOUDON, S. (2002). "Assessment of store-and-release cover for Questa tailings facility, New Mexico". *Tailings and Mine Waste '02, Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Tailings and Mine Waste*. Fort Collins, Colorado. P. 459 – 468.
- WELLS, C., LOUDON, S., FORTIN, S. (2002). "Factors influencing net infiltration into mine rock piles at Questa mine, New Mexico". *Tailings and Mine Waste '02, Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Conference on Tailings and Mine Waste*. Fort Collins, Colorado. P. 469 – 477.

WELLS, C., O'KANE, M. (2003). "Mine waste cover system design – Linking predicted performance to groundwater and surface water impacts". *6<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*.

WELLS, C., O'KANE, M., FORTIN, S. (2001). "Assessment of water storage cover for Questa tailings facility, New Mexico". *9<sup>th</sup> Annual Conference of the American Society for Surface Mining Reclamation*. Albuquerque, New Mexico: The American Society for Surface Mining Reclamation.

WELLS, C., O'KANE, M., FORTIN, S., CHRISTENSEN, D. (2001). "Infiltration test plot study for mine rock piles at Questa Mine, New Mexico". *9<sup>th</sup> Annual Conference of the American Society for Surface Mining Reclamation*. Albuquerque, New Mexico: The American Society for Surface Mining Reclamation.

WICKHAM, M., SWANSON, E., LOGSDON, M., CLARK, J. (1999). "An alternative approach to characterising existing waste rock dumps". *Tailings and mine waste '99*. Balkema, Rotterdam. P. 51 - 57.

WILLIAMS, D.J. (1998). "Depositional behaviour of coal tailings, co-disposed coal washery wastes, and loose-dumped coarse reject". *AusIMM '98 - The Mining Cycle*. Mount Isa, Australia. P. 341 - 346.

WILSON, G.W., WICKLAND, B., FINES, P. (2002). "Concepts for Co-Mixing Waste Rock and Tailings". *Symposium 2002 sur l'environnement et les mines*. 3 – 5 novembre 2002, Rouyn-Noranda, Canada.

WILSON, J.A., WILSON, G.W., FREDLUND, D.G. (2000). "Numerical modeling of vertical and inclined waste rock layers". *5<sup>th</sup> International Conference on Acid Rock Drainage*. P. 257 – 266.

YAZDANI, J., BARBOUR, L., WILSON, W. (2000). "Soil water characteristic curve for mine waste rock containing coarse material". *6<sup>th</sup> Environmental engineering specialty conference of the CSCE and 2<sup>nd</sup> Spring conference of the geoenvironmental division of the CGS*. London, Canada: Société Canadienne de Géotechnique. P. 198 - 202.

YAZDANI, J. (1995). *Soil water characteristic curve for mine waste rock containing coarse material*. 90p. Mémoire de maîtrise en génie civil, University of Saskatchewan. Saskatoon, Canada.

ZHAN, G. (2000). *Experimental and theoretical studies on leach pad hydraulics and transport behavior during rinsing*. 180p. Thèse de doctorat, University of Nevada, Reno.

ZHAN, G., AUBERTIN, M., MAYER, A., BURKE, K., McMULLEN, J. (2002). "Capillary cover design for leach pad closure". *SME Annual Meeting*. Denver, Colorado : Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. P. 104 - 110.

ZHAN, G., MAYER, A.B., McMULLEN, J., AUBERTIN, M. (2001). "Slope effect study on the capillary cover design for a spent leach pad". *Tailings and Mine Waste '01*. Fort Collins, Colorado.

## **ANNEXE A**

CD-ROM contenant les informations suivantes :

- Version électronique du mémoire;
- Données de terrain;
- Résultats de laboratoires;
- Simulations numériques et résultats des simulations.