



**Titre:** Utilisation des stériles miniers concassés et compactés comme  
Title: couche de contrôle des écoulements pour contrôler le DMA

**Auteur:** Marc Rossit  
Author:

**Date:** 2020

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

**Référence:** Rossit, M. (2020). Utilisation des stériles miniers concassés et compactés comme  
Citation: couche de contrôle des écoulements pour contrôler le DMA [Mémoire de maîtrise,  
Polytechnique Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/5557/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/5557/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Bruno Bussière, & Thomas Pabst  
Advisors:

**Programme:** Génie minéral  
Program:

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

et

l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue

**Utilisation des stériles miniers concassés et compactés comme couche de  
contrôle des écoulements pour contrôler le DMA**

**MARC ROSSIT**

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie Minéral

Décembre 2020

# **POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

et

l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue

Ce mémoire intitulé:

## **Utilisation des stériles miniers concassés et compactés comme couche de contrôle des écoulements pour contrôler le DMA**

Présenté par: **Marc ROSSIT**

Pour un mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Maîtrise ès sciences appliquées

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

Abdelkabir **MAQSOU**D, président

Bruno **BUSSIÈRE**, membre et directeur de recherche

Thomas **PABST**, membre et codirecteur de recherche

Éric **ROSA**, membre

## DÉDICACE

*“L'imagination gouverne le monde.”*

*Napoléon Bonaparte*

## REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont tout d'abord à mon directeur de recherche monsieur Bruno BUSSIÈRE pour son encadrement, sa jovialité, sa disponibilité et son soutien rempli de métaphores qui m'ont permis d'aller jusqu'au bout. Je tiens également à remercier mon co-directeur, Thomas PABST pour ses judicieuses recommandations pour la rédaction du mémoire.

Un grand merci aux intendants du pôle environnement de la mine Westwood-Doyon de IAMGOLD, messieurs Sylvain LORTIE et Mario GAGNON, pour leur collaboration fructueuse et leur disponibilité pour la construction de la cellule expérimentale.

Je remercie l'équipe de l'URSTM pour le support technique au laboratoire et sur le terrain. Je remercie particulièrement, Alain, Elvin, Joël, Patrick Sylvette et Yvan. J'exprime aussi ma reconnaissance envers le personnel administratif.

Je tiens à présent remercier Monsieur Abdelkabar MAQSoud et Éric ROSA. Vous me faites l'honneur d'accepter de juger cette maîtrise.

Maintenant qu'il est temps de relâcher la pression, je tiens à remercier comme il se doit mes amis et mes colocataires de Rouyn à Montréal devenus au fil du temps ma deuxième famille et qui ont contribué à mon bien-être pendant ces 4 années. A mes amis Abdeljalil, Abdellatif, Alban, Andrée et Nicolas, Bryce, Chloé, Emma, Gabrielle, Guillaume, Jaco, Loïc, Maëlle, Morgane, Paco, Régis, Vincent, et Youssef. A mes partners, Faneva Manambina, Moïse, Nico, Simon, Tom et Wiwi. Merci aux Bleus de nous avoir fait rêver et redonné espoir à l'autre bout du monde pendant l'été 2018. Aux Rouyn-Norandais(es) que j'ai connu. Votre énergie et votre positivité sont exemplaires.

Je tiens à clôturer cette partie en remerciant maintenant toute ma famille pour leurs encouragements dans tout ce que j'ai entrepris depuis le début. Je ne vous remercierai jamais assez. Merci aussi à mes amis basés en France, « Loin des yeux, près du cœur ».

## RÉSUMÉ

L'exploitation de la fosse Doyon a produit pendant plusieurs années des quantités importantes de roches stériles que la mine a accumulé à la surface dans deux haldes nommée halde Nord et halde Sud. Les roches entreposées dans la halde Sud, composées de minéraux réactifs, relâchent des quantités importantes de drainage minier acide (DMA) lorsqu'elles sont au contact de l'air et de l'eau. La mine Westwood localisée à côté de l'ancienne mine Doyon, dans son exploitation, continue de générer des stériles miniers mais qui sont cette fois-ci peu ou pas générateurs de DMA. Aujourd'hui, la mine souhaiterait restaurer la halde Sud. De façon provisoire, la mine souhaiterait évaluer l'option de réduire les flux de DMA à traiter en construisant un recouvrement composé de stériles miniers concassés et compactés qui proviendraient de la mine Westwood. L'objectif principal de cette étude est d'estimer combien d'eau pourra être déviée par ce genre de recouvrement.

Des essais en laboratoire ont été menés pour d'abord caractériser les propriétés hydrogéologiques et géotechniques des matériaux. Le stérile 0/19 mm de la mine Westwood a été classifié comme un sable silteux avec présence de graviers, selon la classification USCS. Les résultats des essais aux limites d'Atterberg ont montré que la fraction fine des stériles est faiblement plastique et non argileuse. Des essais de compactage ont permis de déterminer les teneurs en eau optimales et les masses volumiques sèches optimales. Les caractéristiques hydrogéologiques des stériles 0/19 mm et 0/800 mm ont aussi été testées en laboratoire. Une différence notable a été constatée entre les CRE des deux matériaux. La capacité de rétention d'eau du stérile concassé 0/19 mm est plus importante ( $\psi_a=300$  cm) que dans le stérile brut ( $\psi_a=3$  cm). La conductivité hydraulique saturée a été évaluée entre  $10^{-4}$  et  $10^{-5}$  cm/s pour les stériles concassés et entre  $10^{-2}$  et  $10^{-3}$  cm/s dans les stériles bruts.

Un recouvrement expérimental fait de stériles miniers Westwood de 50 m de long, sur 9 m de large avec des pentes à 10% et 20% a été conçu et construit à la mine. Il est composé d'une couche de 60 cm d'épaisseur en stériles miniers concassés compactés (0/19 mm) qui repose sur une couche de fondation en stériles miniers brut de 1,50 m d'épaisseur (0/800 mm). Le recouvrement a été construit sur la halde Sud au mois d'août 2018 et a été équipé de 6 stations qui ont mesurées la teneur en eau volumique et la succion à 20, 50 et 90 cm de profondeur. Deux drains ont été installés à la surface de la cellule expérimentale pour quantifier le ruissellement. Des lysimètres installés

sous les stériles miniers de fondation (0/800 mm) ont permis d'estimer les volumes d'eau qui s'infiltrèrent à travers le recouvrement. Les données obtenues (percolation, ruissellement et stockage) ont ensuite été comparées avec les données de précipitations enregistrées par la station météorologique du site.

Le suivi en conditions naturelles a montré que la teneur en eau volumique dans les couches à l'automne est significativement supérieure à celle l'été. Les eaux collectées par les drains de surface ont permis d'estimer un taux de ruissellement moyen de 40% pour la pente inclinée à 20% contre 20% pour la pente inclinée à 10%. La partie du recouvrement inclinée à 20% a aussi été testée sous un taux de précipitations critique de 24,6 mm/h pendant 3 heures, représentant un événement extrême ayant une période de récurrence de 75 à 100 ans; cet événement correspond à un volume d'eau appliqué sur la surface de la cellule expérimentale de 11,3 m<sup>3</sup> ou 82 mm/m<sup>2</sup>. Le taux de récupération calculé a montré que le recouvrement permet de dévier à l'aide du ruissellement 95% des volumes d'eau appliqués en surface. La différence entre le taux de récupération calculé lors du suivi en conditions naturelles et celui de l'essai simulé avec un taux intense de précipitation a montré que l'efficacité de la couche dépend de la durée pendant laquelle la précipitation est appliquée. Cette différence dépend aussi de l'état de la teneur en eau volumique au début de l'épisode de précipitations. Plus la teneur en eau volumique initiale est élevée au début d'un épisode de précipitation, plus la déviation est importante. L'analyse des taux de précipitation a montré qu'à partir d'un taux de précipitation supérieur à 1,5 mm/h, la pente inclinée à 20% a dévié plus d'eau, sinon, pour les taux de précipitation inférieurs à 1,5 mm/h, le taux est à peu près équivalent pour les deux pentes.

Les résultats expérimentaux ont démontré que, pour limiter les flux de DMA provenant de la halde Sud, la construction d'un recouvrement provisoire fait de stériles miniers concassés (0/19 mm) compactés permettrait de dévier une quantité importante d'eau vers le bas de la cellule, ce qui limiterait les volumes de DMA générés et diminuerait les coûts de traitement de manière conséquente.

## ABSTRACT

The operation of the Doyon pit for several years produced significant quantities of waste rock that the mine accumulated at the surface in two dumps called the North Dump and the South Dump. Rocks stored in the South Dump, composed of reactive minerals, release significant amounts of acid mine drainage (AMD) when exposed to air and water. The Westwood mine located next to the former Doyon mine, in its operation, continues to generate waste rock but low acid generating potential. In a near future, the mine would like to reclaim the South Dump. One of the options to reduce the volume of AMD to be treated is to build a cover made of crushed and compacted waste rock that would come from the Westwood mine. The main objective of this study is to assess how much water can be diverted by this kind of cover.

Firstly, laboratory tests were carried out to characterize the hydrogeological and geotechnical properties of the tested materials. The 0/19 mm waste rock from the Westwood mine was classified as silty sand with the presence of gravels, according to the USCS classification. The results of the Atterberg test showed that the fine fraction of the waste rock is weakly plastic and not clayey. Compaction tests were performed to determine the optimum water contents and the optimum dry densities. The hydrogeological characteristics of the 0/19 mm and 0/800 mm waste rock were also tested in the laboratory. A significant difference was observed between the water retention curves (WRCs) of the two materials. The air entry value (AEV) of the 0/19 mm crushed waste rock is greater (AEV = 300 cm) than in the raw waste rock (AEV = 3 cm). The saturated hydraulic conductivity was evaluated between  $10^{-4}$  and  $10^{-5}$  cm/s for the crushed waste rock and between  $10^{-2}$  and  $10^{-3}$  cm / s for the coarse waste rock.

An experimental cover made of Westwood waste rock of 50 m long, 9 m wide with 10% and 20% slopes was designed and built at the mine. This cover is made of 60 cm of compacted crushed mine waste rock (0/19 mm) at the top and 1.50 m of coarse waste rock (0/800 mm). The cover was built on the South Dump in August 2018 and was equipped with 6 monitoring stations that measured the volumetric water content and suction at several depths (20, 50 and 90 cm). Two drains were installed at the surface of the experimental cell to quantify the runoff. Lysimeters installed at the base of the waste rock (0/800 mm) allowed to estimate the volumes of water that infiltrated the cover. The data obtained (percolation, runoff and storage) were then compared with the precipitation data recorded by the site meteorological station.

Monitoring under field conditions showed that the volumetric water content in the layers is significantly higher in Fall than in the Summer. The water collected by the surface drains allowed to estimate an average runoff rate of 40% for the slope inclined at 20% instead to 20% for the slope inclined at 10%. The 20% inclined part of the cover was also tested under a critical precipitation rate of 24.6 mm/h during 3 hours, representing an extreme event with a return period of 75 to 100 years. The volume of water applied to the surface of the experimental cell is 11.3 m<sup>3</sup> or 82 mm/m<sup>2</sup>. The recovery rate showed that the cover can divert 95% of the water volumes applied to the surface by runoff. The difference between the recovery rate calculated for natural conditions and the artificial intense rainfall event showed that the effectiveness of the cover depends also on the precipitation duration. This difference depends on the initial volumetric water content of the cover at the start of the precipitation event. A higher initial volumetric water content induces a greater diversion capacity. Results analysis showed that for a precipitation rate greater than 1.5 mm/h, the 20% inclined slope diverted more water, otherwise, for precipitation rates less than 1.5 mm/h, the diversion capacity is roughly equivalent for both slopes.

The results suggest that, to limit the volume of AMD generated by the South Dump, the construction of a temporary cover made of compacted crushed mine waste rock (0/19 mm) to divert precipitation water is an interesting alternative. If this diverted water can be separated from the AMD, a significant reduction of the water treatment cost can be achieved.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XVII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXVII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte du projet .....	1
1.1.1 Objectifs principaux .....	5
1.1.2 Contenu du mémoire .....	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	7
2.1 Profil hydrique d'un sol et ses propriétés.....	7
2.1.1 Notions de base concernant les milieux poreux saturés et non saturés .....	7
2.1.2 Porosité et indice des vides .....	9
2.1.3 Teneur en eau massique et volumique .....	10
2.2 Écoulements de l'eau en milieu saturé.....	11
2.2.1 Charge hydraulique .....	11
2.2.2 Loi de Darcy.....	12
2.2.3 Limites de l'équation générale de Darcy.....	14
2.3 Équations d'écoulement de l'eau en milieu non saturé.....	15
2.3.1 Équation de continuité.....	15

2.3.2	Généralisation de la loi de Darcy en milieu non saturé.....	17
2.4	Propriétés des matériaux en milieu non saturé.....	19
2.4.1	Généralités sur la courbe de rétention d'eau (CRE).....	19
2.4.2	Fonction de conductivité hydraulique.....	27
2.4.3	Effet d'hystérésis.....	34
2.5	Bilan hydrique dans un recouvrement incliné.....	37
2.6	L'infiltration.....	39
2.6.1	Généralités.....	39
2.6.2	Équations d'infiltration.....	40
2.6.3	Généralités sur les effets de barrière capillaire pendant l'infiltration.....	44
2.7	Ruissellement.....	53
2.8	Dernières remarques.....	57
CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION DES MATERIAUX.....		58
3.1	Échantillonnage.....	58
3.2	Analyses granulométriques.....	59
3.2.1	Approche méthodologique.....	59
3.2.2	Résultats des analyses granulométriques.....	60
3.3	Caractérisation de la fraction fine (limites d'Atterberg).....	62
3.3.1	Résultats des essais de consistance.....	62
3.3.2	Valeur au bleu de méthylène.....	63
3.4	Densité relative des grains solides ( $D_r$ ).....	64
3.5	Essais de compactage.....	64
3.6	Conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ ).....	66
3.6.1	Montages des essais et préparation des matériaux.....	66

3.6.2	Résultats des essais de conductivité hydraulique saturé .....	68
3.7	Évaluation de la courbe de rétention d'eau en colonne.....	70
3.7.1	Principe de l'essai en drainage libre.....	70
3.7.2	Contrôle de la porosité moyenne des colonnes .....	71
3.7.3	Détermination de la CRE en cellule Tempe grand format .....	72
3.7.4	Résultats des essais de courbe de rétention d'eau .....	76
CHAPITRE 4 CONCEPTION, CONSTRUCTION ET INSTRUMENTATION DE LA CELLULE EXPÉRIMENTALE .....		80
4.1	Contexte environnemental de l'étude.....	80
4.1.1	Conception de la cellule expérimentale .....	80
4.1.2	Instrumentation et suivi du comportement hydrogéologique de la cellule expérimentale .....	85
4.2	Terrassement et construction de l'ouvrage.....	89
4.2.1	Préambule.....	89
4.2.2	Aspects de santé et sécurité durant la réalisation des travaux.....	89
4.2.3	Construction de la cellule expérimentale .....	90
4.2.4	Construction de la couche de stériles miniers 0/800 mm.....	94
4.2.5	Construction de la couche de déviation (stériles concassés 0/19 mm) .....	96
4.2.6	Contrôle qualité .....	97
4.3	Essais d'infiltration sur le terrain .....	101
4.3.1	Essai d'infiltration ponctuelle et à grande échelle .....	101
CHAPITRE 5 RÉSULTATS .....		104
5.1	Suivi de l'évolution des données en conditions naturelles.....	104
5.2	Suivis hydrogéologiques et météorologique .....	105
5.2.1	Tendance générale des courbes .....	108

5.2.2	Évolution de la teneur en eau et des succions de la station PW1.....	109
5.2.3	Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW2.....	111
5.2.4	Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW3.....	113
5.2.5	Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW4.....	115
5.2.6	Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW5.....	117
5.2.7	Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW6.....	119
5.2.8	Analyse statistique des TEV .....	122
5.2.9	Ruissellement en conditions naturelles .....	125
5.3	Suivi de l'évolution des données en conditions contrôlées de précipitations importantes .....	127
5.3.1	Évolution de la teneur en eau volumique et de la succion .....	128
CHAPITRE 6 INTERPRÉTATIONS DES RÉSULTATS ET DISCUSSION .....		135
6.1	Comparaison des CRE prédites et mesurées au laboratoire et in situ .....	135
6.2	Analyse quantitative du ruissellement.....	138
6.2.1	Débits mesurés et précipitations.....	138
6.2.2	Effet de la longueur de pente sur le ruissellement .....	141
6.2.3	Estimation de ruissellement par la percolation .....	142
6.2.4	Limites de l'interprétation.....	145
6.3	Prédiction du ruissellement par méthode in situ ou analytique.....	145
6.3.1	Estimation du délai avant ruissellement.....	146
6.3.2	Limite à l'utilisation de la méthode d'infiltration dans la prédiction du délai avant ruissellement.....	152
6.4	Modèle conceptuel du mouvement de l'eau dans la cellule.....	152
6.5	Autres aspects non discutés.....	154
6.5.1	Érosion .....	154

6.5.2	Qualité de l'eau de surface .....	155
6.5.3	Contraintes expérimentales rencontrées .....	157
CHAPITRE 7	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....	159
7.1	Conclusions .....	159
7.2	Recommandations .....	162
RÉFÉRENCES	.....	165
ANNEXES	.....	182

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Modèles mathématiques de corrélation pour la description de la courbe de rétention à partir des points expérimentaux.....	24
Tableau 2-2 : Tableau récapitulatif des différents types de modèles développés pour déduire la fonction de perméabilité.....	32
Tableau 2-3: Principales fonctions d'infiltration utilisées pour calculer l'infiltration en fonction du temps $i(t)$ (d'après Jaton (1982), Parhi, Mishra et al., (2007), (Parhi 2014) et Musy et Higy (2004)).....	42
Tableau 2-4 : Répertoire des différents modèles utilisés pour estimer la longueur de déviation effective.....	50
Tableau 3-1 : Gammes de tamis employées pour l'essai d'analyse granulométrique. ....	59
Tableau 3-2 : Résultats des analyses granulométriques des échantillons de stériles miniers 0/50 mm et 0/19 mm échantillonnés à la mine Westwood. $D_{10}$ : $D_{30}$ : $D_{50}$ : $D_{60}$ : $C_U$ : $C_C$ :.....	61
Tableau 3-3 : Résultats des essais Proctor normal pour les stériles 0/50 mm et 0/19 mm. La densité optimale pour le 0/50 mm est de $2,37 \text{ g/cm}^3$ et de $2,35 \text{ g/cm}^3$ pour les stériles 0/19mm .....	65
Tableau 3-4 : Paramètres caractéristiques des courbes de rétention d'eau des stériles 0/50 mm et 0/19 mm déterminés au laboratoire et prédits avec le modèle MK ( $\psi_a$ ; WEV ; $\theta_r$ et $\theta_s$ )....	77
Tableau 5-1 : Résultats de l'essai de mouillage réalisé en septembre 2019. ....	128
Tableau 6-1 : Taux de ruissellement calculés par la méthode des tranches pour la pente inclinée à 20% au niveau de la station PW2 en fonction de plusieurs évènements de précipitations. .	143
Tableau 6-2 : Mesures de l'essai d'infiltration mené avec le perméamètre de Guelph .....	147
Tableau 6-3 : Données de teneur en eau et de succion mesurées par les différentes stations avant le début de l'essai d'infiltration à grande échelle le 5 septembre 2019 à 10h20. ....	149
Tableau 6-4 : Valeurs des temps estimés avant l'apparition du ruissellement à l'aide du modèle à base physique de Green et Ampt (1911) .....	151
Tableau 6-5 : Principaux résultats des analyses chimiques sur l'eau de ruissellement prélevée dans les cuves de stockage après deux semaines de temps de résidence. ....	155

Tableau A-1 : Quantitatif des matériaux prélevés pour réaliser les différents essais de caractérisation physique et hydrogéologique. ....	182
Tableau A-2 : : Résultats compilés des analyses granulométriques.....	184
Tableau A-3 : Résultats des valeurs de conductivités hydrauliques saturés prédites et expérimentales calculées à partir des porosités obtenues au démontage. ....	186
Tableau B-1 : Planning d'exécution des travaux réalisés du 8 au 21 août 2018.....	194
Tableau B-2 : Tableau récapitulatif des résultats utilisés pour la classification des stériles miniers 0/19 mm selon le fascicule II du SETRA-LCPC 1992 .....	220
Tableau G-1 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/800 mm à la profondeur 160 à 210 cm .....	229
Tableau G-2 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/800 mm à la profondeur 110 à 160cm .....	230
Tableau G-3 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/800 mm à la profondeur 60 à 110 cm .....	230
Tableau G-4 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/19 mm à la profondeur 30 à 60 cm .....	230
Tableau G-5 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/19 mm à la profondeur 30 à 0 cm .....	231
Tableau G-6 : Résultats des densités sèches obtenues au gamma densimètre pour la planche d'essai constituée de stériles miniers concassés 0/19 mm, .....	231
Tableau G-7 : Résultats des teneurs en eau massique obtenues pour les stériles 0/800 mm après compactage de la couche.....	232
Tableau G-8 : Résultats des teneurs en eau massique obtenues pour les stériles 0/19 mm après compactage de la couche.....	232
Tableau G-9 : Résultats des teneurs en eau massique pour les stériles 0/19 mm après compactage de la couche.....	233

Tableau J-1 : Résultats des taux de ruissellement calculés à partir des TEV du le couche 1 à la station PW3 .....	243
Tableau J-2 : Résultats des taux de ruissellement calculés à partir des TEV du le couche 1 à la station PW4 .....	243
Tableau J-3 : Résultats des taux de ruissellement calculés à partir des TEV du le couche 1 à la station PW5 .....	244
Tableau J-4 : Résultats des volumes des eaux de ruissellement calculés à partir des données enregistrées via les sondes Diver. ....	245

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Vue de la mine Doyon Westwood avec la localisation de la halde Nord (A) et Sud (B) de Doyon. ....	2
Figure 1-2 : Représentation schématique du concept des couches de contrôle des écoulements pour prévenir l’infiltration profonde dans les haldes à stériles (adapté d’Aubertin et al. 2002). ....	5
Figure 2-1: Eau dans un milieu non saturé, tiré et adapté de (Hillel 2013) .....	8
Figure 2-2: Profil de pression interstitielle et de degré saturation pour un sol en condition hydrostatique (tirée et adaptée de Siemens (2017)).....	9
Figure 2-3 : Schéma d’une courbe de rétention d’eau (tiré du chapitre 3 Mbonimpa et al. 2020) 20	
Figure 2-4 : Différentes méthodes de mesures de la CRE selon l’intervalle de succion matricielle (Tuller, Or et al., 2004) .....	21
Figure 2-5 : Schéma conceptuel adapté des fonctions de perméabilité d’un sable et d’un silt (Aubertin, Bussière et al., 2016) .....	30
Figure 2-6 :Schémas de l’effet d’hystérèse adapté des schémas de Tuller, Or et al. (2004) et Delage et Cui (2000).....	36
Figure 2-7 : Représentation des différentes composantes du bilan hydrique sur un recouvrement incliné à partir de l’équation 2.73.....	38
Figure 2-8 :Évolution générale du régime d’infiltration et de l’infiltration cumulative au cours du temps ( $K_s$ est la conductivité hydraulique saturée. Notée $K_{sat}$ dans cette étude) (Musy et Higy 2004).....	40
Figure 2-9 : Courbe de pression capillaire pour le sol fin et grossier (tirée de Morel-Seytoux (1992)) .....	46
Figure 2-10 : Fonctions de perméabilité d’un sol fin et grossier (tiré et ajusté de Sawada, Mimura et al. (2016) et Parent (2003)).....	47
Figure 2-11 : Influence du bri capillaire incliné sur l’infiltration et localisation de point DDL (tiré et modifié de Kämpf, Holfelder et al., (2003) ).....	48

- Figure 2-12 a) et b) : Représentation simplifiée des paramètres contrôlant le ruissellement, respectivement en condition saturé et non saturé (tirés de Abdalnabi et Wilson (2018)) .....53
- Figure 3-1 : Stériles miniers concassées 0/19 mm situés au bord de la fosse Doyon(photo à gauche) et stériles miniers en vrac sur la halde Doyon Sud (photo à droite) (Mai 2018). .....58
- Figure 3-2 : Courbes granulométriques effectuées sur les stériles miniers de la gamme 0/50 mm et 0/19 mm. En bleu, la courbe granulométrique obtenue par Larochelle (2018) sur les stériles miniers Westwood est présentée en guise de comparatif. ....60
- Figure 3-3 a) et b) : Résultats des essais au cône de pénétration pour déterminer la limite de liquidité de la fraction fine 0/400  $\mu\text{m}$ . .....63
- Figure 3-4 : Variation de la masse volumique, de l'indice des vides et de la porosité des stériles 0/50 mm en fonction de la teneur en eau massique mesurées par compactage Proctor normal et des courbes de compactage (100% noire pleine épaisse, 40% turet cadratin point). .....65
- Figure 3-5 : Variation de la masse volumique, de l'indice des vides et de la porosité des stériles 0/19 mm en fonction de la teneur en eau massique mesurées par compactage Proctor normal et des courbes de compactage (100% noire pleine épaisse, 40% turet cadratin point). .....66
- Figure 3-6 : Conductivités hydrauliques saturées des stériles miniers 0/50 mm mesurées en colonne et prédites avec le modèle KCM. Chaque point représente un essai différent avec une porosité spécifique. Les résultats sont comparés aux données de Larochelle (2018) et Ait Khouia (2018). .....69
- Figure 3-7 : Résultats des mesures de la conductivités hydrauliques mesurées sur la gamme de stériles 0/50 mm en colonne à charge variable pour des porosités au démontage de 0,14, 0,19 et 0,22. ....69
- Figure 3-8 : Conductivités hydrauliques saturées mesurées versus prédites (KCM) sur la gamme de stériles 0/19 mm dans un perméamètre à paroi rigide à charge variable pour des porosités de 0,14, et 0,23. ....70
- Figure 3-9 : Valeurs des porosités calculées au démontage en fonction de la hauteur de la colonne pour les 3 essais de caractérisation de la CRE en colonne.....72
- Figure 3-10 : Plan de la cellule de pression grand format adaptée pour les stériles miniers .....74

Figure 3-11 : Résultats des CRE 1, 2 et 3 des stériles miniers 0/50 mm obtenues par les essais en colonne. Sont présentées les CRE prédites par le modèle MK. ....	78
Figure 3-12 : Courbes de rétention d'eau prédites et expérimentale pour les stériles miniers 0/19 mm obtenue à l'aide de la cellule de pression.....	79
Figure 4-1 : Disposition des couches de matériaux en fonction du recouvrement envisagé. ....	81
Figure 4-2 : Schéma conceptuel retenu pour la construction de la cellule expérimentale sur la halde Sud Doyon. (Plan réalisé sous la version Autocad 2019) .....	83
Figure 4-3 : Coupes techniques A et B .....	84
Figure 4-4 : Calibrage de la sonde de teneur en eau GS1 dans un matériau à 0,24 de porosité. ...	86
Figure 4-5 : Schéma de la station de mesure et disposition des sondes de mesure.....	86
Figure 4-6 : Représentation des systèmes de mesure mis en place sur la cellule expérimentale permettant de mesurer les paramètres de l'équation du bilan hydrique 2.73 : la teneur en eau, la succion, la percolation et le ruissellement. ....	88
Figure 4-7 : Profil de terrassement et cubatures de la cellule expérimentale. (Plan réalisé sous la version Autocad 2018 ; Auteur : Rossit Marc ; Date Novembre 2018).....	92
Figure 4-8: Contrôle du dénivelé .....	94
Figure 4-9 : Opération de compactage lors de construction des couches de stériles miniers 0/800 mm.....	95
Figure 4-10 : Courbe de compactage Proctor Normal mesurée expérimentalement versus points de densité sèche mesurés à l'aide du gamma densimètre <i>Troxler 3440</i> après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/800 mm.....	98
Figure 4-11 : Courbe de porosité mesurée expérimentalement versus porosités mesurées à l'aide du gamma densimètre <i>Troxler 3440</i> en fonction de la teneur en eau du matériau après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/19 mm.....	99
Figure 4-12 : Courbe de compactage Proctor Normal mesurée expérimentalement versus points de densité sèche mesurés à l'aide du gamma densimètre <i>Troxler 3440</i> après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/19 mm.....	99

Figure 4-13 : Courbe de porosité mesurée expérimentalement versus porosités mesurées à l'aide du gamma densimètre <i>Troxler 3440</i> après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/19 mm.....	100
Figure 4-14 : Teneurs en eau massique calculées vs mesurées au droit de chaque station de mesure. ....	100
Figure 4-15 : Données sur l'intensité, la durée et la fréquence des chutes de pluie de courte durée (Données Environnement Canada).....	102
Figure 4-16: A gauche, le système de mouillage composé de deux lignes de 4 buses mis en place pour l'essai d'infiltration à grande échelle. A droite, le système de mouillage opérationnel pendant l'essai d'infiltration à grande échelle.....	103
Figure 4-17 : Représentation schématique du système de mouillage pour l'essai d'infiltration à grande échelle.....	103
Figure 5-1 : (a) Coupe de principe du système de déviation composé de deux couches successives de stériles miniers concassés 0/19 mm d'épaisseur 30 cm reposant sur un couche de stériles miniers en vrac 0/800 mm (Échelle en cm). (b) Coupe schématique de la position des 6 stations le long de la cellule expérimentale.....	105
Figure 5-2a et 2b : a) Précipitations et températures enregistrées chaque heure par la station météo Hobo RX3000 du 13 juin au 2 octobre 2019.b) Températures enregistrées par les sonde GS3 dans la couche 3. L'eau dans la couche 3 était vraisemblablement gelée (températures < 0°C) du 21 novembre 2018au 10 mai 2019. ....	107
Figure 5-3 : TEV (axe des ordonnées) en fonction du temps (abscisse). Période de gel couche 1 : début novembre 2018 à début avril 2019 ; Période de gel couche 2 : mi-novembre 2018 à mi-avril 2019 ; Période de gel couche 3 : fin novembre 2018 à mi-mai 2019. ....	108
Figure 5-4 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées lors du suivi de la cellule expérimentale au droit de la station PW1 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019. ....	110
Figure 5-5 : Succions, et précipitations mesurées à la station PW1 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.....	111

Figure 5-6 : Teneurs en eau et précipitations mesurées à la station PW2 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.....	112
Figure 5-7 : Succions et précipitations mesurées à la station PW2 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.....	113
Figure 5-8 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées à la station PW3 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019. ....	114
Figure 5-9 : Succions et précipitations mesurées à la station PW3 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.....	115
Figure 5-10 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées à la station PW4 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.....	116
Figure 5-11 : Succions et précipitations mesurées à la station PW4 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.....	117
Figure 5-12 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées au droit à la station PW5 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.....	118
Figure 5-13 : Succions et précipitations mesurées à la station PW5 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.....	119
Figure 5-14 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées à la station PW6 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.....	120
Figure 5-15 : Succions et précipitations mesurées à la station PW6 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.....	121
Figure 5-16 : Séries de données TEV mesurées à la profondeur de 90 cm/TN (surface de la couche) des stations PW1 à PW6 représentées sous forme de boîtes à moustache. La bordure supérieure de la boîte représente le 75e centile et la bordure inférieure, le 25e centile. La longueur verticale de la boîte représente l'intervalle interquartile et la ligne centrale, la médiane. En rouge, l'erreur de précision de la sonde évaluée à 2% par le constructeur. ....	123

- Figure 5-17 : Séries de données TEV mesurées à la profondeur de 50 cm/TN (surface de la couche) des stations PW1 à PW6 représentées sous forme de boîtes à moustache. La bordure supérieure de la boîte représente le 75e centile et la bordure inférieure, le 25e centile. La longueur verticale de la boîte représente l'intervalle interquartile et la ligne centrale, la médiane. En rouge, l'erreur de précision de la sonde évaluée à 2% par le constructeur. .... 124
- Figure 5-18 : Séries de données TEV mesurées à la profondeur de 20 cm/TN (surface de la couche) des stations PW1 à PW6 représentées sous forme de boîtes à moustache. La bordure supérieure de la boîte représente le 75e centile et la bordure inférieure, le 25e centile. La longueur verticale de la boîte représente l'intervalle interquartile et la ligne centrale, la médiane. En rouge, l'erreur de précision de la sonde évaluée à 2% par le constructeur. .... 125
- Figure 5-19 : Précipitations journalières (bleu foncé) et cumulées (pointillé) et ruissellement cumulé (bleu clair) pour la pente de 10 %. ..... 126
- Figure 5-20: Courbes des précipitations journalières (bleu foncé) et cumulées (pointillé) et ruissellement cumulé (bleu clair) pour la pente de 20%. ..... 127
- Figure 5-21 : Teneurs en eau volumiques et précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW2. Aucun épisode de précipitations n'a été recensé entre le 8 septembre et le 2 octobre 2019..... 129
- Figure 5-22 : Succions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW2 à 90 cm (rouge) , 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur. .... 130
- Figure 5-23 : Évolution des teneurs en eau volumique et des précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW3. .... 131
- Figure 5-24 : Succions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW3 à 90 cm (rouge) , 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur. .... 131
- Figure 5-25 : Évolution des teneurs en eau volumique et des précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW4. .... 132
- Figure 5-26 : Succions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW4 à 90 cm (rouge) , 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur. .... 133

- Figure 5-27 : Évolution des teneurs en eau volumique et des précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW5. .... 134
- Figure 5-28 : Succions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 au droit de la station PW5 à 90 cm (rouge) , 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur. .... 134
- Figure 6-1 : Comparaison des CRE mesurées au laboratoire et les données enregistrées sur le terrain aux stations PW2, PW4 et PW5 pendant l’essai de mouillage. .... 136
- Figure 6-2 : CRE in situ lissées avec le code RETC (van Genuchten 1980) pour la couche de déviation en 0/19 mm. En rouge : les points mesurés à la station PW5; en vert : à la station PW2 et en bleu : à la station PW4. La CRE obtenue en cellule Tempe est aussi représentée ( $n=0,16$ ). .... 137
- Figure 6-3 : Disposition des cuves de stockage pour la pente à 20%. .... 138
- Figure 6-4: Évolutions des hauteurs d’eau dans les cuves de stockage pour la portion étudiée inclinée à 20% (pointillés noirs) et 10% (pointillée verts) enregistrées par les sondes DIVER en fonction des précipitations (orange). Les traits noirs continus représentent les vidanges des cuves effectuées le 13 et le 27 juin 2019. Le trait continu rouge représente le début du remplissage de la cuve 3 de la pente inclinée à 20%. .... 140
- Figure 6-5 : Comparaison des volumes d’eaux récupérés par heure ( $m^3/h$ ) en fonction des précipitations par heure (mm/h) selon l’inclinaison de la surface. .... 141
- Figure 6-6 : Comparaison des volumes d’eaux récupérés ( $m^3$ ) corrigés avec  $K_{SE}$  en fonction des précipitations (mm/h) selon l’inclinaison de la surface. Les longueurs sont données en mètre linéaire (ml) ..... 142
- Figure 6-7 : Taux de récupération (%) en fonction de la teneur en eau initiale de la couche de déviation mesurée  $\theta_{initiale}$  juste avant l’essai de mouillage à grete échelle. .... 144
- Figure 6-8 : Taux de ruissellement en fonction de la différence de teneur en eau volumique mesurée pour la totalité des stations. Les croix rouges représentent les points mesurés à la station PW2 ..... 144
- Figure 6-9 : Résultats de l’essai d’infiltration réalisé avec le perméamètre de Guelph. Le délai avant ruissellement est estimé à partir des équations d’infiltration ..... 148

Figure 6-10 : Fonction de perméabilité des stériles miniers concassés 0/19mm. ....	150
Figure 6-11 : Fonctions des taux d'infiltration $f(x)$ en m/s calculées selon le modèle de Green et Ampt pour les teneurs en eau (-) et les suctions (kPa) des station PW5,PW4 et PW2 et PW3 au démarrage de l'essai de mouillage à grande échelle réalisé le 5 septembre 2019. Sont représentées également les taux de précipitations correspondant à 24,6 mm/h (essai d'infiltration grande échelle, 10 mm/h et 5mm/h.....	150
Figure 6-12 : Modèle conceptuel du mouvement de l'eau dans système bi-couche tel qu'étudié dans ce travail. ....	153
Figure 6-13 : Modèles conceptuels du mouvement de l'eau dans la cellule expérimentale testée en condition naturelle et contrôlée. ....	153
Figure A-1 : Vue conceptuelle des systèmes de mesure mis en place sur la cellule expérimentale permettant de mesurer les paramètres de l'équation du bilan hydrique 2.73 : la variation de stockage ( $\Delta S$ ), la succion, la percolation (B), les précipitations (P) et le ruissellement (R). ....	162
Figure A-2 : Points de calibrage de la sonde GS3.....	187
Figure A-3 : Coupe et détails de la cellule TEMPE grand format. ....	188
Figure B-1 : Vue éclatée de la cellule de pression .....	189
Figure C-1 : Calibrage de la sonde de teneur en eau GS3 dans un matériau de porosité 0,40 et 0,24 .....	190
Figure D-1 : Calibrage de la sonde de teneur en eau GS1 dans le stérile concassé 0/19 mm de porosité 0,40 et 0,24. ....	190
Figure D-2 Plan de conception des lysimètres. ....	191
Figure E-1: Plan d'implantation de la cellule expérimentale.; Unité : mètre. (version Autocad 2019) .....	208
Figure E-1 : Plan d'implantation des lysimètres. Espacements de 3 mètres aux extrémités et 4 mètres à l'intermédiaire.; Unité : mètre. Auteur : Rossit Marc 2018 (version Autocad 2019) .....	209

Figure F-1 : Extrait du tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature (extrait fascicule II SETRA-LCPC 1992).....	222
Figure F-2 : Tableau de classification des matériaux de classe B selon leur nature et leurs caractéristiques (extrait du fascicule II - SETRA-LCPC 1992).....	225
Figure F-3 : Rubriques sur les conditions d'utilisation des sols en remblai (extrait du fascicule II - SETRA-LCPC 1992).....	226
Figure F-4 : Tableau récapitulatif des techniques de préparation des matériaux pour emploi en couche de forme ((extrait du fascicule I - SETRA-LCPC 1992). ....	226
Figure F-5 : Tableaux de compactage pour l'utilisation des matériaux en remblai. ....	227
Figure F-6 : Tableau de conditions d'utilisation en remblai selon l'état hydrique du matériau. .	228
Figure H-1 : Modèles de circuit proposés pour l'essai d'infiltration à grande échelle .....	234
Figure H-2 :Modèle de circuit retenu pour l'essai d'infiltration à grande échelle. ....	235
Figure I-1 : Analyse statistique descriptive sur les TEV des stations PW1 à PW6 à l'été 2019 et l'automne 2018.....	236
Figure I-2 :Test non paramétrique Mann Withney#1.....	237
Figure I-3 : Test non paramétrique Mann Withney#2.....	237
Figure I-4 : Test non paramétrique Mann Withney#3.....	237
Figure I-5 : Test non paramétrique Mann Withney#4.....	238
Figure I-6 : Test non paramétrique Mann Withney#5.....	238
Figure I-7 : Test non paramétrique Mann Withney#6.....	238
Figure I-8 : Test non paramétrique Mann Withney#7.....	239
Figure I-9 : Test non paramétrique Mann Withney#8.....	239
Figure I-10 : Test non paramétrique Mann Withney#9.....	239
Figure I-11 : Test non paramétrique Mann Withney#10.....	240
Figure I-12 : Test non paramétrique Mann Withney#11.....	240

Figure I-13 : Test non paramétrique Mann Withney#12.....	240
Figure I-14 : Test non paramétrique Mann Withney#13.....	241
Figure I-15 : Test non paramétrique Mann Withney#14.....	241
Figure I-16 : Test non paramétrique Mann Withney#15.....	241
Figure I-17 : Test non paramétrique Mann Withney#16.....	242
Figure I-18 : Test non paramétrique Mann Withney#17.....	242
Figure I-19 : Test non paramétrique Mann Withney#18.....	242
Figure J-1 : Résultats de l'essai par l'ICP AES .....	247
Figure J-2 : Résultats de l'essai de chromatographie ionique sur les eaux de ruissellement.....	247

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

1D	1 dimension
2D	2 dimensions
A	Aire [ $L^2$ ]
a	Aire du tube [ $L^2$ ]
$a_c$	Coefficient d'adhésion (modèle MK) [-]
AEV	Valeur d'entrée d'air [L]
$a_f$	Paramètre d'ajustement du modèle de Fredlund et Xing (1994)
B	Quantité traversant le bri-capillaire [L] ou [ $L^3T^{-1}$ ]
$B$	Masse de la solution au bleu de méthylène totale injectée [M]
DMA	Drainage Miner Acide
ASTM	American society for testing materials
$a_{vg}$	Constante d'ajustement du modèle van Genuchten [-]
$b$	Valeur de la constante selon la méthode utilisée pour calculer $\psi_{AEV}$ (Aubertin et al., (2003))
$\beta_w$	Angle de mouillage ou angle de contact entre l'eau et la surface des particules solides [ $^\circ$ ]
$C_b$	Concentration de la solution du bleu de méthylène [ $M.L^{-3}$ ]
CBR	California Bearing Ratio
$C_c$	Coefficient de courbure [-]
$C_{c \text{ moyen}}$	Coefficient de courbure moyen [-]
CCE	Couche de contrôle des écoulements
CEBC	Couverture avec effets de barrière capillaire
$C_G$	Constante ( $C_G = 0,1$ ) (modèle KCM)
CRE	Courbe de rétention d'eau

$C_U$	Coefficient d'uniformité [-]
$C_1$	Facteur de forme (modèle de Taylor 1948)
$c(\psi)$	Facteur de correction (Fredlund et Xing, 1994)
$\Delta S$	Variation du stockage [L] ou [L <sup>3</sup> T <sup>-1</sup> ]
$d$	Diamètres de grains ou du tamis [L]
$d_{eq}$	Diamètre équivalent des grains [L]
DDL	Point ou zone dans une pente à partir duquel l'effet de barrière capillaire disparaît (Down Dip Limit)
$D_H$	diamètre équivalent estimé à partir de la courbe granulométrique (Robert P Chapuis et Legare, 1992) [L]
$\frac{dh}{dl}, \frac{\Delta h}{\Delta l}$	Gradient hydraulique [-]
$D_L$	Déviations latérales cumulées [L] ou [L <sup>3</sup> T <sup>-1</sup> ]
$D_r$	Densité des grains solides [ML <sup>-3</sup> ]
$D_{10}$	Diamètre des grains à 10% passant sur la courbe granulométrique cumulée [L]
$D_{30}$	Diamètre des grains à 30% passant sur la courbe granulométrique cumulée [L]
$D_{50}$	Diamètre des grains à 50% passant sur la courbe granulométrique cumulée [L]
$D_{60}$	Diamètre des grains à 60% passant sur la courbe granulométrique cumulée [L]
$D_{90}$	Diamètre des grains à 90% passant sur la courbe granulométrique cumulée [L]
$E$	Évaporation [L] ou [L <sup>3</sup> T <sup>-1</sup> ]
EM-50	Boîtier d'acquisition des données
ET	Évapotranspiration
$e$	Nombre népérien ou indice des vides [-]
$g$	Accélération gravitationnelle [LT <sup>-2</sup> ]
$G_s$	Gravité spécifique [-]

GREGI	Groupe de recherche en géologie de l'ingénieur
GTR	Guide des Terrassements Routiers
H	distance entre le point d'entrée et de sortie de l'eau dans l'échantillon [L]
h	Charge hydraulique [L]
h <sub>co</sub>	Remontée capillaire [L]
h <sub>0</sub>	Charge de pression en surface [L]
h <sub>f</sub>	Charge de pression au front d'humidification [L]
i	Gradient hydraulique [-]
I(t)	Infiltration cumulée [L] exprimée aussi sous F(t)
I	Flux d'eau entrant dans la cellule [L] ou [L <sup>3</sup> T <sup>-1</sup> ]
i(t)	Taux d'infiltration [LT <sup>-1</sup> ]
i <sub>0</sub>	Infiltration au temps initial [LT <sup>-1</sup> ]
i <sub>p</sub>	Indice de plasticité [%]
ICP-AES	Inductively Coupled plasma Emission Spectrometry
IRME	Institut de recherché en mines et environnement
K	Coefficient de perméabilité ou conductivité hydraulique [LT <sup>-1</sup> ]
KC	Kozeny-Carman
KCM	Kozeny-Carman modifié
k <sub>sat</sub>	Conductivité hydraulique saturée [LT <sup>-1</sup> ]
k <sub>r</sub>	Conductivité hydraulique relative [LT <sup>-1</sup> ]
k <sub>sc</sub>	Coefficient de perméabilité saturé calculé [-]
K <sub>SE</sub>	Coefficient de surface équivalente [-]
k <sub>w</sub>	Coefficient de perméabilité [LT <sup>-1</sup> ]
k <sub>x</sub>	Conductivité hydraulique dans le référentiel x [LT <sup>-1</sup> ]

$k_y$	Conductivité hydraulique dans le référentiel y [ $LT^{-1}$ ]
$k_z$	Conductivité hydraulique dans le référentiel z [ $LT^{-1}$ ]
L	Hauteur de matériau dans le perméamètre [L]
l	Paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité des chemins d'écoulements.
LCPC	Laboratoire central des ponts et chaussées
m	Paramètre lié aux propriétés géotechniques
M	Coefficient de distribution de la taille des pores du modèle Kovács Modifié [-]
$M_w$	Masse d'eau dans un échantillon [M]
$M_h$ ,	Masse de l'échantillon humide [M]
$M_d$	Masse de l'échantillon sec [M]
$m_r$	Paramètre d'ajustement du modèle de Fredlund et Xing (1994)
MK	Kovacs modifié
MKs	Kovacs modifié pour les stériles
$m_{vG}$	Paramètre d'ajustement du modèle de van Genuchten
N	coefficient de calcul [-]
n	Porosité [-]
NEDEM	Neutralisation des eaux de drainage dans l'environnement minier
$n_f$	Paramètre de lissage qui contrôle la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau du modèle de Fredlund et Xing [-]
$n_{vG}$	Paramètre d'ajustement du modèle de van Genuchten [-]
O	Flux d'eau sortant [L] ou [ $L^3T^{-1}$ ]
P	Pression [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
PEHD	Polyéthylène haute densité
pH	Potentiel hydrogène

$P_{N0D}$	Pourcentage massique des grains de diamètre inférieur au tamis D [-]
$P_{N0d}$	Pourcentage massique des grains de diamètre inférieur au tamis d [-]
$\psi$	Succion matricielle [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\psi_a$	Valeur d'entrée d'air [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\psi_n$	Paramètre pour la cohérence des unités
$\psi_r$	Succion résiduelle [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$P_w$	Paramètre lié à la tortuosité dans l'eau [-]
PST	Partie supérieure de terrassement ou surface de la cellule expérimentale
PW1 à 6	Noms des stations de mesure installées sur la cellule expérimentale
Q	Débit spécifique ou vitesse de Darcy [ $LT^{-1}$ ]
$R_e$	Nombre de Reynolds
S	Surface de sol traversée par l'écoulement [ $L^2$ ]
SETRA	Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements
$S_s$	Surface spécifique [ $L^2M^{-1}$ ] ou Sable
$S_a$	Composante liée aux forces d'adhésion (modèle MK)
$S_c$	Composantes liée aux forces capillaires (modèle MK)
$S_r$	Degré de saturation [-]
t	Temps [T]
$\theta$	Teneur en eau volumique [-]
$\theta_a$	Teneur en air volumique [-]
$\theta_e$	Teneur en eau effective [-]
$\theta_{fin}$	Teneur en eau initial avant mouillage [-]
$\theta_{ini}$	Teneur en eau finale maximale après mouillage [-]
$\theta_r$	Teneur en eau résiduelle [-]

$\theta_s$	Teneur en eau à saturation [-]
TEV	Teneur en eau volumique [-]
TN	Terrain naturel ou Surface de la cellule expérimentale
TS	Tension de surface [ML <sup>-2</sup> ]
$u_a$	Pression de l'air [ML <sup>-2</sup> ]
$u_w$	Pression de l'eau [ML <sup>-2</sup> ]
URSTM	Unité de recherche et de service en technologie minérale
USCS	Unified soil classification system
V	Volume [L <sup>3</sup> ]
VBS	Valeur au bleu du sol
$V_v$	Volume des vides [L <sup>3</sup> ]
$V_s$	Volume du solide [L <sup>3</sup> ]
$V_t$	Volume total de l'échantillon [L <sup>3</sup> ]
$V_w$	Volume d'eau dans un échantillon [L <sup>3</sup> ]
$v$	Vitesse de Darcy [LT <sup>-1</sup> ]
$\omega_l$	Limite de liquidité [-]
$\omega_p$	Limite de plasticité [-]
WM	Watermark
$z$	Élévation ou profondeur [L]
$\alpha$	Facteur de forme (Chapuis et Aubertin, 2003)
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau [MTL <sup>-3</sup> ]
$\lambda$	Paramètre relié à l'agencement et la taille des pores (Brooke et Corey, 1964)
$\rho$	Masse volumique (fluide) [ML <sup>-3</sup> ]
$\rho_s$	Masse volumique du sol [ML <sup>-3</sup> ]

$\rho_w$	Masse volumique de l'eau [ $ML^{-3}$ ]
$\mu$	Viscosité dynamique du fluide [ $ML^{-1}T^{-1}$ ]
$\mu_w$	Viscosité dynamique de l'eau [ $ML^{-1}T^{-1}$ ]
$x$	Constante indépendante du matériau testé (Mbonimpa et al., 2002) [-]

**LISTE DES ANNEXES**

Annexe A Caractérisations.....	182
Annexe B Conception de la cellule expérimentale .....	190
Annexe C Étude de prix .....	195
Annexe D Fiches d'évaluation des risques .....	201
Annexe E Construction de la cellule expérimentale .....	208
Annexe F Prescriptions techniques sur le compactage des stériles miniers.....	220
Annexe G Contrôle qualité.....	229
Annexe H Essai d'infiltration à grande échelle.....	234
Annexe I Tableaux et figures complémentaires au chapitre résultats.....	236
Annexe J Tableaux et figures complémentaires au chapitre interprétations.....	243

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Mise en contexte du projet

L'histoire minière du Québec débute en 1686 avec la découverte d'un gisement de plomb en Abitibi-Témiscamingue, mais la première exploitation ne se fait qu'en 1840. L'industrie minière connaît son véritable envol dans les années 1920. Depuis des décennies, elle contribue de manière significative au développement socio-économique du Québec. Les exploitations minières sont soumises à plusieurs lois, règlements, directives et cela tout le long du cycle de vie de la mine, durant la période d'exploration, de développement et de production jusqu'à la fermeture. Les impacts environnementaux de l'exploitation minière sont significatifs en raison des quantités importantes de rejets miniers générées pendant toute la durée de la vie d'une mine. À titre d'exemple, pour générer 1g d'or d'une exploitation en surface, on extrait typiquement deux tonnes de stériles, une tonne de rejets de concentrateur et près d'une tonne de rejets liquides.

La gestion des rejets est donc devenue l'un des défis les plus complexes à gérer pour l'industrie minière et ce, à court comme à long terme (Aubertin, Bussière, Pabst, James, et Mbonimpa, 2016). Ces rejets sont essentiellement des résidus miniers (aussi appelé rejets de concentrateur) et des roches stériles issues de l'étape de dynamitage ou de forage des couches géologiques donnant accès au gisement (McLemore, 2009). Le volume de stériles engendré par l'exploitation minière est considérable puisqu'il peut dépasser 60% du volume total extrait pour une exploitation à ciel ouvert et entre 10 à 20% pour une exploitation souterraine (Aubertin et al., 2008). Les stériles ne contiennent pas ou pas suffisamment de minéraux ayant une valeur économique pour être traités par des procédés minéralurgiques. Ils sont donc stockés dans des haldes à stériles. Une halde est un amoncellement de roches fragmentées pouvant contenir un volume jusqu'à plus d'une centaine de millions mètres cube (McCarter, 1990). Elle peut être construite suivant quatre méthodes (end-dumping, push-dumping, free-dumping, drag-line) et le choix le plus approprié est fonction de différents paramètres tels la topographie du site, les équipements disponibles et les dimensions des fragments à entreposer (Aubertin et al., 2002). La géométrie d'une halde va dépendre de son emplacement (espace, topographie), de la quantité de stériles à entreposer et des équipements disponibles (Lamontagne, 2001). La halde ainsi exposées aux conditions atmosphériques et aux précipitations peut produire du drainage minier acide (DMA) lorsque ces roches contiennent des

sulfures (Morin, 1991) et que le potentiel neutralisant dans la roche n'est pas suffisant pour contrebalancer l'acide généré. Le DMA est caractérisé par un pH faible (acide) et des concentrations élevées en métaux lourds et en sulfates ( Bussière et Guittonny, 2020).

Le site d'opération Doyon-Westwood est localisé 40 kilomètres à l'Est de Rouyn-Noranda dans la province du Québec, Canada. La mine Doyon a été exploitée de 1978 à 2010 pour son gisement orif re par diverses entreprises mais c'est à partir de 2008, suite au rachat du site Doyon par la compagnie IAMGOLD, que la responsabilité de la restauration du site lui a été confiée. L'exploitation du gisement aurifère a tout d'abord été réalisée par des fosses à ciel ouvert, puis par des galeries souterraines. Les stériles ont été entreposés dans deux haldes : la halde Nord et la halde Sud (voir Figure 1.1).



Figure 1-1 : Vue de la mine Doyon Westwood avec la localisation de la halde Nord (A) et Sud (B) de Doyon.

C'est entre 1991 et 1994 que la halde Sud a suscité pour la première fois l'intérêt des chercheurs, par l'intermédiaire du comité de prédiction du NEDEM, principalement par le groupe de recherche en géologie de l'ingénieur (GREGI) de l'Université Laval. Plusieurs études et sondages ont permis de caractériser les propriétés physiques et chimiques des stériles et d'identifier les processus clés contribuant à la génération du drainage minier acide. Les stériles miniers contribuent depuis presque 30 ans au développement de drainage minier acide (DMA) (NEDEM, 2001) et constituent la source principale de DMA du site. Il est à noter que d'autres stériles moins réactifs, provenant de la fosse Ouest, ont également été déposés durant les opérations d'excavation (GREGI 91-19, 1991). La halde Sud est génératrice de drainage minier acide depuis 1985, soit deux ans après le début de sa construction (Beaudoin et McMullen., 1990). La génération d'acide a progressivement augmenté de 1985 à 1988, contribuant à la contamination de la nappe sous-jacente par les produits de l'oxydation de la pyrite. L'acidité, les concentrations en sulfate, en fer et en aluminium sont parmi les plus élevées jamais mesurées pour les effluents d'une halde à stériles. Des pH entre 2 et 4 ont été mesurés sur le site. La halde a également fait l'objet de travaux de recherche visant à développer des modèles numériques hydro-thermo-géochimiques pour prédire le comportement de la halde à stériles (Sracek et al., 2004). Les résultats montrent que la halde va continuer à générer du DMA pour encore plusieurs dizaines d'années, mais à un taux qui diminuera avec le temps.

A l'heure actuelle, les effluents sont récupérés par un réseau de tranchées disposées autour de la halde puis pompés jusqu'à une usine de traitement. Le traitement consiste à neutraliser l'acidité du lixiviat et faire précipiter les métaux lourds. Une fois les eaux traitées, elles sont acheminées dans des bassins de rétention, où elles subissent un dernier polissage avant d'être rejetées dans la rivière du Bousquet. Les boues haute densité HDS sont le produit de l'usine de traitement utilisant la technique HDS (High Density Sludge) par l'ajout de chaux et recirculation des boues (Aubertin et al. 2002). Ces boues sont actuellement entreposées dans un bassin d'entreposage alors que les eaux traitées, avant d'être rejetées dans la nature, doivent atteindre une qualité chimique acceptable répondant aux normes environnementales en vigueur. Plus concrètement, la qualité de l'effluent final au point de rejet doit être en phase avec la Directive-019.

Les coûts annuels de traitement et d'entretien de l'usine s'élèvent à quelques millions de dollars. Il est donc dans l'intérêt de la compagnie IAMGOLD d'adopter une stratégie de gestion des rejets miniers et de restauration lui permettant de contrôler la génération de DMA, lui donnant pour bénéfice de réduire ses coûts de traitement autant durant l'opération qu'à la fin de la vie de la mine.

Une nouvelle méthode de gestion de déposition des stériles miniers a été proposée par la Chaire CRSNG Polytechnique-UQAT. Cette méthode vise à utiliser le contraste entre des couches de matériaux (appelée couche de contrôle des écoulements, CCE) et les stériles miniers afin de dévier l'eau vers l'extérieur de la halde à stériles (Figure 1-2). Le concept a d'abord été testé à la mine Tio de la compagnie Rio Tinto Fer et Titane (voir Martin et al., 2017). Dans ce cas, l'emphase a été mise sur la déviation par les effets de barrière capillaire (Aubertin et al., 2009). Afin de pousser plus loin le concept, une cellule expérimentale a été construite sur une portion de la halde Sud du site Doyon-Westwood. Cette fois, l'objectif est d'utiliser une couche de CCE qui favorise davantage le ruissellement, même si le concept de déviation par les effets de barrière capillaire est toujours présent. L'eau des précipitations peut ainsi être déviée et acheminée directement vers l'extérieur de la halde. Le recouvrement incliné testé est constitué de stériles miniers concassés (0/19 mm) à faible potentiel de génération d'acide. Les matériaux ont été prélevés directement sur site. Si cette technique s'avère efficace, elle pourrait permettre de valoriser les stériles miniers Westwood. Ainsi, l'objectif environnemental du recouvrement est double puisqu'il s'agit là de limiter la production de DMA, mais aussi limiter les coûts des travaux de restauration en valorisant des stériles miniers produits sur place (application du concept d'économie circulaire).

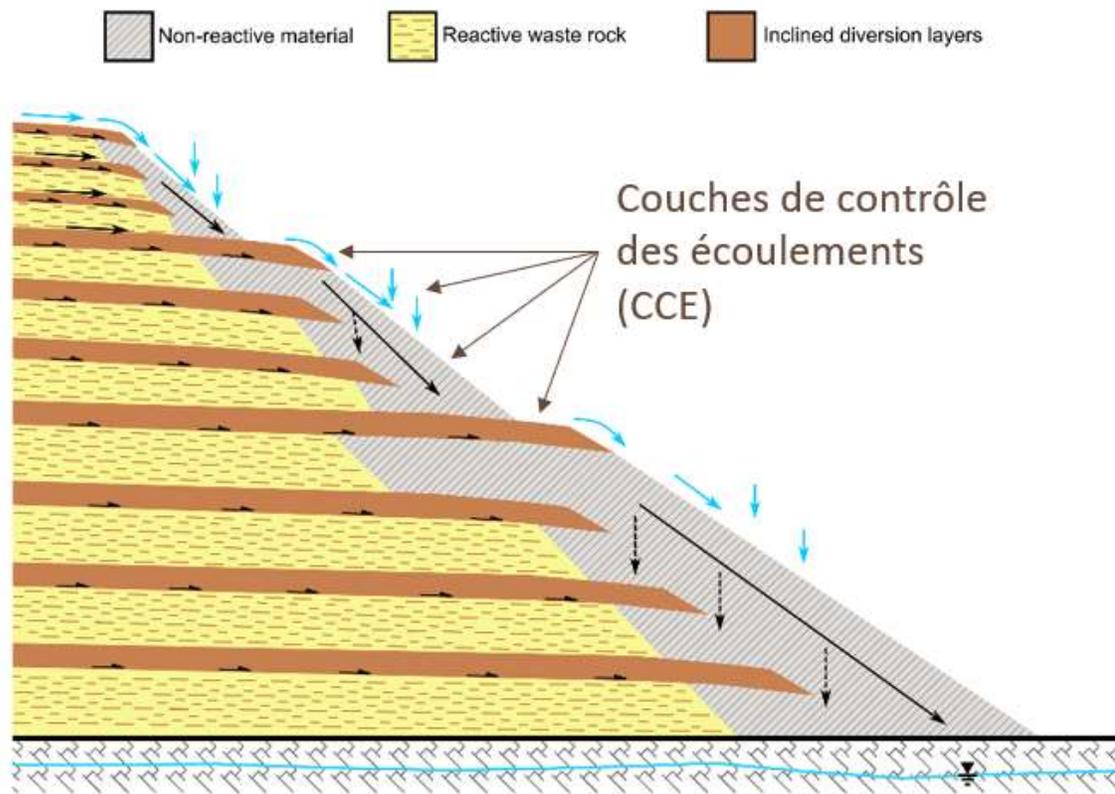


Figure 1-2 : Représentation schématique du concept des couches de contrôle des écoulements pour prévenir l'infiltration profonde dans les haldes à stériles (adapté d'Aubertin et al., 2002).

### 1.1.1 Objectifs principaux

L'objectif général de ce projet d'étude est d'évaluer la capacité d'un recouvrement intégrant une CCE faite de stériles miniers tamisés et concassés à dévier l'eau sur la halde Sud du site Doyon-Westwood. Les objectifs spécifiques sont de :

- Déterminer les propriétés hydrogéologiques et géotechniques des stériles de la mine Westwood (fraction 0/19 mm et 0/50 mm) au laboratoire;
- Concevoir, construire et instrumenter une cellule expérimentale afin de tester le concept en condition réelles;
- Réaliser le suivi hydrologique et hydrogéologique en conditions naturelles et procéder à l'analyse du comportement in situ;

Réaliser un essai d'infiltration à grande échelle en conditions contrôlées afin de simuler des conditions de précipitations intenses et analyser le comportement de la CCE lorsque ces conditions particulières sont appliquées.

### **1.1.2 Contenu du mémoire**

Ce mémoire de maîtrise comporte 7 chapitres. Après ce chapitre d'introduction, le chapitre 2 fait l'état des connaissances sur l'écoulement saturé et non-saturé, les diverses méthodes de caractérisations hydrogéologiques et le mécanisme de ruissellement. Le chapitre 3 présente les méthodes et les résultats de caractérisation des stériles miniers étudiés. Le chapitre 4 est consacré à la conception, la construction et l'instrumentation de la cellule expérimentale mise en place sur la halde sud au site Doyon-Westwood. Le chapitre 5 présente les résultats compilés des suivis hydrogéologiques et hydrologiques de la cellule en conditions naturelles ainsi que les résultats des essais d'infiltration à petite et grande échelle menés sur la cellule expérimentale. Le chapitre 6 se consacre à l'interprétation et à la discussion des résultats présentés au chapitre 5. Le chapitre 7 présente les principales conclusions de l'étude ainsi que certaines recommandations afin de pousser plus loin les travaux sur la capacité de déviation de l'eau des CCE. Plus de détails sur la conception de la cellule et sur les résultats d'essais sont présentés aux annexes A et G.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Une brève revue de littérature sur le DMA et les systèmes limitant sa génération a été présentée en introduction. Ce projet de recherche vise principalement à évaluer le potentiel de stériles miniers concassés et compactés à dévier les eaux de précipitation par contraste de capillarité et par ruissellement. Par conséquent, le processus d'écoulement s'effectuera principalement en conditions non saturées. Ce chapitre inclue donc une description sur l'écoulement en milieu saturé et non saturé avec les paramètres associés comme la CRE et la fonction de perméabilité. On y présente également le phénomène d'infiltration en 1D et 2D suivant un plan incliné avec bris capillaire et une description du mécanisme de ruissellement. Ces deux phénomènes sont d'ailleurs étroitement liés.

### 2.1 Profil hydrique d'un sol et ses propriétés

De manière générale, pour une tranche de sol quelconque on retrouve deux zones distinctes : la zone saturée et la zone non saturée. La partie saturée se situe en dessous du niveau de la nappe. Les limites de la zone non saturée (ou zone vadose) sont définies entre la surface du sol et le niveau de la nappe (Chen et Liew, 2002; Fredlund et Rahardjo, 1993a). La frange capillaire est la zone saturée située au-dessus de la nappe phréatique, donc en condition de pression négative. Parce qu'elle est en condition de pression négative, elle est considérée comme faisant partie de la portion « non saturée » et les équations décrivant son comportement sont celles associées aux sols non saturés (Fredlund et al., 2012).

#### 2.1.1 Notions de base concernant les milieux poreux saturés et non saturés

Le milieu poreux est un ensemble constitué par une matrice de sol et de pores qui peuvent être remplis de différents fluides (Fredlund et Morgenstern, 1976; Fredlund et Rahardjo, 1993b; Hillel, 1998). La matrice détermine les caractéristiques géométriques des pores dans lesquels l'eau et l'air peuvent circuler ou être retenus. L'ensemble des pores sont interconnectés et forment un réseau d'écoulement dans lequel les fluides circulent principalement par advection et dispersion (Calvet, 2003). Lorsque la pression porale est positive, les pores sont intégralement remplis par l'eau, le milieu est dit saturé. A l'inverse, lorsque la pression porale est négative, on catégorise automatiquement le sol comme non saturé (Fredlund et al., 2012a). Dans ce cas, le système peut

être bi-phasique sous la frange capillaire et tri-phasique au-dessus de la frange capillaire (Figure 2-1). La distinction entre ces deux états résulte du degré de saturation du sol (Fredlund et Rahardjo, 1993a).

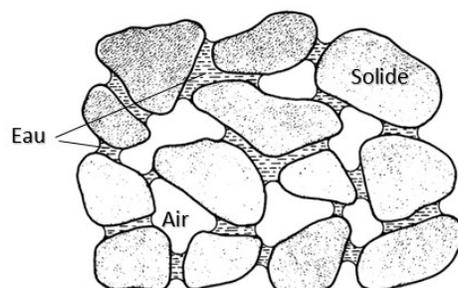


Figure 2-1: Eau dans un milieu non saturé, tiré et adapté de (Hillel, 2013).

On présente en figure 2-2, l'évolution de la pression interstitielle et du degré de saturation pour un profil de sol en condition hydrostatique. En dessous du niveau de la nappe, la totalité de la matrice poreuse est remplie d'eau et la teneur en eau  $\theta$  est équivalente à la porosité  $n$ . La pression du fluide  $p$  est supérieure à la pression atmosphérique. Le potentiel de pression de l'eau est donc positif et dépend uniquement de la pression hydrostatique qui est proportionnelle à la hauteur de la colonne d'eau au-dessus du point considéré plus la pression atmosphérique

Pour un point au-dessus de la nappe, le potentiel de pression est négatif, soit inférieur à la pression atmosphérique. Cet état de pression résulte des effets capillaires et d'adsorption dû à la matrice solide. L'eau est naturellement attirée puis liée au sol au point de faire chuter son potentiel de pression en dessous de celui de l'eau gravitaire (Delage et Cui, 2000; Fredlund et Rahardjo, 2012b; Gras et al., 2013; Lu et Likos, 2004; Musy et Soutter, 1991; Richefeu et al., 2007; Siemens, 2017). Les effets capillaires se produisent lorsque de l'eau circule à travers les chenaux interstitiels d'un sol en présence d'air. Ils sont attribuables au phénomène de tension de surface. Les molécules d'eau sont soumises à des forces d'interaction non équilibrées sous l'action combinée de l'air et de l'eau. A l'interface, les molécules d'eau sont attirées vers la masse d'eau et la surface de la pellicule d'eau est soumise à une force perpendiculaire à cette même surface. C'est la résultante entre ces forces que l'on appelle la tension de surface (Delage et Cui, 2000).

Ainsi, on parlera plus communément de succion matricielle comme le terme définissant la pression négative s'exerçant dans un sol. La succion matricielle est définie comme la différence entre la

pression de l'air ( $u_a$ ) et de l'eau ( $u_w$ ) (Équation 2.1) , Aubertin et al., 2003; Delage et Cui, 2000; Fredlund et Morgenstern, 1976).

$$\psi = u_a - u_w \quad (\text{Équation 2.1})$$

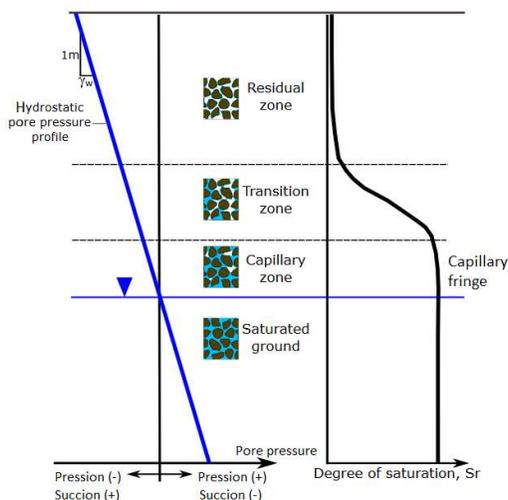


Figure 2-2: Profil de pression interstitielle et de degré saturation pour un sol en condition hydrostatique (tirée et adaptée de Siemens (2017)).

### 2.1.2 Porosité et indice des vides

La porosité  $n$  est associée à l'ensemble des interstices et des vides occupés par un fluide ou un gaz dans un volume de sol. La définition mathématique de la porosité, qui lie aussi l'indice des vides  $e$ , s'exprime comme étant le ratio entre le volume des vides  $V_v$  et le volume total de l'échantillon  $V_t$  (Équation 2.2).

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{e}{1+e} \quad (\text{Équation 2.2})$$

Avec

- $n$  – Porosité [-];
- $V_v$  – volume des vides [ $L^3$ ];
- $V_s$  – volume du solide [ $L^3$ ];
- $e$  – indice des vides [-].

La porosité peut être subdivisée en plusieurs classes ( Chapuis, 1999; Todd et Larry, 2005) :

- Porosité contemporaine : Correspond à la porosité initiale à la formation de la roche (Chapuis, 1999);
- Porosité secondaire : La porosité secondaire correspond à la porosité postérieure de la formation de la roche (Chapuis, 1999). Dans notre cas, elle correspond à la porosité créée lors d'un sautage et de la circulation répétitive d'engins qui a tendance à casser la roche;
- Porosité effective : Correspond à l'ensemble des pores interconnectés disponibles à l'état saturé pour assurer l'écoulement du fluide. Elle est généralement exprimée comme le rapport du volume d'interstices interconnectés au volume total.

La porosité effective peut à son tour être subdivisée en deux parties :

- Porosité efficace ou macroporosité: Elle désigne la partie la plus grossière du système poral (6 à 10  $\mu\text{m}$ ) où l'écoulement de l'eau se fait uniquement par gravité. Elle exclut l'eau de rétention et s'exprime comme étant le rapport du volume d'eau gravitaire (ou eau mobile) contenu dans un milieu poreux à saturation puis libéré par drainage, au volume total;
- Porosité capillaire ou microporosité : La porosité capillaire ou microporosité correspond à l'ensemble des plus petites cavités du système poreux. Elle induit une baisse de l'écoulement gravitaire et inclut l'eau de rétention (Musy et Soutter, 1991).

### 2.1.3 Teneur en eau massique et volumique

On exprime généralement la quantité d'eau présente dans un sol de deux façons : la teneur en eau massique, notée  $w$ , et la teneur en eau volumique  $\theta$ . La teneur en eau massique exprime une masse d'eau contenue dans une certaine masse de sol (équation 2.3). Elle est définie comme étant le rapport de la masse d'eau sur une masse de solide sec tel que :

$$w(\%) = \frac{M_w}{M_d} = \frac{M_h - M}{M_d} = \frac{M_h}{M_d} - 1 \quad (\text{Équation 2.3})$$

Où :

- $w$  - notations conforme pour désigner la teneur en eau massique [-];
- $M_w$  Masse d'eau dans un échantillon obtenu entre l'état initial humide,  $M_h$ , et  $M_d$  sec [M].

Dans cette étude on parlera plus souvent de la teneur en eau volumique. Cette dernière exprime le volume d'eau pour un certain volume de sol (Équation 2.4). La relation de teneur en eau volumique définit le rapport du volume d'eau contenu dans un sol sur le volume total :

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad (\text{Équation 2.4})$$

- $\theta$  – notation conforme pour designer la teneur en eau volumique [-];
- $V_w$  – Volume d'eau dans un échantillon [ $L^3$ ];
- $V_t$  – Volume total de l'échantillon [ $L^3$ ].

## 2.2 Écoulements de l'eau en milieu saturé

### 2.2.1 Charge hydraulique

L'équation de Bernoulli s'applique pour un écoulement de fluide parfait dans le champ de pesanteur sans nécessité de connaître les forces extérieures qui s'y appliquent. Elle exprime le bilan de l'énergie mécanique lors du déplacement du fluide ou la quantité d'énergie emmagasinée. Elle permet dans la majorité des problèmes élémentaires en hydraulique de calculer les particularités d'un écoulement donné, si on est sûr, au préalable, que l'énergie mécanique sera conservée. Connaissant la charge totale en un point sur une ligne de courant, on peut alors déduire la pression ou la vitesse en un autre point sur cette même ligne de courant.

La charge hydraulique  $h$  pour un fluide parfait est notée (Équation 2.5) :

$$h = z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma_w} = \text{constante} \quad (\text{Équation 2.5})$$

Avec

- $z$  – altitude ou élévation au point [L]
- $v$  – vitesse du fluide dans le solide [ $L.T^{-1}$ ]
- $g$  – accélération de la pesanteur a la surface de la terre (gravité) ( $9,81 \text{ m.s}^{-2}$ )
- $p$  – pression de l'eau au point A aussi appelée pression interstitielle [L]

- $\gamma_w$  – poids volumique de l'eau (approximativement 10 kN/m<sup>3</sup>)

L'équation générale de la charge se subdivise en trois composantes dans l'ordre présenté ci-dessus: l'élévation, la vitesse et la pression. Si on équilibre l'équation 2.6 en multipliant les deux parties par m.g, on obtient l'équation 2.7 (Chapuis, 1999):

$$m. g. h = m. g. \left( z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma_w} \right) \quad (\text{Équation 2.6})$$

$$m. g. h = m. g. z + m. \frac{v^2}{2} + m. g. \frac{p}{\gamma_w} \quad (\text{Équation 2.7})$$

Les termes présents dans l'équation représentent alors la sommation de trois énergies : l'énergie potentielle gravitaire ( $m. g. z$ ) l'énergie potentielle de pression interstitielle ( $m. g. \frac{p}{\gamma_w}$ ) et l'énergie cinétique ( $m. \frac{v^2}{2}$ ). Toutefois, en mécanique des sols, le terme exprimant l'énergie cinétique du fluide est généralement négligé, comparé aux énergies potentielles (Chapuis, 1999; Fredlund et al., 2012b), puisque la vitesse du fluide dans un milieu poreux reste très faible. Par simplification, la charge totale  $h$  devient alors égale à la somme des énergies potentielles ( $h = z + \frac{p}{\gamma_w}$ ).

Tout mouvement de fluide en milieu poreux induit une perte d'énergie mécanique ( $\Delta h$ ) dans la direction de son mouvement. La pression totale au point d'arrivée  $p_2$  est alors égale à la pression de départ notée  $p_1$  moins la perte de charge  $\Delta h$  (Équation 2.8) (résistance visqueuse induite par l'ensemble des pores). Soit :

$$h_1 - \Delta h = h_2$$

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} - \Delta h = z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} \quad (\text{Équation 2.8})$$

Soit la perte de charge exprimée suivant l'équation 2.9:

$$\Delta h = \left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma_w} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma_w} \right) \quad (\text{Équation 2.9})$$

### 2.2.2 Loi de Darcy

En 1856, Henry Darcy définit une relation entre le débit et la perte de charge à partir de ses travaux basés sur la filtration de l'eau (Chapuis, 1999; Chen et Liew, 2002; Freeze, 1994; Hillel, 1998; Thomas et Goudie, 2009; Todd et Larry, 2005). Sa relation exprime la vitesse spécifique du fluide notée  $v$  comme étant proportionnelle à la différence de charge ( $h_1-h_2$ ) quand  $dl$  est constant et

inversement proportionnel à  $dl$  quand  $(h_1-h_2)$  est constant (Freeze, 1979) . Son équation est définie pour un écoulement unidimensionnel laminaire ( $Re < 1$ ), pour un fluide incompressible dans un milieu poreux homogène, isotrope, isotherme et saturé (Anctil, Rousselle, et Lauzon, 2012; Musy et Soutter, 1991; Thomas et Goudie, 2009; Vauclin et Vachaud, 1991).

L'équation de Darcy est généralement présentée comme suit (Équation 2.11):

$$v = -k_{sat} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (\text{Équation 2.11})$$

Ou sous forme différentielle (Équation 2.12):

$$v = -k_{sat} \frac{dh}{dl} \quad (\text{Équation 2.12})$$

La vitesse  $v$  de Darcy peut aussi être exprimée selon l'équation 2.13:

$$v = \frac{Q}{a} \quad (\text{Équation 2.13})$$

Représentant le débit du fluide dans la section de sol étudiée. En substituant les équations (Équation 2.12 et Équation 2.13), on obtient une expression alternative de la loi de Darcy (Équation 2.14), ce qui donne (Freeze, 1979) :

$$Q = -k_{sat} \cdot S \cdot \frac{dh}{dl} \quad (\text{Équation 2.14})$$

Simplifiée en général sous la forme (équation 2.15):

$$Q = -k_{sat} \cdot S \cdot i \quad (\text{Équation 2.15})$$

Avec :

- $k_{sat}$  constante de proportionnalité, perméabilité dans un sol saturé ou conductivité hydraulique saturée [ $LT^{-1}$ ];
- $S$  surface de sol traversée par l'écoulement [ $L^2$ ];
- $i, \frac{dh}{dl}, \frac{\Delta h}{\Delta l}$  gradient de pression : c'est la différence de pression de charge  $h$  existant entre

deux points divisée par la distance qui les sépare :  $\frac{\Delta h}{\Delta L} \approx \overrightarrow{\text{grad}}(h) = \begin{pmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \\ \frac{\partial h}{\partial z} \end{pmatrix} ;$

- $v$  – vitesse de Darcy [ $LT^{-1}$ ];
- $Q$  – flux [ $L^3T^{-1}$ ].

### 2.2.3 Limites de l'équation générale de Darcy

La loi de Darcy est vérifiée si et seulement si toutes les hypothèses de fluide et de milieu citées précédemment sont respectées. Toutes ces conditions sont habituellement vérifiées dans les écoulements à travers les recouvrements. Cependant, la présence de canaux préférentiels peut changer le régime d'écoulement dans le sol et annuler la validité de l'équation de Darcy. En effet, comme la loi de Darcy est une loi linéaire, celle-ci peut dévier à des vitesses de fluide supérieures à la vitesse critique du milieu étudié. Cette déviation se manifeste plus précisément pour un nombre de Reynolds limite compris entre 1 et 10 selon les auteurs (Chauveteau et Thirriot, 1967; Chen et Liew, 2002; Jacques et Berengier, 1998; Muskat, 1937; Muskat et Wyckoff, 1937; Schmeebeli, 1956). Le nombre de Reynolds est un nombre adimensionnel et exprime le ratio des forces d'inertie aux forces de viscosité durant l'écoulement (Équation 2.16):

$$Re = \frac{v.d.\rho}{\mu} \quad (\text{Équation 2.16})$$

Avec :

- $v$  vitesse spécifique [ $LT^{-1}$ ];
- $d$  dimension caractéristique représentative du diamètre des grains [ $L$ ];
- $\mu$  coefficient de viscosité [ $MTL^{-2}$ ];
- $\rho$  masse volumique du fluide [ $ML^{-3}$ ].

Enfin, pour les expériences en laboratoire sur des matériaux à faible perméabilité (ex. argiles compactées), les données suggèrent qu'il existe un gradient limite sous lequel l'écoulement ne s'observe plus.

Jusqu'ici, l'équation générale de Darcy a été présentée pour un écoulement unidimensionnel en milieu isotrope. Toutefois, celle-ci peut être adaptée pour décrire un écoulement à trois dimensions. Considérant un profil de sol anisotrope, la conductivité hydraulique à saturation peut ne pas être identique dépendamment de sa direction :  $k_x \neq k_y \neq k_z$ . La vitesse spécifique,  $v$ , ou le flux,  $q$ , sont de ce fait exprimés suivant trois directions respectives  $x$ ,  $y$  et  $z$  soit :  $v_x, v_y, v_z$  ou  $q_x, q_y, q_z$ . Cette

généralisation de la loi de Darcy en trois dimensions implique également une généralisation du terme gradient hydraulique pour lequel  $i$ , se décompose suivant :  $i_x, i_y$  et  $i_z$ .

Soit à partir de la relation générale:

$$\vec{v} = \vec{q} = -k_{\text{sat}} \cdot \vec{i} \quad (\text{Équation 2.17})$$

On parlera uniquement du terme de flux  $q$  dans les équations suivantes.

L'expression du flux appliquée à trois dimensions dans un repère cartésien peut être généralisée à l'aide d'un tenseur de second ordre (Équation 2.18):

$$[q] = \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} = -[k_{\text{sat}}] \cdot \begin{bmatrix} i_x \\ i_y \\ i_z \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \\ \frac{\partial h}{\partial z} \end{bmatrix} = -k \cdot \overline{\text{grad}[h]} \quad (\text{Équation 2.18})$$

On peut donc écrire le flux de Darcy suivant sa direction:

$$q_x = -k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} ; q_y = -k_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} ; q_z = -k_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \quad (\text{Équation 2.19})$$

Ou encore en développant :

$$q = - \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} + k_y \frac{\partial h}{\partial y} + k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (\text{Équation 2.20})$$

## 2.3 Équations d'écoulement de l'eau en milieu non saturé

L'écoulement de l'eau en milieu non saturé est documenté dans la littérature (Celia et al., 1990; Musy et Soutter, 1991; Nielsen et Biggar, 1986; Richards, 1931; Soutter al., 2007). L'approche mathématique développée par Richards (1931) permet de décrire un écoulement en milieu non saturé en régime transitoire et permanent à partir de l'équation de Darcy généralisée à un milieu non saturé et de l'équation de continuité (ou loi de conservation de la masse).

### 2.3.1 Équation de continuité

Soit pour un parallélépipède de dimensions  $\Delta x, \Delta y$  et  $\Delta z$ , représenté dans un repère cartésien, son volume respectif est égal à :

$$\Delta V = \Delta x \times \Delta y \times \Delta z \quad (\text{Équation 2.21})$$

Le fluide est considéré isotherme et incompressible soit  $\rho_{\text{fluide}} = \text{Cte } \forall x, y, z, t, T^\circ$ .

- Bilan de masse

Le bilan de masse, appelé ici la recharge ou l'emmagasinement, correspond à la différence entre le flux entrant et sortant. Concrètement, il est égal à la quantité d'eau accumulée dans le volume donné par unité de temps.

Soit la quantité de flux  $q_{\text{entrant}}$  qui peut entrer par la face d'entrée suivant x:

$$\text{(Selon x) } q_{\text{entrant}} = q_x \times \Delta y \Delta z \Delta t \quad (\text{Équation 2.22})$$

Moins la quantité de flux  $q_x$  qui sort du volume par la face située respectivement dans le plan à  $x + \Delta x$  et qui représente :

La quantité de flux dans le volume :

$$q_{\text{inclus}} = \frac{\partial q}{\partial x} \times \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \quad (\text{Équation 2.23})$$

Plus la quantité sortante à  $t + \Delta t$ :

$$q_{\text{sortant}} = q_x \times \Delta y \Delta z \Delta t \quad (\text{Équation 2.24})$$

On établit le bilan de masse équivalent à la recharge ou l'emmagasinement:

$$q_{\text{recharge}} = q_{\text{entrant}} - [q_{\text{inclus}} + q_{\text{sortant}}] = \Delta q_x \quad (\text{Équation 2.25})$$

En développant :

$$q_{\text{recharge}} = q_x \times \Delta y \Delta z \Delta t - \left[ \left( q_x + \frac{\partial q}{\partial x} \times \Delta x \right) \times \Delta y \Delta z \Delta t \right] = - \frac{\partial q_x}{\partial x} \times \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t = \Delta q_x \quad (\text{Équation 2.26})$$

- Bilan temporel

Le bilan temporel représente la quantité d'eau présente dans le volume élémentaire à la fin de l'intervalle de temps  $\theta(x, y, z, t + \Delta t)$ , moins la quantité d'eau présente dans ce même volume au début de l'intervalle  $\theta(x, y, z, t)$ .

Soit :

$$[\theta(x, y, z, t + \Delta t) - \theta(x, y, z, t)] \times \Delta x \Delta y \Delta z = \frac{\partial \theta}{\partial t} \times \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \quad (\text{Équation 2.27})$$

Puisque la recharge  $\frac{\partial q}{\partial x}$  est relative à l'évolution de la teneur en eau dans le temps  $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ , on peut dès lors égaliser les termes du bilan temporel et spatial :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} \times \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t = -\frac{\partial q}{\partial x} \times \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \quad (\text{Équation 2.28})$$

Soit par simplification, l'équation de conservation pour une dimension s'écrit:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial x} \quad (\text{Équation 2.29})$$

Et en la généralisant pour trois dimensions :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left( \frac{\partial}{\partial x}(q_x) + \frac{\partial}{\partial y}(q_y) + \frac{\partial}{\partial z}(q_z) \right) \quad (\text{Équation 2.30})$$

Avec  $q_x, q_y, q_z$ , correspondant aux flux selon les directions respectives du plan.

### 2.3.2 Généralisation de la loi de Darcy en milieu non saturé

Le mouvement de l'eau se complexifie en conditions non saturées. La présence d'air modifie le chemin d'écoulement du fluide. Ainsi, pour un milieu de plus en plus exigü, l'air réduit la capacité du fluide à circuler notamment par des effets de tension capillaire créés entre les grains, mais aussi par l'état de quasi-staticité de poches d'air dû aux différences de pression entre les deux fluides (eau-air). Par conséquent, la conductivité hydraulique  $k$  baisse lorsque la teneur en eau diminue entraînant une réduction de la section d'écoulement.

Ainsi, la conductivité hydraulique peut être exprimée en fonction de la teneur en eau  $k(\theta)$  ou de la succion  $k(\psi)$  pour un milieu non saturé (Richards, 1931):

$$k = k(\theta) = k(\psi) \quad (\text{Équation 2.31})$$

La loi de Darcy originellement appliquée pour un milieu saturé et isotrope est généralisée par Richards (1931) à un milieu partiellement saturé :

$$q = -k(\psi) \cdot \overrightarrow{\text{grad}} [h] \quad (\text{Équation 2.32})$$

Développée en repère cartésien selon la teneur en eau ( $\theta$ ) et la succion ( $\psi$ ) la loi de Darcy généralisée demeure respectivement:

$$q = \left( -k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} - k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} - k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (\text{Équation 2.33})$$

Et :

$$q = \left( -k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} - k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} - k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (\text{Équation 2.34})$$

Afin d'obtenir une équation applicable au régime transitoire, le terme de continuité est introduit dans l'équation généralisée de Darcy.

Tel que :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q}{\partial x} \quad (\text{Équation 2.35})$$

Alors :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial}{\partial x} (q_x) + \frac{\partial}{\partial y} (q_y) + \frac{\partial}{\partial z} (q_z) \right) \quad (\text{Équation 2.36})$$

Les termes  $q_x, q_y, q_z$  de l'équation de continuité sont remplacés par le terme succion ( $\psi$ ).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( -k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( -k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( -k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] \quad (\text{Équation 2.37})$$

Le terme de charge de pression généralisé  $\frac{\partial h}{\partial x, y, z}$  peut être exprimé selon l'équation de Bernoulli.

Cette dernière exprimant la charge de pression  $h = z + P$  en milieu saturé peut être appliquée au non saturé devenant alors  $h = z + \psi$ . La succion  $\psi$  exprime un état de pression en condition non saturé à l'inverse de la pression  $P$  dans l'équation de Bernoulli exprimée usuellement pour un état saturé. Comme il est fait abstraction de l'énergie cinétique dans l'équation de Bernoulli, la charge de pression  $h$  est de ce fait égale à la somme de l'élévation  $z$  plus la succion  $\psi$  ( $h = z + \psi$ ).

Le terme de charge de pression  $h$  peut dès lors être remplacé dans l'équation de (Richards, 1931):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( -k_x(\psi) \frac{\partial(z+\psi)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( -k_y(\psi) \frac{\partial(z+\psi)}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( -k_z(\psi) \frac{\partial(z+\psi)}{\partial z} \right) \right] \quad (\text{Équation 2.38})$$

En développant :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( -k_x(\psi) \left( \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( -k_y(\psi) \left( \frac{\partial z}{\partial y} + \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( -k_z(\psi) \left( \frac{\partial z}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \right) \right] \quad (\text{Équation 2.39})$$

Puisque l'axe  $z$  a été choisi comme repère vertical positif dans le repère cartésien alors,

$\frac{\partial z}{\partial x}$  et  $\frac{\partial z}{\partial y}$  sont égales à 0 et  $\frac{\partial z}{\partial z}$  est égal à 1 (Richards, 1931).

Par conséquent l'équation de Richards appliquée pour un milieu partiellement saturé devient:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( -k_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( -k_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( -k_z(\psi) \left( 1 + \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \right) \right] \quad (\text{Équation 2.40})$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \left[ - \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial K_z(\psi)}{\partial z} + \left( \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \right) \right] \quad (\text{Équation 2.41})$$

## 2.4 Propriétés des matériaux en milieu non saturé

Pour étudier et comprendre les écoulements en milieu non saturé, on a souvent recours à deux propriétés fondamentales des sols: la courbe de rétention d'eau (CRE) et la fonction de conductivité hydraulique. La partie suivante présente des généralités sur la CRE et les fonctions de perméabilité, ainsi que les méthodes pour les obtenir.

### 2.4.1 Généralités sur la courbe de rétention d'eau (CRE)

La courbe de rétention d'eau décrit la relation entre la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) et la succion ( $\psi$ ) dans un sol (Assouline et al., 1998; Barbour, 1998; Fredlund et Xing, 1994; Fredlund, Xing, Fredlund, et Barbour, 1996; Lamara et Derriche, 2009; Vanapalli et al., 1996); elle est parfois exprimée en terme de degré de saturation ( $S_r$ ) ou de teneur en eau massique en fonction de la succion. Concrètement, la variation de la succion va induire une variation de la teneur en eau. La figure 2-3 présente une courbe de rétention d'eau, caractérisée en trois zones distinctes: I) la zone saturée ( $\theta_s < \psi < \psi_a$ ), II) la zone de transition ( $\psi_a < \psi < \psi_r$ ) et III) la zone résiduelle ( $\psi > \psi_r$ ) (voir Figure 2-3).

- I. On rappelle selon la section 2.1.1 que la zone saturée de la CRE correspond à la partie du sol où les pores sont remplis d'eau. Ainsi, la teneur en eau volumique  $\theta$  est égale à la teneur en eau à saturation  $\theta_{sat}$ , équivalente à la porosité  $n$  (Aubertin et al., 1998; Freeze, 1979);
- II. La zone transitoire est la partie de la courbe de rétention d'eau la plus marquée par la diminution ou l'augmentation de la teneur en eau  $\theta$  du sol selon la pression;
- III. La zone résiduelle représente la partie de la courbe de rétention d'eau pour laquelle la teneur en eau  $\theta$  se rapproche de la teneur en eau résiduelle  $\theta_r$  du matériau et où pour une augmentation importante de succion, la variation de la teneur en eau volumique est faible.

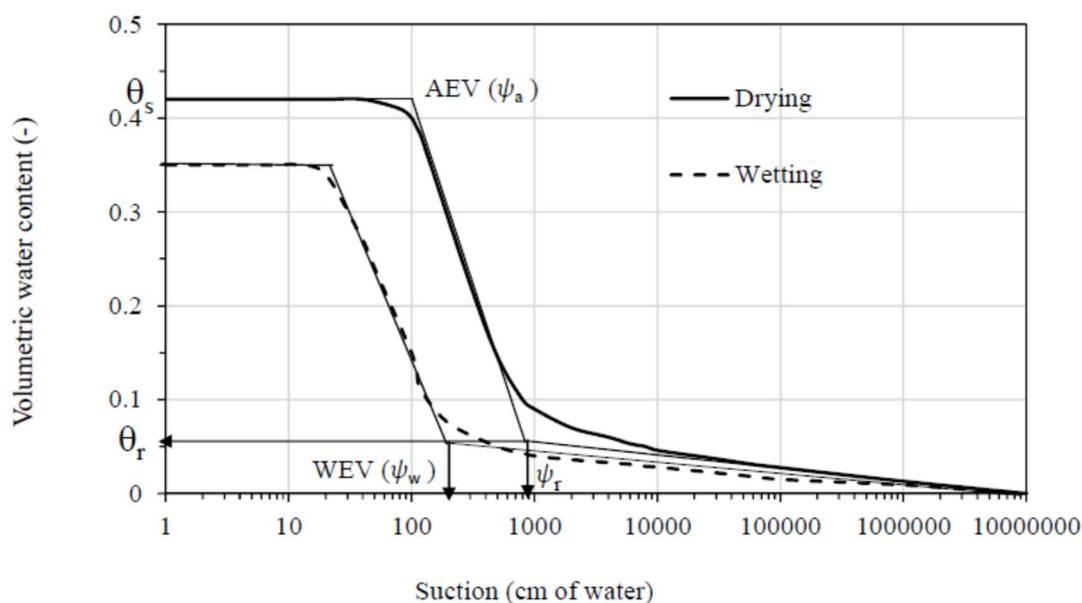


Figure 2-3 : Schéma d'une courbe de rétention d'eau (tiré du chapitre 3 Mbonimpa et al., 2020)

Plus spécifiquement, les trois zones sont délimitées par deux valeurs intermédiaires de succion : la valeur d'entrée d'air (AEV ou  $\psi_a$ ) et la succion résiduelle ( $\psi_r$ ) (Barbour, 1998). Pour un essai en drainage, à partir d'un échantillon saturé,  $\psi_a$  se définit comme la valeur critique de succion  $\psi_a$  à partir de laquelle les pores les plus gros commencent à se vider et où l'air pénètre dans le sol. Plus exactement, c'est la valeur de succion pour laquelle le potentiel capillaire du matériau n'est plus assez fort pour retenir la pression exercée par l'eau libre dans les pores les plus gros (Aubertin et al., 1998; Fredlund et Rahardjo, 1993a). Dès lors que la valeur de succion  $\psi_a$  est atteinte et qu'elle augmente jusqu'à  $\psi_r$  ( $\psi_a < \psi < \psi_r$ ), la teneur en eau baisse significativement de  $\theta_{sat}$  jusqu'à  $\theta_r$ . À ce stade, l'eau est en majorité présente dans le sol sous la forme de ménisques isolés et de couches immobiles adsorbées sur les particules de sol grâce aux forces d'adhésion et de capillarité liées à la microporosité du sol. Toutefois, on retient qu'il reste tout de même une faible quantité d'eau libre. L'écoulement devient difficile et ce même pour de fortes valeurs de succion comme le montre la figure 2-3 en zone III, zone à partir de laquelle la teneur en eau diminue lentement.

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes expérimentales pour obtenir la courbe de rétention en eau d'un sol dépendamment qu'il soit fin, grossier, hétérogène ou non. Parmi ces méthodes on retrouve: l'essai à la cellule de pression (Tempe Cell ASTM D6836) avec ses variantes, la méthode

au papier filtre, le psychomètre, la cellule triaxiale (ASTM D5084), la cellule de Richards (Bussière, 1999; Delage et Cui, 2000), la méthode au gel et l'essai en colonne (D5856) (Figure 2-4). On note que la plupart des essais sont réalisés en drainage. La plupart de ces méthodes sont répertoriées dans Chapuis et al., (2006); Fredlund et Rahardjo (1993b); Hernandez (2007); Tarantino, Ridley, et Toll (2008). Pour le cas des stériles miniers, ou tout autre matériau grossier, la procédure d'essai la plus courante pour évaluer la CRE est d'utiliser une colonne instrumentée en effectuant l'essai par drainage, comme le montre les travaux de Chapuis et al., (2006) et Peregoedova (2012).

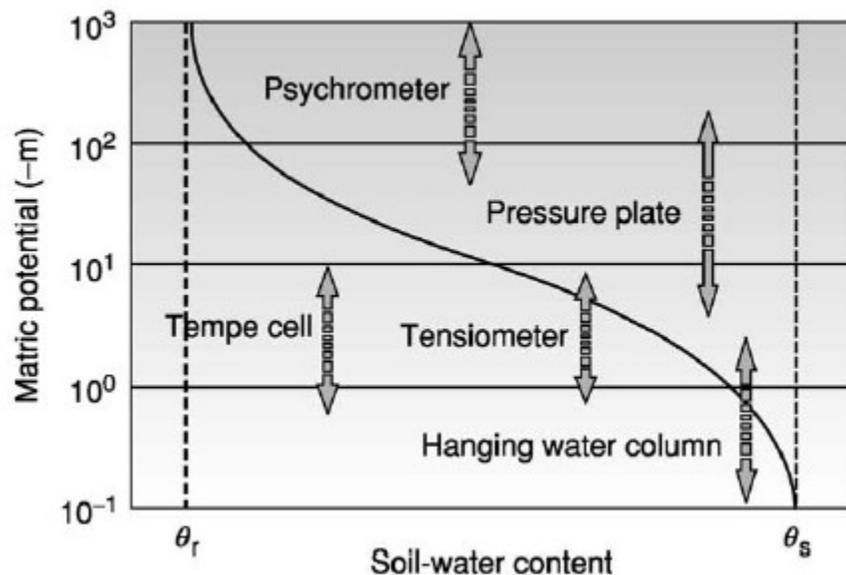


Figure 2-4 : Différentes méthodes de mesures de la CRE selon l'intervalle de succion matricielle (Tuller, Or, et Hillel, 2004).

On note aussi que la courbe de rétention d'eau peut également être déduite à partir de mesures in situ (Bussière et al., 2007). Cela peut être réalisé en mesurant simultanément la teneur en eau volumique et la succion à l'aide de deux senseurs installés près l'un de l'autre.

#### 2.4.1.1 Modèles descriptifs

Les diverses méthodes utilisées pour évaluer la courbe de rétention d'eau en laboratoire ou sur le terrain permettent d'obtenir un ensemble de points expérimentaux représentés sur l'ensemble du repère  $\psi$ - $\theta$ . Des modèles mathématiques de corrélation, ou modèles descriptifs, ont été développés pour obtenir une courbe de rétention d'eau complète à partir de ces points expérimentaux. Les

principaux modèles utilisés sont ceux développés par Brooks et Corey (1964), van Genuchten (1980), Gardner (1958) et Fredlund et Xing (1994). Les équations mathématiques de ces modèles descriptifs sont présentées dans le tableau 2-1. Les quatre modèles sont généralement ceux qui décrivent au mieux les résultats expérimentaux d'essais de rétention d'eau. Toutefois, dans la littérature, Rossi et Nimmo (1994) apportent un ajustement aux modèles de van Genuchten (1980) et Brooks et Corey (1964) dans la partie résiduelle afin de fournir une description plus réaliste de la courbe. De plus, l'étude de variabilité menée par Lamara et Derriche (2009) sur un sable et un silt montre que parmi les trois premiers modèles présentés en tableau 2-1, le modèle de van Genuchten (1980) est celui qui possède la meilleure performance avec une variabilité maximale inférieure à 2% de la valeur de pression dans la zone d'entrée d'air.

À noter qu'il existe dans la littérature une multitude de modèles descriptifs (Bruce et Luxmoore, 1986; Brutsaert, 1967; Bumb, Murphy, et Everett, 1992; G. Campbell et Shiozawa, 1992; G. S. Campbell, 1974; King, 1965; Laliberte, 1969; McKee et Bumb, 1984, 1987; Hung Quang Pham, 2005; Rogowski, 1971; Rossi et Nimmo, 1994; Russo, 1988; Tani, 1982), toutefois ces derniers ne seront pas explicités ici.

#### **2.4.1.2 Estimation de la valeur de $\psi_a$**

Tel que décrit précédemment, la zone transitoire de la CRE est délimitée par deux valeurs de pressions qui sont  $\psi_a$  et  $\psi_r$ . Plusieurs approches peuvent être utilisées pour définir la pression d'entrée d'air  $\psi_a$  à partir de la relation teneur en eau-succion ( $\theta$ - $\psi$ ), cependant, elles ne seront pas toutes définies ici.

Une première approche consiste à définir l'AEV ( $\psi_a$ ) comme étant inversement proportionnelle au paramètre  $\alpha$  de van Genuchten du matériau ( $\psi_a = \frac{1}{\alpha}$ ), et est calculée à partir du code RETC (van Genuchten, 1980). Cependant, cette valeur est très souvent surestimée (Aubertin et al., 1998).

Une autre méthode est appelée la méthode des tangentes (Aubertin et al., 2003; Fredlund et Xing, 1994). Le principe est d'utiliser la CRE décrite par un des modèles précédemment et de tracer deux tangentes. La première est tracée à partir de la portion de la courbe entre l'état à saturation ( $\psi = 0$ ) et la valeur de  $\psi_a$ . La deuxième tangente est tracée sur la portion de la courbe entre  $\psi_a$  et  $\psi_r$ . La valeur de pression d'entrée d'air  $\psi_a$  est déduite à l'intersection entre ces deux droites (Aubertin et al., 1998). Cette approche est présentée en figure 2-3.

Une troisième approche considère la pression d'entrée d'air équivalente à quatre-vingt-dix pour cent de la teneur en eau à saturation  $\psi_{AEV} = \theta_{90} = 0,9 \times \theta_{sat}$ . En effet, selon Aubertin et al. (1998), plusieurs auteurs s'accordent sur le principe qu'en drainage, des canaux d'air commencent à se former dans le matériau lorsque la valeur de  $S_r = 90\%$ .

Une quatrième approche consiste à déterminer la pression d'entrée d'air suivant l'équation 2.42 généralisée de Polubarinova-Kochina (Bear, 2013) . Soit :

$$\psi_{AEV} = \frac{b}{eD_{10}} \quad (\text{Équation 2.42})$$

Avec :

- $b$  : [-] valeur de la constante selon la méthode utilisée pour calculer  $\psi_{AEV}$ . Le modèle MK considère pour une équation de prédiction similaire, un  $b = 0,6$  (voir Aubertin et al., (2003) éq. [42]), mais peu applicable pour les grains fins car  $C_U$  et  $D_{10}$  sont souvent peu connus;
- $e$  : indice des vides [-];
- $D_{10}$  : diamètre de la maille du tamis correspondant à 10 % du passant cumulé [L].

Pour la pression d'entrée d'eau (WEV), cette dernière correspond à la pression critique pour laquelle l'eau libre uniquement commence à rentrer dans le matériau. Comme pour la zone transitoire, on parlera alors de l'eau libre ou de l'eau gravitaire. Cette valeur peut être aussi déterminée par la méthodes des tangentes mais sur la courbe en mouillage plutôt que la courbe en drainage (Aubertin et al., 2003; Fredlund et Xing, 1994) (voir Figure 2-3).

Tableau 2-1: Modèles mathématiques de corrélation pour la description de la courbe de rétention à partir des points expérimentaux.

Auteur(s)	Équation	Paramètres d'ajustement
Brooks et Corey (1964) (voir aussi G. S. Campbell (1974)) Modèle de loi de puissance	$\theta_e = \left(\frac{\psi}{\psi_a}\right)^{-\lambda}$ (Équation 2.43)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\lambda</math> paramètre de lissage de la courbe lié à la distribution de la taille des pores</li> <li>- <math>\psi_a</math> valeur d'entrée d'air (AEV)</li> </ul>
van Genuchten (1980) Modèle de loi de puissance	$\theta_e = [1 + (\alpha \psi )^n]^{-m}$ (Équation 2.44)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\alpha</math>, <math>m</math> et <math>n</math> constantes d'ajustement du modèle (Kutilek, Nielsen, et Reichardt, 2007) avec <math>m_v = 1 - \frac{1}{n_v}</math></li> <li>- <math>\Psi</math> potentiel matriciel</li> </ul>
Gardner (1958) Modèle de loi de puissance	$\theta_e = [1 + (\alpha\psi)^n]^{-1}$ (Équation 2.45)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\alpha</math> et <math>n</math> constantes d'ajustement du modèle</li> <li>- <math>\Psi</math> potentiel matriciel</li> </ul>
Fredlund et Xing (1994) Modèle hybride : loi de puissance et loi exponentielle	$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left(\ln \left[ e + \left(\frac{\psi}{\alpha_f}\right)^n \right] \right)^m}$ avec $C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left[ 1 + \left(\frac{\psi}{\psi_r}\right) \right]}{\ln \left[ 1 + \left(\frac{10^6}{\psi_r}\right) \right]}$ (Équation 2.46)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>e</math> nombre népérien (2,71828)</li> <li>- <math>\alpha_f</math> valeur approximative de <math>\psi_a</math></li> <li>- <math>n</math> paramètre de lissage qui contrôle la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau</li> <li>- <math>m</math> paramètre de lissage de courbe (relié à la teneur en eau résiduelle et la fonction de correction <math>C(\psi)</math>)</li> <li>- <math>\psi_r</math> succion matricielle associée à la teneur en eau résiduelle</li> </ul>

### 2.4.1.3 Modèles prédictifs

La mesure de la courbe de rétention d'eau en laboratoire ou sur le terrain est relativement longue à réaliser. Plusieurs modèles prédictifs ont été développés pour fournir une estimation rapide de la CRE. Ces derniers peuvent être basés sur les propriétés géotechniques ou chimiques d'un sol comme la granulométrie, la porosité, la quantité de matière organique ou la minéralogie. De ces modèles prédictifs, on retrouve principalement les modèles de Arya et Paris (1981); Aubertin et al. (2003); Bouma (1989); Haverkamp et Parlange (1986); Kovács (1981); Maqsood et al., (2012); Schaap et al., (1998); Vereecken et al., (1992). Ils sont en majorité des modèles empiriques reliés aux données expérimentales ou des modèles théoriques basés sur les propriétés physiques des matériaux. Pour estimer la CRE des matériaux dans cette étude, nous utiliserons le modèle de Kovacs modifié (KM; Aubertin et al., 2003). Ces derniers seront ensuite comparés et critiqués selon la corrélation des résultats obtenus.

Le modèle modifié de Kovacs (KM) découle directement de l'équation générale du modèle de Kovács (1981). Il inclut un meilleur ajustement des paramètres d'entrée que le modèle de Kovács (1981) et s'applique pour une plus large gamme de sol (sols granulaires et fins) (Aubertin et al., (2003); Aubertin et al. (1998)). Le modèle KM estime la courbe de rétention d'eau à partir de l'indice des vides  $e$ , de la courbe granulométrique du sol et respectivement avec les paramètres  $C_U$  et  $D_{10}$  ainsi que la densité relative des grains  $D_r$ . L'hypothèse de base de ce modèle est liée au fait que l'eau est retenue dans le sol par des forces capillaires et d'adhésion. Le degré de saturation du sol ( $S_r$ ) est ainsi calculé comme étant la somme du degré de saturation dû aux forces de capillarité  $S_c$  et d'adhésion  $S_a$ , soit respectivement (Équation 2.47 et 2.48):

$$S_r = \frac{\theta}{n} = 1 - (1 - S_c)(1 - S_a) \quad (\text{Équation 2.47})$$

Où :

$$S_c = 1 - \left[ \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right]^m \exp \left( -m \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right) \quad (\text{Équation 2.48})$$

Et :

$$S_a = a_c \cdot C_\psi \cdot \frac{\left(\frac{h_{c0}}{\psi_n}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{\psi}{\psi_n}\right)^{\frac{1}{6}} e^{\frac{1}{3}}} \quad (\text{Équation 2.49})$$

Avec  $C_\psi$  fonction de correction de Fredlund et Xing (1994) :

$$C_\psi = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{\psi_0}{\psi_r}\right)} \quad (\text{Équation 2.50})$$

Donc :

$$S_a = a_c \left(1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{\psi_0}{\psi_r}\right)}\right) \frac{\left(\frac{h_{c0}}{\psi_n}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{\psi}{\psi_n}\right)^{\frac{1}{6}} e^{\frac{1}{3}}} \quad (\text{Équation 2.51})$$

Avec :

- $a_c = 0,01 [-]$ ;
- $\psi_0 =$  succion initiale valeur de  $10^7$  en général [L];
- $\psi_n = 1$ [L];
- $\psi_r = 0.86 * h_{c0}^{1,2}$  [L];
- $D_{10}$  [L].
- Saturation due à la capillarité  $S_c$  :

$$S_c = 1 - \left[\left(\frac{h_{c0}}{\psi}\right)^2 + 1\right]^m \exp\left(-m \left(\frac{h_{c0}}{\psi}\right)^2\right) \quad (\text{Équation 2.52})$$

La hauteur de remontée de hauteur capillaire ( $h_{c0}$ ) peut être évaluée de la manière suivante :

$$h_{c0g} = \frac{0,75}{eD_{10}[1,17 \log(C_U)+1]} \quad (\text{Équation 2.53})$$

La teneur en eau volumique peut donc être retrouvée à partir du degré de saturation du sol :  $\theta = S_r * n = n \times (1 - (1 - S_c)(1 - S_a))$  avec  $\langle y \rangle = 0.5(y + |y|)$  parenthèses de Macaulay et  $n$  la porosité du sol.

Le modèle considère la remontée capillaire ( $h_{co}$ ) comme paramètre de référence direct pour définir la relation entre le degré de saturation  $S_r$  et la succion matricielle  $\psi$  (Aubertin et al., 2003). Afin de pouvoir tracer chaque CRE il faut donc obtenir la teneur en eau volumique associée à la pression  $\psi$  (cm). Pour cela, la succion ( $\psi$ ) est choisie comme étant la variable de l'équation de  $S_a$  et  $S_c$ . Ce modèle a pour avantage de fournir rapidement une estimation de la courbe de rétention d'eau sans pour autant réaliser un essai de succion.

La fonction CRE diffère aussi selon si la caractérisation a été faite par saturation (mouillage) ou désaturation (drainage) du matériau. Cette différence est notamment due à l'effet d'hystérésis expliqué plus bas. Plus d'informations concernant l'effet d'hystérésis sont apportées dans Bussière (1999); Delage et Cui (2000); Hillel (2012); Lebeau (1998); Pabst (2011), Maqsood et al., (2012).

## 2.4.2 Fonction de conductivité hydraulique

La fonction de perméabilité est un paramètre essentiel qui nous permet de simuler l'écoulement de l'eau en milieu non saturé. Avant de déterminer la valeur de cette fonction, il est nécessaire de connaître la valeur de la conductivité hydraulique saturée qui se trouve à être la première valeur de la fonction de perméabilité (la valeur de  $k$  pour une succion nulle). Pour ce faire, on peut mesurer la conductivité hydraulique saturée à l'aide d'essais au laboratoire (ces essais seront décrits au Chapitre 3) ou encore prédire sa valeur à l'aide de modèles prédictifs.

### 2.4.2.1 Estimation de la conductivité hydraulique saturée

#### *Méthode de Kozeny-Carman (KC ; (Chapuis et Aubertin, 2003)*

Le modèle de Kozeny-Carman permet d'estimer la conductivité hydraulique saturée de la plupart des sols fins ou pulvérulents, plastique ou non (Chapuis et Aubertin, 2003). Les paramètres de calculs nécessaires à la détermination de  $k_{sat}$ , sont : l'indice des vides et soit la surface spécifique mesurée pour les sols cohérents, soit la courbe granulométrique pour les sols pulvérulents (Chapuis et Aubertin, 2003).

Selon Chapuis et Aubertin (2003), la conductivité hydraulique  $k_{sat}$  d'un sol peut être estimée par cette variante de l'équation de Kozeny-Carman (Équation 2.53):

$$k_{sat,KC} = \frac{C \times g}{\mu_w \rho_w} \left( \frac{e^3}{S_m^2 D_r^2 (1+e)} \right) \quad (\text{Équation 2.53})$$

Avec :

- C : facteur tenant compte de la forme et de la tortuosité des canaux d'écoulement, la valeur de ce paramètre sera prise égale à  $C = 0.2$  (cette valeur donne la meilleure corrélation avec les résultats selon Chapuis et Aubertin (2003));
- g : accélération de la gravité :  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ;
- $D_R$  : densité relative des grains  $[ML^3]$ ;
- $S_m$  : surface spécifique des grains  $[L^2]$ ;
- e : indice des vides [-];
- $\mu_w$  : viscosité dynamique de l'eau,  $\mu_w(T = 20^\circ\text{C}) = 10^{-3} \text{ kg/(m.s)}$ ;
- $\rho_w$  : masse volumique de l'eau,  $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ .

Le calcul de la surface spécifique  $S_m$  suit la formule donnée dans l'article de Chapuis et Legare (1992) (Équation 2.54):

$$S_m = \frac{\alpha}{\rho_s \cdot D_H} \quad (\text{Équation 2.54})$$

Avec :

- $\alpha$  : facteur de forme [-];
- $P_{N0 D}$  : pourcentage massique des grains de diamètre inférieur au tamis D [-];
- $P_{N0 d}$  : pourcentage massique des grains de diamètre inférieur au tamis d [-];
- $D_H$  : diamètre équivalent estimé à partir de la courbe granulométrique [L] (Chapuis et Legare, 1992);

$$D_H = \left( \sum_{d < D} \frac{P_{N0 D} - P_{N0 d}}{d} \right)^{-1} \quad (D \text{ et } d \text{ sont les tamis successifs})$$

- $d$  : diamètre du tamis  $d$  [-].

Il faut également tenir compte des éléments les plus fins, c'est-à-dire la plus petite fraction de sol dont le diamètre minimal est inférieur au diamètre de la maille du plus petit tamis utilisé. Pour cela, il faut calculer  $d_{eq}$  (diamètre équivalent pour tamis), donné par la relation de Chapuis et Legare (1992) présentée ci-dessous.

$$d_{eq}^2 = \frac{1}{d_{min}} \int_0^{d_{min}} y^2 dy = \frac{d_{min}^2}{3} \quad (\text{Équation 2.55})$$

### ***Modèle de Kozeny-Carman modifié (KCM ;(M Mbonimpa et al., 2002))***

Le modèle de Kozeny-Carman modifié permet d'estimer la conductivité hydraulique saturé d'un sol granulaire, cohésif/plastique ou non. Les paramètres de calculs nécessaires à la détermination de  $k_{sat}$ , sont : l'indice des vides  $e$  et le  $D_{10}$ .

$$k_{sat,G} = C_G \frac{\gamma_w}{u_w} \frac{e^{3+x}}{1+e} C_U^{1/3} D_{10}^2 \quad (\text{Équation 2.56})$$

Avec :

- $C_G$  : est souvent prise égal à 0.1 (M Mbonimpa et al., 2002) [-];
- $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau (9.81 kN/m<sup>3</sup> à 20°C);
- $u_w$  : viscosité de l'eau (10<sup>-3</sup> Pa.s à 20°C);
- $D_{10}$  et  $D_{60}$  [L];
- $x = 2$  (Mbonimpa et al., 2002) constante indépendante du matériau testé;
- $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$  [-].

La prédiction de  $k_{sat}$  peut aussi être calculée en intégrant la limite de liquidité  $w_L$  ( Mbonimpa et al., 2002). Cependant, comme seuls des matériaux granulaires non cohésifs sont utilisés dans ce travail, la version avec cohésion ne sera pas présentée ici.

### 2.4.2.2 Modèles de prédiction de la fonction de perméabilité

Représentée dans l'équation de Richards sous la forme  $k(\psi)$ , la fonction de conductivité hydraulique décrit l'évolution de la conductivité hydraulique d'un sol non saturé, dépendamment de sa teneur en eau et donc de la succion intra poreuse existante qui lui est appliquée. On la décrira alors comme la fonction qui lie conductivité hydraulique et succion. Cette fonction est habituellement représentée dans le repère :  $k_w - \psi$ . Elle peut aussi être présentée suivant les relations  $k_w = k_w(S_r, e)$ ;  $k_w = k_w(e, \theta_w)$ ;  $k_w = k_w(\theta_w, S_r)$  dépendamment des auteurs (Fredlund et al., 2012b; Marshall, 1958). Dans notre cas, les fonctions de conductivité hydraulique seront représentées dans le plan Log conductivité hydraulique-Log succion ( $k_w - \psi$ ) uniquement (Figure 2-5).

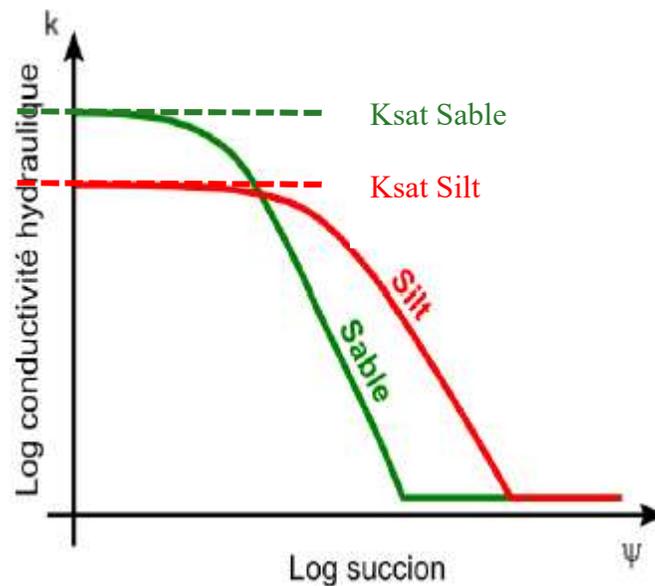


Figure 2-5 : Schéma conceptuel adapté des fonctions de perméabilité d'un sable et d'un silt (Aubertin et al., 2016).

Le coefficient de perméabilité  $k_w$  est communément défini par la relation générale suivante:  $k_w = k_r \times k_{sat}$ , où  $k_r$  est la conductivité hydraulique relative (qui varie entre 0 et 1), exprimée aussi sous la forme  $k_u$  (unsaturated hydraulic conductivity), et  $k_{sat}$  est la conductivité hydraulique saturée.

Des méthodes expérimentales en laboratoire et sur le terrain ont été développées pour évaluer directement la partie non saturée de la fonction de perméabilité (partie décroissante de la courbe) (C. Dirksen, 1999; Christiaan Dirksen, 2000; D. G. Fredlund et Rahardjo, 1993b; Green, Ahuja,

et Chong, 1986; Hillel, 1998; Klute et Dirksen, 1986; Looney et Falta, 2000; van Genuchten, Leij, et Wu, 1997). Toutefois, la complexité de ces différentes méthodes expérimentales rend difficile son application au laboratoire et sur le terrain. Ainsi, on déduit souvent  $k_w$  de manière indirecte à l'aide de modèles de prédiction qui utilisent les propriétés basées sur la courbe de rétention d'eau. Les modèles en question seront présentés plus bas.

Il existe dans la littérature plusieurs types de modèles mathématiques qui permettent de prédire la perméabilité  $k_w = k_w(\psi, \theta_w)$  à partir de la courbe de rétention d'eau (Tableau 2-2). Parmi eux, on retrouve: les modèles empiriques, les modèles macroscopiques et les modèles statistiques. Des descriptions détaillées de chacun de ces modèles sont fournies dans les ouvrages de Brutsaert (2005); B. Bussière (1999), Mualem (1986), Fredlund et al. (2012b); Masrouri et al., (2008).

Les principales caractéristiques des modèles statistique et empirique sont (tableau 2-2):

- Les modèles empiriques utilisent les données de succion et de teneur en eau pour représenter des mesures de conductivité hydraulique. On utilise généralement des équations de forme simple de type  $k_w = f(\psi)$  ou  $k_w = f(\theta)$  pour établir une courbe ajustée aux mesures (curve-fitting);
- Les modèles statistiques proposés par Childs (1950), Burdine (1953), Mualem (1976) permettent de déduire la fonction de perméabilité  $k_w$  directement à partir de la CRE. Parmi eux, les modèles Burdine (1953), Mualem (1976) sont résolus à l'aide d'équations analytiques approchées, appelées « closed-form analytical formulas ». Le modèle de Childs (1950) est quant à lui être résolu numériquement selon l'algorithme proposé par Kunze et al., (1968). Les modèles statistiques utilisent les CRE pour dériver la fonction de conductivité hydraulique.
- Aussi, les modèles statistiques diffèrent les uns des autres suivant l'interprétation de la configuration géométrique du pore élémentaire et de l'évaluation de la contribution de cette configuration dans la fonction de perméabilité. L'ouvrage de Mbonimpa, Aubertin, et Bussière (2006) présente les performances des différents modèles statistiques. Enfin, selon l'étude de Assouline et Or (2013), les résultats du modèle de Mualem sont plus en adéquation avec les résultats expérimentaux de la fonction de perméabilité d'un sable.

Tableau 2-2 : Tableau récapitulatif des différents types de modèles développés pour déduire la fonction de perméabilité.

Type de modèle	Auteurs	Notations	Remarques
Empiriques	Richards (1931) $k = a\psi + b$ (Équation 2.57) Wind (1959) $k = a \psi^{-n} $ (Équation 2.58) Gardner (1958) $k_{rel} = \frac{k}{k_{sat}} = \exp(a_s\psi)$ (Équation 2.59) Rijtema (1965) $k_{rel} = \frac{k}{k_{sat}} - \exp[a_s(\psi + \psi_a)]$ (Équation 2.60) $k = k_{\psi_r} \left(\frac{\psi}{\psi_r}\right)^N \quad \text{si } \psi \geq \psi_r$ $k = k_{sat} \quad \text{si } \psi \leq \psi_a$	$a_s$ : paramètre du sol appelé « Sorptive number » $N$ : coefficient de calcul $a, b, n$ : coefficients déterminées par ajustement aux données mesurées	Corrélation avec les données expérimentales assez faibles. À utiliser avec certaines restrictions. Les formules ne sont pas valables pour toutes les classes de matériaux. Les coefficients peuvent varier grandement d'un matériau à un autre. Tenir compte de l'effet d'hystérésis impliquant un réajustement des coefficients. Privilégier donc l'utilisation de la fonction $k(\psi)$ au lieu de $k(\theta)$ quand les phases d'humidification et de séchage sont utilisées de manière successives (Mualem, 1986).
Statistiques (modèles présentés sous la forme d'intégrales)	Childs (1950) $k_r = \frac{k_w(\theta)}{k_{sat}} = \frac{\int_0^\theta (\theta - \xi) \psi^{-2}(\xi) d\xi}{\int_0^{\theta_s} (\theta - \xi) \psi^{-2}(\xi) d\xi}$ (Équation 2.61) Burdine (1953) $k_r = \frac{k(\theta)}{k_s} = \theta_e^l \left[ \frac{\int_{\theta_r}^\theta d\theta \psi^{-2}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} d\theta \psi^{-2}} \right]$ (Équation 2.62) Mualem (1976a) $k_r = \frac{k(\theta)}{k_{sat}} = \theta_e^l \left[ \frac{\int_{\theta_r}^\theta d\theta \psi}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} d\theta \psi} \right]^2$ (Équation 2.63) D. Fredlund, Xing, and Huang (1994) (Équation 2.64) $k_r = \frac{\int_{\ln(\psi)}^{\ln(10^6)} \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{AEV})}^{\ln(10^6)} \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\xi, y</math> : variables d'intégration ;</li> <li>- <math>l</math> : Paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité des chemins d'écoulements. Selon le modèle <math>l = 2</math> (Burdine, 1953) ou <math>l = 0,5</math> pour la majorité des sols (Mualem, 1976) ;</li> <li>- <math>\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}</math> teneur en eau effective .</li> </ul>	Le concept de modèle statistique repose sur trois hypothèses (Mualem, 1986): - l'ensemble des pores sont interconnectés et répartis de manière aléatoire; - l'équation de Hangen-Poseuille est supposée valide et peut s'utiliser pour estimer la conductivité hydraulique. La conductivité hydraulique totale est déterminée par intégration seulement avec les pores qui permettent l'écoulement. - la forme de la CRE est semblable à celle donnée par la fonction de distribution des rayons des pores.

Type de modèle (suite)	Auteurs	Notations
Statistiques (modèles présentés sous une forme simplifiée facilitant la résolution des équations originales)	<p>Childs (1950) (Équation 2.65)</p> $k(\theta_i) = \frac{k_{sat}}{k_{sc}} \frac{T_s^2 \rho_w g}{2u_w} \frac{\theta_s^p}{N^2} \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)(u_a - u_w)_j^{-2}]$ <p>Burdine (1953) (Équation 2.66)</p> $k_r = \theta_e^l \left[ 1 - \left( \frac{1}{\theta_e^m} \right)^m \right]^2 \text{ avec } m = 1 - 2/n$ <p>Mualem (1976a) (Équation 2.67)</p> $k(\theta) = k_{sat} \theta^{0,5} \left\{ 1 - \left[ 1 - \theta_e^{\left(\frac{1}{m}\right)} \right]^m \right\}^2$ <p style="text-align: center;">avec <math>m = 1 - 1/n</math></p> <p>D. Fredlund et al. (1994) (Équation 2.68)</p> $k_r = \frac{\sum_{i=j}^n \frac{\theta(e^y) - \theta(\varphi)}{e^y} \theta \cdot (e^y)}{\sum_{i=j}^n \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta \cdot (e^y)}$	<p><math>k(\theta_i)</math>= coefficient de perméabilité calculé pour une teneur en eau spécifiée (<math>\theta_i</math>) correspondant à la ième intervalle;</p> <p><math>k_{sc}</math>=coefficient de perméabilité saturé calculé;</p> <p><math>T_s</math>=tension de surface;</p> <p><math>\rho_w</math>= masse volumique de l'eau;</p> <p><math>\mu_w</math> =viscosité absolue de l'eau ;</p> <p><math>g</math>=accélération gravitationnelle;</p> <p><math>p</math>= constante pour les interactions entre les pores de différentes dimensions;</p> <p><math>N</math>=nombre total d'intervalles calculé entre <math>\theta_s</math> et <math>\theta=0</math></p> <p><math>m</math>= nombre total d'intervalles entre <math>\theta_s</math> et <math>\theta_r</math> la plus faible;</p> <p><math>j</math> : variable pour un compteur de <math>i</math> à <math>m</math>;</p> <p><math>i</math> = nombre d'intervalles qui augmente avec la diminution de la teneur en eau (<math>i = 1 =</math> intervalle la plus proche de <math>\theta_s</math>) <math>i = 1, 2, \dots, m</math>;</p> <p><math>(u_a - u_w)_j</math>= succion correspondant à l'intervalle <math>j</math>.</p>

Dans ce document, le modèle combiné de conductivité hydraulique et de rétention d'eau de van Genuchten (1980)-Mualem (1976) est utilisé pour prédire la fonction de perméabilité en utilisant les données physique de la CRE.

Le modèle de van Genuchten-Mualem peut s'écrire en fonction de la succion:

$$\theta_e(\psi) = [1 + (\alpha|\psi|)^n]^{-m} \quad (\text{Équation 2.69})$$

$$k(\theta_e) = k_{\text{sat}} \cdot \frac{[1 - (\alpha|\psi|)^{n-1} [1 + (\alpha|\psi|)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha|\psi|)^n]^{m/2}} \quad (\text{Équation 2.70})$$

Ou encore:

$$k(\theta_e) = k_{\text{sat}} \cdot \theta_e^1 \left[ 1 - \left( 1 - \theta_e^{(1/m)} \right)^m \right]^2 \quad (\text{Équation 2.71})$$

Ce modèle est le plus fréquemment utilisé dans des études similaires à la nôtre (Bréard Lanoix, 2017; Kalonji, 2014; Knidiri, 2015). On note que comme pour la CRE, la fonction de perméabilité est sujette à des effets d'hystérésis (Maqsoud et al., 2012).

### 2.4.3 Effet d'hystérésis

On a pu démontrer expérimentalement que si un sol est soumis à des cycles consécutifs de mouillage et de drainage, la relation entre la succion et la teneur en eau volumique présente une hystérèse caractéristique (Figure 2-6.a) (Arairo, 2013; Hung et al., 2005; Topp, 1969). En drainage, une pression ou une succion est appliquée à partir du haut de l'échantillon saturé pour le forcer à se drainer. A l'inverse, l'essai en mouillage consiste à laisser un matériau initialement sec s'imbiber petit à petit d'eau depuis la base de l'échantillon. Le chemin parcouru par l'eau pendant l'essai en mouillage est alors différent de celui emprunté en drainage expliquant ainsi le décalage entre la courbe de mouillage (wetting curve) et la courbe de drainage (drying curve) présentée en figure 2-6 a.

L'effet d'hystérésis, typique des milieux poreux, est causé par plusieurs facteurs (Aubertin et al., 1998; Delage et Cui, 2000; Hillel, 1998; Maqsood et al., 2006; Maqsood et al., 2012; Tuller et al., 2004):

- La non-uniformité de la géométrie des pores (« effet de bouteille d'encre ou effet de goulot ») (Figure 2-6.c, d). On la représente souvent comme un circuit poral en série (pore grossier qui relie deux pores plus petits) ou en parallèle. En drainage, le pore le plus petit ne se vide pas tant que la succion dépasse l'AEV du pore plus gros, d'où une teneur en eau plus importante. En mouillage, l'énergie à fournir par une goutte d'eau pour contrecarrer l'effet de la gravité doit être plus importante. Ainsi, le pore le plus gros situé juste au-dessus ne se remplira pas forcément à succion égale alors la valeur de teneur en eau volumique sera plus faible. Pour une connexion porale en parallèle, figure 2-6.d à droite, à succion égale, l'eau du plus petit tube ne se vide pas, entraînant également une teneur en eau plus importante lors du drainage (Delage et Cui, 2000);
- L'angle de contact liquide-solide, figure 2-6.b, diffère selon que l'essai soit effectué en drainage (angle 1) ou en mouillage (angle 2) (Bear, 2013). Plus l'angle est important, plus la pression d'entrée d'eau est faible;
- La présence d'air emprisonné dans les pores;
- Les variations non uniformes de volume de sol qui peuvent être dû à un tassement différentiel;
- La condensation capillaire;
- L'effet de la température (Salager et al. 2006).

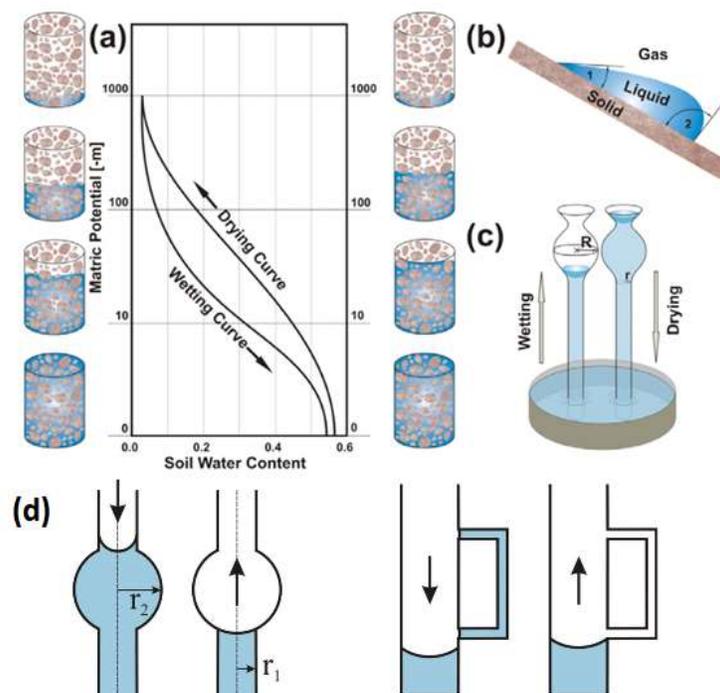


Figure 2-6 : Schémas de l'effet d'hystérèse adapté des schémas de Tuller et al. (2004) et Delage et Cui (2000)

L'effet d'hystérésis peut être plus marqué dans le cas d'un sol à texture fine, où la possibilité d'avoir des pores occlus saturés est plus grande (Arairo, 2013). L'effet d'hystérésis aussi observé dans les fonctions de perméabilité s'explique principalement par le fait que l'air emprisonné dans les interstices perturbe l'écoulement de l'eau dépendamment que l'essai soit réalisé en drainage ou en mouillage ( Bussière, 1999).

Une multitude de travaux incluent l'effet d'hystérésis dans plusieurs modèles de prédiction (voir les descriptions plus complètes données par Bussière (1999) et Arairo (2013). Parmi ces modèles, il serait intéressant de consulter le modèle développé par Maqsood et al., (2012) puisqu'il intègre l'effet d'hystérésis dans le modèle KM.

## 2.5 Bilan hydrique dans un recouvrement incliné

L'étude du bilan hydrique est nécessaire pour connaître les quantités de flux entrantes et sortantes d'un système de recouvrement visant à contrôler les infiltrations d'eau. Dans l'optique de déterminer l'efficacité du recouvrement à dévier les eaux, on peut retrouver dans la littérature une variante de l'équation basique du bilan hydrique (Équation 2.72) ajustée pour un système multicouche incliné (Équation 2.73) (Tami, Rahardjo, Leong, et Fredlund, 2004):

$$E + R = I - O \mp \Delta S \quad (\text{Équation 2.72})$$

Avec :

- E : évaporation en [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- R : ruissellement en [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- I : flux d'eau entrant dans la cellule en [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- O : flux d'eau sortant [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- $\Delta S$  : variation en [L] ou [L<sup>3</sup>/T] .

$$P = (DL + B + R + E) \mp \Delta S \quad (\text{Équation 2.73})$$

Avec :

- P : précipitations cumulées en [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- DL : déviation latérale cumulée [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- B : quantité traversant le bri-capillaire [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- R : ruissellement en [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- E : évaporation en [L] ou [L<sup>3</sup>/T] ;
- $\Delta S$  : variation stockage en [L] ou [L<sup>3</sup>/T].

Les différents termes de l'équation du bilan hydrique sont illustrés aux figures 2-7 et 4-6.

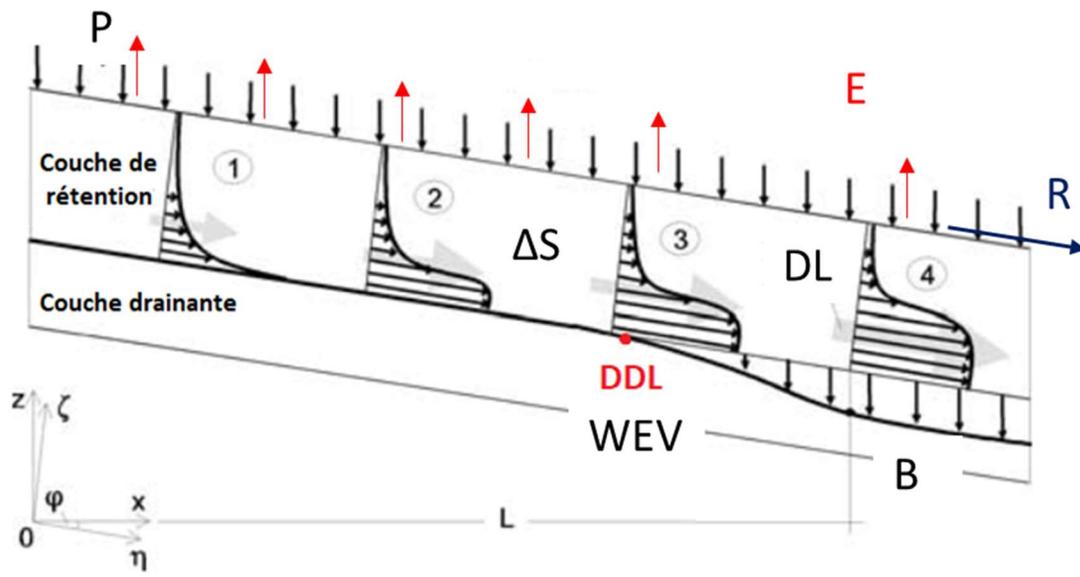


Figure 2-7 : Représentation des différentes composantes du bilan hydrique sur un recouvrement incliné à partir de l'équation 2.73.

## 2.6 L'infiltration

L'infiltration est une composante importante du bilan hydrique d'un système de recouvrement et cette composante influence également les autres composantes du bilan hydrique telles le ruissellement et le stockage. Plus de détails sur l'infiltration dans un sol sont donc présentés dans ce qui suit.

### 2.6.1 Généralités

L'infiltration désigne le processus de pénétration de l'eau dans le sol lorsque celui-ci est exposé à une averse ou submersion (Hillel, 1998; Musy et Higy, 2004; Musy et Soutter, 1991; Todd et Larry, 2005; Vandervaere, Vauclin, et Elrick, 2000). L'eau infiltre le système poreux sous l'action des forces capillaires et de la gravité (Musy et Higy, 2004). Pour un sol est initialement sec, comme les forces capillaires sont maximales, l'infiltration se fait essentiellement avec le potentiel de succion du sol. Dans le cas d'un sol humide, l'eau s'infiltre d'abord avec potentiel capillaire restant, puis une fois le sol saturé, l'infiltration se fait par gravité.

Mathématiquement, on exprime l'infiltration ( $i$ ) comme la variation de la lame d'eau infiltrée ( $I$ ) au cours du temps ( $t$ ). L'infiltration s'exprime selon deux fonctions interdépendantes, soit :

- Le régime ou taux d'infiltration  $i(t)$  [m/s] notée aussi  $f(t)$  (Todd et Larry, 2005);
- L'infiltration cumulée ou lame d'eau ( $I$ ) [m] notée aussi  $F(t)$  (Todd et Larry, 2005).

Chacune de ces composantes sont reliées selon les équations exprimées ci-dessous (Todd et Larry, 2005) :

$$I(t) = \int_0^t i(t) dt = [I]_0^t * \quad (\text{Équation 2.74})$$

et

$$i(t) = \frac{dI(t)}{dt} \text{ soit } dI(t) = I'(t) \times t \text{ avec } I'(t) = i(t) \quad (\text{Équation 2.75})$$

L'équation 2.74 définit l'infiltration totale  $I(t)$  comme étant égale à l'intégrale de la fonction  $i(t)$ , représentée ici par le taux d'infiltration, de 0 à  $t$  selon  $dt$ . L'équation 2.75 définit le taux d'infiltration comme étant le rapport de l'infiltration cumulée selon un intervalle de temps  $t$ .

La figure 2-8 représente les tendances des courbes d'infiltration totale et du taux d'infiltration découlant des équations 2.74 et 2.75 pour un essai d'infiltration.

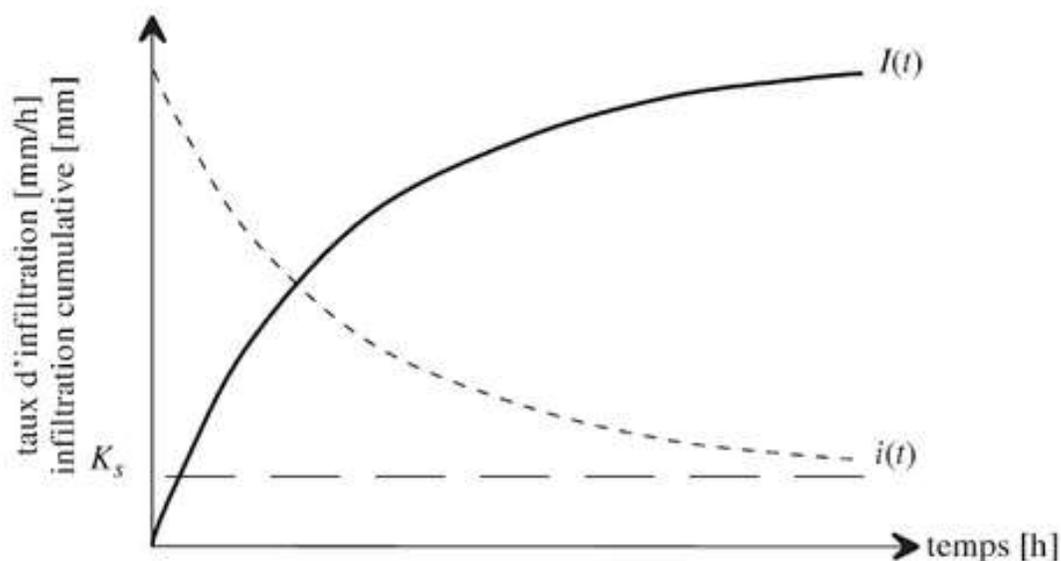


Figure 2-8 :Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps ( $K_s$  est la conductivité hydraulique saturée, notée  $k_{sat}$  dans cette étude) (Musy et Higy, 2004).

## 2.6.2 Équations d'infiltration

Plusieurs modèles mathématiques 1D ont été développés pour calculer l'infiltration ( $i$ ), pour le cas d'un sol homogène, en fonction du temps ( $t$ ) et de la capacité d'infiltration ( $i_c$ ). Les principaux modèles d'infiltration sont présentés dans le tableau 2-3. La plupart d'entre eux considèrent qu'une hauteur d'eau initiale est appliquée au début du processus d'infiltration (lame d'eau) et que l'infiltration progresse de manière constante et homogène selon un front et ce à longue durée (Hillel, 2012).

Il existe trois classes de modèle d'infiltration : (1) physique, (D5126) empirique et (D3385) semi-empirique. Les modèles physiques sont développés à partir de la loi de Darcy, intégrée à la loi de la conservation de la masse et selon les propriétés physiques des sols. Les modèles semi-empiriques utilisent la forme de l'équation de continuité en plus des hypothèses faites sur le taux d'infiltration et l'infiltration totale. Les modèles semi-empiriques sont quant à eux principalement basés sur un système d'approche employé pour l'hydrologie de surface (Parhi, 2014). D'autres modèles semi-empiriques et empiriques ne sont pas présentés dans cette partie mais peuvent être retrouvés dans

la littérature. Il est également possible de retrouver une autre classification des modèles d'infiltration dans Mishra et al., (1999). Les modèles empiriques, comme ceux employés pour déterminer la fonction de perméabilité, sont des modèles élaborés à partir de données expérimentales obtenues au laboratoire ou sur le terrain. Aujourd'hui, la difficulté à établir certaines hypothèses simplificatrices et à déterminer certains paramètres limite l'utilisation des modèles empiriques. A l'inverse, les modèles physique de Green et Ampt (1911) et Philip (1957), proposent des solutions analytiques intégrant directement les paramètres hydrogéotechniques du sol comme la conductivité hydraulique et la variation de teneur en eau, facilitant ainsi leur utilisation. En raison de sa validation dans le passé et du fait qu'il semble approprié dans le cadre de notre étude, le modèle de Green et Ampt (1911) est présenté plus en détails dans ce qui suit.

Tableau 2-3: Principales fonctions d'infiltration utilisées pour calculer l'infiltration en fonction du temps  $i(t)$  (d'après Jaton (1982); P. Parhi, (2014); Parhi et al.,(2007) et Musy et Higy (2004)).

Auteur	Formule	Propriétés	Type de modèle
Horton (1940)	$i(t) = i_f + (i_0 - i_f) \cdot e^{-K_f t}$ (Équation 2.76)	$i(t)$ : capacité d'infiltration au temps $t$ [cm/s] $i_0$ : capacité d'infiltration initiale dépendant du type de sol [cm/s] $i_f$ : capacité d'infiltration finale [cm/s] (régime permanent atteint) $K_f$ : constante de décroissance empirique déterminée à partir de la courbe de régression en repère semi-logarithmique lorsque $i(t)$ , en fonction de la nature du sol, passe de $i_0$ à $i_f$ [ $\text{min}^{-1}$ ]. Peut aussi être dérivé entre deux points d'une partie de la courbe mais la valeur de $K_f$ sera moins précise. $t$ : temps écoulé depuis le début de l'averse	Semi-empirique
Kostiakov (1932)	$i(t) = B \cdot t^{-\alpha}$ (Équation 2.77)	$B$ et $\alpha$ : constantes pouvant être déterminées de façon empirique en fonction des conditions du sol	Empirique
Smith (1972) Modèle de Kostiakov (1932) modifié (MKT)	$i(t) = i_f + B(t - t_0)^{-\beta}$ pour $t > t_p$ (Équation 2.78)	$\beta$ et $B$ : Coefficients empiriques dépendant du type de sol $t_0$ : Asymptote verticale de la décroissance de la fonction d'infiltration ( $0 \leq t_0 \leq t_p$ ) $t_p$ : temps à partir duquel l'accumulation d'eau commence	Physique
Dvorak-Mezencev	$i(t) = i_0 + (i_l - i_f) \cdot t^{-b}$ (Équation 2.79)	$i_l$ : capacité d'infiltration au temps $t=1$ min [cm/s] $t$ : temps [s] $b$ : constante	Empirique
Holtan (1961)	$i(t) = i_f + c \cdot w \cdot (M - I)^n$ $i(t) = i_f$ si $M < I$ (Hillel, 2012) (Équation 2.80)	$c$ : facteur variant de 0,25 à 0,8 $w$ : facteur d'échelle de l'équation de Holtan $n$ : exposant expérimental proche de 1,4 $M$ : Capacité de stockage en eau du sol $I$ : Infiltration cumulée $i_f$ : capacité d'infiltration finale [cm/s]	Empirique
Philip (1957)	$i(t) = S \cdot t^{-0,5} + A$ (Équation 2.81)	$S$ : sorptivité [cm.s <sup>-0,5</sup> ] $A$ : composante gravitaire fonction de la conductivité hydraulique à saturation [cm/s]	Physique
Dooge (1973)	$i(t) = \alpha \cdot (F_c - F)$ ou $i(t) = f_0 - \alpha \cdot F$ (Équation 2.82)	$\alpha$ : constante $F$ : Volume d'infiltration $F_c$ : volume d'infiltration final $f_0$ : taux de capacité d'infiltration initial	Empirique
W. H. Green et Ampt (1911)	$i(t) = k_s \left( 1 + \frac{h_0 - h_f}{z_f(t)} \right)$ (Équation 2.83) Ou $i(t) = i_c + \frac{b}{I(t)}$ avec $b = K_{sat} \times \Delta H \times \Delta \theta$	$K_s$ : conductivité hydraulique à saturation [mm/h] $h_0$ : charge de pression en surface [mm] $h_f$ : charge de pression au front d'humidification [mm] $z_f$ : profondeur atteinte par le front d'humidification [mm]	Physique

### *Modèle de Green et Ampt (1911)*

Tel que décrit précédemment, le modèle d'approximation de Green et Ampt est un modèle physique. Il considère l'infiltration cumulée comme étant la lame d'eau positionnée au départ au-dessus sur la surface du sol, sans qu'il y ait eu d'infiltration après un épisode de pluie. La valeur d'infiltration cumulée estimée est par conséquent égale à cette hauteur d'eau que l'on multiplie par les vides du sol étudié, soit la porosité. Le modèle suppose que le sol est saturé au passage du profil, c'est-à-dire que la teneur en eau dans la zone de transmission est uniforme en temps et en espace et égale à la porosité du sol.

Comparé à la fonction fournie dans le tableau 2-3, Todd et Larry (2005) présentent les équations de Green et Ampt (1911) (Équation 2.84 et 2.85) sous la forme suivante :

$$i(t) = k \left( \frac{\psi \Delta \theta}{I(t)} + 1 \right) \quad (\text{Équation 2.84})$$

et

$$I(t) = k t \times \psi \Delta \theta \ln \left( 1 + \frac{I(t)}{\psi \Delta \theta} \right) \quad (\text{Équation 2.85})$$

Le processus de résolution pour l'équation  $F(t)$  s'effectue selon le principe de récursivité définit comme la capacité qu'a une fonction à se résoudre en faisant appelle à elle-même.

Les deux fonctions  $f(t)$  et  $F(t)$  sont fonctions du temps et intègrent quatre paramètres communs  $k$ ,  $\psi$ ,  $\Delta \theta$  et  $F(x)$  :

- $k$  représentant la conductivité hydraulique selon une direction dans le sol [L/T] ;
- $\psi$  étant la succion du sol [L] ;
- $\Delta \theta = \theta_{\text{sat}} \text{ (ou } n) - \theta_{\text{initiale}}$  définit comme la différence de la teneur en eau entre l'état hydrique saturé et initial du sol ou physiquement comme la capacité de stockage du sol en eau.

L'équation d'infiltration cumulée  $I$  est également présentée comme ceci :

$$I(t) = k_{\text{sat}} t + (H_0 - H_f) \cdot \Delta \theta \times \ln \left( 1 + \frac{I(t)}{(H_0 - H_f) \cdot \Delta \theta} \right) \quad (\text{Équation 2.86})$$

- $(H_0 - H_f)$  : charge initiale moins la charge finale [L]

### 2.6.3 Généralités sur les effets de barrière capillaire pendant l'infiltration

Alway et McDole (1917) ont établi les premières constatations sur la réduction du mouvement de l'eau via l'utilisation combinée d'un matériau fin et grossier. Cette méthode a d'abord suscité de l'intérêt pour le domaine de l'irrigation agricole. Par la suite, Corey et Horton (1969) montrent dans leur étude qu'il est possible de limiter l'infiltration verticale de l'eau dans un milieu poreux non saturé en utilisant le contraste de propriétés entre deux matériaux. Ils constatent que l'eau circule principalement à l'interface des deux couches. Ce phénomène d'abord baptisé « wick effect », est aujourd'hui exploité à des fins environnementales comme barrière visant à limiter l'infiltration de contaminants et même dans certains cas à inhiber certaines réactions chimiques responsables du DMA sous certaines conditions.

Le phénomène de barrière capillaire est largement décrit dans la littérature ( Bussière, 1999; Bussière et al., 2001; Morel-Seytoux, 1992; Nicholson et al., 1989). Dans ces ouvrages, il est décrit qu'entre deux couches juxtaposées, mais plus précisément, entre une couche de granulométrie fine (couche de rétention) et une couche de matériau plus grossier (couche drainante), la différence des propriétés hydrauliques de ces dernières génère des effets de barrières capillaires à l'interface et ce, dès qu'un écoulement vertical se produit dans un milieu non saturé (Aubertin et al., 1999; Bussière et al., 2001; Parent et Cabral, 2006). Les forces de tensions capillaires, plus importantes dans le matériau le plus fin peuvent retenir l'infiltration en jouant le rôle d'éponge (Aubertin et al., 2009; Bussière, 2003). L'infiltration vers la couche grossière débute quand la succion à l'interface du côté de cette dernière est égale à la WEV(obtenue en mouillage). Plus clairement, l'effet de barrière capillaire disparaît lorsque le potentiel de tension capillaire du matériau fin est quasi nul et que la couche sous-jacente n'est plus capable de supporter la pression exercée par la colonne d'eau développée dans la couche de matériaux fins (Aubertin et al., 2003).

#### 2.6.3.1 Effets de la barrière capillaire lors d'une infiltration purement verticale (1D)

On parle d'une infiltration 1D lorsque le fluide s'écoule de manière verticale à travers un matériau. Rappelons que se sont les différences de propriétés hydrauliques qui sont à l'origine du phénomène de barrière capillaire. Ce phénomène est souvent décrit à l'aide du profil de teneur en eau-succion (CRE) et de la fonction hydraulique ( $k_w$ ) de chaque matériau. L'évolution de l'infiltration en présence d'un bri-capillaire est pleinement décrite par Morel-Seytoux (1992). Il simplifie la

compréhension de l'effet de barrière capillaire en schématisant le phénomène avec une couche de sable recouverte par une couche de silt.

Prenons l'exemple des courbes de pression capillaire pour le sol fin et grossier (Figure 2-9) tirées justement de l'article de Morel-Seytoux (1992). Sous une infiltration permanente depuis la surface, l'eau reste d'abord piégée dans la plus petite fraction poreuse jusqu'à ce que ces pores soient complètement saturés ou aient atteint leur capacité maximale de rétention, pour que les pores les plus gros puissent à leur tour commencer à se remplir. Après un certain temps, l'eau atteint l'interface appelée « zone impact ». A ce stade, une partie de l'eau est alors réfléchiée et l'autre traverse l'interface en très petite quantité. Or, pour que cette théorie soit valide, des conditions de continuité doivent être respectées à l'interface.

Énoncées par Morel-Seytoux (1992), ces conditions impliquent que la pression capillaire et la vitesse de l'eau (ou débit spécifique) doivent être égales à l'interface. Pour cela il pose l'équation 2.87 dont la solution correspondra au point ● donné sur la courbe:

$$K_c \cdot k_{rwc} \cdot (\theta^{*+}) = v_w^- \quad (\text{équation 2.87})$$

Où :

- $K_c$  : conductivité hydraulique à saturation naturelle [ $L^3/T$ ];
- $k_{rwc}$  : perméabilité relative à l'eau pour le sable ;
- $\theta^{*+}$  : teneur en eau à l'interface côté du sable (+) ;
- $v_w^-$  : vitesse de l'eau à l'interface côté silt [-].

Au moment de l'impact, à succion égale, la teneur en eau du silt, de  $\theta_0^*$ , est supérieure à la teneur en eau du sable (○) , entraînant une discontinuité de la teneur à l'interface entre ces deux matériaux. Les forces capillaires dans la couche de silt contrecarrent la force de pesanteur et l'eau s'accumule petit à petit à l'interface dans la couche fine. La teneur en eau du silt passe alors de  $\theta_0^*$  à  $\theta^{*-}$ . Le flux dans la couche de silt n'est alors pas intégralement transmis dans la couche sous-jacente.

Les conditions ne sont alors pas respectées puisque les pressions capillaires à l'interface doivent être identiques pour les deux matériaux. Par conséquent, la succion à l'interface du côté du sable doit être plus faible, ce qui implique une augmentation de la teneur en eau jusqu'à  $\theta^{*+}$ . Petit à petit,

l'eau est relarguée au travers de l'interface pour finir par respecter les conditions de continuités imposées. C'est donc un équilibre qui doit se créer pour générer l'effet de barrière capillaire à l'interface des couches.

En constatant l'évolution des deux courbes de rétention d'eau, on remarque que la valeur de la teneur en eau pour le sable sera toujours inférieure à celle du silt pour toutes valeurs de succion excluant 0.

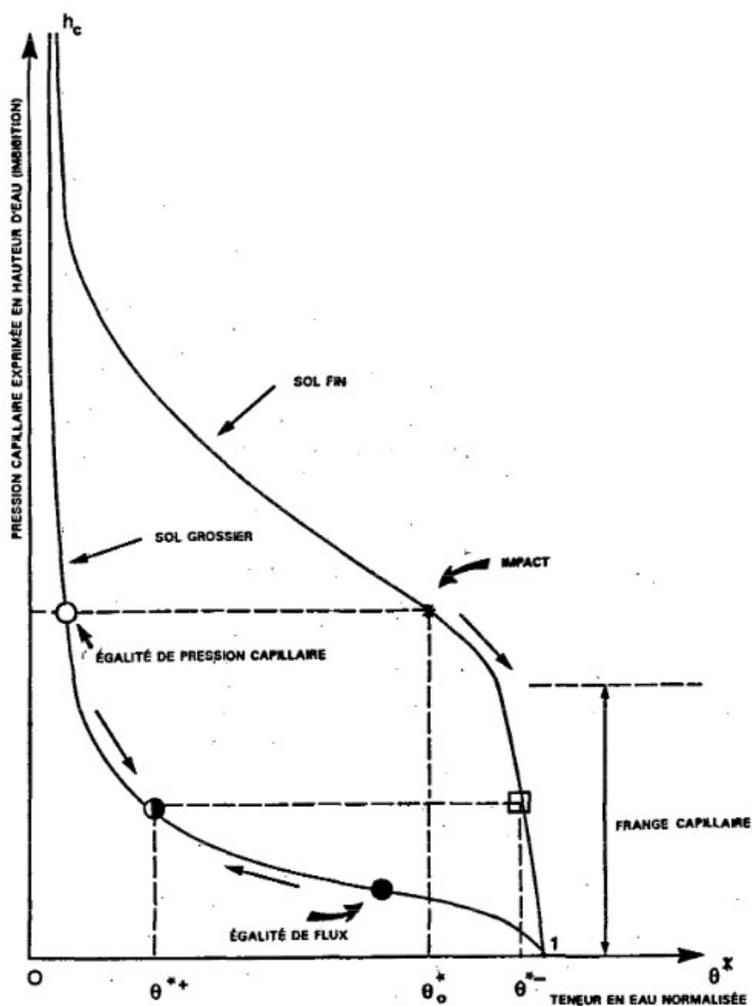


Figure 2-9 : Courbe de pression capillaire pour le sol fin et grossier (tirée de Morel-Seytoux (1992)).

Sur les fonctions de conductivité hydraulique présentées dans la figure 2-10, on remarque que la conductivité hydraulique du sol grossier diminue pour de plus faibles valeurs de succions au regard du sol fin. En respectant les hypothèses sur la continuité de flux à l'interface

(Morel- Seytoux, 1992), représentée ici par la ligne rouge, le sol grossier se draine plus facilement que le sol fin, et ce, sous des conditions de pressions capillaires identiques. La conductivité hydraulique à l'interface sera donc plus faible de deux ordres de grandeurs du côté du sol grossier que du côté du sol fin, expliquant ainsi le phénomène de zone impact à l'interface du bris capillaire explicité auparavant. Et inversement, pour une succion plus faible de chaque côté de l'interface, soit une pression d'eau plus importante, l'efficacité du bris capillaire sera moindre.

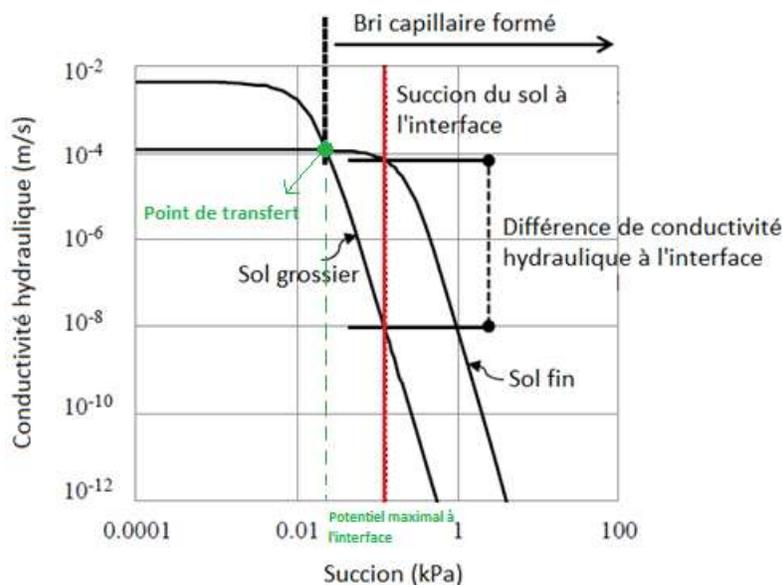


Figure 2-10 : Fonctions de perméabilité d'un sol fin et grossier (tiré et ajusté de Sawada, Mimura, et Yoshimura (2016) et Parent (2003)).

Selon (Ross, 1990), il existe un point de transfert représenté sur les fonctions de conductivité hydraulique en figure 2-10, à partir duquel la conductivité hydraulique, la succion et le degré de saturation ne permettent plus de générer l'effet de bris-capillaire souhaité entre les deux matériaux. Steenhuis, Parlange, et Kung (1991) avancent que l'effet de barrière capillaire est effectif uniquement si la valeur de WEV du matériau grossier ne devient pas inférieure à la pression exercée par la colonne d'eau présente dans la couche fine.

### 2.6.3.2 Influence du bri capillaire incliné sur l'infiltration

On a présenté ci-dessus qu'en présence d'un bri capillaire, l'infiltration en 1D se produit en général de manière progressive et homogène le long d'une tranche de sol jusqu'à ce qu'elle atteigne l'interface entre deux sols aux propriétés bien distinctes (Green et Ampt, 1911;

Morel- Seytoux, 1992). Cependant, pour un recouvrement incliné avec un bri capillaire, l'infiltration peut être déviée le long de l'interface plus ou moins rapidement dépendamment de l'inclinaison, de l'épaisseur des matériaux, de la longueur de la pente, des propriétés des matériaux et du taux de précipitations (Bussière et al., 2007). Lors d'une infiltration constante, la pression d'eau augmente petit à petit à un point donné sur l'interface, se transfère le long de celle-ci et tend à s'accumuler dans le bas de la pente (Figure 2-11). On considère alors que le système perd de son efficacité vers le bas de la pente à mesure que la pression d'eau augmente du côté du matériau fin. Une fois que la pression d'eau à un point donné de l'interface égale la valeur de WEV du matériau grossier, le bri capillaire est rompu et l'eau s'écoule dans le matériau grossier (Steenhuis et al., 1991). Le point de rupture du bri capillaire est définie comme la limite de bas de pente, appelée aussi «Down Dip Limit » (DDL) (Ross, 1990). La longueur de l'interface qui dévie latéralement l'infiltration entre le haut de la pente et le point DDL suivant l'axe  $\eta$  est appelée « la longueur de déviation ».

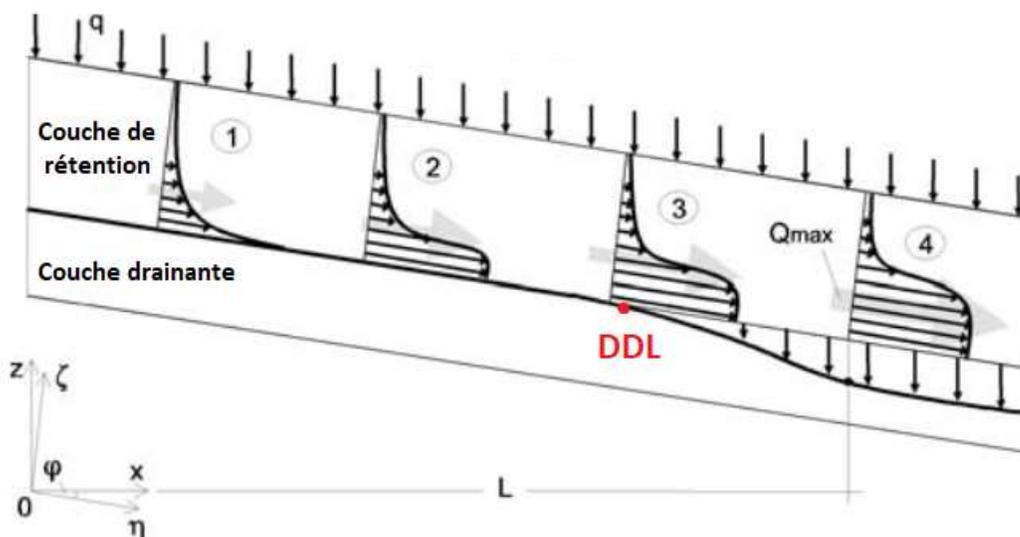


Figure 2-11 : Influence du bri capillaire incliné sur l'infiltration et localisation de point DDL (tirée et modifiée de Kämpf et al., (2003)).

La longueur effective de déviation peut être estimée à l'aide des relations analytiques, des modèles numériques et des modèles physiques. Parmi les principales relations analytiques, on retrouve celles de Ross (1990), Ross modifié par Morel-Seytoux (1994); Steenhuis et al., (1991); Warrick, Wierenga, et Pan (1997). Toutes ces relations permettent d'estimer la longueur effective du bris capillaire uniquement en régime permanent et pour des conditions frontières spécifiques. Dans la littérature, on présente souvent la longueur effective comme la longueur sur l'interface suivant l'axe  $\eta$ , représenté à la figure 2.11. Toutefois, les diverses solutions analytiques proposées pour estimer la longueur de déviation découlent de développements mathématiques faits dans un repère cartésien (Ross, 1990). La longueur effective de déviation définit en réalité la longueur projetée sur le repère  $z, x$  et non sur le repère  $\eta, \zeta$  comme spécifié à la figure 2-11.

La longueur effective du bris capillaire peut aussi être estimée au moyen d'études physiques et de simulations numériques. On retrouve notamment les travaux de Andrina (2009); Aubertin et al., (2009); Aubertin et al. (2006); Bussière (1999); Edward Cifuentes (2006); Cifuentes et al., (2006); Dubuc (2018); Kämpf et al., (2003); Lacroix Vachon et al., (2015); Martin et al., (2006); Pan, Warrick, et Wierenga (1997); Pease (1995); Sawada et al., (2016); Stormont (1996); Tami et al., (2004). Certains de ces travaux sont présentés et commentés dans le tableau 2-4.

Tableau 2-4 : Répertoire des différents modèles utilisés pour estimer la longueur de déviation effective.

Auteur	Objectif(s) de l'étude	Modèle / Code numérique	Conclusion(s)
B. Bussière (1999)	Évaluer l'effet de la pente sur l'efficacité des CEBC.	Expérimental de terrain et de laboratoire –Tri-couche et bicouche (couche de rétention composée soit de silt naturel ou de résidus miniers) / SEEP/W (1D et 2D)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les différents modèles numériques, physiques, et la prédiction de la longueur effective de déviation ont montré une déviation efficace respectivement de : 1,1 m ; 2,30 m et 0,97 m pour une inclinaison de pente de 18,4° et un taux de précipitations de <math>2,1 \cdot 10^{-5}</math> m/s ;</li> <li>- Les résultats sont fournis plus en détails dans la partie 5.3 page 198 de l'étude en question.</li> </ul>
Kämpf et al. (2003)	Identification et paramétrisation du processus d'écoulement en présence d'un bri-capillaire.	Bicouche (sable fin ou moyen sur sable grossier ou gravier fin) - HYDRUS-2D	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La capacité de déviation augmente de façon linéaire en fonction de l'inclinaison du système ;</li> <li>- Le profil d'écoulement, le niveau de pression pour une déviation latérale, le taux d'infiltration, et le potentiel matriciel critique dépendent des propriétés hydrauliques du matériau ;</li> <li>- Le matériau de la couche de rétention doit avoir une plus grande perméabilité pour un drainage latéral efficace et les petits pores sont nécessaires pour former un contraste textuel distinct avec la couche grossière sous-jacente ;</li> <li>- Lorsque la déviation est maximale, la percolation à travers le bri-capillaire se présente en voies d'écoulement uniques ;</li> <li>- Infiltration homogène a été observée à travers la barrière capillaire ;</li> <li>- Le taux d'écoulement qui traverse le bri-capillaire disparaît presque totalement quand le flux est inférieur à la capacité de déviation ;</li> <li>- Une bonne estimation de la conductivité hydraulique est fondamentale pour prédire correctement la capacité de déviation du système ;</li> <li>- L'effet d'hystérésis a un impact sur le taux de décharge de la couche de rétention ;</li> </ul>

Auteur (suite)	Objectif(s) de l'étude	Modèle / Code numérique	Conclusion(s)
Kämpf et al. (2003)	Identification et paramétrisation du processus d'écoulement en présence d'un bri-capillaire.	Bicouche (sable fin ou moyen sur sable grossier ou gravier fin) - HYDRUS-2D	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le potentiel matriciel critique est indépendant du changement du taux de précipitation et implicitement du changement de la conductivité hydraulique.</li> <li>- La baisse de température de 18°C à 14°C entraîne une diminution de la capacité de déviation ;</li> <li>- L'augmentation de l'inclinaison de la pente entraîne une augmentation de la capacité de déviation (76 L/(j m) à 5° ; 162 L/(j m) à 10° ; 226 L/(j m) à 15°)</li> </ul>
Tami et al. (2004)	Modèle physique de barrière capillaire inclinée.	Modèle physique uniquement (bicouche)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La performance de la barrière capillaire soumise à de fortes précipitations est régie par la capacité de stockage en eau dans la couche de rétention. Pour un total de précipitations de 139,93L, 129,9 L ont été déviés, 13,30 L ont traversé le bri-capillaire et 0 L d'eau issu des précipitations ont ruisselé.</li> </ul>
Andrina (2009)	Évaluer l'effet de la pente sur le comportement des CEBC et la qualité de l'effluent.	Modèle physique Succession de couches inclinées alternées de stériles fins et grossiers	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La faible différence entre les propriétés des matériaux pour les deux couches réduit l'efficacité de l'effet de barrière capillaire ;</li> <li>- La position de la brèche dans le bri-capillaire augmente en fonction du taux de précipitations.</li> </ul>
Pease (1995)	Amélioration de la longueur de déviation.	Système tri couche (couche de rétention sur couche de transport sur matériau grossier) TRACR3D	<ul style="list-style-type: none"> <li>- L'ajout d'une couche de transport peut améliorer nettement la déviation de l'eau jusqu'à 73 m selon les données simulées.</li> </ul>

Auteur (suite)	Objectif(s) de l'étude	Modèle / Code numérique	Conclusion(s)
Sawada et al. (2016)	Evaluation d'effet de plusieurs paramètres sur la capacité de diversion latérale dans les barrières capillaires.	Modèle physique expérimentale bicouche - AC-UNSAF 2D	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le modèle expérimental a permis d'estimer le potentiel de déviation latéral dans la CCE en récupérant les flux par drainage en bout de cellule (1,10m de longueur). Quatre inclinaisons (10° ; 5° ; 10° ; 10° ; 10°), épaisseurs de couche de rétention (30-30-15-30 cm), et taux de précipitations variables (4,09-4,07-4,26-8,55 mm/h) ont démontré un taux de déviation égal à, respectivement : 100% - 0% - 91% et 52 %</li> </ul>
Zhan, Li, Jia, Chen, et Fredlund (2014)	Évaluation physique et numérique de la déviation de l'eau dans un recouvrement tri-couches incliné à effets de barrière capillaire.	Modèle physique tri-couches (silt-sable; silt-gravier; sable ; gravier) - SVFlux	<ul style="list-style-type: none"> <li>- L'efficacité du recouvrement incliné est effective pour un taux de précipitations inférieur à 70mm/h ;</li> <li>- L'efficacité du recouvrement dépend de la perméabilité saturée de la couche de rétention ;</li> <li>- Le bri capillaire à l'interface sable-gravier n'est pas rompu après l'application d'un taux de précipitation longue durée de 36 mm/jour;</li> <li>- La longueur effective de déviation dépasse 10 m après une intensité de précipitations de 36 mm/j appliquée pendant 30 jours ;</li> <li>- Pour des précipitations de 6, 12, 24 et 36 mm/j, la longueur effective diminue respectivement de 43,2 m, 21 m, 14,7 m, et 10,5 m ;</li> </ul> <p>La comparaison entre le modèle physique et numérique faite après un cycle de mouillage laisse apparaître un comportement anisotrope en ce qui concerne la conductivité hydraulique.</p>
Dubuc (2018)	Etude du comportement hydrogéologique d'une CCE	Halde expérimentale de terrain-Mine TIO (RTFT) (couche d'anorthosite concassée et couche de sable en CCE sur stériles d'anorthosite) - SEEP/W (2D)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le contraste entre les propriétés des stériles et celles du sable ne semble pas suffisant pour développer un bon effet de barrière capillaire ;</li> <li>- Une porosité plus grande dans la CCE favoriserait une meilleure déviation latérale ;</li> <li>- Les simulations numériques ont montré que le potentiel de déviation double lorsque la pente augmente de 5 à 10%.</li> </ul>

## 2.7 Ruissellement

On définit le ruissellement comme la quantité d'eau qui n'est ni infiltrée dans le sol, ni interceptée par la végétation ou évaporée par radiation et qui finit par atteindre un cours d'eau (Davie, 2008; Horton, 1933; Huffman et al., 2012). Dans la littérature, il existe trois principaux mécanismes de ruissellement :

- Le ruissellement Hortonien (Horton, 1933) aussi appelé ruissellement par dépassement du taux d'infiltration;
- Écoulement superficiel par saturation (Dunne et Black, 1970) aussi appelé ruissellement par excès de la saturation de sol ou ruissellement Hewlettien;
- Écoulement latéral de sous-surface (Hewlett et Hibbert, 1967; Hursh, 1944).

Il est communément admis que le ruissellement est généré en surface à partir du moment où le taux des précipitations excède la conductivité hydraulique saturé dans un milieu saturé (Dunne et al., 1991; Mein et Larson, 1973) (Figure 2-12 a)). Dans le cas d'un sol non saturé, ici illustré à droite à la figure 2-12 b), c'est la fonction de la capacité d'infiltration qui prédomine à la place de la conductivité hydraulique saturé. En infiltration, la fonction de la capacité d'infiltration ( $I_c$ ) est supérieure au taux de précipitation ( $I$ ). En ruissellement,  $I_c < I$ .

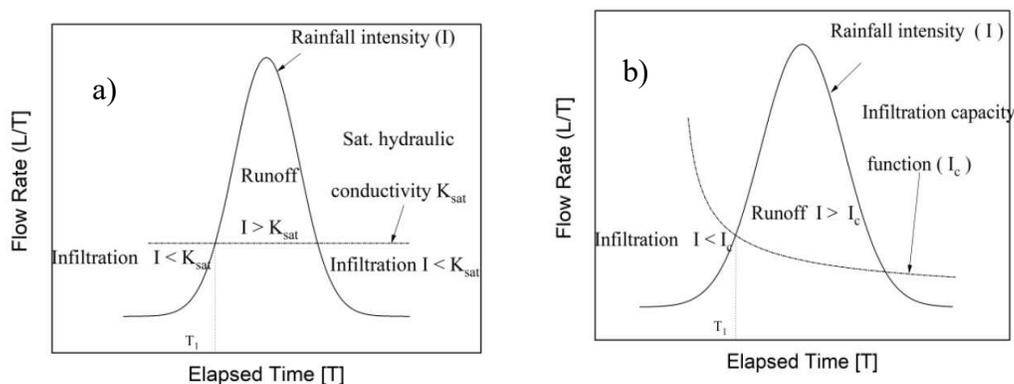


Figure 2-12 a) et b) : Représentation simplifiée des paramètres contrôlant le ruissellement, respectivement en condition saturé et non saturé (tirés de Abdulnabi et Wilson (2018)).

La durée d'un épisode de pluie, son intensité, la porosité de la couche de surface, la longueur et l'inclinaison de la pente, et les conditions de teneurs en eau initiales du sol ont un impact sur le volume de ruissellement final (Huffman et al., 2012; Rahardjo et al., 2005; Scherrer et al., 2007).

Pour une teneur en eau initiale du sol, il est communément admis que plus le sol est sec, plus la succion est importante, donc plus l'infiltration est importante (Musy et Higy, 2004). Toutefois, cet effet diminue à mesure que la teneur en eau augmente. La teneur en eau joue donc un rôle important sur le temps d'apparition du ruissellement. Ainsi, plus les teneurs en eau seront importantes à l'état initial, et inversement pour des succions faibles, plus on atteindra le point de saturation du sol rapidement.

Au niveau de l'effet de pente, deux observations importantes peuvent être trouvées dans la littérature. Pour certains auteurs, la pente peut augmenter la quantité de ruissellement qui entraîne une diminution de la lame d'eau et une augmentation de la vitesse de l'eau à la surface (Kramer, 1969). D'autres auteurs, constatent que plus la pente augmente, plus l'eau a tendance à s'infiltrer (Renard et al., 1997). Ils expliquent que ce phénomène est plutôt lié à la formation de croûte de battance et à la formation de rigoles qui incisent le sol et augmentent l'infiltration. L'effet d'encroûtement peut avoir un rôle plus spécifique dans les milieux semi-arides. Il se caractérise par une végétation peu dense et de fortes intensités de pluies. Dans notre cas, l'encroûtement se caractériserait par des indurations partielles sur la surface de la cellule ou par des zones gelées dans le cas de variations des températures très importantes.

L'étude de terrain de Zhan et al., (2007) démontre que pour le cas d'une surface inclinée engazonnée, cette dernière augmenterait l'infiltration, pouvant ainsi retarder le début d'un épisode de ruissellement d'un jour et demi. Ils démontrent aussi que lors d'une pluie, les particules les plus fines remplissent les fissures, font diminuer l'infiltration et peuvent faire perdurer le mécanisme de ruissellement.

D'autres études ont tenté de calibrer des modèles à l'aide de données de terrain. Elles ont confirmé l'importance de prédire le ruissellement avec précision pour pouvoir évaluer correctement les paramètres d'infiltration et de stockage qui en dépendent (Benson et al., 2005; Scanlon et al., 2002).

Les études expérimentales de terrain menées par Roesler et al., (2002) et Scanlon et al., (2002) ont démontré que la surface de ruissellement dépendait des propriétés de conductivité hydraulique de la couche de surface. Les modèles HELP, SoilCover, HYDRUS-1D, SWIM, VS2DTI et

UNSAT- H, employés pour ces études ont sous-évalué la surface de ruissellement pour un sol de faible perméabilité sous la couche de surface et pour de fortes intensités de pluie. Les auteurs s'accordent donc sur le principe de cette sous-évaluation pour augmenter la conductivité hydraulique de la sous couche de surface, d'un seul voir deux ordres de grandeurs selon les auteurs, pour pouvoir calibrer correctement le modèle avec les données de terrain.

Il existe trois principaux types de modèles qui permettent de décrire le ruissellement. Parmi eux, on retrouve le modèle empirique, conceptuel et physique :

- Les modèles empiriques sont des modèles fondés sur les connaissances antérieures du comportement propre à un milieu (exemple, un bassin versant). Ils utilisent des relations statistiques non-linéaires basées sur la régression et la corrélation de données pour trouver une relation entre les données d'entrées ( $X$ ) et de sorties ( $Y$ ). Les valeurs d'entrées sont généralement les précipitations ou les données historiques et les valeurs de sorties correspondent au ruissellement direct à un endroit spécifique. Les modèles empiriques sont de manière générale basés sur l'équation suivante :

$$Q = f(X, Y) \quad (\text{Équation 2.88})$$

- Les modèles empiriques ne prennent que très peu de paramètres en considération dans leurs calculs et ne sont valides que pour un domaine bien défini. Ils permettent cependant d'obtenir de bonnes prédictions, même si toutefois ils ne peuvent pas s'appliquer à tous les cas. Le modèle ANN est un modèle empirique de prédiction du ruissellement parmi d'autres.
- Les modèles conceptuels, ou modèles paramétriques, décrivent toutes les composantes du processus hydrologique (Duband et al., 1993). Ces modèles utilisent des équations semi-empiriques, basées sur la version de l'équation du bilan hydrique. Ainsi, comme pour l'équation du bilan hydrique, il estime chacune de ses composantes (ruissellement  $Q_s$ , évapotranspiration  $ET$ , stockage  $Q_s$ ) à partir de la composante de précipitation  $P$  comme donnée d'entrée. A la base, ce type de modèle était employé pour reproduire le ruissellement observé par une schématisation du processus à l'échelle d'un bassin versant pour déterminer le débit d'une rivière. Il est décrit comme une succession de réservoirs interconnectés, rechargés par les précipitations, l'infiltration et la percolation, et vidés par l'évaporation, le ruissellement et le drainage (Devia et al., 2015). La paramètre de la

variation du niveau du réservoir S est exprimé en fonction du temps par la dérivée  $\frac{dS}{dt}$  et est inclus dans l'équation générale du bilan hydrique (Équation 2.89):

$$\frac{dS}{dt} = P - ET - Q_s \pm GW \quad (\text{Équation 2.89})$$

- Les paramètres de ce modèle sont dérivés à partir des données de terrain et de calibrage. Il peut être relativement simple à coder via des logiciels informatiques, mais requiert une large base de données hydrologique et météorologique. Les données de calibrage peuvent améliorer l'ajustement des courbes mais peuvent rendre l'interprétation physique difficile. Quelques exemples de modèles trouvés dans la revue de littérature sont les modèles : HBV, NWSRFS, HSPF et TOPMODEL.
- Les modèles physiques sont les modèles qui mathématiquement décrivent le mieux le processus hydrologique. Ces modèles sont basés sur la distribution spatiale et sont décrits par : les équations de la loi de la conservation de la masse, de l'énergie et de la dynamique de l'écoulement et développés à partir de l'équation de Barré de St-Venant, Richards, Boussinesq et de la loi de Darcy. Les modèles physiques ne requièrent pas forcément beaucoup de données hydrologiques ou météorologiques comme données d'entrées pour le calibrage mais requiert plutôt les caractéristiques de l'état initial du site à modéliser (teneur en eau initiale, hauteur d'eau) et de sa morphologie (topographie). Cependant, leur utilisation complexe nécessite du personnel expérimenté. Ces modèles restent tout de même valables pour une large gamme de cas à étudier. Les principaux modèles retrouvés dans la littérature sont les modèles suivant : SHE, MIKESHE, SWAT, VIC, VELMA, PIHM, KINEROS.

Des descriptions plus précises sur les modèles de ruissellements peuvent être retrouvées dans Jubinville (2013); Rinsema (2014); Beven (2011); Devia et al., (2015); Nicolas (2010).

Le ruissellement ne se limite pas à un simple transfert de l'eau. Il peut aussi s'accompagner d'un transport de matière solide. On sait que la rugosité du matériau à la surface est un facteur qui peut contribuer à l'érosion du sol. Elle participe également à la génération de dépressions de surfaces qui peuvent retarder le début du mécanisme de ruissellement. En augmentant ainsi la surface de rugosité et la rugosité en elle-même, on tend à diminuer la capacité de transport et le ruissellement par réduction de la vitesse de l'écoulement (Cogo et al., 1984; Renard et al., 1997).

## 2.8 Dernières remarques

Ce chapitre a été l'occasion de présenter les principes de l'écoulement de l'eau, la déviation de l'eau par effets de barrières capillaires, le ruissellement et de faire un état des connaissances sur les différentes études similaires à la nôtre. L'étude du ruissellement est un paramètre qui a été jusqu'ici que très peu souvent étudié dans le cas de recouvrement miniers en conditions climatiques humides. Toutefois, l'étude de Aubertin et al., (2006) a démontré qu'il était possible d'estimer le ruissellement sur SEEP/W par ajout d'une couche fictive composée de matériaux drainants à la surface du modèle.

Le mécanisme de ruissellement dépend principalement du degré d'inclinaison, de la longueur, de la capacité d'infiltration, de la rugosité de la couche de surface et de l'intensité de pluie. Il n'existe cependant pas de modèle simple pour déduire avec précision le ruissellement en fonction de ses paramètres et particulièrement dans un contexte de recouvrements visant à contrôler les infiltrations d'eau. Pour mieux comprendre la capacité de ces recouvrements à contrôler l'infiltration d'eau par le ruissellement et par la déviation de l'eau grâce aux effets de barrières capillaire, il est essentiel de réaliser des essais en conditions les plus proches possibles de la réalité. Dans ce contexte, des travaux de terrain, présentés dans le chapitre 4, ont été réalisés pour évaluer la capacité à dévier l'eau d'une cellule expérimentale construite sur un site minier. Ce travail, permettra d'améliorer nos connaissances sur les processus hydrologiques dans les couches de contrôle des écoulements afin d'évaluer leur potentiel pour limiter les infiltrations dans les haldes à stériles génératrices d'acide et, par le fait même, la quantité d'eau acide à traiter.

## CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION DES MATERIAUX

### 3.1 Échantillonnage

Les stériles miniers utilisés dans ce projet ont été prélevés durant l'été 2018 sur le site de la mine d'or Westwood, propriété de la compagnie IAMGOLD, et située à environ 40 kilomètres à l'Est de Rouyn-Noranda, en Abitibi-Témiscamingue. Les roches stériles, extraites des galeries d'exploitation de la mine souterraine sont séparées en deux : une partie est envoyée directement sur la halde Sud et l'autre est concassée (0/19 mm). Une fois concassée, la gamme 0/19 mm est acheminée puis stockée en tas dans l'ancienne fosse Doyon (Figure 3-1).

Plusieurs échantillons de stériles concassés ont été prélevés sur le pourtour et à l'intérieur des volumes stockés. La zone de prélèvement a été homogénéisée avant chaque échantillonnage afin d'améliorer la représentativité des échantillons et de limiter les phénomènes de granoclassement générés lors de déposition du matériau. Les stériles 0/19 mm sont actuellement employés pour la réfection des routes de la mine, mais il pourrait y avoir un avantage technique et économique à les réutiliser comme couche de contrôle des écoulements pour la restauration des haldes à stériles génératrices de drainage minier acide.

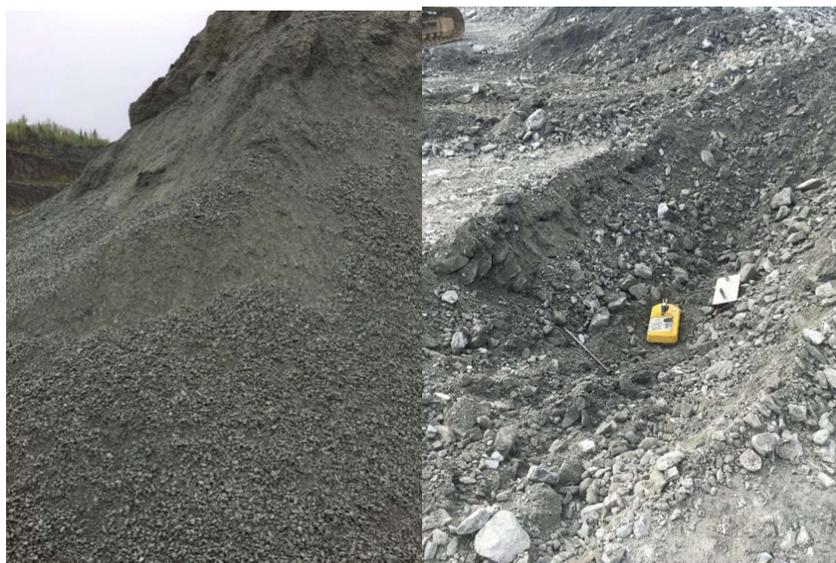


Figure 3-1 : Stériles miniers concassés 0/19 mm situés au bord de la fosse Doyon(photo à gauche) et stériles miniers en vrac sur la halde Doyon Sud (photo à droite) (Mai 2018).

Les stériles Westwood 0/50 mm ont été prélevés directement sur l'aire de déchargement de la Halde Sud. Les stériles en vrac ont été tamisés à 50 mm lors de l'échantillonnage puis homogénéisés en laboratoire. Au total, environ 410 kg de stériles 0/19 mm et 260 kg de stériles 0/50 mm ont été échantillonnés et homogénéisés en vue de leur caractérisation au laboratoire. Un tableau de synthèse sur le quantitatif des matériaux prélevés est présenté aux annexes A.

## 3.2 Analyses granulométriques

### 3.2.1 Approche méthodologique

L'analyse granulométrique des échantillons a été réalisée par tamisage selon la norme ASTM D422 (2007). Trois analyses granulométriques ont été réalisées pour chaque échantillon, avec une masse de 10 kg par essai. Cette masse a été calculée conformément à la relation couramment utilisée qui stipule que la masse de l'échantillon testée devrait être égale à :  $200 \times D_{max}(\text{mm})$ .

L'analyse granulométrique a été réalisée en deux parties (Tableau 3-1): la première consistait à tamiser à sec la fraction supérieure à 1,25 mm, et la seconde à réaliser un tamisage à l'eau pour les particules inférieures à 1,25 mm.

Les parties les plus fines des stériles 0/50 mm et 0/19 mm (soit les particules inférieures à 0,212 mm et 0,315 mm respectivement) ont été récupérées après tamisage à l'eau, séchées puis homogénéisées pour être analysées au granulomètre laser Malvern Mastersizer (Merkus, 2009). La précision de l'appareil sur le diamètre des particules est de 2%.

Tableau 3-1 : Gammes de tamis employées pour l'essai d'analyse granulométrique.

Matériau	Tamisage à sec	Tamisage à l'eau	Malvern
Stériles Weswood vrac (0/50mm)	80 ; 56 ; 40 ; 28 ; 20 ; 14 ; 11,2 ; 10 ; 8 ; 5 ; 2,5 ; 1,25	0,850 ; 0,710 ; 0,630 ; 0,425 ; 0,315 ; 0,212	< 0,212 mm
Stériles Weswood concassés (0/19mm)	37,5 ; 26,5 ; 20 ; 16 ; 14 ; 10 ; 8 ; 6,3 ; 5 ; 2,5 ; 1,25	0,630 ; 0,315	< 0,315 mm

### 3.2.2 Résultats des analyses granulométriques

Les résultats en triplicata des analyses granulométriques des stériles miniers de classe 0/50 mm et 0/19 mm sont typiques de roches stériles de mines en roches dures (Figure 3-2).

Le tableau 3-2 présente, pour chacun des matériaux, les valeurs des diamètres correspondant aux 10, 30, 50 et 60 % de passants ainsi que les valeurs du coefficient d'uniformité  $C_U$  et de courbure  $C_C$ .

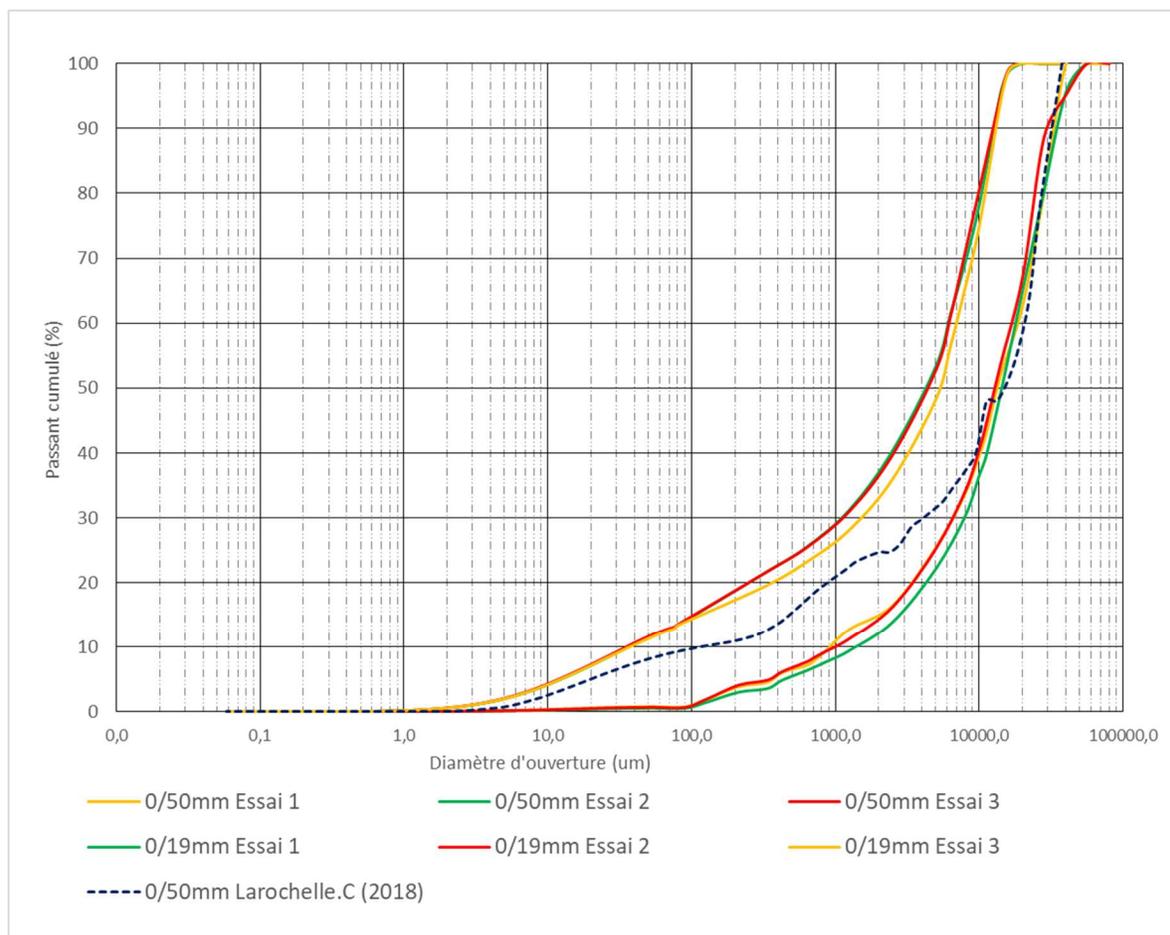


Figure 3-2 : Courbes granulométriques effectuées sur les stériles miniers de la gamme 0/50 mm et 0/19 mm. En bleu, la courbe granulométrique obtenue par Laroche (2018) sur les stériles miniers Westwood est présentée en guise de comparatif.

Tableau 3-2 : Résultats des analyses granulométriques des échantillons de stériles miniers 0/50 mm et 0/19 mm échantillonnés à la mine Westwood.  $D_{10}$  :  $D_{30}$  :  $D_{50}$  :  $D_{60}$  :  $C_U$  :  $C_C$  :

Paramètres	Résultats des analyses granulométriques		
	0/19 mm	0/50 mm	
		Cette étude	Larochelle (2018)
$D_{10}$ (mm) (min-max)	0,036 – 0,038	0,9 – 1,4	0,1
$D_{30}$ (mm) (min-max)	1,05 – 1,5	6,6 – 8,0	4,0
$D_{50}$ (mm) (min-max)	4,1 – 4,2	11,0 – 14,0	15,0
$D_{60}$ (mm) (min-max)	6,0 – 7,0	16,0 – 19,0	20,5
< 75 $\mu$ m (%)	13,0	< 2	9,0
$C_{U \text{ moyen}}$	175,6	15,1	186,3
$C_{C \text{ moyen}}$	7,0	2,6	7,1

Les diamètres  $D_{10}$  et  $D_{60}$  étaient respectivement de 0,037 mm et 8 mm pour les stériles miniers 0/19 mm et de 1,1 mm et 13,0 mm pour les stériles miniers 0/50mm. Les stériles miniers 0/19 mm ont la caractéristique d’avoir une granulométrie étalée et mal graduée, typique d’une granulométrie contrôlée, concassée. Pour un  $C_U$  de 15,1, la granulométrie des stériles miniers 0/50 mm est dite étalée et bien graduée.

De façon générale, les résultats des analyses granulométriques des stériles miniers 0/50 mm sont similaires à ceux obtenus par d’autres sur des stériles de 0/50 mm Larochelle (2018) et Peregoedova, (2012). Les analyses réalisées par Larochelle (2018) ont montré une granulométrie plus étalée et moins graduée. Cette différence pourrait notamment s’expliquer par l’hétérogénéité des matériaux sur les différents sites d’échantillonnage.

### 3.3 Caractérisation de la fraction fine (limites d'Atterberg)

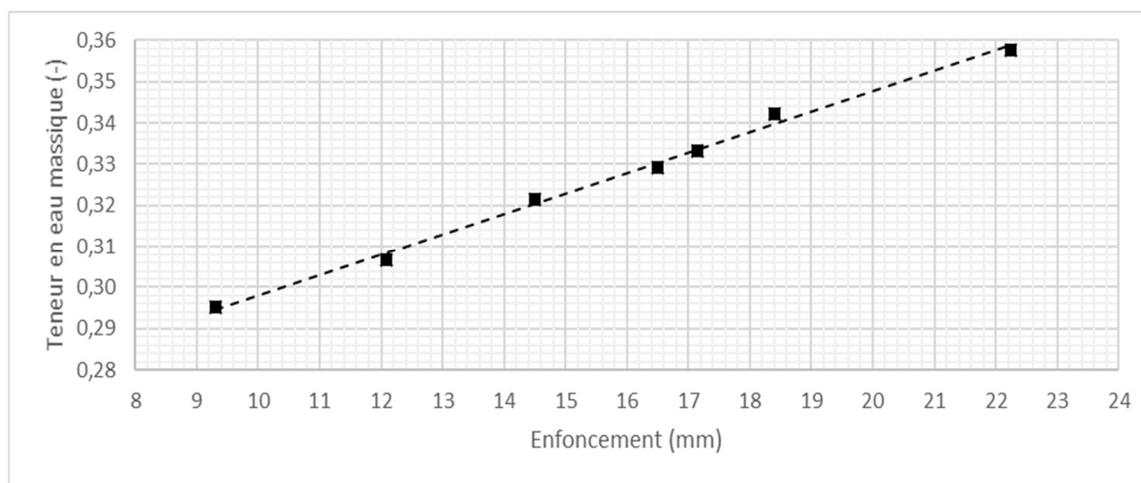
La mesure de l'état de consistance de la partie fine du stérile minier a permis de déterminer l'énergie de compactage (Annexe F) nécessaire afin d'obtenir un degré de compaction uniforme sur le site.

L'essai au rouleau (*CAN/BNQ 2501-090*) et l'essai au cône de pénétration (*CAN/BNQ 2501-092*) ont été réalisés afin d'évaluer la limite de plasticité et la limite de liquidité, respectivement. Les essais ont été réalisés sur la fraction 0/400  $\mu\text{m}$  avec 400 grammes de matériau par essai, et ont été répétés trois fois (triplicatas).

#### 3.3.1 Résultats des essais de consistance

Les résultats des essais de consistance effectués sur la fraction 0/400  $\mu\text{m}$  des stériles miniers pour la limite de liquidité sont présentés à la figure 3-3. Selon la norme explicitée précédemment, la limite de liquidité  $w_l$  obtenue pour un enfoncement du cône de 17 millimètres est environ de 33,5 %. La limite de plasticité  $w_p$  moyenne obtenue par l'essai au rouleau était de 25,2%. L'indice de plasticité  $I_p$  obtenu avec la relation  $I_p = w_l - w_p$  est égale à 8,3%. Avec plus de plus de 12% d'éléments supérieurs à 0,08 mm, le stérile minier concassé 0/19 mm est typique d'un sable limoneux peu plastique.

a)



b)

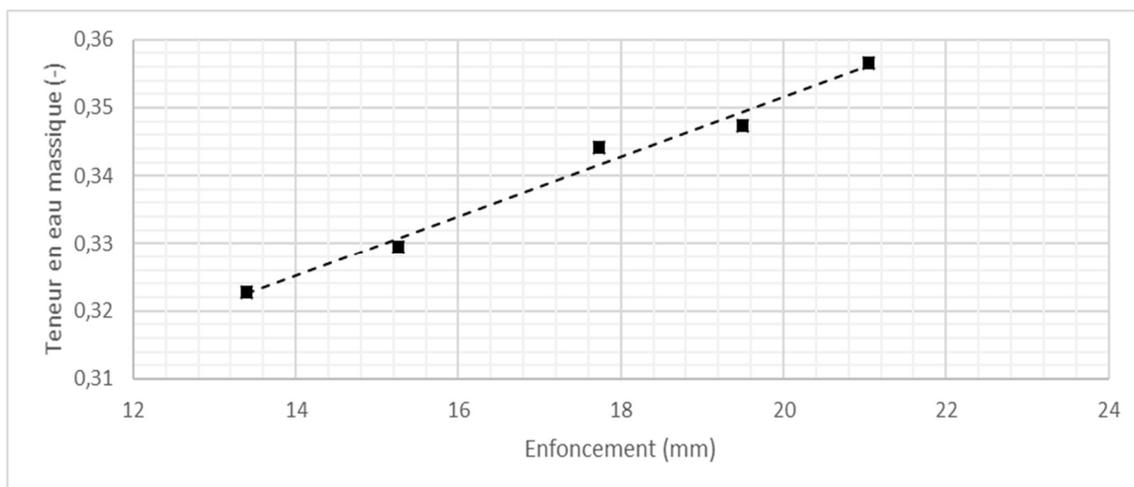


Figure 3-3 a) et b) : Résultats des essais au cône de pénétration pour déterminer la limite de liquidité de la fraction fine 0/400  $\mu\text{m}$ .

### 3.3.2 Valeur au bleu de méthylène

L'essai de valeur au bleu de méthylène ou valeur au bleu du sol (norme LC 21-055), communément appelé VBS, consiste à mesurer la capacité d'adsorption des molécules du bleu de méthylène pour évaluer la teneur en argile d'un sol. La valeur au bleu de méthylène a été calculée à partir de la relation suivante (Laribi et al., 2007) :

$$VBS = \frac{B \times C_b}{M_0} \times 100 \quad (\text{Équation 3.1})$$

Avec :

- $B$  : masse de la solution au bleu de méthylène totale injectée [M] ;
- $M_0$  : masse de l'échantillon sec de stériles miniers tamisé à 2 mm [M] ;
- $C_b$  : concentration de la solution du bleu de méthylène, soit, 0,01 (g/ml);

L'essai au bleu de méthylène a montré une adsorption nulle à partir de 3 ml de solution injectée, indiquant ainsi que la présence d'éléments argileux dans les stériles miniers de Westwood était très faible voir quasi-inexistante.

La valeur au bleu de méthylène obtenue était égale à 0,03, caractérisant ainsi le matériau comme insensible à l'eau ( $VBS < 0,1$ ). Usuellement, ce critère est vérifié lorsque le tamisât à 80  $\mu\text{m}$  est

inférieur ou égal à 12% sur l'échantillon. Dans notre cas ce critère a été vérifié parce que le tamisât à 80  $\mu\text{m}$  était supérieur à 12 % (Figure 3-2)

### 3.4 Densité relative des grains solides ( $D_r$ )

La densité relative des grains solides ( $D_r$ ) a été obtenue à l'aide de la méthode du pycnomètre à eau (CAN/BNQ 2501-070/2014) et du pycnomètre à hélium (Micromeritics AccuPyc 1330) (norme D854-10 ASTM, 2012). Environ 2 kg de stériles miniers 0/19 mm ont été broyés à un diamètre inférieur à 425  $\mu\text{m}$  afin de réaliser ces mesures. Au total, cinq mesures ont été réalisées au pycnomètre à eau et une mesure au pycnomètre à hélium.

La densité relative des grains solides des stériles étaient comprise entre 2,878  $\text{g}/\text{cm}^3$  et 2,938  $\text{g}/\text{cm}^3$  avec la méthode du pycnomètre à eau et était égale à 2,850  $\text{g}/\text{cm}^3$  avec la méthode du pycnomètre à hélium. Ces résultats sont très similaires à ceux obtenus par Larochelle (2018) sur les stériles de la mine Westwood.

### 3.5 Essais de compactage

L'essai de compactage ou essai Proctor est un essai normalisé (ASTM D1557, 2012) qui consiste à déterminer la teneur en eau optimale de compactage ( $w_{\text{opt}}$ ) pour obtenir la masse volumique sèche optimale ( $\rho_{\text{dmax}}$ ). Dans notre étude, la méthode de l'essai Proctor normal dans un moule CBR (California Bearing Ratio) a été retenue. En effet, pour un essai Proctor normal réalisé dans un moule CBR, les dimensions maximales du matériau doivent être de 20 mm. On augmente ainsi la représentativité de l'essai pour les matériaux 0/20 mm et on applique une correction pour les fractions supérieures.

Pour réaliser l'essai, le matériau a été placé dans le moule CBR normé de volume 2758  $\text{cm}^3$ . Le matériau a été placé en trois couches de même épaisseur. Chaque couche a été compactée par 55 coups d'un marteau Proctor normé. La hauteur de chute du marteau et sa masse étaient de 30,5 cm et 2490 g, respectivement.

Deux essais de compactage ont été réalisés sur les échantillons de stériles miniers 0/50 mm (Figure 3-4) et un essai sur les stériles 0/19 mm (Figure 3-5). Le tableau de synthèse 3-3 présente les résultats de ces essais. La masse volumique sèche à l'optimum des stériles 0/50 mm était de 2,372  $\text{g}/\text{cm}^3$ , avec une porosité optimale  $n$  de 0,19 et une teneur en eau à l'optimum Proctor

$w_{opt} = 6,4\%$  . La masse volumique sèche optimale des stériles concassés 0/19 mm était de  $2,350 \text{ g/cm}^3$ , pour une porosité  $n$  de  $0,182$  et une teneur en eau à l'optimum de  $6,6\%$  environ. A l'optimum, le degré de saturation est d'environ  $82\%$ .

Tableau 3-3 : Résultats des essais Proctor normal pour les stériles 0/50 mm et 0/19 mm. La densité optimale pour le 0/50 mm est de  $2,37 \text{ g/cm}^3$  et de  $2,35 \text{ g/cm}^3$  pour les stériles 0/19mm.

Matériaux	Stériles 0/50 mm	Stériles 0/19 mm
Masse volumique sèche à l'optimum ( $\text{g/cm}^3$ )	2,372	2,350
Porosité optimale	19,1 %	18,2%
Teneur en eau optimale	6,4 %	6,6 %

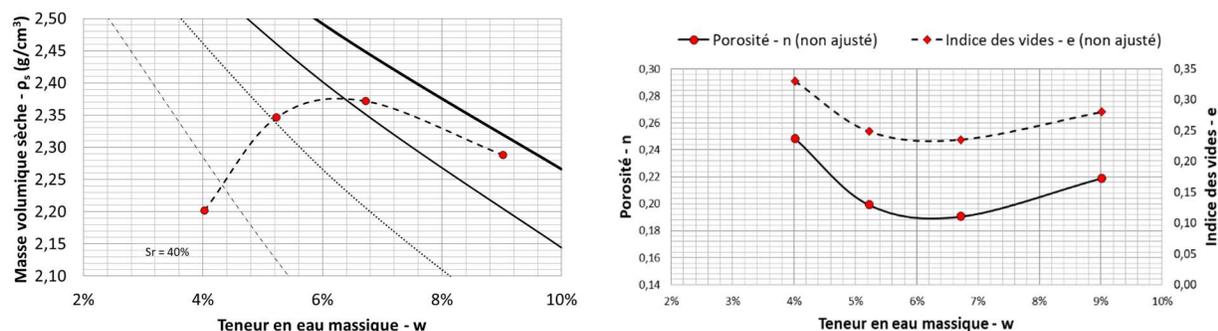


Figure 3-4 : Variation de la masse volumique, de l'indice des vides et de la porosité des stériles 0/50 mm en fonction de la teneur en eau massique mesurées par compactage Proctor normal et des courbes de compactage (100% noire pleine épaisse, 40% tiret cadratin point).

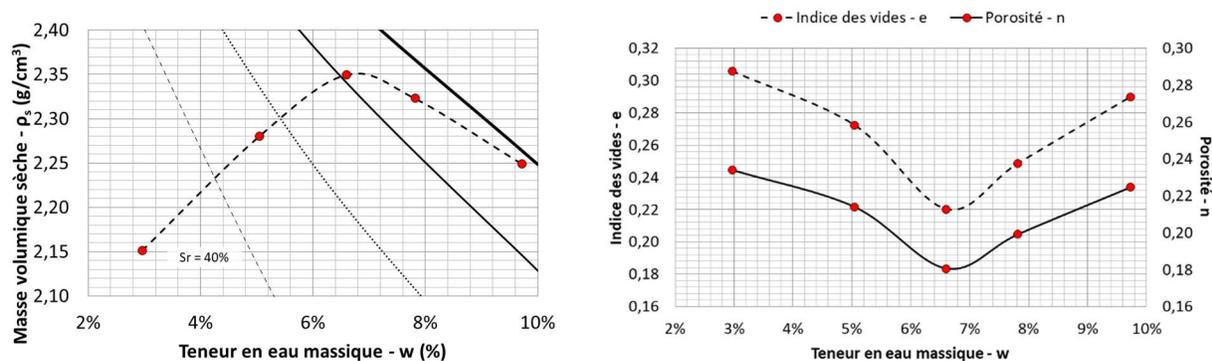


Figure 3-5 : Variation de la masse volumique, de l'indice des vides et de la porosité des stériles 0/19 mm en fonction de la teneur en eau massique mesurées par compactage Proctor normal et des courbes de compactage (100% noire pleine épaisse, 40% tiret cadratin point).

### 3.6 Conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ )

Les conductivités hydrauliques saturées des deux stériles miniers ont été déterminées expérimentalement au laboratoire au moyen d'essais de perméabilité à charge constante et à charge variable selon les normes ASTM D2434-68 (2006) et ASTM D5856-95 (2007).

Trois mesures de conductivité hydraulique à charge constante et variable ont été réalisées à l'aide d'une grande colonne PEHD afin de déterminer la conductivité hydraulique des stériles miniers 0/50 mm et deux mesures de conductivité hydraulique à charge variable ont été réalisées à l'aide d'un perméamètre à paroi rigide afin de déterminer la conductivité hydraulique saturée des stériles miniers concassés 0/19 mm. L'essai à charge variable et l'essai à charge constante ont été réalisés sur le même spécimen.

Les conductivités hydrauliques saturées ont également été estimées selon le modèle Kozeny- Carman modifié (KCM) (Mbonimpa et al., 2002). L'équation du modèle KCM qui permet d'estimer la conductivité hydraulique saturée d'un sol granulaire ou cohésif/plastique est présentée à la section 2.4.2.1 du chapitre 2.

#### 3.6.1 Montages des essais et préparation des matériaux

La colonne et le perméamètre à paroi rigide ont été montés selon la même approche. Le moule, une plaque drainante et un géotextile ont été placés au fond de la colonne et du perméamètre.

Les matériaux ont été préalablement humidifiés à leur teneur en eau optimale (section 3.5), homogénéisés, puis mis en place et compactés par couches de 5 centimètres. Ainsi, les stériles miniers 0/50 mm ont été préalablement humidifiés à une teneur en eau massique de 7%, afin d'assurer une porosité comprise entre 18 et 22 % lors de sa mise en place en colonne. Pour le cas des stériles miniers concassés 0/19 mm, leur teneur en eau massique a été ajustée à 6 % afin de viser une porosité de 18 % dans le perméamètre.

Une autre plaque drainante avec un feutre géotextile a été installée au sommet de la colonne. La colonne et le perméamètre ont ensuite été saturés pendant 7 jours par flux ascendant très faible (différence de charge de 1 cm).

La conductivité hydraulique saturée à charge constante a été obtenue selon la relation suivante :

$$k_{\text{sat}} = \frac{V_{\text{eau}}}{t} \frac{L}{AH} \quad (\text{Équation 3.2})$$

- $V_{\text{eau}}$ : Volume d'eau [L.T<sup>-1</sup>];
- $t$ : temps [T];
- $L$ : Hauteur de matériau dans le perméamètre [L];
- $A$ : Aire du perméamètre [L<sup>2</sup>];
- $H$ : Distance entre le point d'entrée et de sortie de l'eau dans l'échantillon [L].

Un débit constant a été appliqué à l'aide d'un réservoir à contrôleur de débit. Ce dernier contrôle la quantité d'eau à l'entrée de la colonne. La mesure du débit d'eau à la sortie de la colonne permet de s'assurer qu'il est constant (pour au moins trois mesures consécutives) et donc que la charge imposée est constante. Une fois le débit stabilisé dans la colonne, l'essai à charge constante peut commencer.

Deux piézomètres ont été connectés à la colonne de manière à contrôler le gradient hydraulique dans les stériles au cours de l'essai et éventuellement déceler la présence de chemins préférentiels.

La conductivité hydraulique saturée à charge variable a été obtenue selon la relation suivante (norme ASTM D5856-95 (2007)):

$$k_{\text{sat}} = \frac{L}{(t_2 - t_1)} \frac{a}{A} \ln \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \quad (\text{Équation 3.3})$$

- $k_{\text{sat}}$  : conductivité hydraulique saturée [L/T] ;
- $A$  : aire du perméamètre [ $L^2$ ] ;
- $a$  : aire du tube d'entrée (pour mesure à charge variable uniquement) [ $L^2$ ] ;
- $L$  : hauteur de matériau dans le perméamètre [L] ;
- $h_1$  et  $h_2$  : différence de charge à  $t_1$  et la différence de charge à  $t_2$  (cm) mesurée sur l'échelle graduée du tube [L] ;
- $t_1$  et  $t_2$  : temps [T].

La norme ASTM D5856-95 (2007) spécifie que le diamètre du perméamètre doit être au moins 6 fois supérieur au diamètre maximal du matériau à tester afin de limiter la ségrégation du matériel et la formation de chemins préférentiels. Les diamètres minimums  $D$  de la colonne et du perméamètre devaient donc être supérieurs à 30 cm pour le 0/50 mm et supérieur à 12 cm pour le 0/19 mm.

### 3.6.2 Résultats des essais de conductivité hydraulique saturé

La conductivité hydraulique saturée des stériles miniers 0/50 mm a été prédite au moyen du modèle KCM avec les valeurs de porosité minimale, moyenne et maximale mesurées lors du démontage de la colonne (section 3.7.2). Le matériau compacté dans la colonne a été retiré par couche de 5 centimètres d'épaisseur environ. Les conductivités obtenues avec le perméamètre ont aussi été comparées aux valeurs prédites avec le modèle KCM avec la valeur de porosité moyenne calculée sur la hauteur totale du spécimen.

La totalité des conductivités hydrauliques sont récapitulées aux annexes A. La conductivité hydraulique pour les essais menés à charge constante sur les stériles 0/50 mm était comprise entre  $1,0 \times 10^{-2}$  et  $1,3 \times 10^{-2}$  cm/s. La différence de la conductivité hydraulique est liée à la variation des porosités comprises entre 0,14 et 0,22 (écart-type : 0,05). Les valeurs obtenues par les essais à charge variable pour ce même matériau étaient comprises entre  $3,0 \times 10^{-3}$  à  $4,7 \times 10^{-3}$  cm/s pour des porosités entre 0,14 et 0,22. Pour les stériles miniers de classe 0/19 mm, les valeurs de conductivités hydrauliques saturées obtenues pour le premier essai varient de  $2,6 \times 10^{-5}$  à  $1,7 \times 10^{-5}$  cm/s (écart-type 0,000003 ; porosité = 0,15). Pour le second essai, les valeurs de conductivités hydrauliques saturées varient de  $3,7 \times 10^{-4}$  à  $3,4 \times 10^{-4}$  cm/s (écart-type : 0,00001 ; porosité = 0,24).

Les prédictions du modèle KCM étaient systématiquement inférieures d'un demi-ordre de grandeur par rapport aux résultats expérimentaux, sauf pour l'essai à charge variable en grande colonne (Figures 3-6, 3-7 et 3-8). Les résultats expérimentaux concordent donc relativement bien avec les résultats prédits à partir du modèle de prédiction KCM.

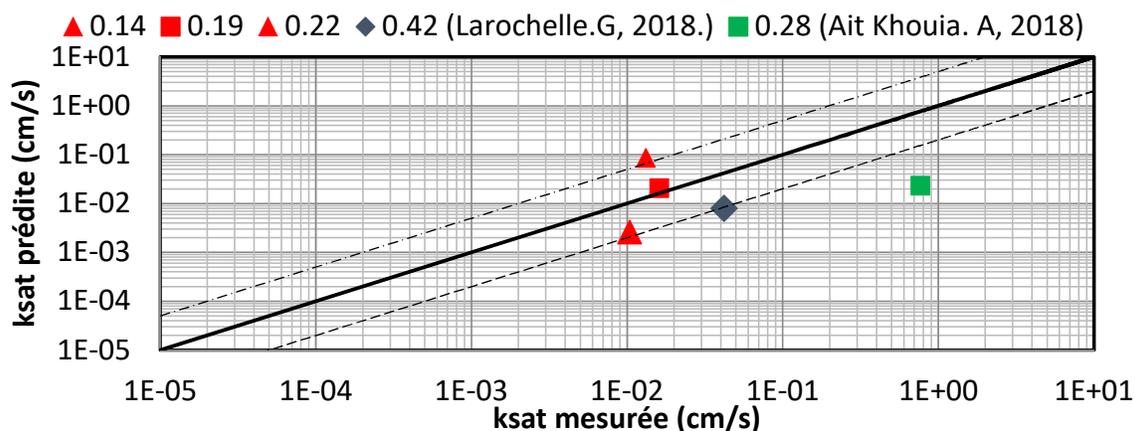


Figure 3-6 : Conductivités hydrauliques saturée des stériles miniers 0/50 mm mesurées en colonne et prédites avec le modèle KCM. Chaque point représente un essai différent avec une porosité spécifique. Les résultats sont comparés aux données de Larochelle (2018) et Ait Khouia (2018).

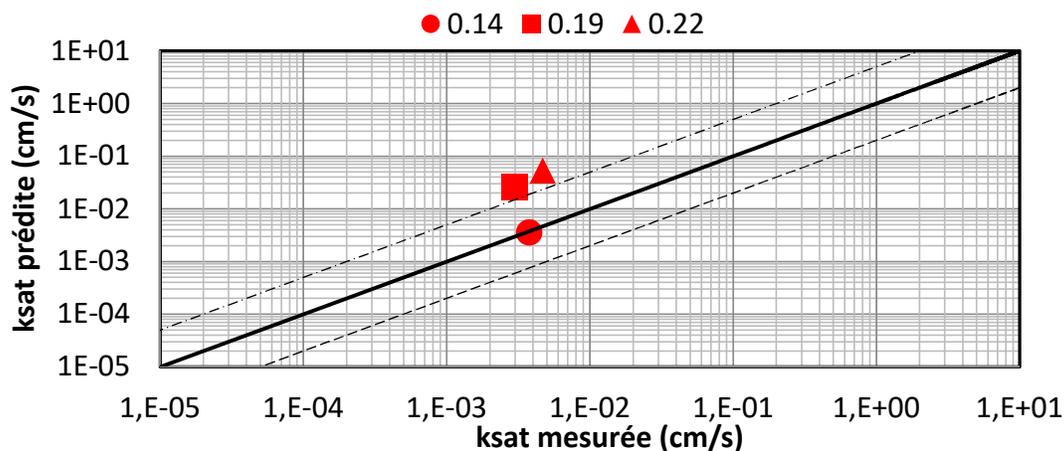


Figure 3-7 : Résultats des mesures de la conductivités hydrauliques mesurées sur la gamme de stériles 0/50 mm en colonne à charge variable pour des porosités au démontage de 0,14, 0,19 et 0,22.

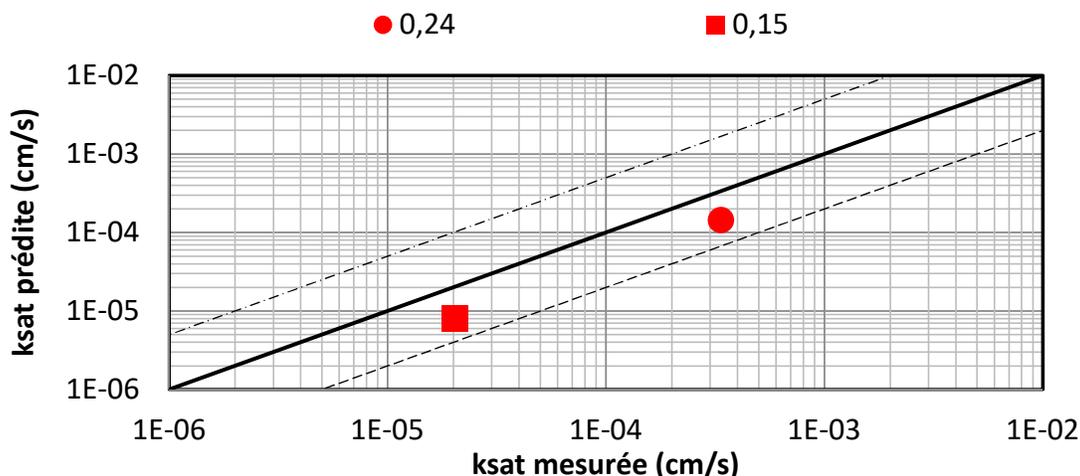


Figure 3-8 : Conductivités hydrauliques saturées mesurées versus prédites (KCM) sur la gamme de stériles 0/19 mm dans un perméamètre à paroi rigide à charge variable pour des porosités de 0,14, et 0,23.

### 3.7 Évaluation de la courbe de rétention d'eau en colonne

Les courbes de rétention d'eau des deux matériaux ont été déterminées au laboratoire au moyen de la grande colonne PEHD par drainage libre et en cellule Tempe. L'essai en drainage libre a été réalisé en triplicata sur les stériles 0/50 mm à des porosités comprises entre 0,15 et 0,33. La CRE des stériles 0/19 mm a été mesurée au moyen de la cellule Tempe à porosité 0,16.

#### 3.7.1 Principe de l'essai en drainage libre

L'essai de caractérisation de la CRE pour les stériles miniers 0/50mm a été réalisé en deux étapes :

- Premièrement, la colonne de matériau a été saturée pendant six jours consécutifs, puis laissée en condition de drainage libre via un exutoire positionné au bas de la colonne (Chapuis et al., 2006; Hernandez, 2007; Peregoedova, 2012). Ces six jours de drainage libre ont été nécessaires pour que l'équilibre hydrostatique dans la colonne de matériau soit atteint. La condition d'équilibre hydrostatique dans l'échantillon a été validée une fois que la masse d'eau recueillie au bas de la colonne PEHD soit inférieure à 1 gramme en 24 heures (Peregoedova, 2012).

- Une fois l'étape de drainage terminée, le sommet de la colonne a été recouvert d'une membrane en plastique pour limiter l'évaporation et une condition limite de nappe fictive, de charge hydraulique  $H=5$  cm, a été imposée au bas de la colonne à l'aide d'un réservoir. Elle a été imposée pendant six jours afin de se rapprocher au maximum de l'équilibre hydrostatique dans la colonne.

Avant la réalisation de l'essai, la mise en place du matériau dans les trois colonnes a été réalisée de manière identique à celle pour les essais de conductivités hydrauliques (section 3.6.1).

### 3.7.2 Contrôle de la porosité moyenne des colonnes

La porosité moyenne a été mesurée à partir des porosités mesurées dans les couches de 5 cm d'épaisseur au démontage. Pour le premier, le second et le troisième essai, les porosités moyennes étaient respectivement de 0,18, 0,24 et 0,30 pour des hauteurs de matériaux équivalentes à 50, 62 et 75 cm. Les porosités étaient comprises entre 0,11 et 0,41 pour la colonne 1 (écart-type de 0,07), entre 0,17 et 0,51 pour la colonne 2 (écart-type de 0,08) et entre 0,26 et 0,40 pour la colonne 3 (écart-type de 0,03). Les valeurs sont récapitulées à la figure 3-9. Elles montrent que celles-ci sont typiques d'un stérile minier. Le mélange entre les particules est difficile à compacter. La tendance montre que la porosité est plus élevée dans la haute du matériau. Cette tendance peut s'expliquer par la faible précision sur le prélèvement lors du démontage des couches. Mais aussi par l'évaporation de surface qui peut déstructurer le milieu compacté. Les valeurs en haut de la colonne de matériau ont été considérées comme aberrantes et n'ont donc pas été retenues dans le calcul de la porosité moyenne.

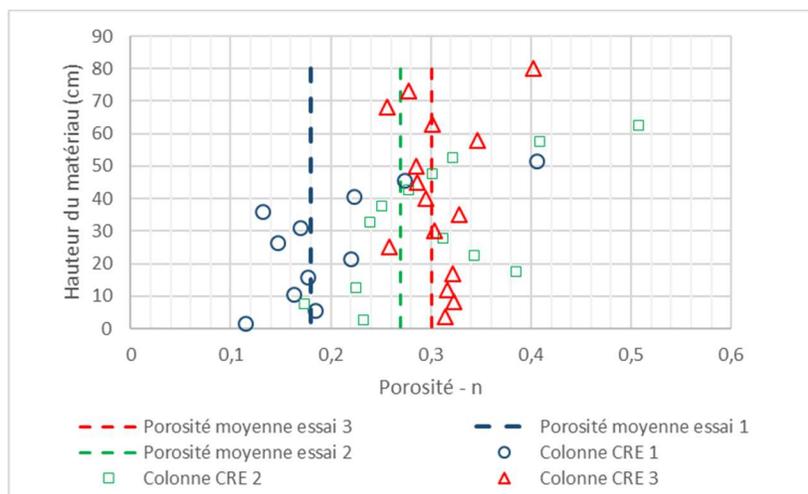


Figure 3-9 : Valeurs des porosités calculées au démontage en fonction de la hauteur de la colonne pour les 3 essais de caractérisation de la CRE en colonne.

Les colonnes ont été démantelées après six jours de drainage une fois l'équilibre atteint. Chaque colonne a été démontée par tranches de 5 cm ( $\pm 1$  cm), puis les matériaux ont été pesés et séchés. La teneur en eau massique, la porosité et la densité ont été calculées pour chaque couche. La CRE a pu ensuite être estimée en faisant l'hypothèse que la succion ( $\psi$ ) était égale à l'élévation de la couche par rapport au niveau de la nappe phréatique imposée. La CRE a ensuite été décrite au moyen du modèle de van Genuchten (1980).

### 3.7.3 Détermination de la CRE en cellule Tempe grand format

La courbe de rétention d'eau pour les stériles 0/19 mm a été mesurée au moyen d'une cellule de pression (ou cellule Tempe) de grandes dimensions. Le principe de cet essai est similaire à celui de l'essai standard (ASTM D6836). Un matériau initialement compacté et saturé est soumis à différents paliers de pression et les variations de la teneur en eau volumique sont mesurées.

#### 3.7.3.1 Montage de la cellule

Un plan détaillé de la cellule Tempe est fourni à l'annexe A. La cellule de pression est composée de deux bases planes (1 et 2) entre lesquelles se trouve le cylindre de confinement principal (D3385). Chaque base possède une rainure circulaire, dans laquelle le cylindre de confinement principal est encastré pour y être ensuite boulonné (13). L'étanchéité entre ces trois pièces est assurée par un joint torique positionné dans chacune des rainures ( $\varnothing$  tore : 2 cm) (4 et 5). Chaque

base est aussi équipée d'un coupleur rapide femelle haute pression (11 et 12). Le coupleur HP de la base supérieure permet l'entrée de l'azote sous haute pression dans la chambre de confinement et le coupleur HP de la base inférieure permet le drainage de l'eau vers l'extérieur de la cellule. La base inférieure a la particularité d'être équipée d'une plaque drainante en son centre de capacité 1 bar (6). Sur cette plaque drainante vient se positionner un joint torique plat ( $\varnothing$  tore : 5 cm) (10), puis un moule en acier (7) dans lequel s'introduit le matériau à tester (8). Le moule interne est ensuite boulonné (9) et l'étanchéité est assurée par la pièce numéro dix. Une vue de côté, en perspective et une coupe conceptuelle de la cellule est présentée à la figure 3-10.

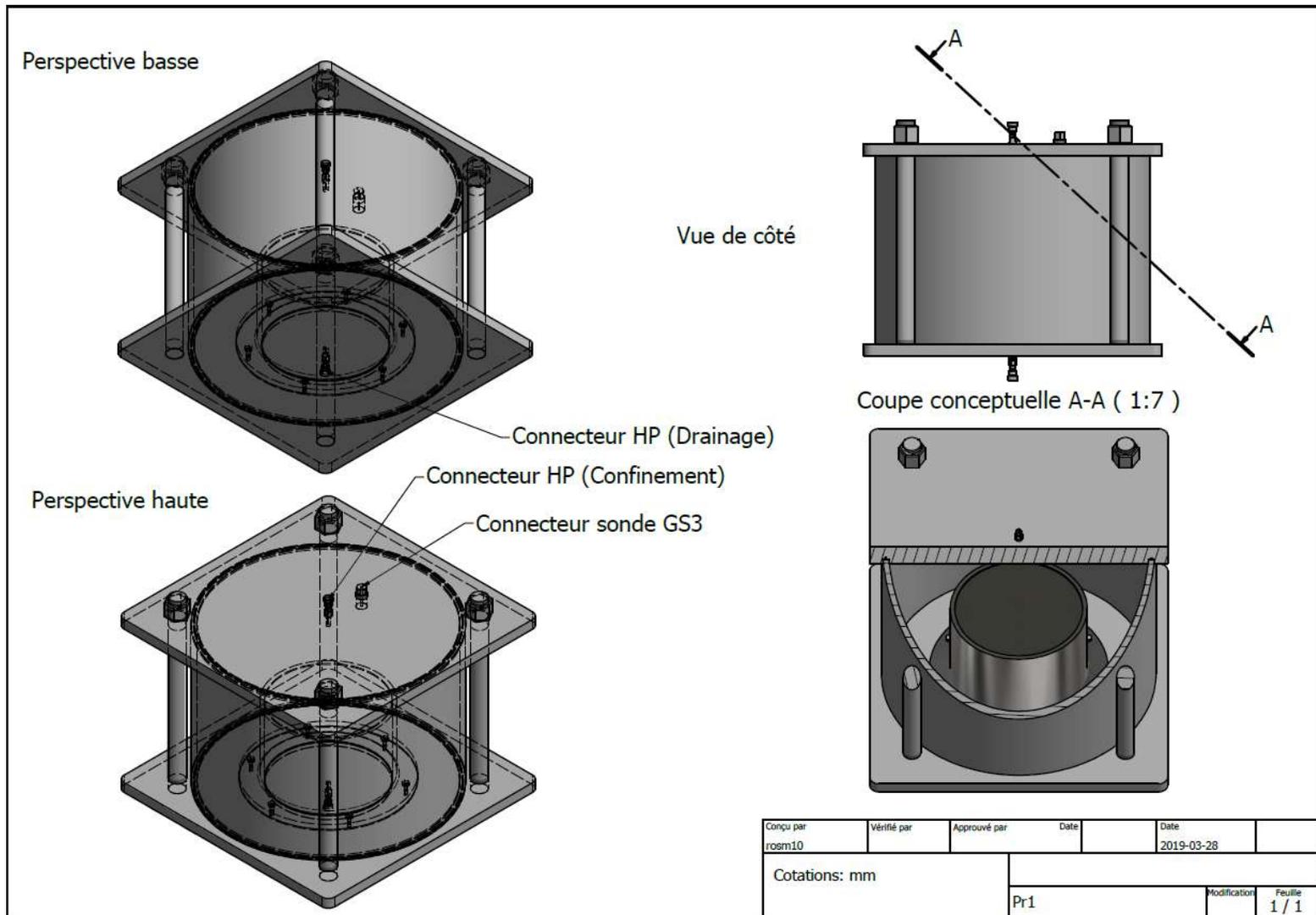


Figure 3-10 : Plan de la cellule de pression grand format adaptée pour les stériles miniers concassés.

### 3.7.3.2 Mise en place de l'échantillon et suivi du comportement hydrique

Le stérile 0/19 mm a été compacté à la porosité souhaitée par couche de 10 cm dans le moule en acier de 30 cm de diamètre (Photo 3-2). La saturation de l'échantillon a été réalisée via le connecteur haute pression situé sur la base inférieure de la cellule. La porosité était en moyenne de 0,16 pour un degré de saturation d'environ 95 % au début de l'essai. La teneur en eau de l'échantillon au cours de l'essai a été mesurée au moyen d'une sonde GS3 (Photo 3-2). Elle a été positionnée à mi-hauteur de l'échantillon pendant l'étape de remplissage du moule puis connectée à un boîtier d'enregistrement EM-50. La courbe de calibrage de la sonde GS3 est présentée à l'annexe A. L'acquisition des teneurs en eau a été réalisée automatiquement à des intervalles de 5 minutes.



Photo 3-2 : Sonde de teneur en eau type GS3 installée à mi-hauteur du matériau, photographiée lors du démantèlement de l'essai. Une sonde GS3 a été installée dans la cellule Tempe.

### 3.7.3.3 Déroulement de l'essai

Une pression est injectée dans l'enceinte hermétique via le connecteur haute pression situé sur la partie supérieure de la cellule jusqu'à atteindre le palier de pression souhaité. L'échantillon a été soumis à un total de 25 paliers de pression allant de 0 et 200 kPa.

### 3.7.4 Résultats des essais de courbe de rétention d'eau

Les courbes de rétention d'eau expérimentales mesurées pour les stériles 0/50 mm et 0/19 mm sont présentées respectivement aux figures 3-11 et 3-12. Les résultats obtenus par Larochelle (2018) sur le 0/50 mm sont également présentés à fins de comparaison. Les paramètres caractéristiques des CRE ont été déduits des courbes expérimentales au moyen de la méthode des tangentes (Fredlund et al., 2012b) (Tableau 3-4).

Pour les différents essais menés en colonnes, on constate en premier lieu que le modèle de prédiction MK (Chapuis et Aubertin, 2003) sous-estime les courbes de rétention d'eau d'un à deux ordres de grandeurs. La portion de drainage de chaque courbe est clairement sous-estimée par rapport aux courbes expérimentales. Les valeurs de  $\psi_a$  sont aussi nettement sous estimées pour les porosités  $n$  de 0,24 et 0,32. Pour le 0/50 mm, le modèle MK semble mieux prédire la valeur du  $\psi_a$  lorsque la porosité est faible. La distribution des points expérimentaux atteste de la bonne rétention du stérile 0/50 mm. Elle est plus élevée que celle prédite. Le modèle MK n'est donc pas très adapté pour cette partie de la CRE. Les résultats des essais menés en colonne à des porosités plus faibles (sur la fraction 0/50 mm) sont proches de ceux obtenus par Larochelle (2018). La valeur de  $\psi_a$  des stériles 0/50 mm était respectivement de 2 cm, donc typique des roches stériles de mines en roches dures (Peregoedova, 2012).

Pour les stériles 0/19 mm, la valeur de  $\psi_a$  a été mesurée à environ 300 cm. Cette même valeur obtenue à l'aide de modèle MK est aussi sous-estimée (13 cm). Comme les stériles sont concassés, la valeur  $\psi_a$  se rapproche typiquement des valeurs d'un silt (entre 300 et 450 cm) (Bussière et al., 2007; Pabst, 2011). La valeur de  $\psi_a$  est aussi comparable au résidu de Westwood caractérisé par Larochelle (2018) qui a obtenu une valeur de  $\psi_a = 350$  cm.

Dans l'ensemble, les résultats des essais expérimentaux menés en colonne sont plutôt cohérents avec ceux obtenus par Larochelle (2018). Comparée aux valeurs de la littérature, le  $\psi_a$  des stériles miniers se situe en général entre 1 et 3 cm (Peregoedova, 2012). Nos valeurs sont dans cet ordre de grandeur.

Tableau 3-4 : Paramètres caractéristiques des courbes de rétention d'eau des stériles 0/50 mm et 0/19 mm déterminés au laboratoire et prédits avec le modèle MK ( $\psi_a$ ; WEV ;  $\theta_r$  et  $\theta_s$ ).

<b>Stérile</b>	<b>Propriétés</b>	<b><math>\psi_a</math> (cm)</b>	<b>WEV(cm)</b>	<b><math>\theta_r</math></b>	<b><math>\theta_s</math> Porosité (-)</b>
0/50 mm	CRE.essai 1	2	110	0,04	0,15
	Prédites avec MK.essai 1	2,2	8,0	0,005	
	CRE.essai 2	2,0	100	0,03	0,24
	Prédites avec MK.essai 2	1,2	4,1	0,01	
	CRE. essai 3	7,0	30,0	0,04	0,32
	Prédites avec MK.essai 3	0,8	3,0	0,005	
	Larochelle (2018)	1,1	21,0	0,01	0,375
0/19 mm	Van Genuchten	300	5000	0,06	0,16
	MK	13	130	0	0,16

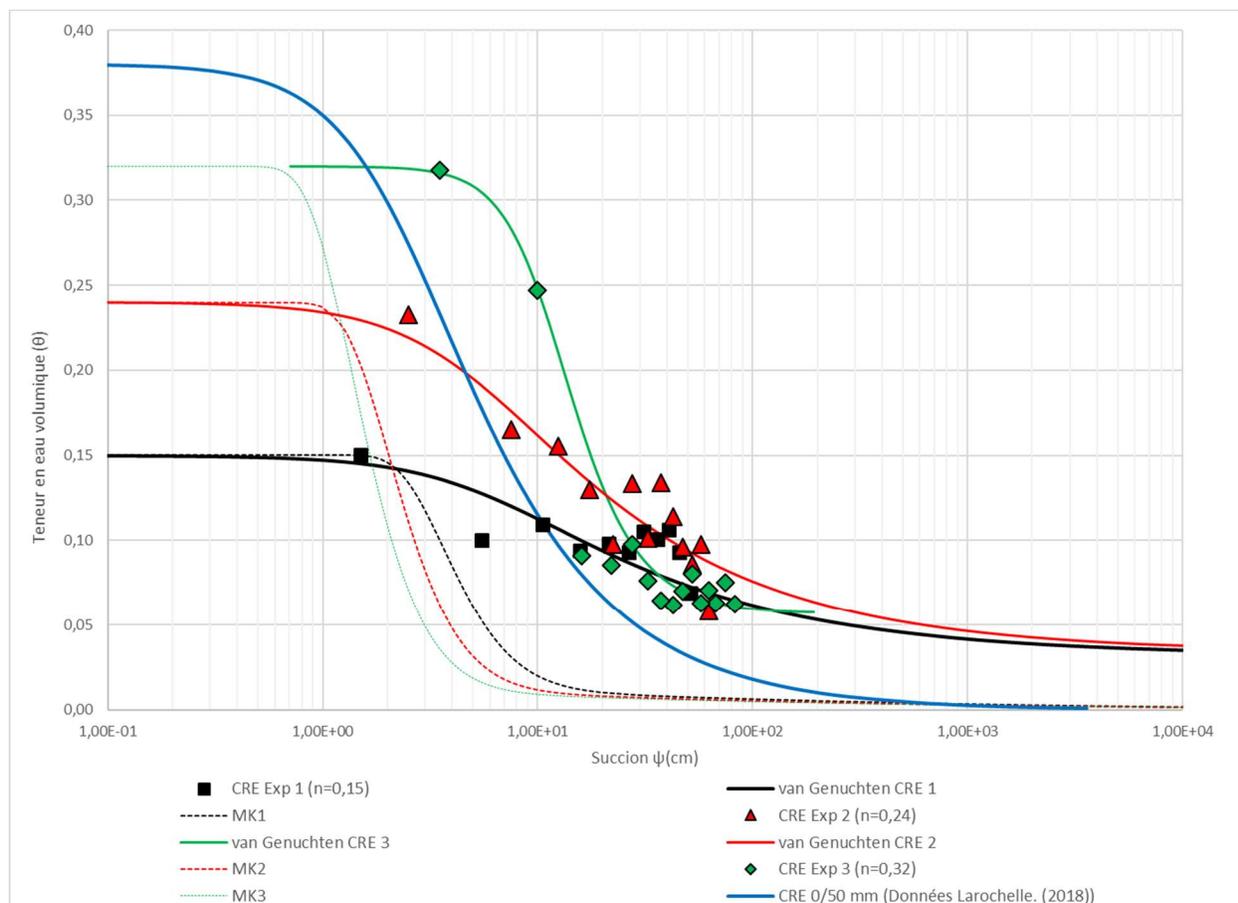


Figure 3-11 : Résultats des CRE 1, 2 et 3 des stériles miniers 0/50 mm obtenues par les essais en colonne. Sont présentées les CRE prédites par le modèle MK.

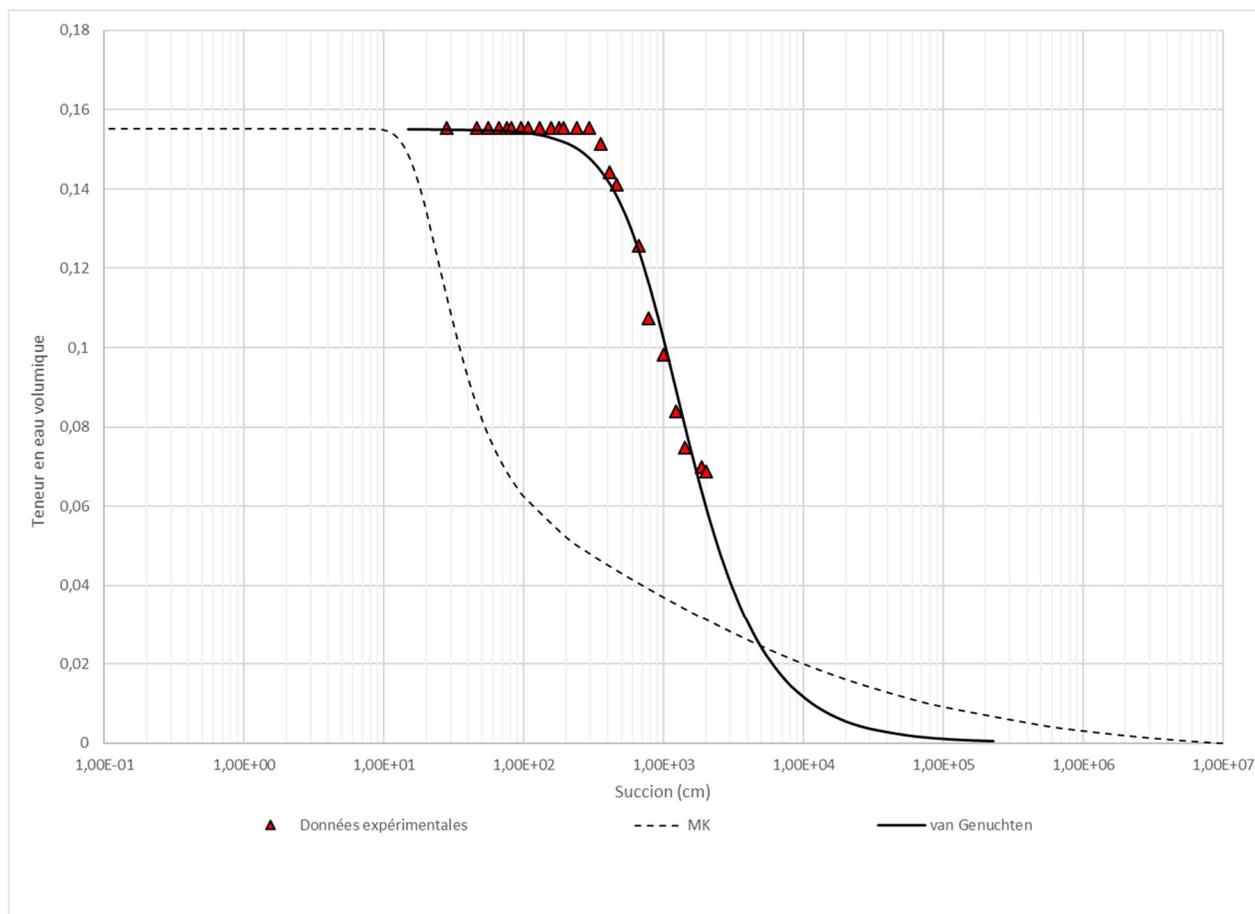


Figure 3-12 : Courbes de rétention d'eau prédites et expérimentale pour les stériles miniers 0/19 mm obtenue à l'aide de la cellule de pression.

## **CHAPITRE 4 CONCEPTION, CONSTRUCTION ET INSTRUMENTATION DE LA CELLULE EXPÉRIMENTALE**

Ce chapitre traite de la phase de conception de la cellule expérimentale de terrain jusqu'à sa construction sur la halde à stériles Sud de la mine Doyon (voir aussi à la section 3.1).

### **4.1 Contexte environnemental de l'étude**

Depuis plus de 30 ans, la halde à stériles Doyon Sud contribue fortement à la formation du drainage minier acide du site. L'étude du GREGI a pu démontrer que les eaux de drainage sont fortement chargées en minéraux sulfureux. Il a également été démontré que le potentiel hydrogène (pH) des eaux contaminées pouvait parfois descendre jusqu'à 2,8.

Les eaux contaminées sont captées sur tout le pourtour de la halde Sud à l'aide de tranchées imperméables faites en argile puis acheminées vers une centrale de traitement à boue haute densité (HDS) où elles sont traitées. Toutefois, ce type de traitement induit des coûts élevés à la mine qui souhaiterait aujourd'hui les réduire.

La mine souhaiterait donc évaluer la faisabilité d'encapsuler la halde Sud Doyon à l'aide de roche stérile faiblement génératrice, présentement issue des galeries de l'exploitation souterraine de la mine Westwood. A travers cette approche, la mine voudrait savoir s'il est possible de diminuer l'infiltration de l'eau dans la halde grâce aux propriétés des stériles miniers et de dévier cette eau vers l'environnement, ce qui réduirait le volume de DMA à traiter. Afin d'apporter une réponse concrète à cette problématique, un recouvrement expérimental a été construit sur la halde Sud.

Une étude de conception a tout d'abord été réalisée au début de l'année 2018 puis présentée et validée par le pôle d'ingénierie environnementale de la mine. Le design du recouvrement est présenté dans cette partie.

#### **4.1.1 Conception de la cellule expérimentale**

Dans le cadre du présent projet, on rappelle brièvement que la mine Doyon/Westwood souhaite au préalable modifier la géométrie de la halde Doyon Sud avant de la restaurer. Le choix du design s'est porté sur recouvrement compacté et incliné à 10 et 20%.

Plusieurs critères ont ainsi été retenus dans le choix du design final de la cellule expérimentale :

1. Utiliser des dimensions qui permettent de comprendre le comportement futur à l'échelle de la halde;
2. Tester plus d'un angle d'inclinaison puisque la géométrie finale de la halde n'est pas encore définitive;
3. Utiliser des matériaux qui pourraient réalismement être utilisés sur le site et être efficaces pour dévier l'eau;
4. Choisir un emplacement qui permet d'avoir des conditions réalistes et qui ne fera pas obstruction aux travaux de la mine;
5. Construire la cellule en respectant les normes de sécurité de la mine;
6. Instrumenter la cellule afin de réaliser un bilan hydrique et de comprendre le comportement hydrogéologique du recouvrement.

Tel que décrit dans la revue de littérature à la section 2.7, il est possible de dévier les eaux de surface par ruissellement sur un plan incliné grâce aux propriétés de conductivité hydraulique et d'infiltration du matériau si ce dernier est exposé directement aux conditions climatiques. De cette manière, une quantité d'eau plus ou moins importante pourrait être déviée. Le design retenu pour la cellule expérimentale est présenté à la figure 4-1. C'est un système bicouche composé d'une couche de matériaux peu perméables en stériles concassés 0/19 mm (couche de déviation) reposant sur une couche de matériaux grossiers 0/800 mm (couche de support).



Figure 4-1 : Disposition des couches de matériaux en fonction du recouvrement envisagé.

Pour répondre au premier critère, le choix a été d'adopter un format de cellule à grande échelle pour être au maximum représentatif à l'échelle de la halde Sud Doyon. Les dimensions qui ont été proposées sont les suivantes :

- 50 mètres de long;

- 9 mètres de large à la base et 4,6 mètres au sommet de la cellule.

Avec la possibilité que la mine rectifie la géométrie de la halde Sud, le choix du design s'est orienté vers une cellule à plusieurs plans à différents degrés d'inclinaison (10%-20%-10%). Une longueur de 9 mètres pour les pentes inclinées à 10 % et une longueur de 30 mètres pour la pente à 20% ont été retenues. Un angle maximal de pente a été déterminé et étudié pour prévenir le renversement d'engins et les risques associés pendant la phase de construction. Considérant une vitesse de déplacement de l'engin comprise entre 2 et 6 km/h sur la cellule et de la masse à charge maximale avec une inclinaison de la benne à 70 degrés lors du déchargement, l'inclinaison de la pente maximale a été fixée à 20 %.

Les gammes de stériles concassés et en vracs ont été présentés à la section 3.1. Actuellement, la mine produit 3 gammes de stériles Westwood :

- Les stériles en vracs de la gamme 0/800 mm ;
- Les stériles fins concassés à la gamme 0/19 mm et employés pour la réfection des pistes de circulation;
- Les stériles grossiers en vracs de la gamme 19/80 mm.

L'avantage que la mine produise directement ces trois gammes de matériaux réduit les coûts liés aux apports de matériaux pour la construction de la cellule expérimentale. Les caractéristiques physiques et hydrogéologiques des gammes produites peuvent potentiellement permettre la conception d'une couche favorisant le ruissellement. Le choix du matériau pour la couche de déviation s'est porté sur les stériles concassés 0/19 mm.

Le suivi du comportement hydrogéologique a été réalisé avec des stations de mesures, des lysimètres ainsi que des drains latéraux installés en surface pour mesurer le ruissellement. Les équipements de mesures sont présentés à l'annexe B. Les stations ont permis de mesurer l'évolution de la teneur en eau volumique et de la succion. Une vue conceptuelle de la cellule expérimentale est présentée à la figure 4-2 et une coupe du recouvrement est présentée à la figure 4-3.

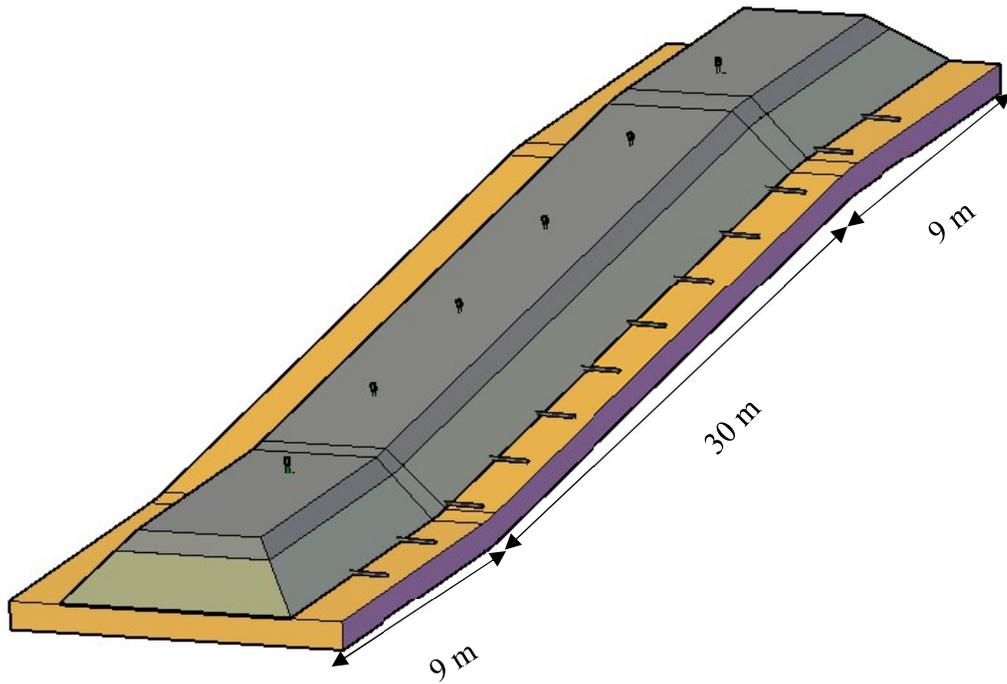
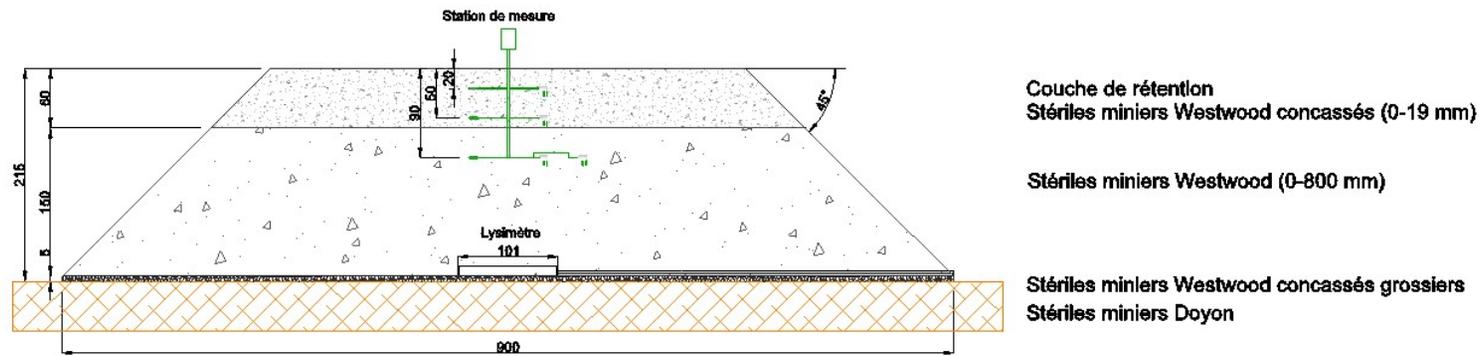
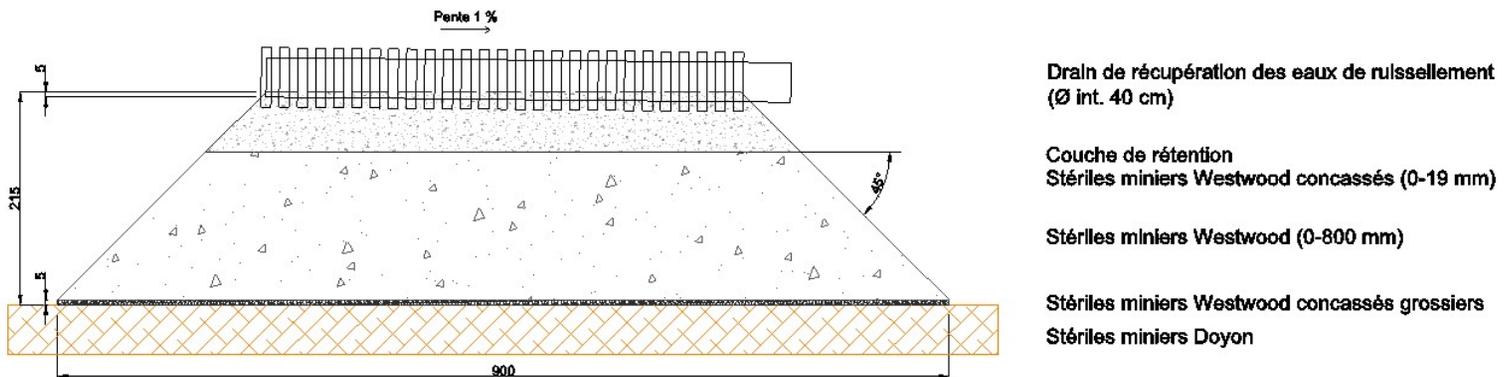


Figure 4-2 : Schéma conceptuel retenu pour la construction de la cellule expérimentale sur la halde Sud Doyon. (Plan réalisé sous la version Autocad 2019).

### Coupe technique A : Instrumentation suivi du comportement hydrogéologique



### Coupe technique B : Système de récupération des eaux de ruissellement



### Coupes techniques A et B : Systèmes de suivi et de récupération des eaux de ruissellement

Figure 4-3 : Coupes techniques A et B

## 4.1.2 Instrumentation et suivi du comportement hydrogéologique de la cellule expérimentale

La cellule expérimentale a été équipée de 6 stations de mesures réparties sur toute sa longueur à des intervalles de 8 m environ (Figure 4-6).

### 4.1.2.1 Mesure de la teneur en eau volumique et de la succion

Chaque station a été équipée de 3 sondes de type GS1, 1 sonde GS3 et 3 sondes Watermark positionnées aux profondeurs de 20, 50 et 90 cm depuis la surface. Les sondes de type GS ont permis de mesurer l'évolution de la teneur en eau. Les données mesurées par les sondes GS1 et GS3 ont été enregistrées toutes les 4 heures à l'aide d'un enregistreur EM50 installé pour chaque station. Le volume d'influence de la mesure de TEV pour les sondes GS1 et GS3 est respectivement de 1430 mL et de 160 mL (Cobos, 2015). Sans calibrage, la précision de la mesure de la teneur en eau volumique (Fayer et Simmons, (1995)) est respectivement de l'ordre de  $\pm 3\%$  pour les sondes GS1 et GS3 et de  $\pm 1^\circ\text{C}$  pour la sonde GS3 uniquement (Inc. Decagon Devices, 2015; Inc. Decagon Devices, 2015 ). Pour accroître la précision de la mesure de 1 à 2 %, un calibrage spécifique sur chaque sonde est recommandée (Decagon Devices Inc., 2017a). Le calibrage des sondes a été effectué au laboratoire. Les données de terrain enregistrées via la sonde GS3 ont été réajustées à l'aide de la courbe de calibrage mesurée lors de l'essai de CRE réalisé en cellule de pression (Annexe B). Pour la sonde GS1, la courbe de calibrage a été obtenue au laboratoire pour deux porosités différentes (Figure 4-4). Pour un volume total connu, on a inséré puis compacté progressivement le matériau à teneur en eau connue. La porosité a ensuite été déterminée.

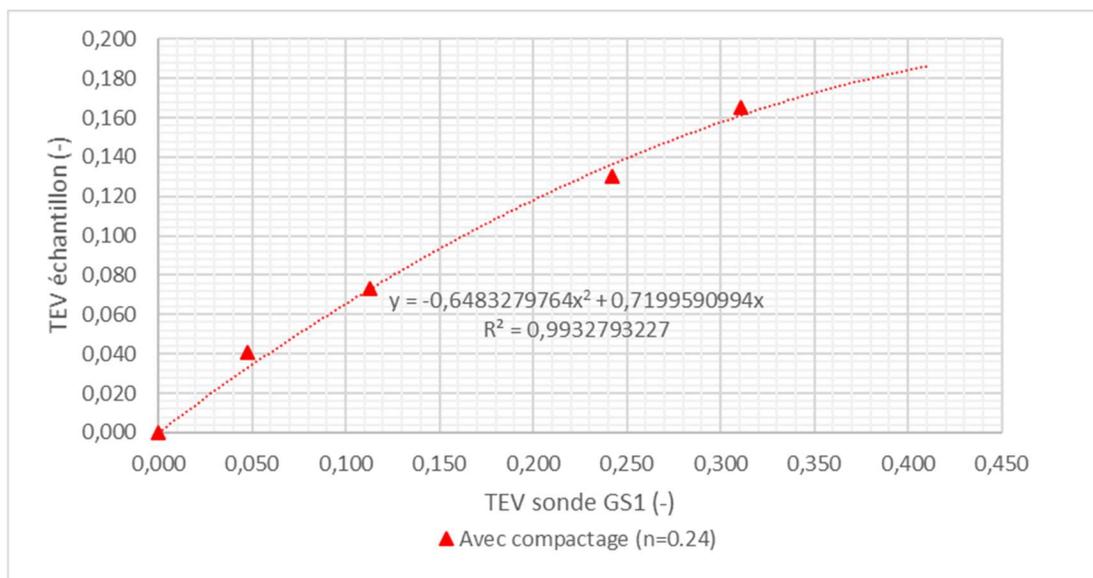


Figure 4-4 : Calibrage de la sonde de teneur en eau GS1 dans un matériau à 0,24 de porosité.

La disposition des sondes est présentée à la figure 4-5. Les données de succion ont été mesurées à l'aide de sondes Watermark (constructeur) de façon ponctuelle entre août 2018 et juillet 2019, et enregistrées à des intervalles de 4 heures d'août 2018 à octobre 2019 au moyen d'un boîtier de mesure dédié.

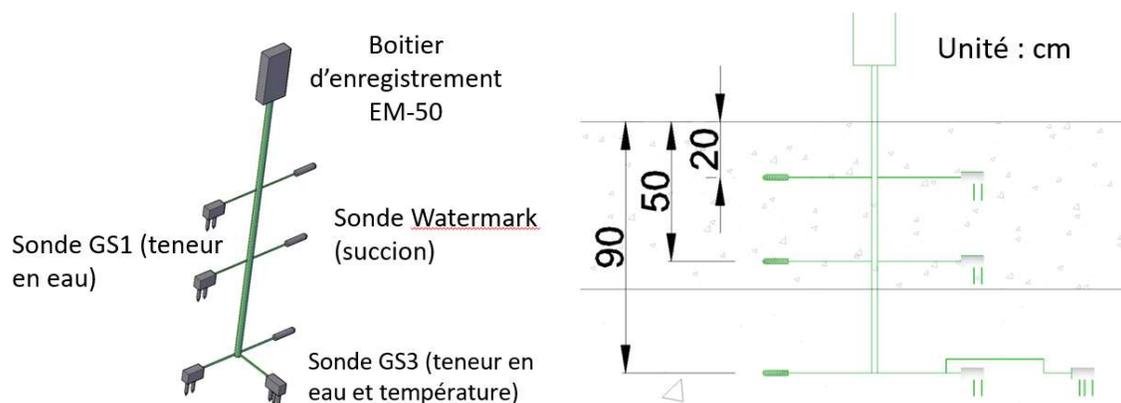


Figure 4-5 : Schéma de la station de mesure et disposition des sondes de mesure.

#### 4.1.2.2 Mesure de percolation

La percolation des eaux à travers la cellule a été évaluée à l'aide de 12 lysimètres de 1 m<sup>2</sup> de surface et de 10 cm de profondeur, chacun espacés de 4 mètres et raccordés individuellement à un réservoir de collecte de 20 litres. Le plan des lysimètres est présenté à l'annexe B. Douze lysimètres ont été préfabriqués par la société *Gélico Inc* avant d'être installés sur le terrain.

#### 4.1.2.3 Mesure du ruissellement

Deux drains latéraux ont été installés en surface pour collecter les eaux de ruissellement. Les drains ont une longueur de 6 m pour un diamètre interne de 30 cm. Un drain a été installé en bas de la pente de 10% et de 20% (Figure 4-6). Le drain de la pente à 10% et à 20% ont été respectivement raccordés à un et trois réservoirs d'1 m<sup>3</sup> de capacité. Chaque réservoir a été équipé d'une sonde de pression d'eau (sonde *Hobo U20-001-01*) pour mesurer la quantité de ruissellement en fonction du temps.

#### 4.1.2.4 Enregistrement des données climatiques

La mesure des données climatiques a été réalisée au moyen d'une station météo *Hobo RX3000* (Photo 4-1) mise en service à partir du 13 juin 2019 pour suivre les données de précipitations, vents, et températures. L'enregistrement des données s'est fait aux heures jusqu'à fin septembre 2019.



Photo 4-1 : Station météo Hobo RX3000 opérationnelle sur la halde Sud.

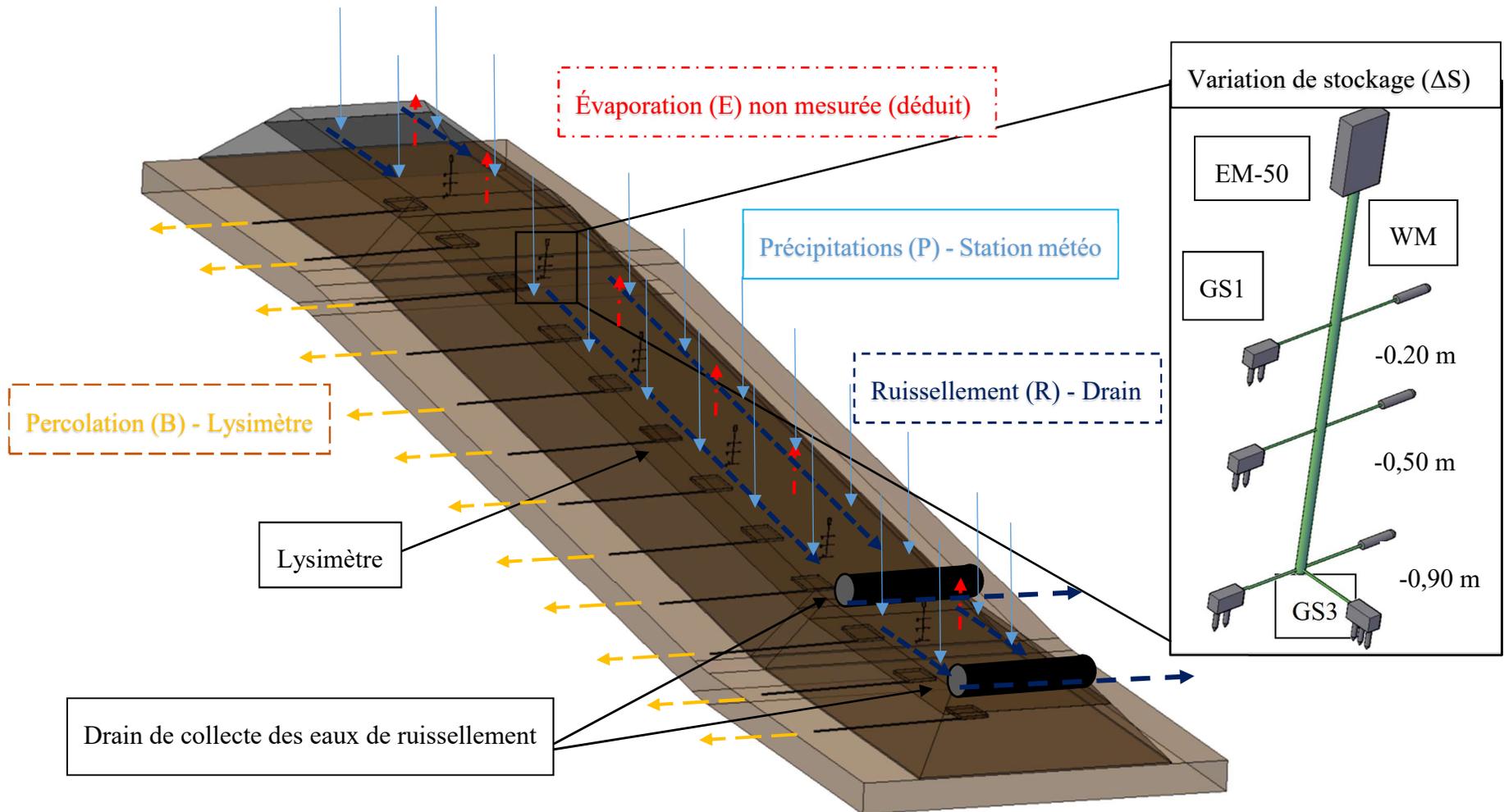


Figure 4-6 : Représentation des systèmes de mesure mis en place sur la cellule expérimentale permettant de mesurer les paramètres de l'équation du bilan hydrique 2.73 : la teneur en eau, la succion, la percolation et le ruissellement.

## 4.2 Terrassement et construction de l'ouvrage

### 4.2.1 Préambule

L'ensemble des documents produits a été présenté à l'équipe environnement de la mine Doyon/Westwood au préalable, afin qu'elle puisse prendre connaissance des travaux à réaliser durant tout le projet sur le site de la halde Sud Doyon. La mine a engagé l'entreprise Fournier et Fils, déjà présente sur le site, afin d'assurer le terrassement et la construction de la cellule expérimentale. Enfin, le personnel de l'entreprise Fournier et Fils mobilisé pour la construction de l'ouvrage géotechnique a pris connaissance des documents descriptifs et des directives à appliquer avant et pendant l'exécution des travaux.

Un planning d'exécution des travaux a été établi pour la construction de la cellule expérimentale. Ce dernier est présenté à l'annexe B. Il présente les différentes tâches effectuées jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage expérimental. L'étude de prix est présentée à l'annexe C.

### 4.2.2 Aspects de santé et sécurité durant la réalisation des travaux

Le présent projet a fait l'objet de prescriptions particulières concernant la santé et la sécurité du personnel intervenant sur le site de la mine Doyon/Westwood. Ces derniers devaient obéir strictement aux règles énoncées par la société IAMGOLD qui étaient :

- Le port des chaussures de sécurité ;
- Le port d'un casque de sécurité ;
- L'interdiction formelle de fumer sur toute la zone détenue par la compagnie ;
- Le port d'un gilet haute visibilité ;
- Le port des gants de sécurité pendant les opérations de manutention et pour toutes autres opérations pouvant directement porter atteinte à la santé des opérateurs.

Deux fiches d'évaluation des risques ont été produites pour cibler les risques associés d'une part, à la construction de la cellule expérimentale, et d'autre part, au montage et à la réalisation de l'essai de mouillage. Présentées à l'annexe D, ces fiches visent à informer les différents opérateurs intervenant sur le site des multiples risques auxquelles ils sont exposés.

Pour la construction de la cellule expérimentale, les principaux risques sont principalement liés:

- À la circulation des engins dans la zone de déballe ;
- Au déchargement des matériaux;

Pour l'essai de mouillage, les risques sont liés principalement à:

- La mise en place du circuit ;
- La mise du circuit hydraulique sous-pression.

### 4.2.3 Construction de la cellule expérimentale

#### 4.2.3.1 Terrassement

La présente section décrit l'ensemble des opérations effectuées pour la réalisation de l'ouvrage depuis l'état initial du site jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

Un remblayage préliminaire en périphérie de l'ouvrage avec les stériles miniers de Doyon a permis d'améliorer l'accessibilité de la pelle mécanique aux différentes parties du site pendant la phase de construction. Cette partie prévoyait également l'aménagement d'une rampe en parallèle de l'ouvrage pour y installer les réservoirs des lysimètres et des drains latéraux.

Le calcul des cubatures a permis de quantifier des volumes de matériaux à mettre en œuvre. Il comprend le volume de sol à déblayer et le volume de sol à utiliser en remblais pour la construction de la PST en plus des volumes de matériaux à prévoir pour la construction de la cellule expérimentale. L'arase supérieure de terrassement délimite la partie supérieure de terrassement (PST). Les plans des cubatures sont présentés dans le profil de terrassement à la figure 4-10.

Le profil de terrassement fournit les côtes altimétriques du terrain actuel (TN) et de projet. La réalisation de la PST prévoit les points suivants:

- Un levé topographique de l'ancienne rampe d'accès ;
- Le rehaussement de la partie basse de l'ancienne rampe d'accès d'au moins 5 m ;
- La création d'un plateau en partie basse de 15 m de long sur 10 m de large et incliné à 10% ;
- L'abaissement du niveau supérieur de la rampe d'au moins 1 m sur 10 m de long ;

- La mise en place d'une couche de réglage de 10 cm d'épaisseur afin d'uniformiser la PST ;
- Le contrôle altimétrique de la PST à l'aide d'un GPS ;
- La création d'une berme de sécurité dans la limite basse ;
- L'implantation des points délimitant la position de la cellule expérimentale.

Les photos en liens avec les différentes étapes décrites ci-dessus peuvent être retrouvées à l'annexe E.

La partie supérieure a été déblayée à hauteur de 60 m<sup>3</sup> de matériaux pour atteindre les cotes altimétriques du projet. La construction de la plateforme inférieure a nécessité l'apport de 350 m<sup>3</sup> de stériles miniers Doyon. Une marge de 15 % d'erreur a été appliquée en plus au volume brut de matériaux.

Concernant les calculs des cubatures pour les matériaux de construction, les volumes des matériaux d'apports ont été estimés avec une majoration de 10 % soit :

- 620 m<sup>3</sup> (1785 tonnes) de stériles bruts Westwood 0/800 m ;
- 180 m<sup>3</sup> (518 tonnes) de stériles fins concassés 0/19 mm ;
- 50 m<sup>3</sup> (144 tonnes) de stériles concassés 19/80 mm pour le réglage de la PST.

La partie supérieure de terrassement a été réalisée avec une pelle mécanique (Annexes E). Les matériaux utilisés pour la couche de réglage sont des stériles Westwood à granulométrie contrôlée grossière 19/80 mm. Ils ont été prélevés directement depuis l'aire de stockage située dans l'ancienne fosse Doyon et ont été transportés sur zone avec un tombereau articulé. Les matériaux ont été déposés du bas vers le haut de la pente afin de faciliter l'opération de nivellement.

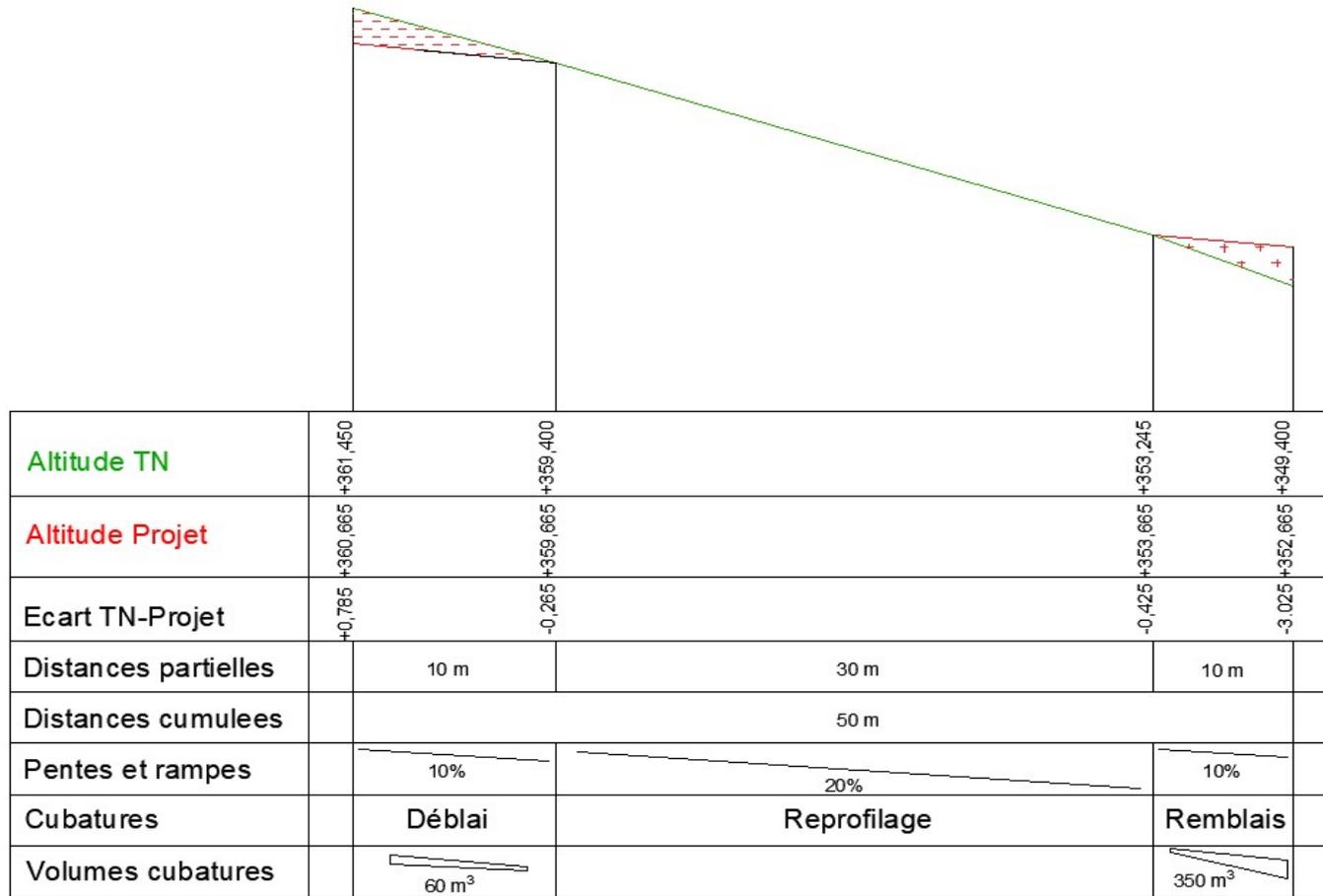


Figure 4-7 : Profil de terrassement et cubatures de la cellule expérimentale. (Plan réalisé sous la version Autocad 2018 ; Auteur : Rossit Marc ; Date Novembre 2018)

#### 4.2.3.2 Délimitation de la cellule et mise en place des lysimètres

La géométrie, les pentes, les stations et les lysimètres de la cellule expérimentale ont été implantées avec un tachéomètre auto réducteur. Trois stations ont été nécessaires pour implanter le tout. Des points de contrôles supplémentaires ont permis de vérifier l'alignement des stations et des lysimètres. L'erreur relative à la déviation entre les points lors de l'implantation était inférieure à 2 cm sur 50 mètres. La méthode d'implantation est présentée à l'annexe E.

Le contrôle des points de nivellement a été réalisé avec un GPS fournit par la mine. La position des différents points altimétriques relevés sur le site de construction sont relatifs à un point géo- référencé par le pôle arpentage de la mine. La précision du GPS était relative à la qualité du signal de réception qui elle-même dépendait du nombre de satellites mis en relation avec le GPS. Par exemple, la précision de l'altimétrie pouvait varier de 1 cm à 1 m (Figure 4-8). Ici, une précision de mesure de l'ordre de 2 à 5 cm a été respectée pour toute la durée du chantier.

Les différentes étapes relatives à la mise en place des lysimètres comprennent (Annexe B):

- Le positionnement de l'axe de pose sur le centre de la cellule à l'aide du tachéomètre (voir figure ci-dessous) ;
- Le marquage des points d'emplacement des lysimètres ;
- La mise en place et le compactage d'un lit de pose en stériles miniers Weswood 0/19 mm pour les lysimètre ;
- La mise en place et le réglage de l'orientation du lysimètre ;
- La mise en place et le compactage d'un lit de pose en stériles miniers Weswood 0/19 mm pour le drain d'évacuation PVC ;
- L'assemblage du drain d'évacuation PVC au lysimètre;
- L'enfouissement du drain d'évacuation à l'aide de stériles miniers Weswood 0/19 mm avec un compactage léger ;
- Le nivellement des lysimètres et des raccordements des tuyaux PVC au GPS.

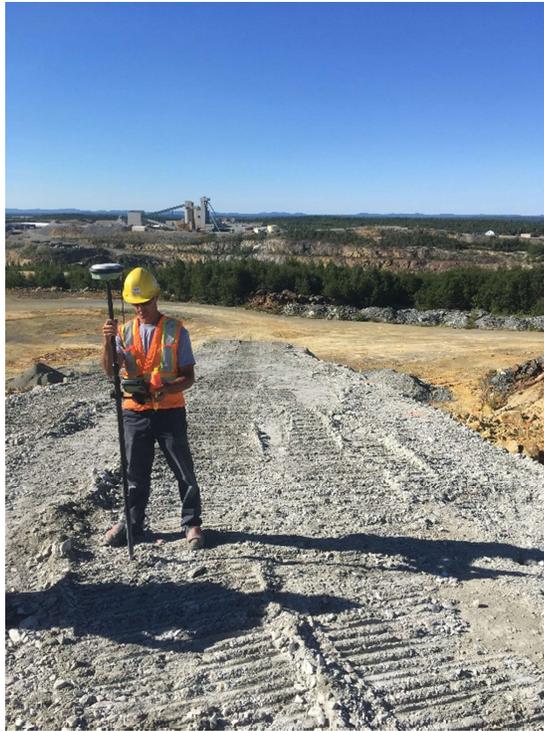


Figure 4-8: Contrôle du dénivelé

#### 4.2.4 Construction de la couche de stériles miniers 0/800 mm

La couche de support est composée de stériles miniers 0/800 mm sur une épaisseur totale de 1,50 m. Ils ont été mis en place en trois couches successives de 50 cm d'épaisseur pour limiter au maximum le compactage différentiel sur l'épaisseur totale de la couche. Pour compacter ce type de matériau, on utilise habituellement des engins spéciaux, comme par exemple un compacteur à pieds dameurs, ou un cylindre vibrant, afin d'atteindre les objectifs de densification souhaités. Ici, le compactage a été réalisé par les passages d'engins sur la cellule expérimentale (Figure 4-9). Après la mise en œuvre de la première couche en stériles 0/800 mm, un contrôle du compactage a été réalisé sur toute surface. Cette technique de compactage non-conventionnelle était imprécise. Les résultats des densités mesurées sont présentés à l'annexe G et montrent un écart de porosité de 10% ce qui est trop important par rapport à la porosité visée.



Figure 4-9 : Opération de compactage lors de construction des couches de stériles miniers 0/800 mm.

## 4.2.5 Construction de la couche de déviation (stériles concassés 0/19 mm)

La couche de déviation est composée en deux couches de stériles miniers concassés 0/19 mm de 30 cm d'épaisseur. Une classification spécifique des stériles miniers concassés 0/19 mm a été établie au moyen d'un guide technique sur la réalisation des remblais et des couches de formes (GTR). Plus de précisions sur la mise en œuvre des matériaux sont apportées à l'annexe F. L'avantage de ce guide est qu'il a permis d'utiliser une méthode conventionnelle de compactage de la couche de déviation.

### 4.2.5.1 Densification de la couche de déviation

Le compactage des couches a été réalisé à l'aide d'un compacteur vibrant type PQ4 fourni par la compagnie Fournier. Des prescriptions techniques sur la densification des matériaux ont été définies, elles sont présentées à l'annexe F. Compte tenu du type de matériau à compacter et du type de compacteur, des conditions d'utilisation des stériles miniers en remblai ont aussi été déterminées à l'aide du fascicule II (voir Annexe F). Ces conditions d'utilisation sont catégorisées en 7 rubriques symbolisées par une lettre à laquelle un code est attribué. Les conditions de mise en œuvre à respecter tiennent aussi compte des conditions météorologiques au moment de la mise en place du matériau.

Les températures lors de la construction de la couche de déviation oscillaient entre 24 et 27.5°C, favorisant l'évaporation de l'eau contenue dans les stériles miniers. Des marques d'évaporation étaient présentes en surface lors de l'épandage du matériau, impliquant que les conditions météorologiques avaient une action sensible sur la teneur en eau du matériau considéré lors du compactage. Ainsi, pour respecter la mise en place des stériles miniers, l'énergie de compactage a été augmentée.

Des passes de compactage ont été réalisées sur la couche de stériles miniers concassés 0/19 mm pour déterminer le nombre de passages nécessaires pour se rapprocher de l'OPN. Des mesures de densités ont été réalisées au nucléodensimètre après chaque passage pour vérifier le taux de compaction de la couche. La densité sèche moyenne de 95 % de l'optimum Proctor normal (OPN) pour la couche de déviation a été atteinte avec un nombre de passe N=4. La porosité associée correspond à de 0,22. Le matériau a alors été mis en œuvre en deux couches successives de 30 cm d'épaisseur avec 4 passages de compactage par couche, permettant d'atteindre au minimum 91%,

au maximum 96% et en moyenne 94% de la densité sèche OPN au 2/3 de la couche, ce qui satisfait les objectifs fixés.

## 4.2.6 Contrôle qualité

### 4.2.6.1 Contrôle de compactage

Le contrôle de compactage a été réalisé pendant l'avancement du chantier. Au total, 22 points de densité en place ont été mesurés sur la première couche 0/800 mm une fois mise en place. Pour les autres couches, 6 points de densité ont été mesurés par couche le long de l'axe central de la cellule expérimentale à proximité des stations de mesures. Le contrôle du compactage a été réalisé avec un nucléodensimètre Troxler 3440. La totalité des points mesurés à l'aide du nucléodensimètre sont présentés à l'annexe G.

Les résultats des densités sèches et des porosités versus les teneurs en eau pour les essais de contrôle réalisés lors de l'avancement de la construction de la cellule expérimentale sont présentés à la figure 4-10 à la figure 4-13. Ces derniers sont comparés aux résultats expérimentaux des essais Proctor menés en laboratoire.

Les valeurs de densité sèche et de porosité sont assez dispersées pour les couches composées de matériaux grossiers (0/800mm) comparé aux valeurs mesurées dans les couches de stériles miniers concassés (0/19mm). Cette dispersion pourrait s'expliquer par la technique utilisée pour le compactage (par roulement des équipements en place) qui entraîne un compactage hétérogène. La porosité est ainsi comprise entre 0,16 et 0,30 pour les couches de support (0/800mm) et entre 0,20 et 0,24 pour la couche de déviation (0/19mm).

### 4.2.6.2 Contrôle des teneurs en eau des couches de stériles 0/19 mm compacté

Pendant la construction, six échantillons par couche de matériaux ont été prélevés au niveau des stations de mesure pour vérifier la teneur en eau massique juste après leur compactage. L'ensemble des valeurs de teneur en eau mesurées in situ sont présentées à l'annexe G. Les valeurs des teneurs en eau massiques des échantillons prélevés in situ étaient assez homogènes dans les couches. Les résultats présentés à la figure 4-14 montrent que les teneurs en eau massique varient entre 2,1% et 3,8%. La différence de dispersion entre les points de compactage mesurés dans les stériles 0/800 mm et 0/19 mm est liée à la méthode de compactage.

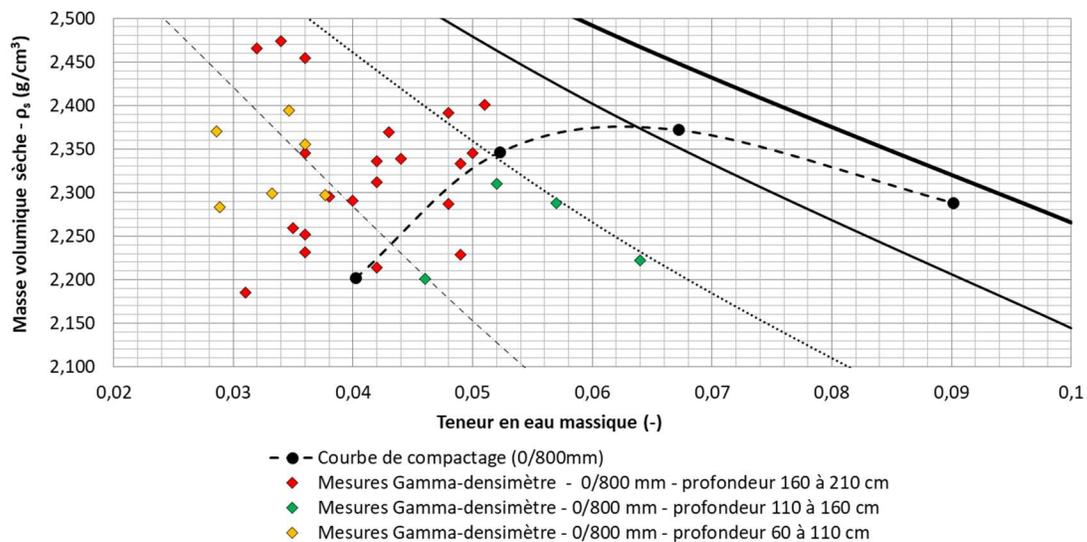


Figure 4-10 : Courbe de compactage Proctor Normal mesurée expérimentalement versus points de densité sèche mesurés à l'aide du gamma densimètre *Troxler 3440* après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/800 mm .

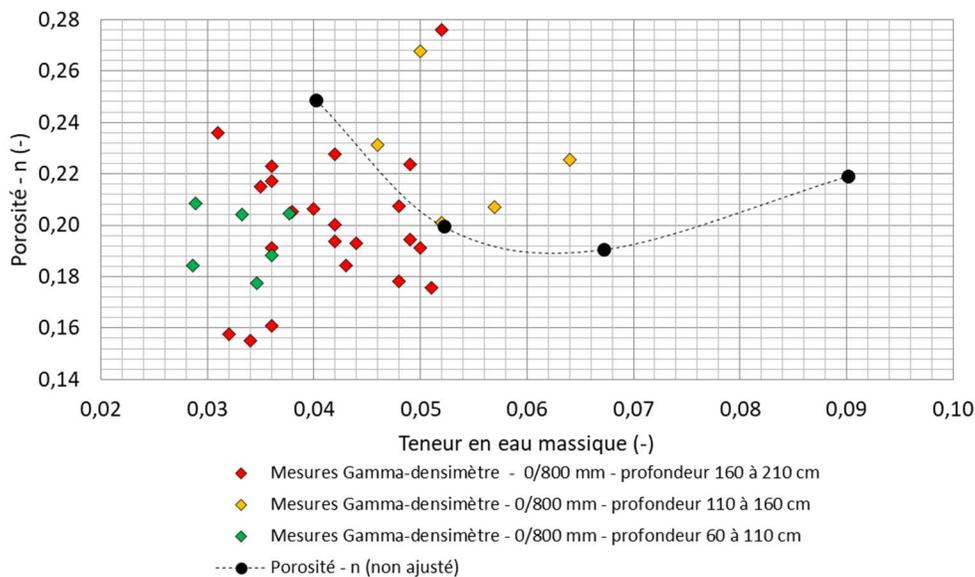


Figure 4-11 : Courbe de porosité mesurée expérimentalement versus porosités mesurées à l'aide du gamma densimètre Troxler 3440 en fonction de la teneur en eau du matériau après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/19 mm.

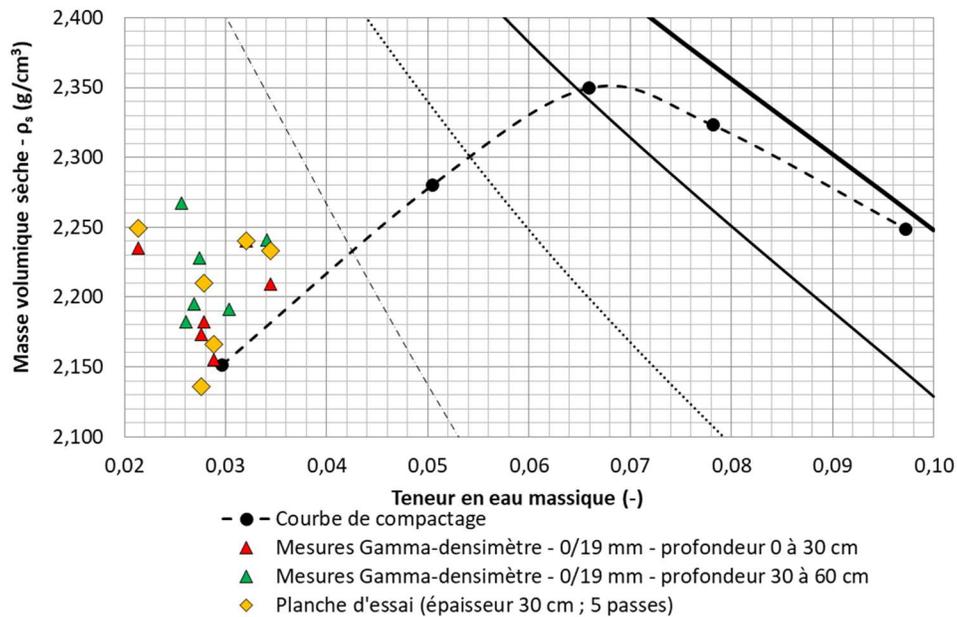


Figure 4-12 : Courbe de compactage Proctor Normal mesurée expérimentalement versus points de densité sèche mesurés à l'aide du gamma densimètre Troxler 3440 après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/19 mm.

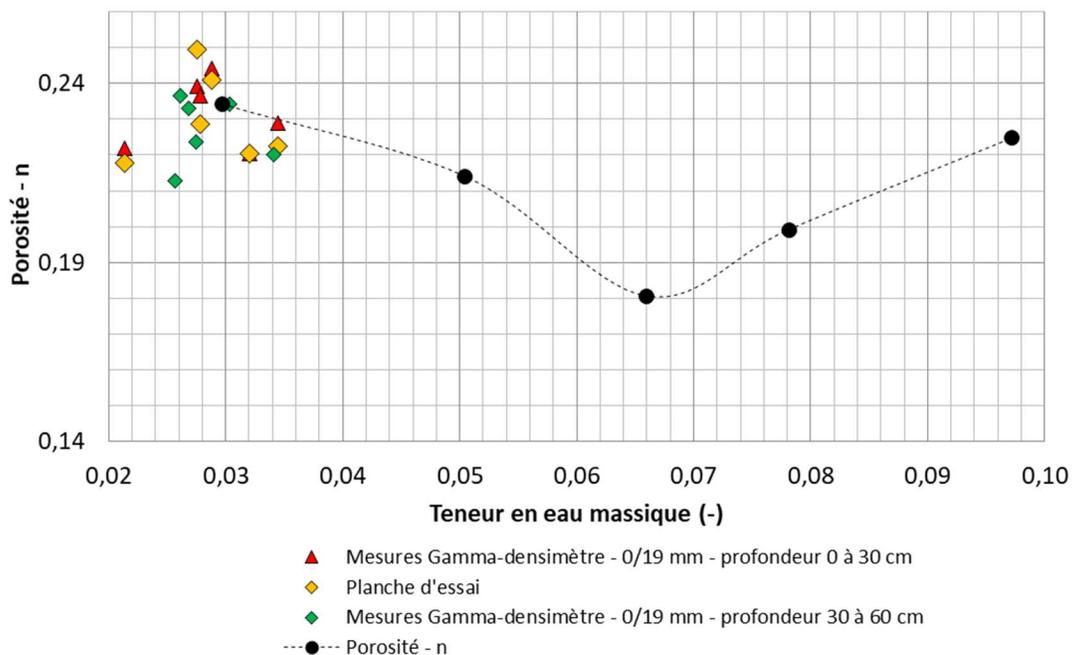


Figure 4-13 : Courbe de porosité mesurée expérimentalement versus porosités mesurées à l'aide du gamma densimètre *Troxler 3440* après la mise en œuvre des couches de stériles miniers concassés 0/19 mm.

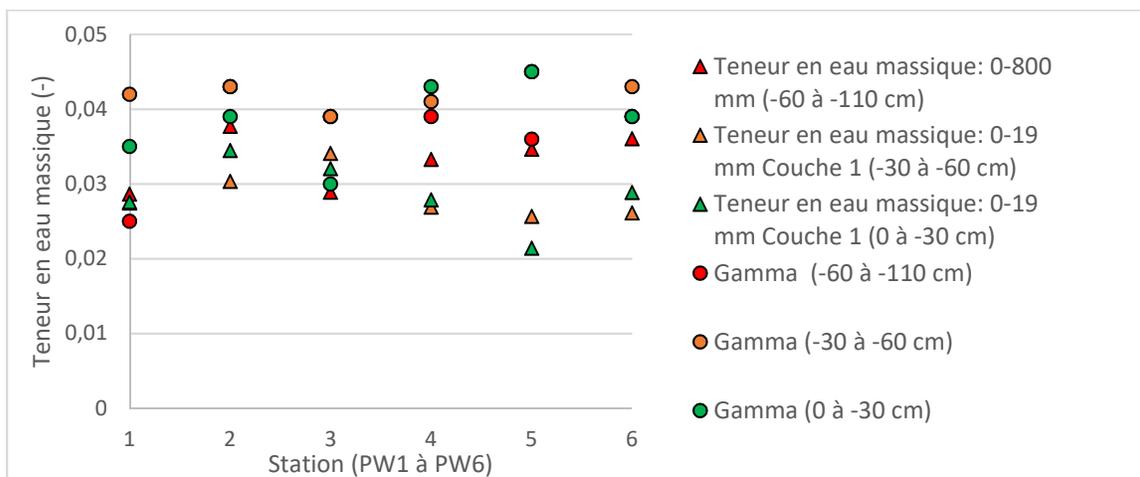


Figure 4-14 : Teneurs en eau massique calculées vs mesurées au droit de chaque station de mesure.

### 4.3 Essais d'infiltration sur le terrain

Un essai à grande échelle et deux essais d'infiltration à petite échelle ont été réalisés respectivement le 5 septembre et le 9 octobre 2019 sur la couche de ruissellement.

Les essais à petite échelle comprennent un essai réalisé au perméamètre de Guelph et un essai au double anneaux (D3385, 2009). Le but de ces essais consiste à évaluer la conductivité hydraulique in situ. L'essai au double anneau a été réalisé directement à la surface de la couche ; l'essai au perméamètre de Guelph a été réalisé dans un trou de 15 cm de profondeur préalablement creusé à l'aide d'une tarière.

#### 4.3.1 Essai d'infiltration ponctuelle et à grande échelle

Afin d'évaluer le potentiel de ruissellement de la couche de stériles compactés, un essai de mouillage a été réalisé à grande échelle le 5 septembre 2019. Cet essai visait à appliquer, de manière artificielle, un volume d'eau sur la couche de déviation d'une surface de 135 m<sup>2</sup>. L'essai a duré 180 minutes avec un taux de précipitations équivalent à 24 mm/h. À la figure 4-15, les données sur l'intensité, la durée et la fréquence des chutes de pluie de courte durée estime que ce même type d'évènement peut se reproduire tous les 2 à 5 ans s'il ne dure qu'une heure, et entre 50 et 100 ans s'il dure 3 heures. Le volume d'eau nécessaire pour réaliser l'essai a été acheminé au moyen d'un camion-citerne rempli au maximum de sa capacité, soit 11,365 m<sup>3</sup>. L'épaisseur d'eau équivalente appliquée sur toute la surface était environ de 82 mm/m<sup>2</sup> pour toute la durée de l'essai, soit un débit équivalent appliqué de 0,45 mm/m<sup>2</sup>/min. La totalité des eaux de ruissellement ont été collectées par le drain installé au bas de la pente de 20%.

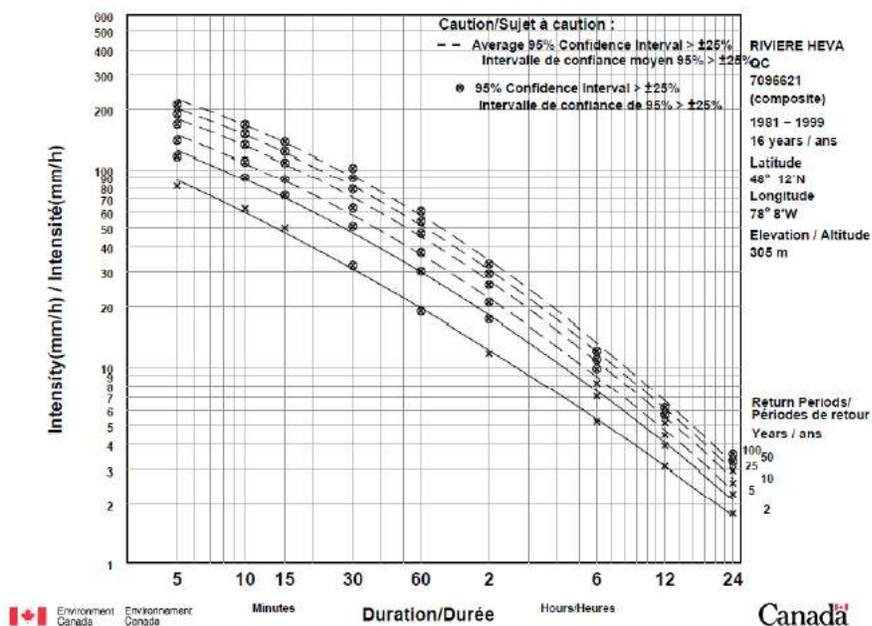


Figure 4-15 : Données sur l'intensité, la durée et la fréquence des chutes de pluie de courte durée (Données Environnement Canada).

Plusieurs circuits hydrauliques et scénarios ont été conçus et testés en laboratoire au mois d'août 2019. Au total, 5 circuits ont été dessinés et étudiés via Autocad. Les critères de dimensionnement étaient : la surface arrosée et non arrosée avec perte d'eau découlant de la position des buses, la pression et la géométrie du circuit. Les divers plans de conception sont fournis à l'annexe H.

Au final, un circuit avec deux lignes d'alimentation montées en parallèle pour réaliser l'essai d'arrosage a été retenu. Le système est présenté à la figure 4-16. L'arrosage s'effectue à l'aide de 4 buses réparties sur chaque ligne (Figure 4-17). Le plan est présenté à l'annexe H. Ces dernières sont reliées à leur circuit d'alimentation principal au moyen de raccords en T usuellement employés en plomberie. Chaque buse est montée sur une structure comprenant une valve, elle-même surmontée par un capteur de pression. La totalité du circuit est conçue en pièce de type ABS de section 2 pouces et chaque tranche est raccordée à l'aide d'embout Camlock afin d'assurer une étanchéité complète une fois le circuit mis sous pression. Chaque ligne d'alimentation est ensuite raccordée vers un raccord principal en T fait en acier à l'aide de boyaux de chantier puis redirigé vers la pompe du camion au moyen d'un boyau unique.



Figure 4-16 : A gauche, le système de mouillage composé de deux lignes de 4 buses mis en place pour l'essai d'infiltration à grande échelle. A droite, le système de mouillage opérationnel pendant l'essai d'infiltration à grande échelle.

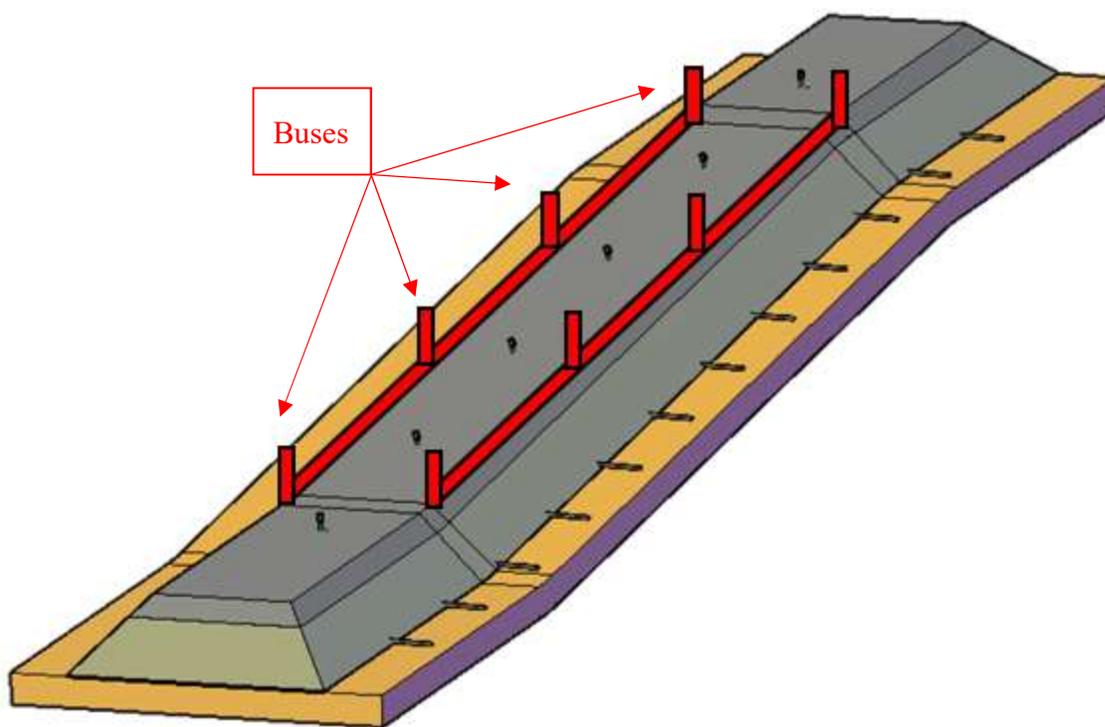


Figure 4-17 : Représentation schématique du système de mouillage pour l'essai d'infiltration à grande échelle.

## CHAPITRE 5 RÉSULTATS

Pour démontrer la performance du recouvrement testé à diminuer l'infiltration des eaux via le mécanisme de ruissellement et de déviation par bris capillaire, deux scénarios ont été testés sur la cellule d'août 2018 à septembre 2019. Le premier scénario (période août 2018 jusqu'à la période hivernale et de juin 2019 jusqu'à l'événement de mouillage en août 2019) s'est inscrit dans un schéma dans lequel la cellule était exposée uniquement aux conditions naturelles du site. Le second scénario a simulé des conditions plus extrêmes par l'application à la surface du recouvrement d'une précipitation artificielle importante et brève représentant un événement rare. En réponse à ces deux scénarios, les données in situ pour les deux scénarios sont présentées dans ce chapitre. Ces résultats ont permis de statuer sur l'efficacité du système à limiter la percolation des eaux.

### 5.1 Suivi de l'évolution des données en conditions naturelles

L'évolution des données de teneur en eau volumique sont présentées aux figures 5-4 à 5-15 pour la période du 22 août 2018 au 5 septembre 2019 pour les 6 stations; les précipitations quotidiennes sont également présentées sur les figures. Les données de succion ont été enregistrées du 5 mai 2019 au 5 septembre 2019 (également présentées avec les précipitations). Les teneurs en eau volumiques et les succions présentées dans cette section ont été mesurées à 20 cm, 50 cm et 90 cm de profondeur sous la surface de la cellule expérimentale (Figure 5-1). Les données suivent les cycles saisonniers, avec un léger décalage résultant de la position des sondes en profondeur. Les données enregistrées avec les sondes GS1 ont été corrigées avec l'équation de calibrage déterminée au laboratoire (Annexe B). Les mesures des sondes GS3 ne sont pas présentées ci-dessous en raison des écarts importants par rapport aux données enregistrées par les sondes GS1. Toutefois, les valeurs mesurées par ces dernières sont présentées en annexes et démontrent la même tendance que celles obtenues à 90 cm de profondeur avec la sonde GS1 (mais avec des valeurs absolues différentes).

Les quantités d'eaux de percolation ont été mesurées deux fois pendant la période de suivi, le 20 octobre 2018 et le 7 juin 2019. Entre et après ces périodes, aucune présence d'eau dans les seaux n'a été observée, indiquant que très peu d'eau percole jusqu'aux lysimètres sous le recouvrement et les 1,5 m de stériles miniers 0/800 mm.

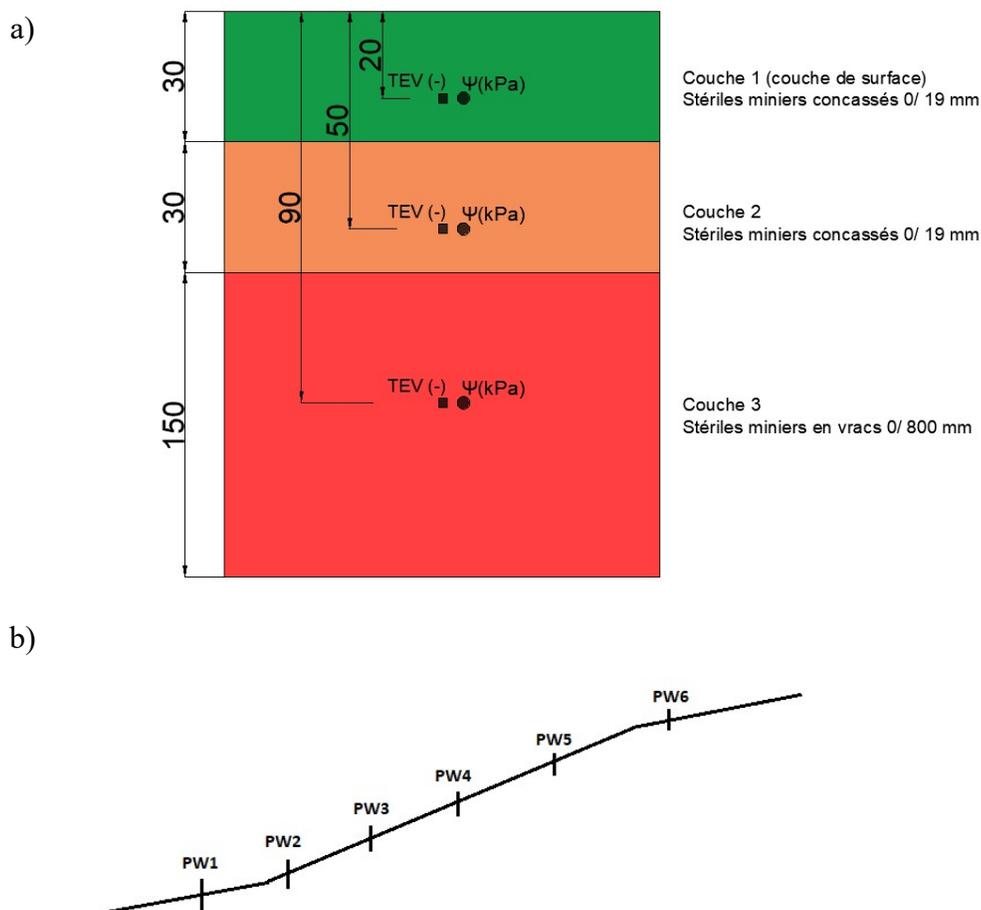


Figure 5-1 : (a) Coupe de principe du système de déviation composé de deux couches successives de stériles miniers concassés 0/19 mm d'épaisseur 30 cm reposant sur un couche de stériles miniers en vracs 0/800 mm (Échelle en cm). (b) Coupe schématique de la position des 6 stations le long de la cellule expérimentale.

## 5.2 Suivis hydrogéologiques et météorologique

Tel que mentionné au Chapitre 4, les teneurs en eau volumique et succions ont été enregistrées à trois profondeurs différentes toutes les 4 heures en conditions naturelles et toutes les cinq minutes en conditions extrêmes contrôlées au moyen de stations de mesures placées le long de la cellule expérimentale (Figure 5-1b). En 2019, les précipitations et les températures ont été mesurées toutes les heures pour les deux scénarios au moyen de la station météorologique installée en haut de la cellule expérimentale et sont présentées à la figure 5-2a. Les données de températures enregistrées

par les sondes GS3 sont aussi présentées à la figure 5-2b. Les données de ruissellement ont été obtenues par lecture des niveaux d'eau dans les réservoirs dédiés (voir aussi section 4.1.3).

La cellule expérimentale a fait l'objet d'un suivi hydrogéologique depuis sa mise en service en août 2018 jusqu'à début octobre 2019 et d'un suivi climatique du 13 juin 2019 au 2 octobre 2019. Les données climatiques enregistrées au moyen de la station *Hobo RX3000*, installée en haut de la cellule expérimentale comprennent les données de précipitations et de températures seulement. Les données de la station ont été complétées par les données de précipitations enregistrées depuis août 2018 par la station météo d'Environnement Canada installée à l'aéroport de Val d'Or (environ 60 kms à l'Est du site expérimental). On dispose grâce à la station *Hobo Rx3000* de 2018 heures de données durant lesquelles 178 épisodes d'une heure de précipitations ont été enregistrés qui représentent 462 mm de pluie. L'épisode maximal de précipitations enregistré était de 23,21 mm/h le 28 juin 2019. Les températures mesurées étaient comprises entre 4°C et 33°C sur la période de suivi. Il y a eu 24 épisodes de précipitations > 5 mm/h et 3 épisodes > 20 mm/h. Les événements de précipitations sont concentrés en juillet et août 2019, période pendant laquelle les températures les plus chaudes ont également été enregistrées. Les données montrent qu'avant et après cette période, les événements de précipitations sont moins forts mais plus fréquents.

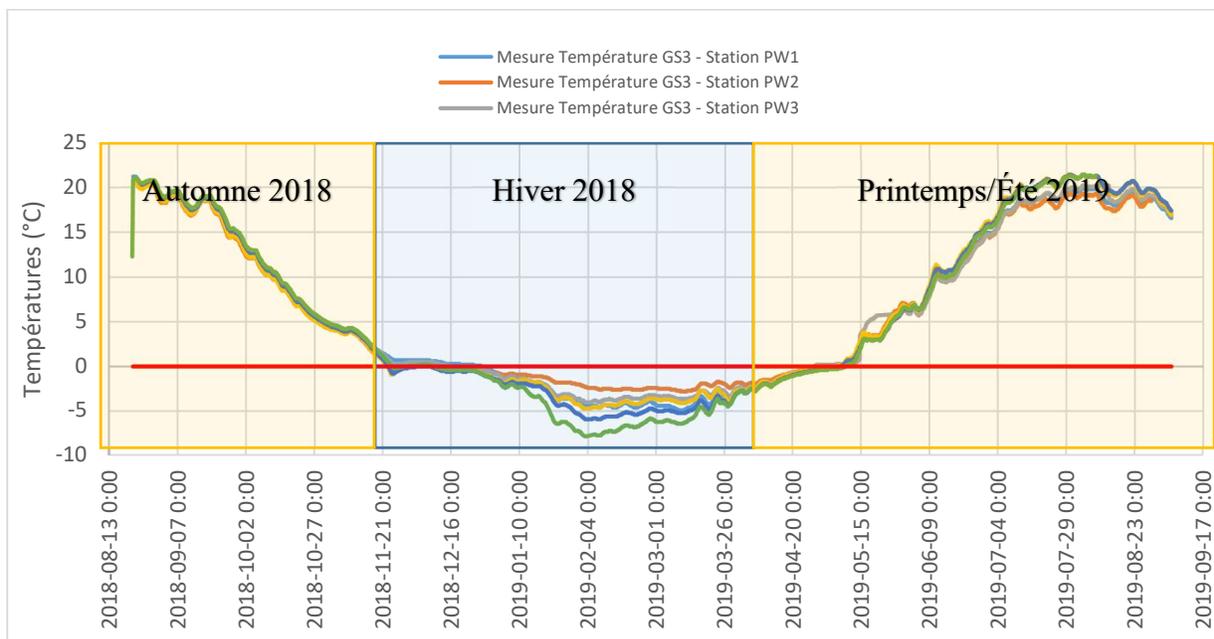
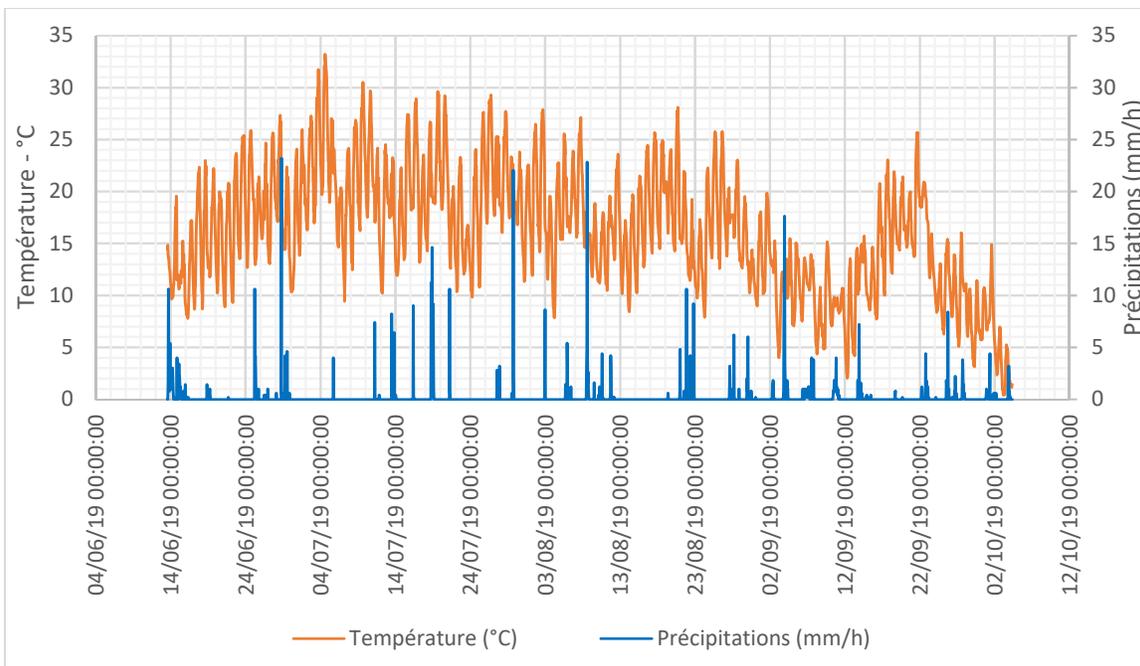


Figure 5-2a et 2b : a) Précipitations et températures enregistrées chaque heure par la station météo Hobo RX3000 du 13 juin au 2 octobre 2019. b) Températures enregistrées par les sonde GS3 dans la couche 3. L'eau dans la couche 3 était vraisemblablement gelée (températures  $< 0^{\circ}\text{C}$ ) du 21 novembre 2018 au 10 mai 2019.

### 5.2.1 Tendance générale des courbes

Les valeurs de teneur en eau volumiques (Fayer et Simmons, (1995)) sont en moyenne égales à 0,10 en saison estivale et inférieures à 0,05 de novembre 2018 à avril 2019. On observe que les données enregistrées par les sondes GS1 qui sont le plus en surface sont plus sensibles aux variations des précipitations que celles plus en profondeur. Les teneurs en eau augmentent graduellement en automne avec l'augmentation des précipitations, puis se stabilisent sous 0,05 de teneur en eau entre novembre et mai avec le gel du sol. Le capteur mesure la teneur en eau volumique non gelée et la portion gelée est perçue par le capteur comme du solide d'où la valeur plus faible durant cette période. Avec le début de l'hiver, la tendance des courbes est similaire pour toutes les stations. Cette tendance se traduit par un décalage entre les courbes au début et à la fin de l'hiver. Ce décalage se traduit par le fait que l'eau contenue dans la couche 1 gèle en premier (courbe verte; Figure 5-3). Le gel atteint ensuite la couche 2 (courbe orange) puis la couche 3 (courbe rouge). De même, au printemps avec l'augmentation des températures, l'eau du sol dégèle d'abord dans la couche 1 (courbe verte) puis dans la couche 2 puis 3 (courbe orange puis rouge). L'intervalle entre ces périodes correspond à la période de gel. Avant le début de l'hiver et au début du printemps, les données de TEV sont à peu près stables. Cette tendance indique que les températures plus froides figent progressivement l'eau des couches. La figure 5-2b) montre que le gel de l'eau dans la couche 3 débute autour du 21 novembre 2018, et le dégel un peu avant le 10 mai 2019. Au début du printemps, juste après le dégel des couches, les teneurs en eau des trois couches sont très proches de celles enregistrées avant l'hiver.

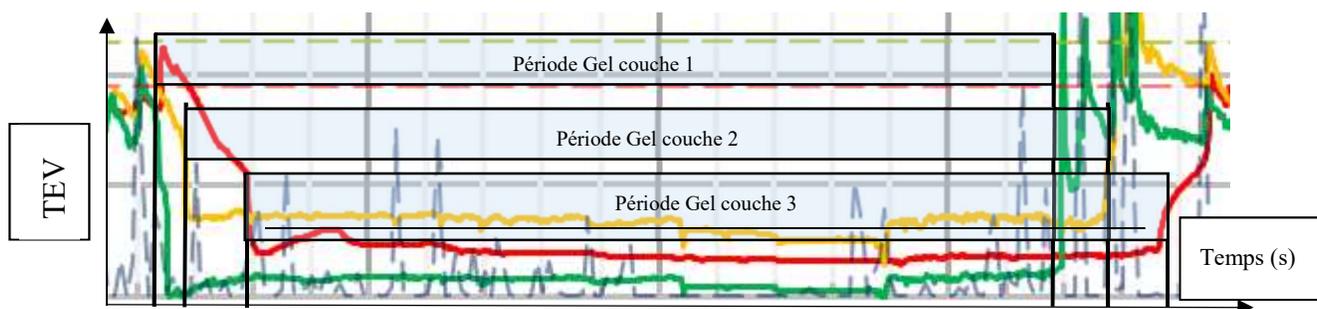


Figure 5-3 : TEV (axe des ordonnées) en fonction du temps (abscisse). Période de gel couche 1 : début novembre 2018 à début avril 2019 ; Période de gel couche 2 : mi-novembre 2018 à mi-avril 2019 ; Période de gel couche 3 : fin novembre 2018 à mi-mai 2019.

## 5.2.2 Évolution de la teneur en eau et des succions de la station PW1

### 5.2.2.1 Mesure des TEV

Les sondes GS1 installées à différentes profondeurs indiquent une augmentation des TEV après chaque événement de précipitations (Figure 5-4). Plus spécifiquement, les TEV augmentent après un événement de pluie significatif dans un délai de 4 heures à 20 cm de profondeur, de 4 jours pour les sondes à 50 cm de profondeur et de plus d'une dizaine de jours pour les sondes à 90 cm de profondeur. Des variations plus rapides (pics) pour les sondes près de la surface et plus atténuées (courbe plus lissée) en profondeur sont également observées.

Début septembre 2018, la TEV a augmenté de 0,06 à 0,12 aux profondeurs de 50 et 90 cm. Cette tendance coïncide avec les multiples épisodes pluvieux qui ont probablement contribué à l'augmentation progressive puis à la stabilisation de la TEV. L'évolution de la TEV à -20 cm montre une légère augmentation et se stabilise très rapidement à 0,10 avant le début de l'hiver.

Vers novembre 2018, la TEV chute rapidement en surface traduisant l'effet du gel et se stabilise autour de 0,04 dans la couche de surface (courbe verte), 0,05 dans la seconde couche (courbe orange) et 0,02 dans à 90 cm de profondeur (courbe rouge). Dès le mois d'avril 2019, les TEV augmentent une nouvelle fois rapidement en surface en raison du dégel et de la fonte des neiges. Lorsque les couches commencent à dégeler, les TEV de chaque couche se stabilisent une vingtaine de jours autour de 0,10, soit une valeur similaire aux TEV mesurées à l'automne 2018. Puis les TEV diminuent progressivement au cours de l'été.

En juin 2019, les TEV redeviennent stables en surface autour de 0,10 dans les couches 2 et 3. Les données de la couche 3 présentent des artefacts de mesures fin juin 2019 qui ne sont pas représentatifs du reste des données. Les données liées à ces artefacts ne sont donc pas prises en compte dans la suite de l'étude. L'ensemble des données aux différentes profondeurs indique que les TEV ont tendance à diminuer lentement de 0,10 à 0,07 en raison des plus faibles quantités de précipitations observées durant la période estivale.

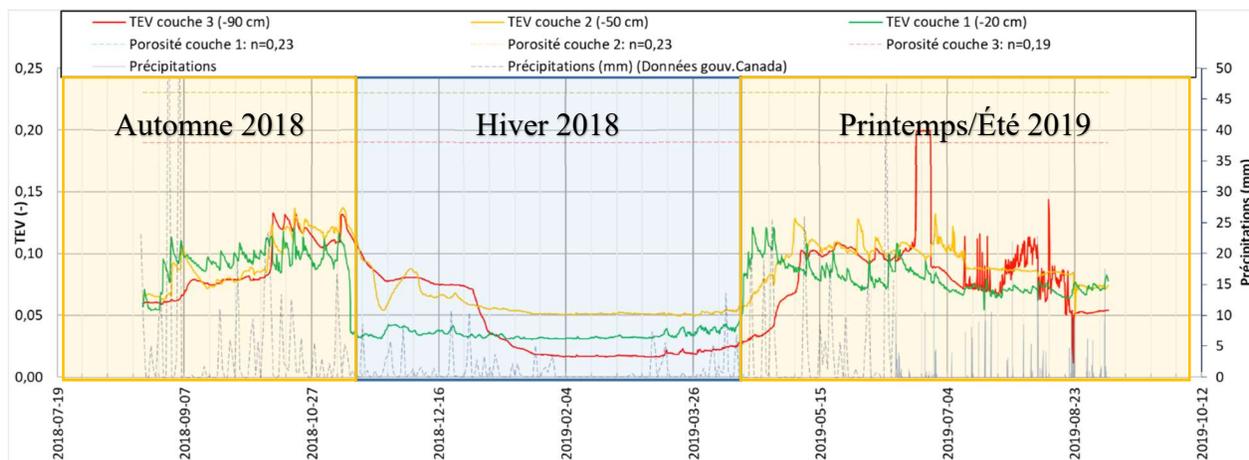


Figure 5-4 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées lors du suivi de la cellule expérimentale au droit de la station PW1 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.

### 5.2.2.2 Mesure des succions

Les succions pour la station PW1 sont présentées à la figure 5-5. Des problèmes de mesure avec la sonde installée près de la surface sont survenus en début de saison. Le problème a été réglé à partir du 17 juin, date à partir de laquelle les résultats sont présentés.

Les succions mesurées diminuent en fonction de la fréquence et de l'intensité des précipitations. On remarque que plus l'intensité des précipitations est élevée, plus la succion diminue dans la couche. On remarque aussi que l'impact des précipitations sur la succion est plus significatif en surface qu'en profondeur.

La succion à 90 cm de profondeur augmente progressivement à partir de 0 kPa (état saturé) jusqu'à des valeurs d'environ 50 kPa. Une très faible quantité d'eau a été mesurée dans les seaux (<0,5 L) au mois d'avril 2019, qui n'était pas que le résultat de la fonte des neiges mais aussi de l'eau déjà présente dans le système avant le début de l'hiver 2018. Ces eaux de drainage mesurées sont associées à l'équilibre hydrogéologique qui s'est produit dans les couches après la construction. La tendance de la courbe de succion pour la sonde à 50 cm de profondeur est semblable à celle du capteur à 90 cm, mais les valeurs de succions mesurées sont plus élevées d'environ 50 kPa. Enfin, les données de succions pour la couche de surface sont plus variables et démontrent encore une fois la sensibilité de la couche supérieure aux conditions frontalières de surface. La courbe tend néanmoins à se stabiliser autour de 140 kPa. Le gradient de succion, du haut vers le bas de la

cellule, semble indiquer un écoulement vertical descendant de l'eau. Cependant, la différence en terme de succion entre les deux senseurs de la couche 0/19 mm (typiquement de 50 kPa) est nettement supérieure à celle de l'équilibre hydrostatique (30 cm entre les deux points qui correspond à 3 kPa), ce qui laisse penser que le sensor du haut est affecté par l'interaction sol-atmosphère (évaporation).

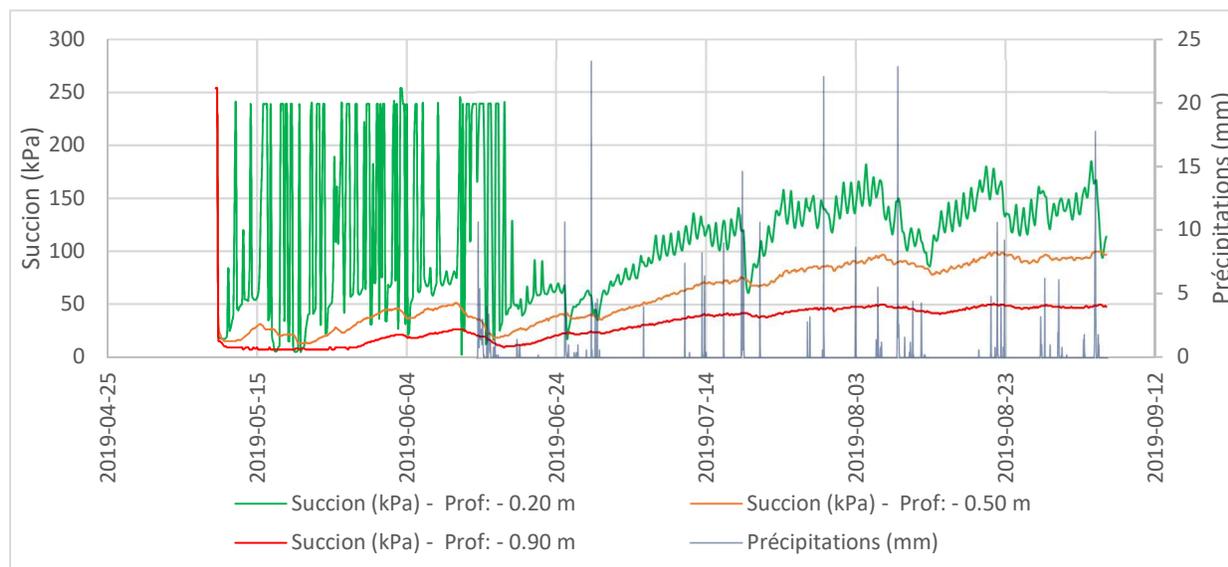


Figure 5-5 : Succions, et précipitations mesurées à la station PW1 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.

## 5.2.3 Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW2

### 5.2.3.1 Mesure des TEV

Les mesures de la TEV pour la station PW2 sont présentées à la figure 5-6. De manière similaire aux observations réalisées au droit de la station PW1 (section 5.2.1), les teneurs en eau volumiques augmentent progressivement à l'automne 2018 pour atteindre une TEV avant le gel de 0,10 dans la couche de surface (courbe verte), et de 0,12 dans la couche 2 et 3 (courbe orange et rouge). Pendant l'hiver, la TEV se stabilise à 0,01 en surface, à 0,05 dans la couche 2 et 0,02 dans la couche 3. Après le dégel du printemps 2019, les TEV diminuent jusqu'à environ le même niveau qu'à l'automne. La TEV de la couche 1 augmente avec les divers épisodes majeurs de précipitations supérieurs à 15 mm/h et diminue ensuite par palier. La TEV des deux couches sous-jacentes sont

stables jusqu'au 15 juin 2019 et diminuent ensuite progressivement durant tout l'été 2019. La TEV de la couche de surface (0,07) reste cependant inférieure à celles des deux autres couches (0,08).

A l'automne 2018 et au printemps 2019, des pics de TEV sont observés lors d'évènements de précipitations majeurs (7 octobre 2018 et 25 avril 2019); ces pics ne se sont pas reproduits pour les évènements suivants, et sont par conséquent considérés peu représentatifs du comportement global de la cellule.

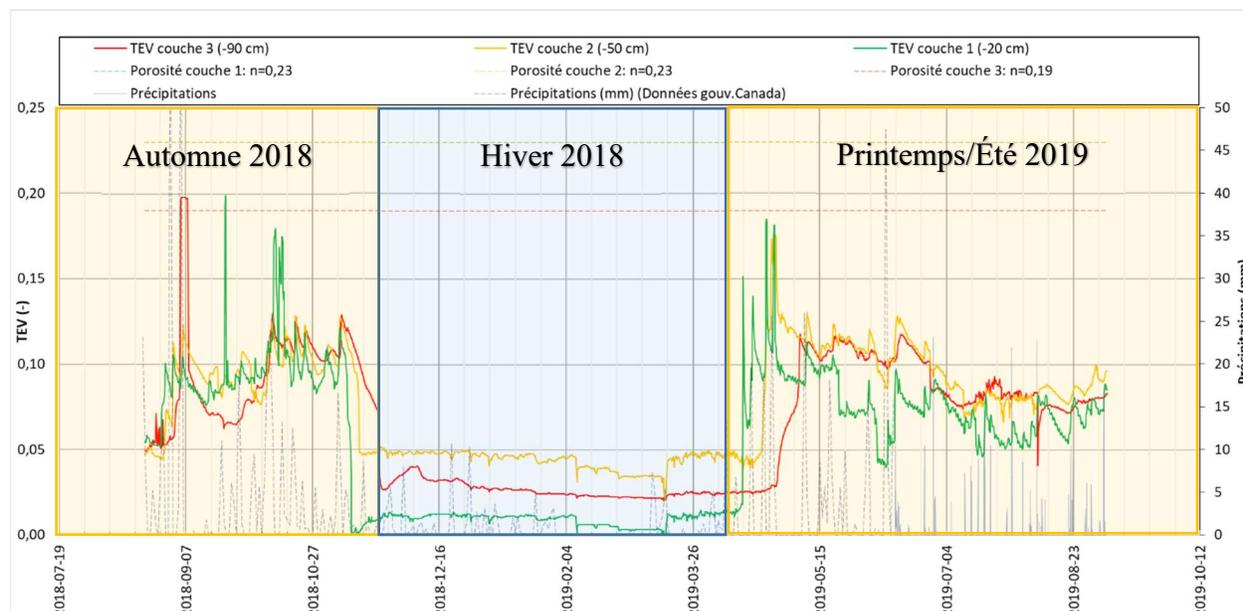


Figure 5-6 : Teneurs en eau et précipitations mesurées à la station PW2 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.

### 5.2.3.2 Mesure des succions

De manière générale, les valeurs de succions présentées à la figure 5-7 augmentent progressivement à partir du 12 juin 2019 puis se stabilisent à la fin de l'été (80 kPa en surface, 75 kPa dans le milieu de couche et 50 kPa au bas de la couche). Cependant, les senseurs réagissent aux différentes précipitations. Lors de fortes précipitations, le 19 juillet par exemple, la succion dans la couche de surface (14 kPa) est inférieure à la couche sous-jacente (74 kPa) traduisant ainsi une percolation importante dans la couche de surface (gradient de succion vertical ascendant). Après quelques jours, le gradient s'inverse à nouveau (migration de l'eau du bas vers le haut). La succion diminue fortement dans la couche de surface (au minimum 14 kPa) lors des précipitations supérieures à 10 mm de pluie.

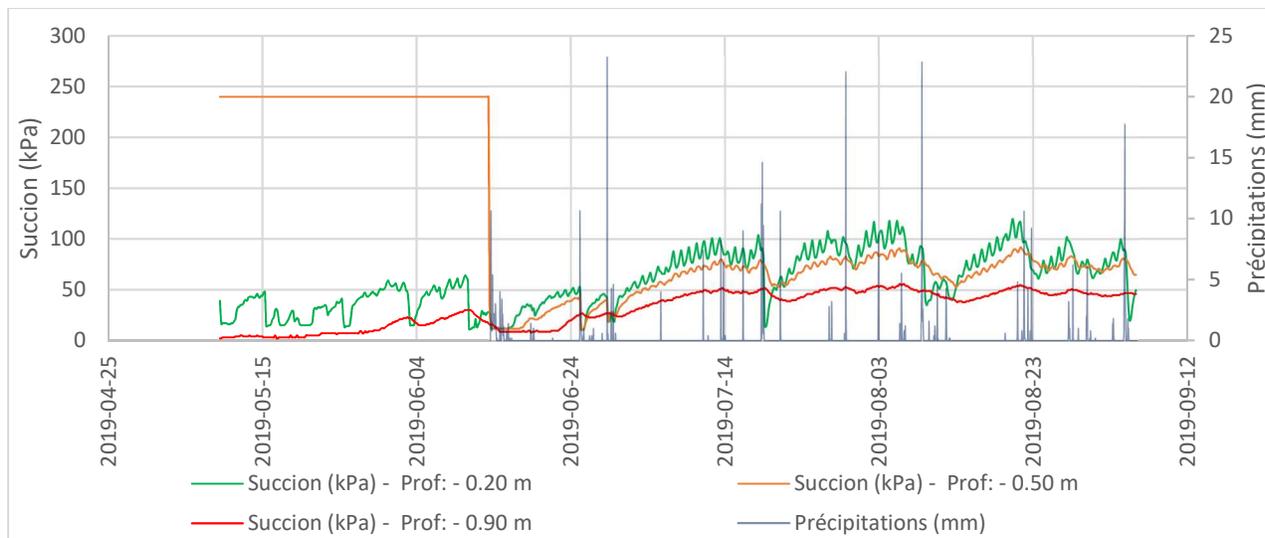


Figure 5-7 : Succions et précipitations mesurées à la station PW2 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.

## 5.2.4 Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW3

### 5.2.4.1 Mesure des TEV

Les TEV au droit de la station PW3 présentées à la figure 5-8 montrent également une tendance similaire aux courbes de TEV pour la station PW1 et PW2. Le 1er et le 5 septembre 2018, les TEV dans les trois couches augmentent quasiment simultanément de 0,05 suite à deux épisodes pluvieux majeurs (> 60 mm dans la journée). L'absence de précipitations du 7 au 17 septembre 2018 entraîne une diminution de la TEV de 0,05 dans les trois couches. Les multiples événements de précipitations subséquents entraînent une ré-augmentation de la TEV qui se stabilise à 0,10 dans la couche de surface, 0,09 la couche 2 et 0,12 dans la couche 3.

Pendant l'hiver 2018 les valeurs de TEV varient peu, jusqu'à début mars 2019. Les valeurs mesurées durant l'hiver sont plus faibles au haut du recouvrement qu'en bas en raison de teneur en eau volumique non gelées plus élevées plus loin de la surface. Dès le printemps 2019, les TEV mesurées après la fonte sont similaires aux TEV avant l'hiver. Les TEV des trois couches diminuent ensuite progressivement de 0,04 puis se stabilisent. Après le palier de stabilisation, les TEV des couches 1 et 2 diminuent pour atteindre des valeurs de TEV similaires à celle mesurées à la même date l'année précédente (0,06).

À partir du mois de juillet 2019, les TEV mesurées dans la couche 3 présentent des artéfacts qui ne coïncident pas avec le reste des valeurs de TEV normalement mesurées. Ces dernières ne seront pas considérées dans l'interprétation. Les TEV à 50 et 20 cm de profondeur diminuent globalement et se stabilisent autour de 0,07.

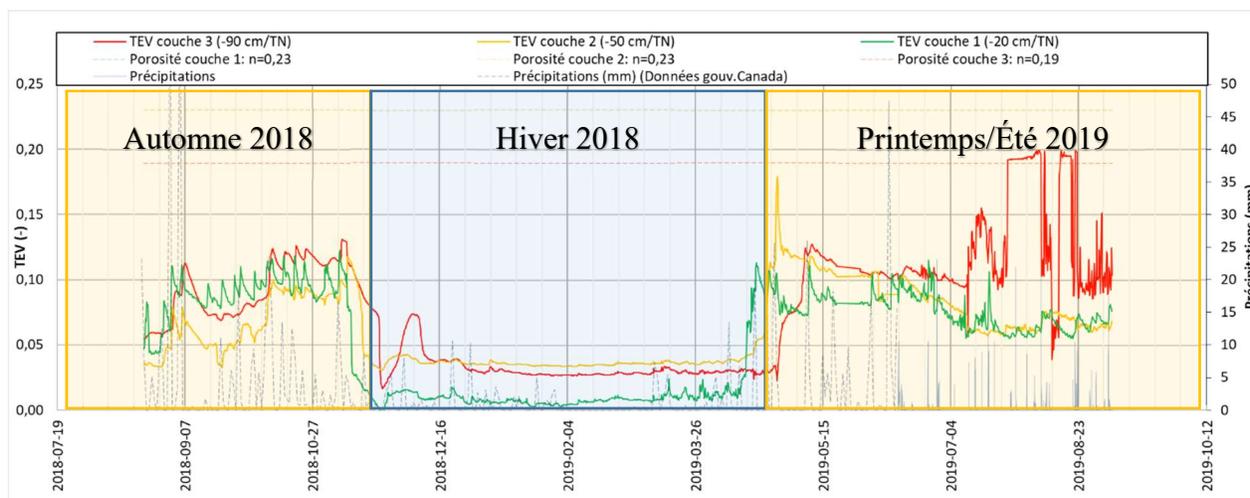


Figure 5-8 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées à la station PW3 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.

#### 5.2.4.2 Mesure des succions

Les succions présentées à la figure 5-9 n'ont pas pu être enregistrées de juin à fin août 2018 suite à un défaut du boîtier d'acquisition. Ce dernier a été remplacé deux fois avant que le système d'enregistrement soit opérationnel à partir du 22 août 2019. Les données montrent que la succion est en moyenne de 100 kPa à la surface, 110 kPa à 50 cm de profondeur et 70 kPa à 90 cm de profondeur; ces valeurs sont similaires à celles de la station PW2. Les succions près de la surface et à 50 cm de profondeur sont très similaires, avec cependant des fluctuations plus importantes à 20 cm (i.e. plus près de la surface).

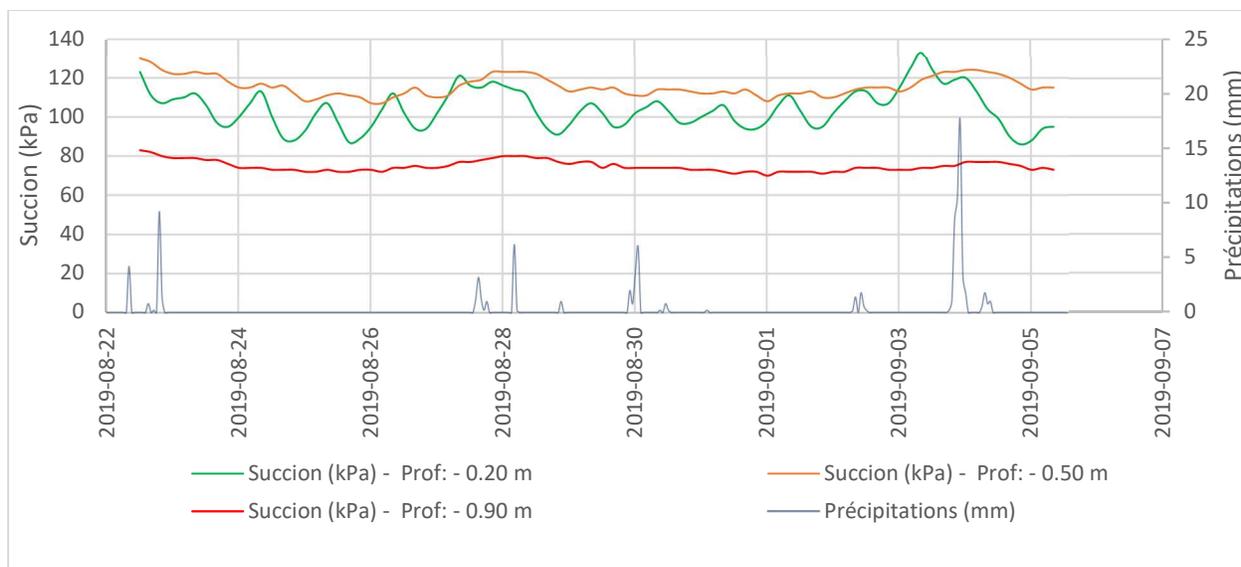


Figure 5-9 : Succions et précipitations mesurées à la station PW3 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.

## 5.2.5 Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW4

### 5.2.5.1 Mesure des TEV

Les valeurs de TEV mesurées pour la station PW4 sont présentées à la figure 5-10. Les valeurs mesurées à l'été 2018 sont plus faibles par rapport aux données enregistrées pour les stations PW1, PW2 et PW3. Comme pour la station PW3, l'absence de précipitations entre le 7 et le 17 septembre entraine une diminution la TEV dans les trois couches. A partir du 17 septembre 2018, les multiples évènements de précipitations font augmenter la TEV rapidement. Comme pour la station PW2, les pics de TEV enregistrés dans la couche 1 à partir de cette date ne sont pas significatifs. Aussi, à partir du 17 septembre, la TEV de la couche 2 semble être plus stable comparativement à celles des couches 1 et 3 qui montrent des augmentations des TEV plus importantes. Après une hausse des TEV des couches 1, 2 et 3, celles-ci viennent se stabiliser respectivement autour de 0,12, 0,10 et 0,10. Les TEV se stabilisent pendant l'hiver avec le gel. Elles sont de 0,05 dans la couche de surface, 0,04 dans la couche 2 et 0,03 dans la couche 3.

Au printemps 2019, les valeurs de TEV sont similaires à celles enregistrées avant l'hiver 2018. Contrairement aux stations PW1 à PW3, aucun palier post hivernale (voir section 5.2.1) n'a été observé. Les TEV des couches 1 et 2 diminuent progressivement jusqu'au 9 juin. Le jour suivant,

un épisode pluvieux majeur ( $> 40$  mm) entraîne une augmentation rapide des TEV dans ces deux couches. La TEV de la couche 1 diminue progressivement puis remonte légèrement à la suite des épisodes de pluie successifs pour atteindre une TEV de 0,10. Dans la couche 2, la TEV est stabilisée à partir de mi-juillet 2019 à 0,08. Pour la couche 3, la tendance de la TEV baisse et atteint 0,05 de TEV à la fin des mesures.

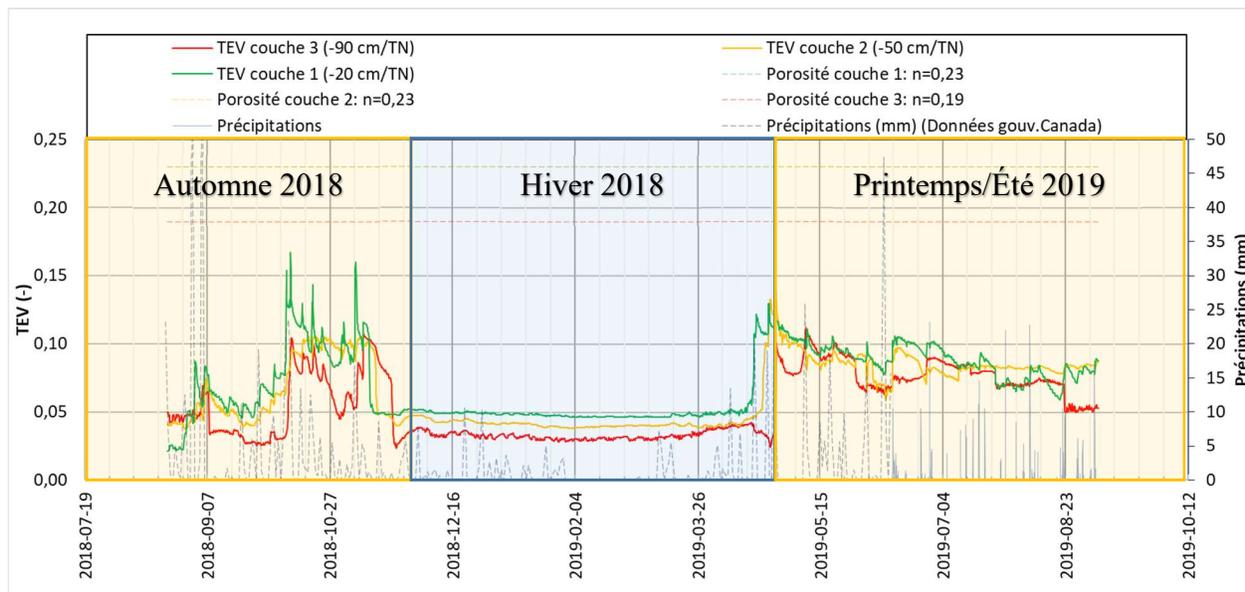


Figure 5-10 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées à la station PW4 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.

### 5.2.5.2 Mesure des succions

Les succions pour la station PW4 sont présentées à la figure 2-11. De manière générale, les succions durant la période de mesure de 2019 sont moins élevées que celles mesurées aux autres stations. Les variations de succions sont plus marquées en surface avec une valeur moyenne de 60 kPa, et plus atténuées dans les couches sous-jacentes, avec des succions moyennes de 45 kPa à 50 cm et 35 kPa à 90 cm de profondeur. De façon générale, le gradient de succion dans la couche 0/19 mm est orienté vers le haut. La variabilité ponctuelle (présence des pics dans les mesures) demeure plus importante en surface et s'atténue en profondeur.

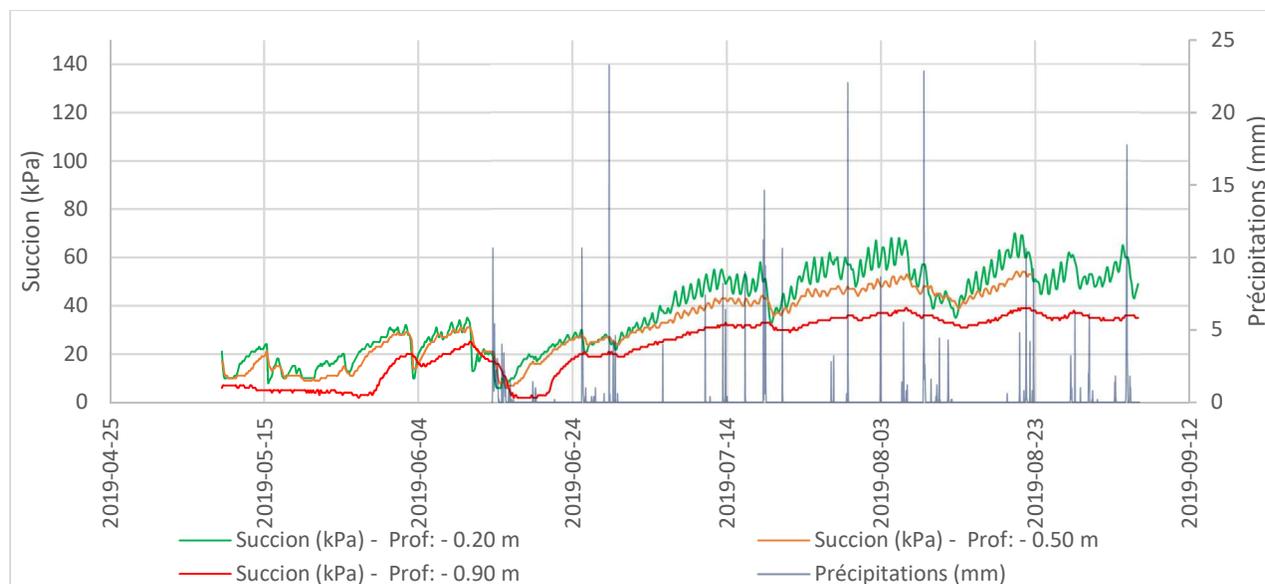


Figure 5-11 : Succions et précipitations mesurées à la station PW4 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.

## 5.2.6 Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW5

### 5.2.6.1 Mesure des TEV

Les données de TEV de la station PW5 située en haut de la pente à 20% sont présentées à la figure 5-12. Les TEV mesurées augmentent rapidement dans les deux premières couches lors des deux premiers événements de précipitations (surface et milieu de couche 0,09 le 5 septembre 2018) mais reste stable à 0,08 environ à 90 cm de profondeur. L'absence de précipitations du 7 au 17 juillet 2018 entraîne une diminution des TEV, mais uniquement dans les couches 1 et 2. Des pics de TEV jusqu'à 0,16 sont mesurés ensuite dans la couche 1. Ces pics, comme pour la station PW5 et PW2, ne sont pas significatifs du reste des données car ils ne représentent qu'une ou deux données enregistrées sur un court laps de temps. La TEV de la couche 2 augmente continuellement du 28 septembre au 8 novembre 2018 jusqu'à 0,16 puis chute de 0,04 en 4 heures. Cette diminution rapide de TEV ne semble pas représentative non plus pour les mêmes raisons.

Durant l'hiver 2018/2019, la TEV se stabilise en moyenne à 0,03 dans les trois couches. Au printemps 2019, les TEV mesurées sont similaires à celles avant l'hiver. Un palier de TEV est observé après la fonte des neiges dans les trois couches, puis la diminution générale de la TEV durant la période estivale suit une tendance similaire à la station PW4. Les TEV se stabilisent à

0,07 dans les couches 2 et 3 et augmente jusqu'à 0,12 dans la couche 1 les quinze derniers jours de mesure.

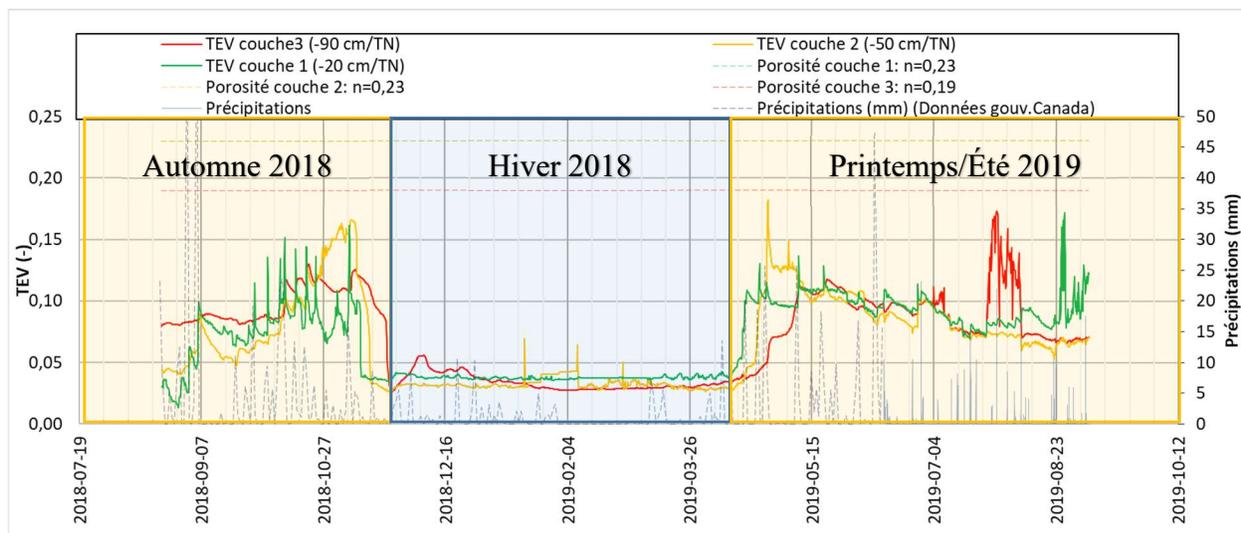


Figure 5-12 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées au droit de la station PW5 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.

### 5.2.6.2 Mesure des succions

Les succions mesurées présentées à la figure 5-13 sont plus élevées que dans la station PW4. Les succions mesurées en surface oscillent entre 70 kPa et 200 kPa. Les mesures dans la deuxième couche indiquent que la succion augmente jusqu'à 125 kPa environ avec des fluctuations moins importantes que plus près de la surface. Le gradient de succion est orienté du bas vers le haut de manière presque continue, sauf lorsqu'il y a des précipitations importantes (ex. du 8 au 10 août 2019; voir Figure 5-10). La succion dans la troisième couche est relativement stable autour de 50 kPa. La différence en terme de succion entre les deux senseurs de la couche 0/19 mm (souvent > 50 kPa) est nettement supérieure à celle de l'équilibre hydrostatique (30 cm entre les deux points qui correspond à 3 kPa), ce qui indique que le senseur du haut est affecté par l'interaction sol-atmosphère (évaporation).

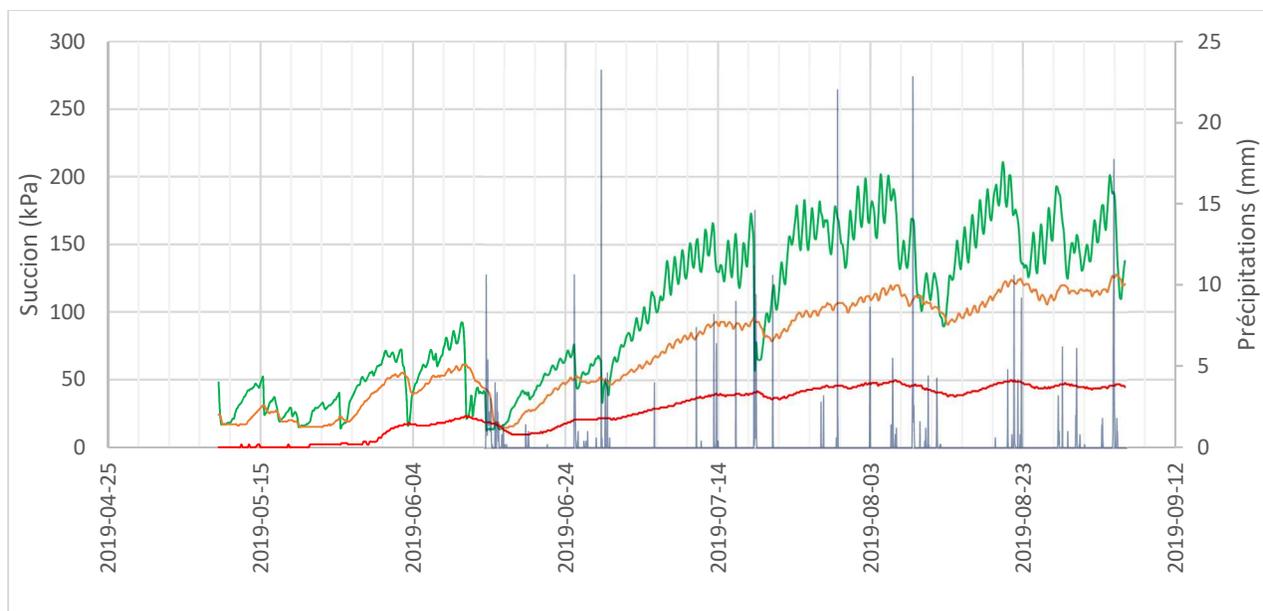


Figure 5-13 : Succions et précipitations mesurées à la station PW5 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.

## 5.2.7 Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW6

### 5.2.7.1 Mesure des TEV

La figure 5-14 présente les TEV de la station PW6 située tout en haut de la cellule expérimentale, sur la pente à 10%. L'augmentation des TEV dans les couches 1 et 2 est régulière et similaire aux stations PW1 à PW5. Elles se stabilisent durant l'automne 2018 à 0,12 sur toute épaisseur de la cellule. Pendant l'hiver, les TEV des couches 1 et 2 sont stables à 0,06. Dans la couche 3 la TEV diminue lentement jusqu'à atteindre une TEV de 0 mi-février et remonter progressivement jusqu'à 0,04 avant la fonte des neiges.

Au printemps 2019, les TEV de la couche 1 (0,12) 2 (0,07) et 3 (0,12) sont similaires à celles enregistrées avant l'hiver sauf pour la couche 2. Les données de la couche 3 indiquent que les TEV se stabilisent autour de 0,12 puis diminuent à 0,08, comme pour la couche 2. Les données des couches 2 et 3 à la fin de la campagne d'enregistrement ne sont pas représentatives et ne seront pas prises en compte par la suite.

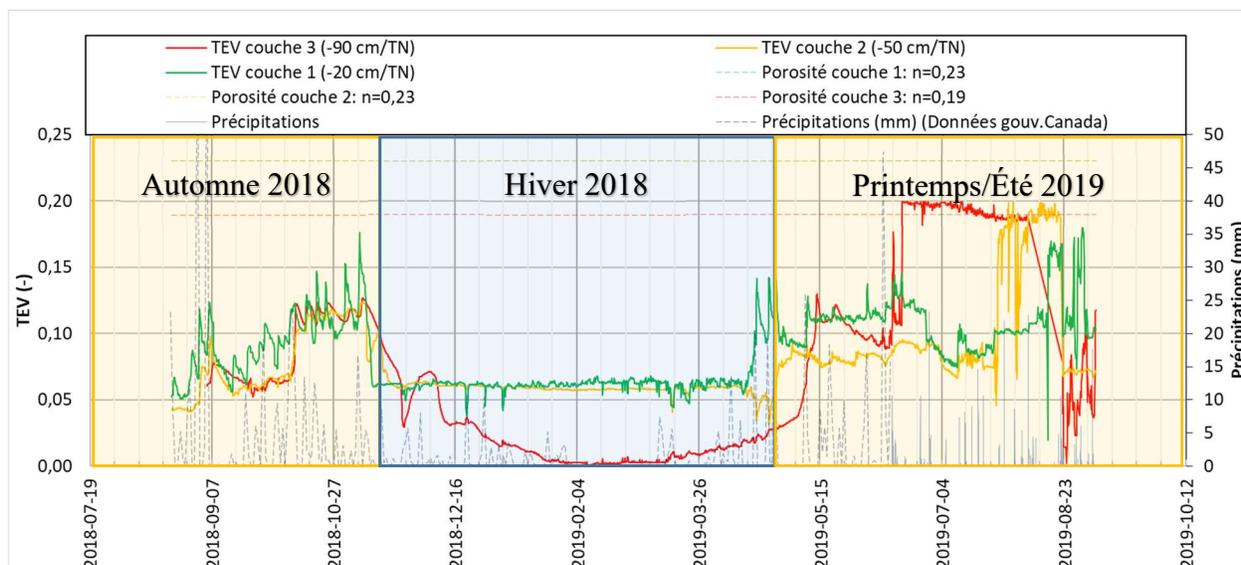


Figure 5-14 : Teneurs en eau, précipitations et températures mesurées à la station PW6 en conditions naturelles du 21 août 2018 au 5 septembre 2019.

### 5.2.7.2 Mesure des succions

Les données sont présentées à la figure 5-15. Les succions mesurées à la station PW6 concordent avec les valeurs mesurées aux autres stations.

Comme pour les stations PW1 à PW5, les succions augmentent jusqu'à mi-juin avant de diminuer puis augmenter à nouveau jusqu'au 5 septembre. Dans la couche de 0/19 mm, les succions mesurées en surface augmentent tout au long de la période de mesure et atteignent environ 150 kPa pour le capteur à 20 cm et 130 kPa pour le capteur à 50 cm début septembre. Les valeurs de la succion sont généralement supérieures en surface, mais elles sont parfois supérieures au capteur localisé à 50 cm de profondeur lors d'événements de précipitation importants. Ces résultats indiquent de façon générale que la relation sol-atmosphère influence grandement le capteur localisé à 20 cm de la surface. La variabilité des succions est plus importante en surface qu'en profondeur. La succion dans la couche des stériles grossiers est relativement constante autour de 50 kPa.

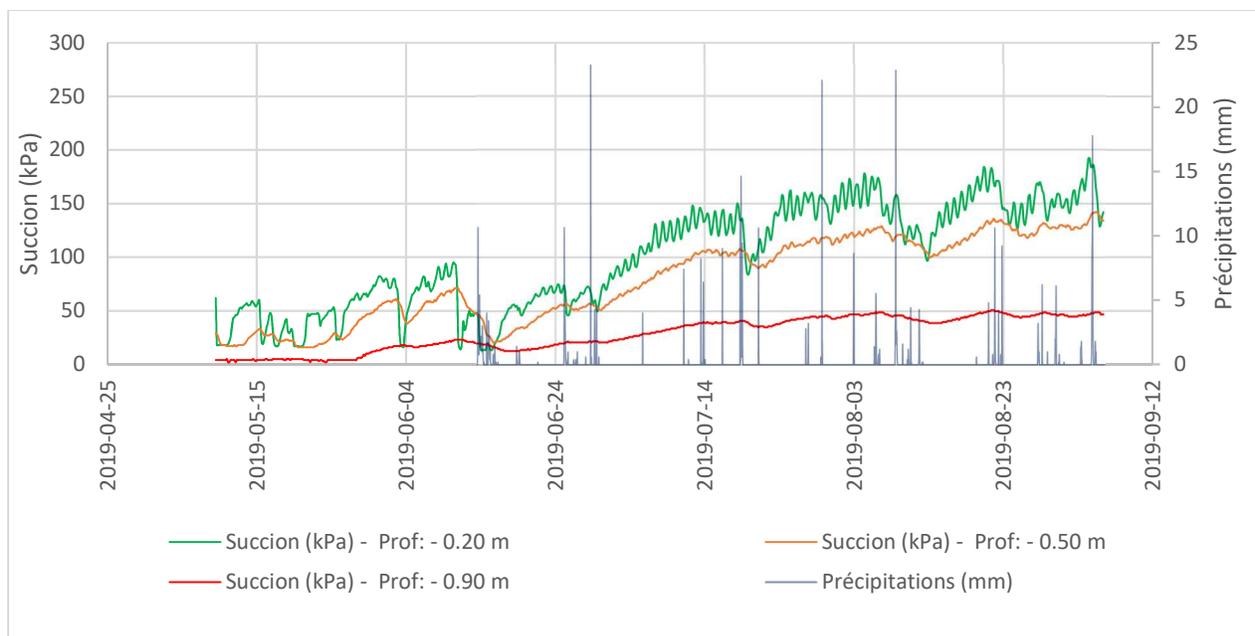


Figure 5-15 : Succions et précipitations mesurées à la station PW6 en conditions naturelles du 9 mai 2019 au 5 septembre 2019.

### 5.2.8 Analyse statistique des TEV

Trois analyses statistiques des données de TEV ont été réalisées par couche et par station. Pour une station donnée, les données enregistrées à une certaine profondeur durant l'automne ont été comparées avec les données de la même station et à la même profondeur durant l'été. Les données de TEV non pertinentes de chaque station ont été exclues avant d'effectuer les analyses statistiques (voir détails plus haut). L'analyse des séries de données est présentée sous la forme de « box plot » ou boîte à moustache. Ces analyses sont présentées aux figures 5-16, 5-17 et 5-18. Chaque figure présente la variation de TEV pour toutes les stations à l'automne et à l'été à une profondeur donnée. L'ensemble des analyses descriptives des données de TEV est présenté à l'annexe I. De façon générale, on observe que la TEV a tendance à être plus élevée à l'automne, et ce, pour toutes les profondeurs de chaque station. Pour la plupart des données, la médiane se situe dans le bas de la boîte, ce qui suppose une distribution asymétrique vers les valeurs basses des TEV. Avec l'analyse statistique descriptive présentée à l'annexe I, la médiane de chaque sous-groupe est plus basse pour les données de TEV enregistrées l'été, ce qui signifie que la teneur en eau volumique est plus basse à cette saison sauf pour la station PW5 à 20 cm de profondeur. Pour vérifier qu'il y a une différence significative de TEV entre chaque saison, 18 tests non paramétriques de Mann Withney ont été réalisés avec une valeur de seuil P fixée à 0,05. Les résultats de ces tests sont présentés à l'annexe I et montrent que pour toutes les stations, la différence de TEV entre les saisons est significative sauf pour la station PW5 dans la couche 1 (à 20 cm de profondeur).

De manière générale, il n'y a pas vraiment de différence de TEV entre les stations sur la longueur du recouvrement pour les couches 1 et 3. Dans la couche 2 on observe que la TEV tend à augmenter vers le bas de la pente (Figure 5-17). Elle diminue de la station PW6 à PW4 et augmente de la station PW3 vers la station PW1.

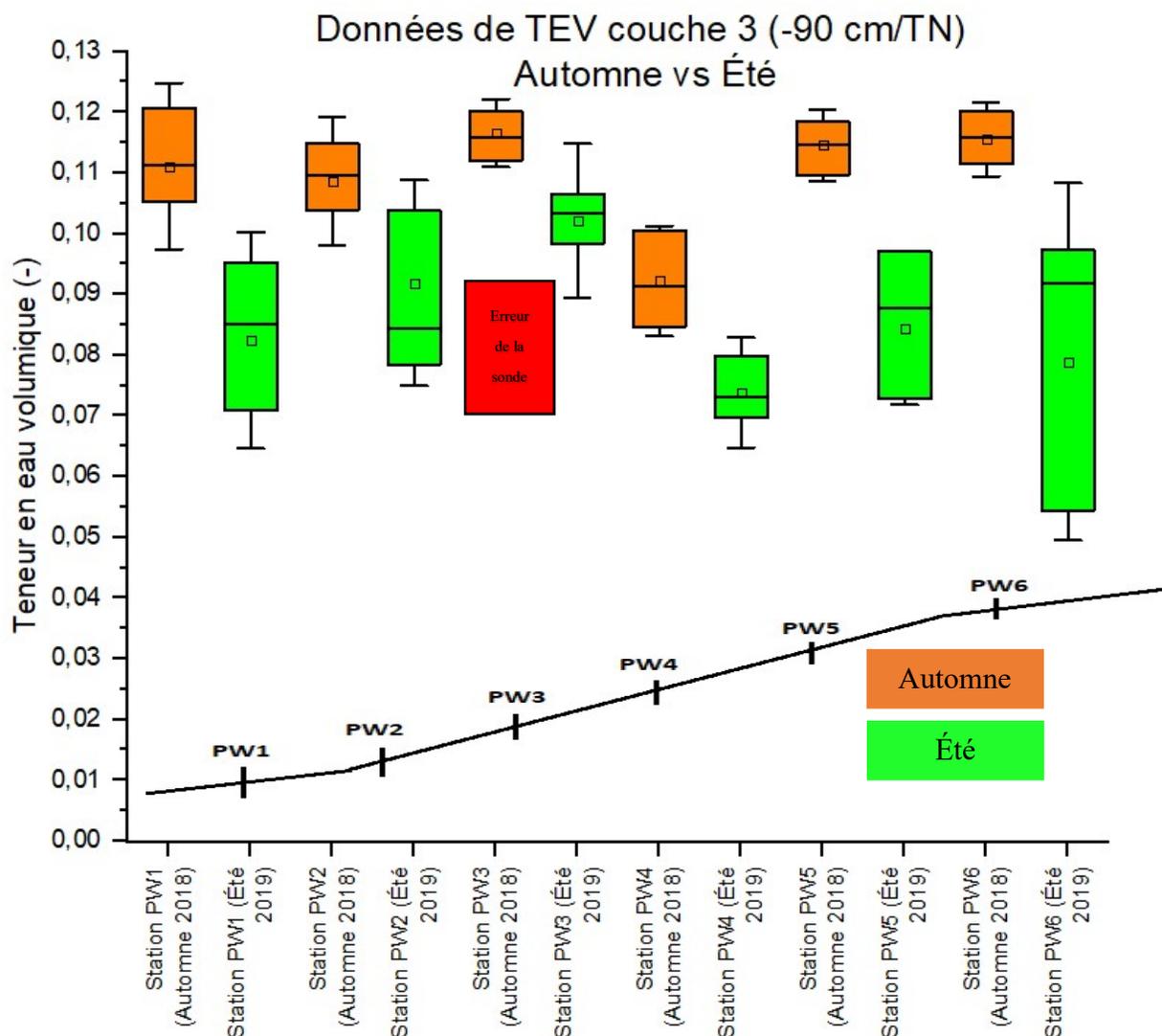


Figure 5-16 : Séries de données TEV mesurées à la profondeur de 90 cm/TN (surface de la couche) des stations PW1 à PW6 représentées sous forme de boîtes à moustache. La bordure supérieure de la boîte représente le 75e centile et la bordure inférieure, le 25e centile. La longueur verticale de la boîte représente l'intervalle interquartile et la ligne centrale, la médiane. En rouge, l'erreur de précision de la sonde évaluée à 2% par le constructeur.

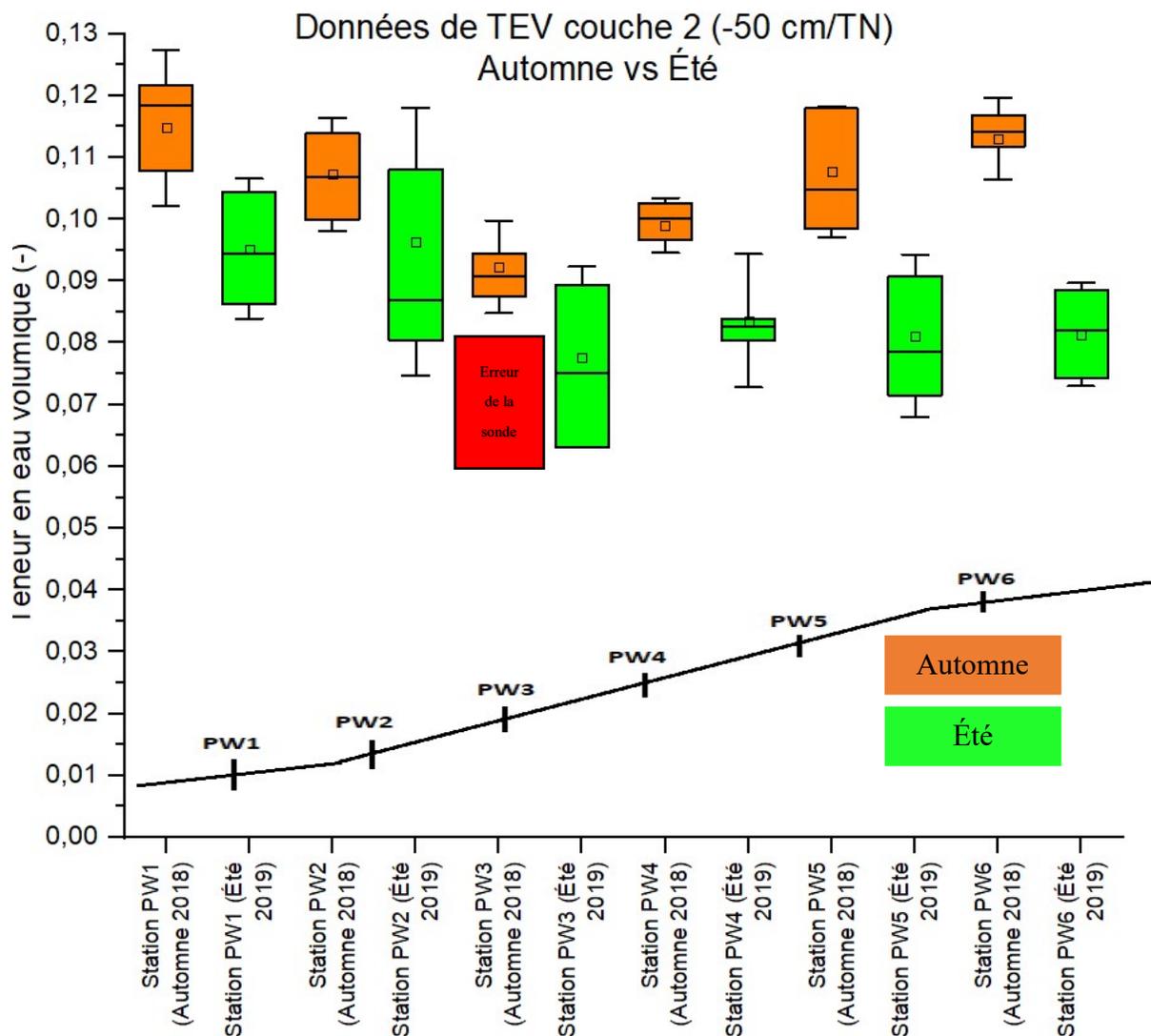


Figure 5-17 : Séries de données TEV mesurées à la profondeur de 50 cm/TN (surface de la couche) des stations PW1 à PW6 représentées sous forme de boîtes à moustache. La bordure supérieure de la boîte représente le 75e centile et la bordure inférieure, le 25e centile. La longueur verticale de la boîte représente l'intervalle interquartile et la ligne centrale, la médiane. En rouge, l'erreur de précision de la sonde évaluée à 2% par le constructeur.

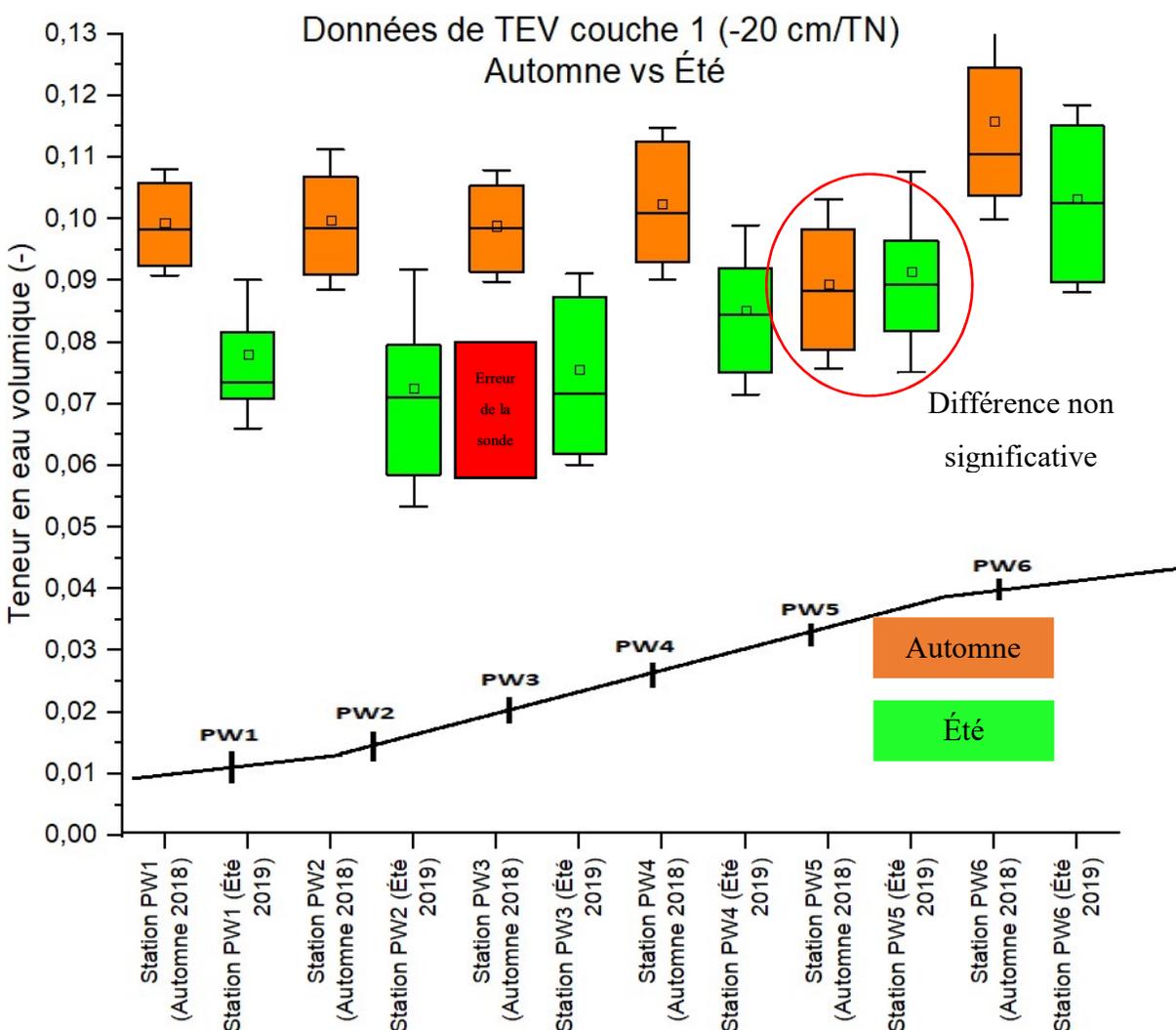


Figure 5-18 : Séries de données TEV mesurées à la profondeur de 20 cm/TN (surface de la couche) des stations PW1 à PW6 représentées sous forme de boîtes à moustache. La bordure supérieure de la boîte représente le 75e centile et la bordure inférieure, le 25e centile. La longueur verticale de la boîte représente l'intervalle interquartile et la ligne centrale, la médiane. En rouge, l'erreur de précision de la sonde évaluée à 2% par le constructeur.

### 5.2.9 Ruissellement en conditions naturelles

Le ruissellement a été quantifié de mi-mai au 5 septembre 2019. Les suivis des relevés en conditions naturelles sont présentés aux figures 5-19 et 5-20. Celles-ci présentent les précipitations journalières et cumulées comparées au volume d'eau ruisselé sur la cellule. Sur les 5 mois de

mesure, 95 m<sup>3</sup> d'eau sont tombées sur la surface de la cellule expérimentale correspondant à une lame d'eau de 462 mm. Sur ces 95 m<sup>3</sup>, 62 m<sup>3</sup> sont tombés sur la pente à 20% et environ 16 m<sup>3</sup> sur chaque pente inclinée à 10%. Au total, 20 m<sup>3</sup> (soit 140 mm) ont été récupérés sur la pente de 20% et 5 m<sup>3</sup> (soit 95 mm) ont été récupérés sur celle à 10%. Les taux de récupération mesurés après les différents relevés ont été évalués à 31% et 18,3% pour les pentes de 20 et 10%. Les taux de ruissellement maximal et minimal calculés pour les pentes à 20% et 10% sont respectivement de 59 et 19%, et de 29 et 11%.

Les résultats mesurés sont certainement sous-estimés par rapport à la réalité. Une anomalie dans le drain a été détectée au moment de l'essai d'infiltration à grande échelle soit bien après le suivi du ruissellement en conditions naturelles. Il a donc été impossible d'estimer les pertes associées à ce bris avec exactitude. Les mesures ponctuelles du ruissellement ont donc pu être sous-estimées de 10, 20% voire plus. Les résultats présentés sont donc sécuritaires.

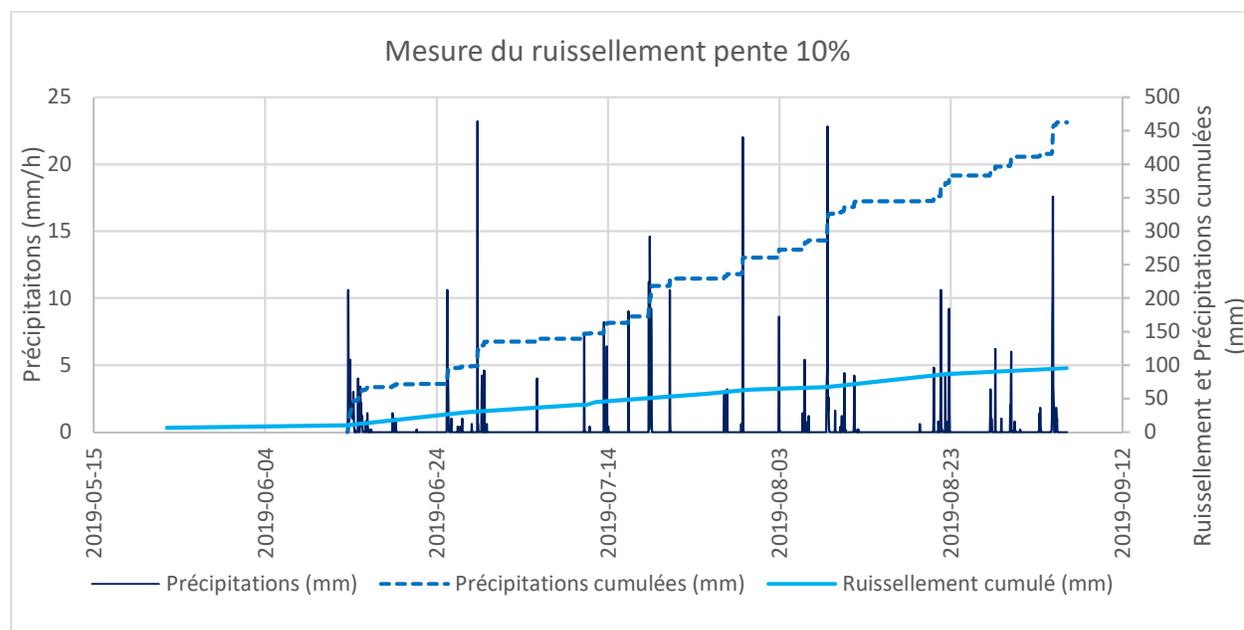


Figure 5-19 : Précipitations journalières (bleu foncé) et cumulées (pointillé) et ruissellement cumulé (bleu clair) pour la pente de 10 %.

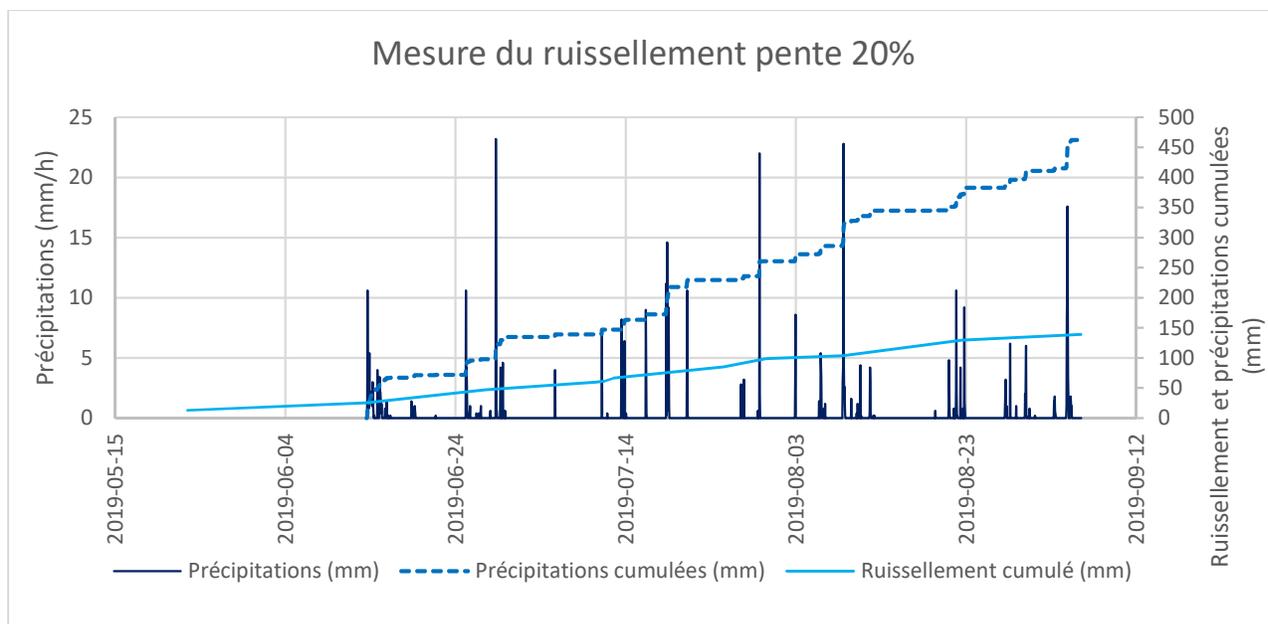


Figure 5-20: Courbes des précipitations journalières (bleu foncé) et cumulées (pointillé) et ruissellement cumulé (bleu clair) pour la pente de 20%.

### 5.3 Suivi de l'évolution des données en conditions contrôlées de précipitations importantes

La seconde partie de l'expérimentation visait à étudier le comportement hydrogéologique du système de recouvrement et le ruissellement sur la pente à 20% lorsque l'on applique un événement important de précipitation. Dans ce qui suit, seules les données mesurées aux stations PW2 à PW5 (stations situées dans la section inclinée à 20%) sont présentées. La réalisation de cette phase d'expérimentation a nécessité la mobilisation d'un camion-citerne dont le volume d'eau était de 11,081 m<sup>3</sup> (incluant les deux vidanges des boyaux réalisées lors de l'essai de 185 litres environ et les 55 litres d'eaux déviées par le vent). Cette quantité d'eau a été injectée dans le circuit de mouillage via une pompe installée sur le camion-citerne (section 4.3.1).

L'essai a débuté le 5 septembre 2019 à 10h20 du matin précisément et a pris fin à 13h20. Les données ont été enregistrées par les sondes à des intervalles de 5 minutes jusqu'au 2 octobre 2019. L'eau a été pompée à débit constant. Les résultats de cette expérimentation ont permis de récupérer un volume d'eau de 10,569 m<sup>3</sup> dans les citernes installées au bas de la cellule expérimentale. La quantité d'eau infiltrée a été estimée à 426 litres ou 0,426 m<sup>3</sup> pour une surface de sol mouillée de

138 m<sup>2</sup> environ soit 0,0031 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d'eau infiltrée ou 3,1 litres / m<sup>2</sup>. La hauteur de la lame d'eau cumulée sur la surface de la cellule durant la totalité de l'essai est de 84 mm correspondant à une précipitation de 24,6 mm/h comparable à certains événements enregistrés par la station météo: 23,21 mm/h le 28/06/19; 22,01 le 29/07/19 et 22,81 mm/h le 08/08/19.

Les résultats de l'essai de mouillage sont synthétisés au tableau 5-1 :

Tableau 5-1 : Résultats de l'essai de mouillage réalisé en septembre 2019.

Résultats de l'essai de mouillage		
Eau totale	11,08 m <sup>3</sup>	100%
Eau de ruissellement	10,5 m <sup>3</sup>	95%
Eau infiltrée estimée	0,4 m <sup>3</sup>	3%
Eau perdue dans les buses, les boyaux et par le vent	0,1 m <sup>3</sup>	1%

En comparaison aux résultats présentés dans la section 5.2.9, la valeur du taux de récupération de 95 % est nettement supérieur à celui obtenu en conditions naturelles. Cela s'explique en partie par le fait que le drain a été réparé avant l'essai, limitant ainsi les pertes d'eau à ce niveau. Les valeurs des taux de récupération plus faibles en conditions naturelles s'expliquent également par l'influence du taux de précipitation sur le ruissellement; cet aspect sera discuté plus en détails au chapitre 6.

### 5.3.1 Évolution de la teneur en eau volumique et de la succion

Les évolutions de teneurs en eau volumique à chaque station pour la période du 5 septembre au 2 octobre 2019 sont présentées aux figures 5-23 à 5-28. Pendant cette période, les précipitations représentées n'incluent pas les précipitations artificielles de l'essai de mouillage. Le taux de précipitation maximal enregistré est de 24 mm/h et 26 épisodes de pluie ont été comptabilisés. Aucun épisode de précipitations n'a été recensé entre le 8 septembre et le 2 octobre 2019.

### 5.3.1.1 Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW2 (bas de pente)

Pour la station PW2, les valeurs de TEV sont présentées à la figure 5-21 et de succions à la figure 5-22. Suite à l'essai de mouillage, la succion de la couche 1 diminue drastiquement et la TEV qui augmente atteint un pic à 0,10 environ. La baisse de la succion dans la couche 2 est moins rapide, et encore moins dans la couche 3. La teneur en eau volumique de la première couche augmente à partir de 10h40 (28 min après le début essai) pour atteindre un pic vers 15h50 soit 5 heures et 10 minutes après le début de l'essai. La teneur en eau diminue à partir de 16h35 soit 6 heures et 17 minutes après le début de l'essai. La successions des épisodes de pluie entraine une diminution continue de la succion pendant cette période. La succion dans la couche 1 et 2 atteignent 10 kPa 10 jours après le début de l'essai.

De manière générale, les succions et les TEV sont plus sensibles aux précipitations dans la couche 1 que dans la couche 2 et 3. Des pics de succions équivalents à 30 kPa environ pour une variation de TEV de 0,01 sont observés dans la couche de surface malgré l'absence de de pluie. La baisse successive des succions dans les 3 couches jusqu'au 16 septembre indique la présence d'un gradient de succion vertical descendant.

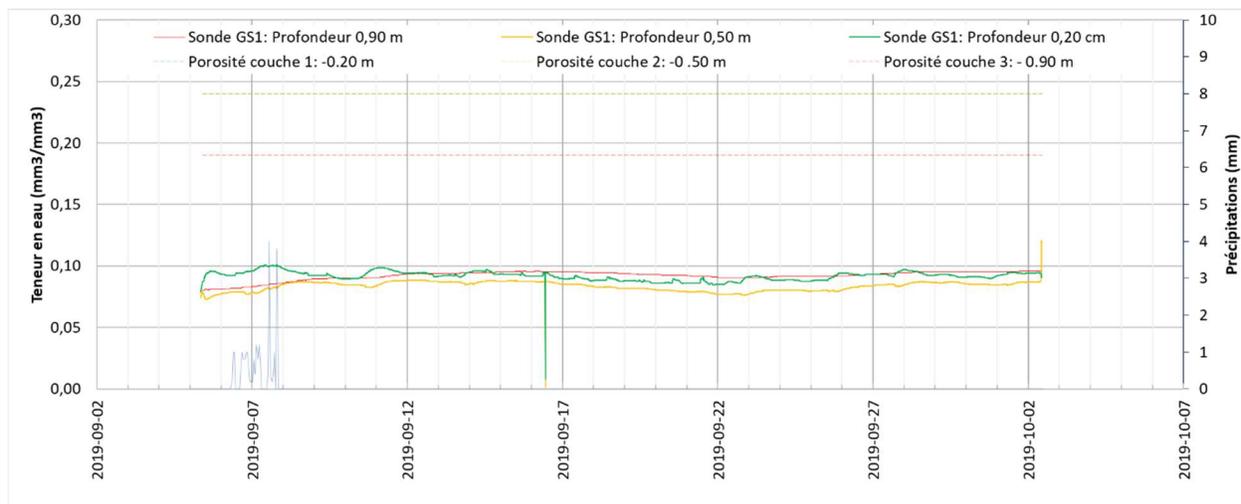


Figure 5-21 : Teneurs en eau volumiques et précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW2. Aucun épisode de précipitations n'a été recensé entre le 8 septembre et le 2 octobre 2019.

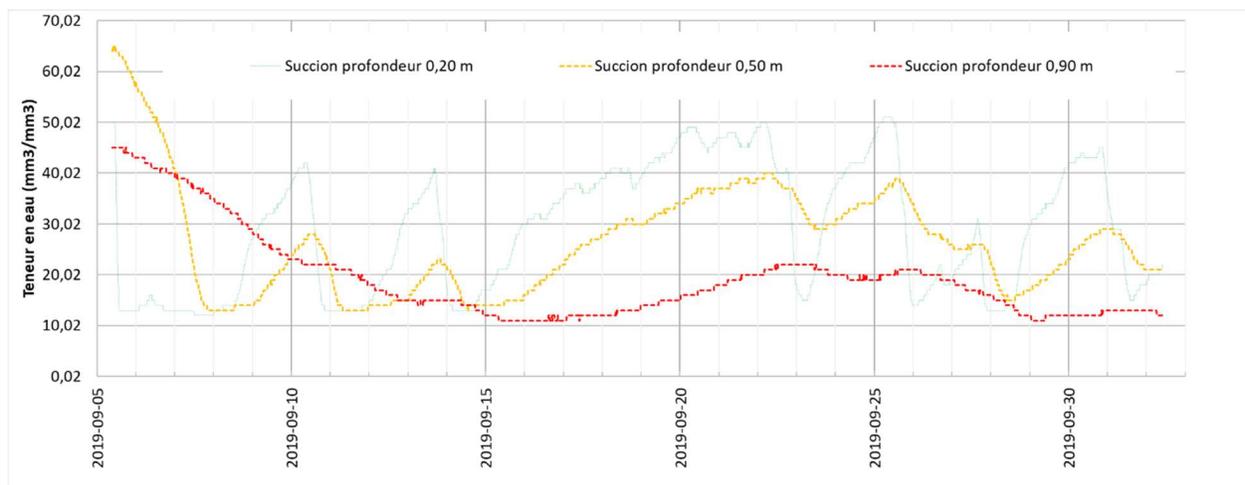


Figure 5-22 : Succions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW2 à 90 cm (rouge) , 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur.

### 5.3.1.2 Évolution de la teneur eau/succion à la station PW3 (milieu-bas de pente)

Les figures 5-23 et 5-24 présentent respectivement les évolutions de la TEV et des succions mesurées du 5 septembre au 2 octobre 2019. Une diminution de la succion associée à l'essai de mouillage est observée. La teneur en eau de la première couche augmente à partir de 10h55 (+37 min/ début essai) pour atteindre un pic vers 17h30 à 0,08 soit 6 heures et 35 minutes plus tard. La teneur en eau diminue à partir de 17h40 soit 7 heures et 22 minutes après le début de l'essai. La teneur en eau varie de 0,07 à 0,09 dans la couche de surface durant cette même période. Cette différence est non significative car les variations rentrent dans l'erreur de précision de la sonde.

Suite aux divers épisodes de pluie, les succions diminuent. Cette diminution est aussi marquée que pour la station PW2. Pendant cette période, la TEV augmente de 0,02. Pour le reste de la période étudiée, la succion de la couche 2 tend vers celle de la couche 1. Avec l'absence de précipitations l'évapotranspiration entraîne une variation importante de la succion.

Une légère augmentation de la succion est observée dans les trois couches en l'absence de précipitations. La succion dans la couche 3 se stabilise autour de 40 kPa. Dans la couche 1 des pics de TEV apparaissent, mais ils correspondent à des variations inférieures à 0,02 ce qui est dans l'erreur de précision de la sonde. Ils pourraient aussi correspondre à de petites venues d'eau depuis les 10 premiers centimètres de la couche. La succion dans la couche 3 diminue lentement pendant

cette période. À l'inverse la TEV augmente. Avec la diminution de la succion dans la couche 2, le gradient de succion de la couche 3 semble moins important que celui de la station PW2.

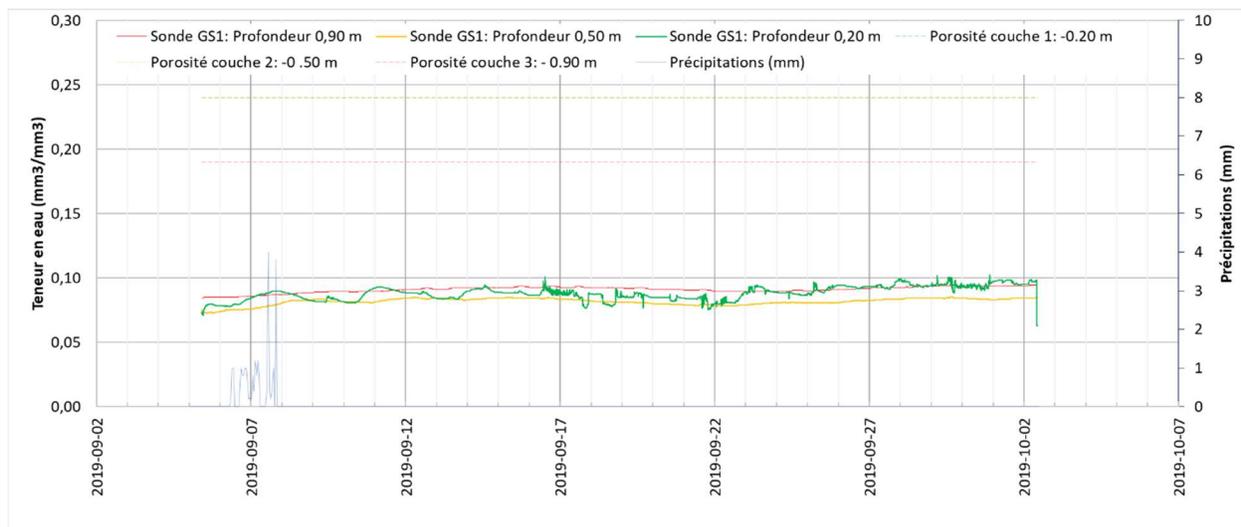


Figure 5-23 : Évolution des teneurs en eau volumique et des précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW3.

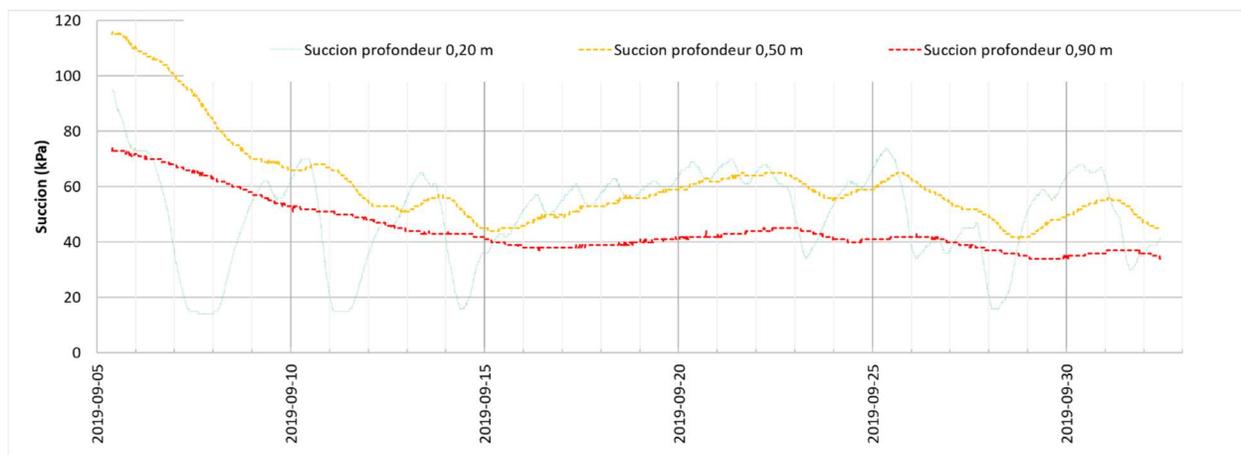


Figure 5-24 : Succions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW3 à 90 cm (rouge), 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur.

### 5.3.1.3 Évolution de la teneur eau/succion à la station PW4 (milieu-haut de pente)

L'évolution de la TEV et de la succion au droit de la station PW4 enregistrées du 5 septembre au 2 octobre 2019 sont présentés aux figures 5-25 et 5-26.

La TEV est en générale plus faible (autour de 0,07) qu'aux stations PW2 et P23 (0,09 en moyenne). Elle demeure assez stable tout au long de la période. La TEV est de 0,07 dans la couche de surface, de 0,08 dans la couche 2 et de 0,07 à 0,09 dans la couche 3 pendant la période de mesure. La succession des épisodes de pluie entraine une augmentation de la TEV de 0,02. Pour le reste de la période étudiée, des pics de TEV sont enregistrés dans la couche 1 et dans la couche 2. Ces variations sont au maximum de 0,02 ce qui entre dans l'incertitude de mesure des sondes. L'évolution de la TEV n'est donc pas significative durant cette période. Les données de succion enregistrées jusqu'au 11 septembre ne sont pas cohérentes. Elles sont censées varier comme la TEV de la même couche. Les courbes de succion dans la couche 1 et 2 sont identiques à celles enregistrées pour la station PW3. La succion dans la couche 3 tend à se stabiliser autour de 20 kPa, soit une valeur inférieure à la station PW3. Le gradient de succion est quasiment inexistant dans cette couche.

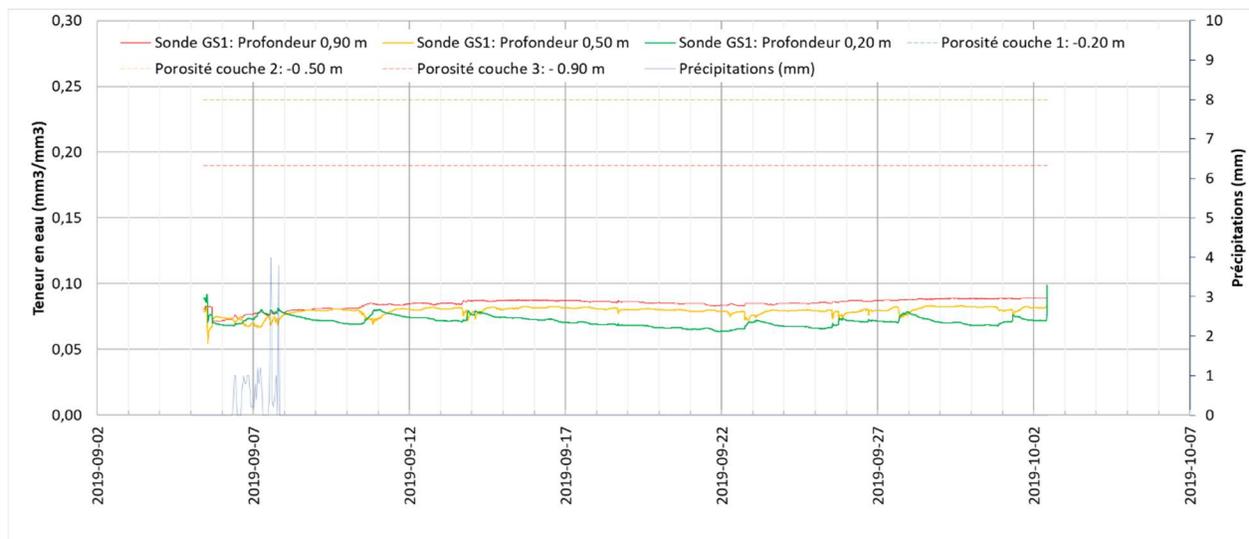


Figure 5-25 : Évolution des teneurs en eau volumique et des précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW4.

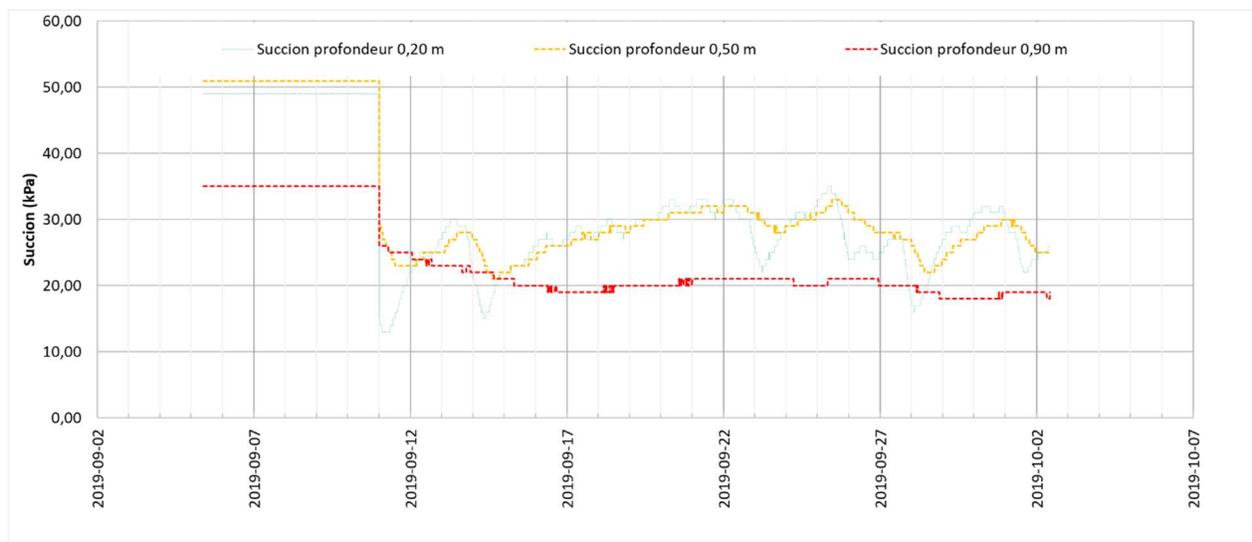


Figure 5-26 : Succions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW4 à 90 cm (rouge) , 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur.

#### 5.3.1.4 Évolution de la teneur eau/succion au droit de la station PW5 (haut de pente)

Les données de TEV et de succion sont présentées aux figures 5-27 et 5-28. Les TEV sont en moyenne de 0,10 dans la couche 1, de 0,08 dans la couche 3 et de 0,07 dans la couche 2. Les variations de TEV sont atténuées par rapport à celles observées à la figure 5-21. Le front d'infiltration est observé 3 heures après le début de l'essai. L'arrivée du front de mouillage dans la couche 2 est observée 4 heures après le début de l'essai. L'augmentation de la TEV dans troisième couche 3 est observée 1 heure après le début de l'essai, ce qui ne correspond pas aux résultats des autres stations. La succion diminue simultanément dans les couches 2 et 3 jusqu'au 17 septembre 2019 indiquant un gradient de succion descendant et donc un écoulement de la couche 2 vers la couche 3. La variation de succion est plus marquée dans la couche 1. Ces variations montrent des venues d'eau sporadiques. L'évapotranspiration a pu entrainer une variation importante de la succion de surface. Enfin, les succions dans les couches 2 et 3 sont stables à partir du 17 septembre 19. Il est donc supposé qu'aucun transfert d'eau significatif ne se produit pendant cette période.

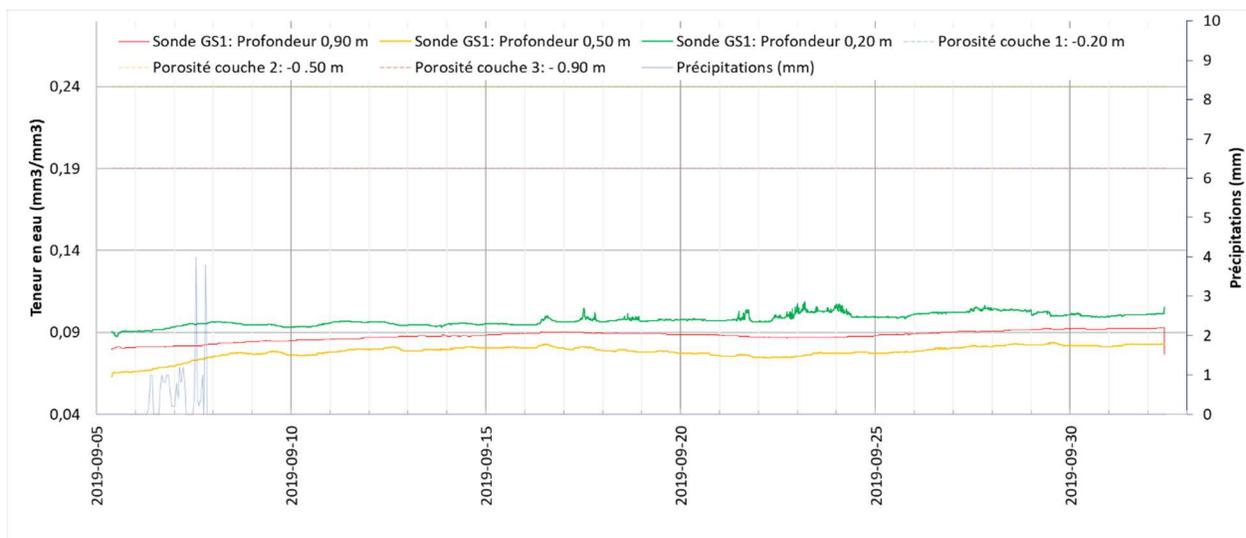


Figure 5-27 : Évolution des teneurs en eau volumique et des précipitations mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 à la station PW5.

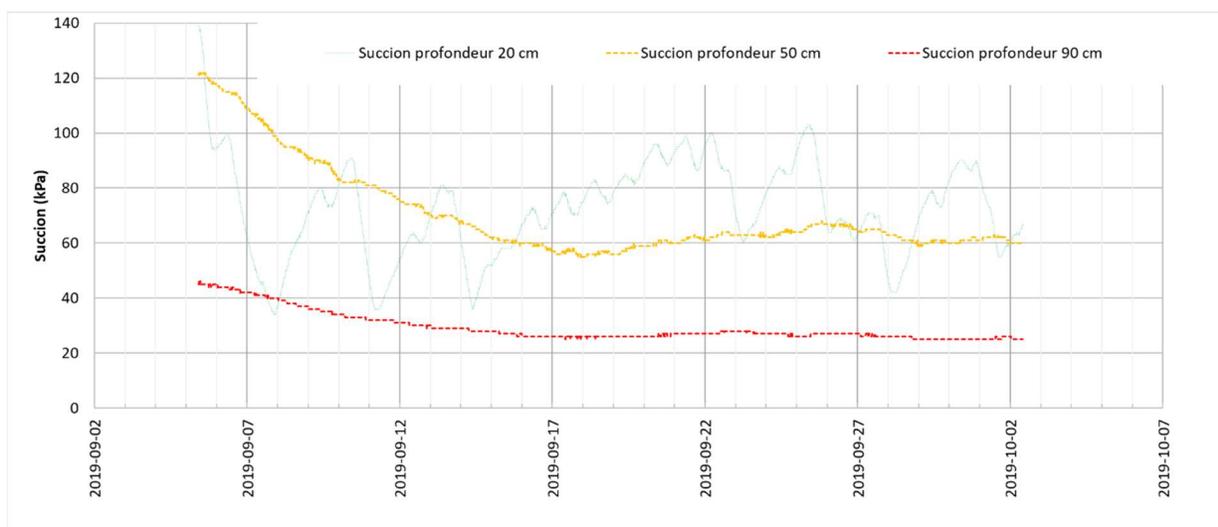


Figure 5-28 : Suctions mesurées du 5 septembre 2019 au 2 octobre 2019 au droit de la station PW5 à 90 cm (rouge), 50 cm (orange) et 20 cm (vert) de profondeur.

## CHAPITRE 6 INTERPRÉTATIONS DES RÉSULTATS ET DISCUSSION

Cette section présente des résultats complémentaires et des interprétations qui permettent de mieux comprendre le comportement hydrogéologique et hydrologique du système de recouvrement testé.

### 6.1 Comparaison des CRE prédites et mesurées au laboratoire et in situ

Comme décrit dans la section 2.4.1, la CRE peut être obtenue en mesurant simultanément la teneur en eau volumique et la succion à l'aide de deux senseurs installés l'un près de l'autre (Bussière, 2007). Les résultats des TEV et des succions de terrain compilées ont été présentés au chapitre 5. Un contrôle de qualité des données a dû être effectué afin d'éliminer les valeurs aberrantes. Typiquement cela se présente lorsqu'il y a une variation importante de la succion (valeurs  $>$  à l'AEV du matériau) alors que les valeurs de TEV restent quasiment identiques et inversement. Les données ont donc été filtrées et éliminées pour la suite de l'interprétation. Les résultats des mesures de terrain de la TEV et de la succion sont présentés à la figure 6-1 pour l'essai de mouillage et à la figure 6-2 pour le suivi en condition naturelle.

Les mesures de TEV et de succions des stations PW5 à PW2 sont présentées à la figure 6-1. Les données sélectionnées correspondent aux TEV et succions maximales et minimales enregistrées pour chaque station, à toutes les profondeurs pendant et après l'essai de mouillage. La figure 6-1 présente également les CRE lissées à partir des mesures au laboratoire avec le modèle de van Genuchten (1980) pour le stérile 0/19 mm et 0/50 mm. Les données mesurées dans la couche de déviation à 50 cm de profondeur (croix rouges) sont proches des valeurs mesurées en laboratoire. Les données à 20 cm de profondeur sont plus éparpillées mais restent fidèles à la CRE 0/19 mm mesurées en laboratoire. Les données à 90 cm de profondeur prisent dans la 0/50 mm sont loins des valeurs mesurées au laboratoire. La porosité mesurée dans cette couche lors de la construction ( $n = 0,18$ ) est inférieure à la porosité moyenne mesurée en colonne ( $n = 0,24$ ) ce qui peut augmenter la rétention du matériau. De plus, la mesure de la TEV et de la succion par les senseurs dans un tel matériau sont difficiles, ce qui pourrait expliquer également les écarts.

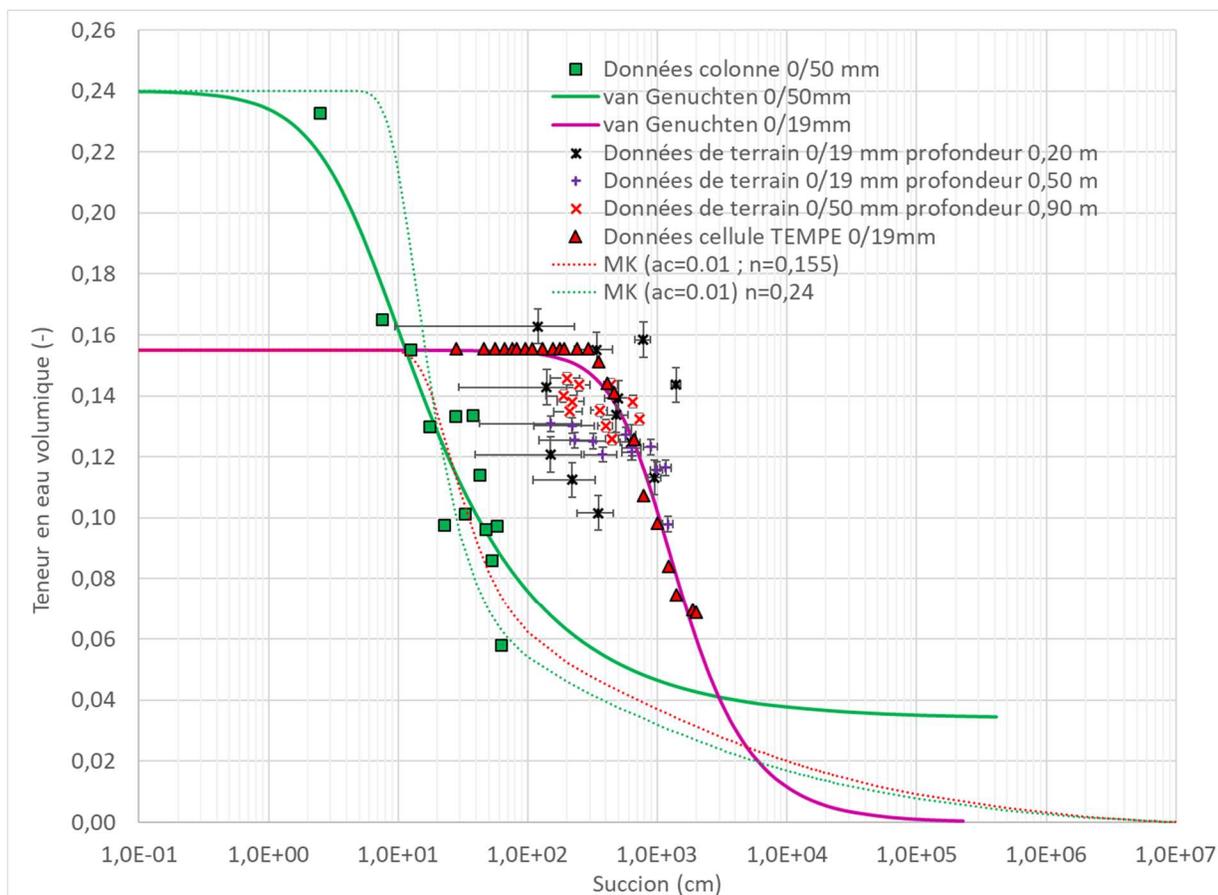


Figure 6-1 : Comparaison des CRE mesurées au laboratoire et les données enregistrées sur le terrain aux stations PW2, PW4 et PW5 pendant l'essai de mouillage.

Les données de la couche de déviation (0/19 mm) enregistrées en condition naturelle pour les stations PW2, PW4 et PW5 sont compilées à la figure 6-2. Les points de mesures ont ensuite servi à tracer les CRE à l'aide du logiciel RETC (van Genuchten, 1980) à partir de la valeur de porosité estimée pour chaque jeu de données. Les porosités  $n$  les plus représentatives varient de 0,15 à 0,21, ce qui est légèrement en dessous de la porosité moyenne obtenue à l'aide du nucléodensimètre ( $n = 0,23$ ). Considérant que les matériaux ont été placés à teneur en eau très faible ( $\approx 2$  à 3%), il est possible que la teneur en eau volumique maximale suite aux événements de précipitations soit légèrement inférieure à la porosité en raison de l'air emprisonné. De façon générale, les courbes tracées pour les mesures in situ avec RETC sont en accord avec la CRE mesurée en laboratoire, mais avec une porosité supérieure. Les CRE avec les porosités situées entre 0,15 et 0,17 ont une AEV équivalente à celle mesurée en laboratoire (30 kPa ou 300 cm d'eau). Pour les courbes des points des stations PW2 à -0,50m et PW4 à -0,20 m qui ont les porosités les plus élevées, tel

qu'attendu, les valeurs de l'AEV (autour de 10 kPa ou 100 cm d'eau) sont inférieures à la CRE de laboratoire. On remarque également que les points mesurés sur le terrain sont en général plus dispersés. L'effet d'hystérésis (voir section 2.4.3) (Maqoud et al., 2006, 2012) peut expliquer en partie cette tendance étant donné que le stérile 0/19 mm des couches de la cellule expérimentale a été exposé à davantage de cycle de mouillage/drainage en condition naturelle contrairement à l'essai en cellule Tempe mesurée en drainage seulement.

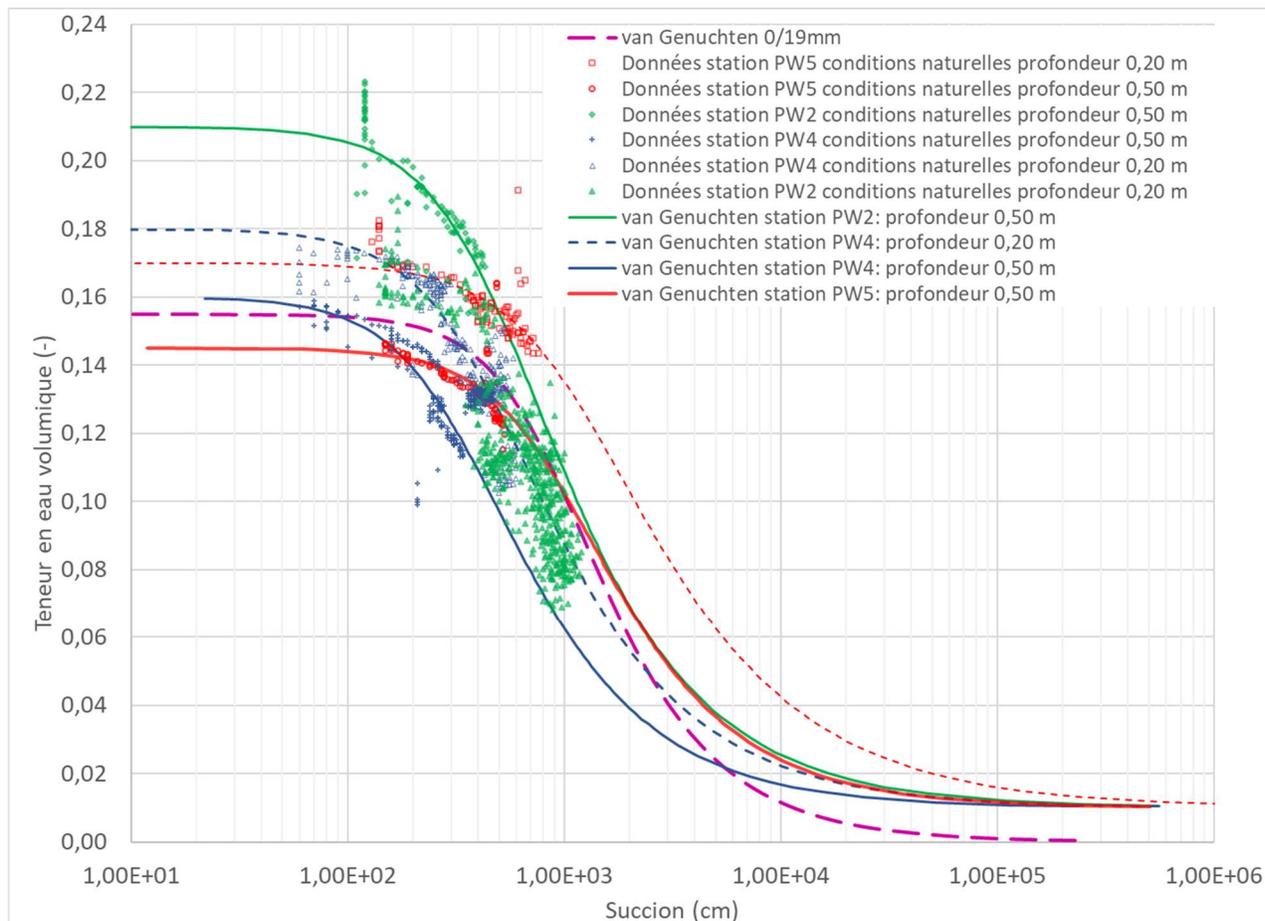


Figure 6-2 : CRE in situ lissées avec le code RETC (van Genuchten, 1980) pour la couche de déviation en 0/19 mm. En rouge : les points mesurés à la station PW5; en vert : à la station PW2 et en bleu : à la station PW4. La CRE obtenue en cellule Tempe est aussi représentée (n=0,16).

## 6.2 Analyse quantitative du ruissellement

### 6.2.1 Débits mesurés et précipitations

L'objectif de cette analyse est d'évaluer l'influence de l'inclinaison et de la longueur de pente sur le ruissellement. Les niveaux d'eaux stockées dans les cuves pour les pentes à 10 et 20% ont été comparés aux précipitations enregistrées au moyen de la station météo. Les niveaux d'eaux ont été enregistrés par des sondes DIVER et corrigés avec la sonde barométrique installée sur l'une des cuves de stockage. La pente à 10% disposait d'une seule cuve de stockage munie d'une sonde DIVER. La pente à 20% disposait de trois cuves de stockage positionnées côte à côte fonctionnant en trop plein avec une sonde installée dans la dernière cuve (cuve 3) (Figure 6-3). Les volumes des deux premières cuves étaient relevés toutes les deux semaines. Pour plus de précision, seules les hauteurs d'eau mesurées dans la cuve 3 (pente 20%) et la cuve de la pente à 10% sont présentées à la figure 6-3. Ces données sont présentées en fonction du temps à la figure 6-3. Les vidanges des cuves et les principaux évènements de précipitations apparaissent également sur celle-ci. Le stockage maximal de la cuve 3 de la pente inclinée à 20% est atteint le 25 juin 2019. Deux vidanges ont été effectuées durant cette période, le 13 et le 27 juin 2019. Les données de précipitations ne sont pas représentées avant le 13 juin, date à partir de laquelle la station météorologique a été mise en service.

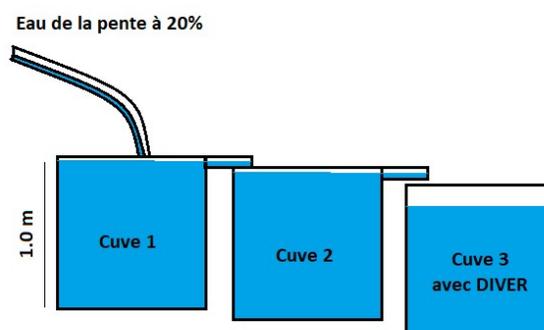


Figure 6-3 : Disposition des cuves de stockage pour la pente à 20%.

Les niveaux d'eau dans les cuves 1 et 2 de la pente à 20% n'ont pas été enregistrés en continu par un DIVER. Ils ne sont donc pas représentés sur la courbe à la figure 6-4. Les 3 cuves avaient été vidées le jour d'avant au matin (13 juin 2019). Le même jour dans la soirée, les cuves 1 et 2 ont été remplies par les deux épisodes de pluie de 10,6 mm/h et de 5mm/h. La hauteur d'eau enregistrée

par le DIVER à partir du 14 juin 2019 est donc cumulée à la hauteur d'eau des cuves 1 et 2 ( $h=2,0$  m). Le niveau d'eau de référence à compter du 14 juin 2019 est de  $2,88 \text{ m}^3$  (somme des volumes des cuves 1 et 2 remplies), date à partir de laquelle l'eau commence à se stocker dans la troisième cuve (trait noir discontinu).

A partir de ces données, 6 épisodes ont été choisis en fonction de l'augmentation des niveaux d'eau suite aux événements de précipitations (parties verticales des courbes à la figure 6-4). L'épisode 6 ne concerne que les données de la cuve de la pente de 10%. Les volumes d'eau stockés par heure dans les cuves ont été calculés avec la surface de la cuve ( $1,2 \times 1,2$  m). Les volumes des précipitations tombées sur chacune des surfaces de la pente étudiée ont été calculés. La surface de la pente inclinée à 20% était de  $138 \text{ m}^2$  ( $30 \text{ m} \times 4,6$  m de largeur) et de  $36,8 \text{ m}^2$  ( $8 \text{ m} \times 4,6$  m de largeur) pour celle inclinée à 10%. Les données interprétées sont présentées à la figure 6-5 avec les résultats des volumes d'eau récupérés par heure dans les cuves de stockage. Les courbes de tendances ont été tracées selon les données interprétées par cuve et par pente.

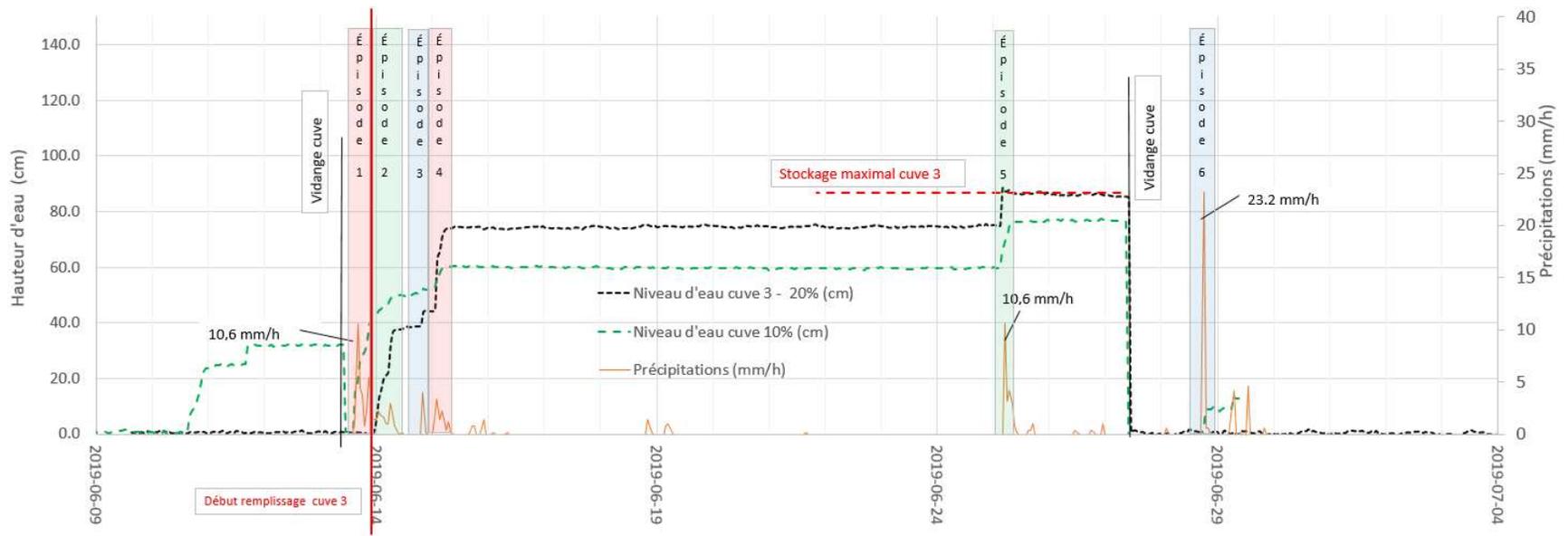


Figure 6-4: Évolutions des hauteurs d’eau dans les cuves de stockage pour la portion étudiée inclinée à 20% (pointillés noirs) et 10% (pointillée verts) enregistrées par les sondes DIVER en fonction des précipitations (orange). Les traits noirs continus représentent les vidanges des cuves effectuées le 13 et le 27 juin 2019. Le trait continu rouge représente le début du remplissage de la cuve 3 de la pente inclinée à 20%.

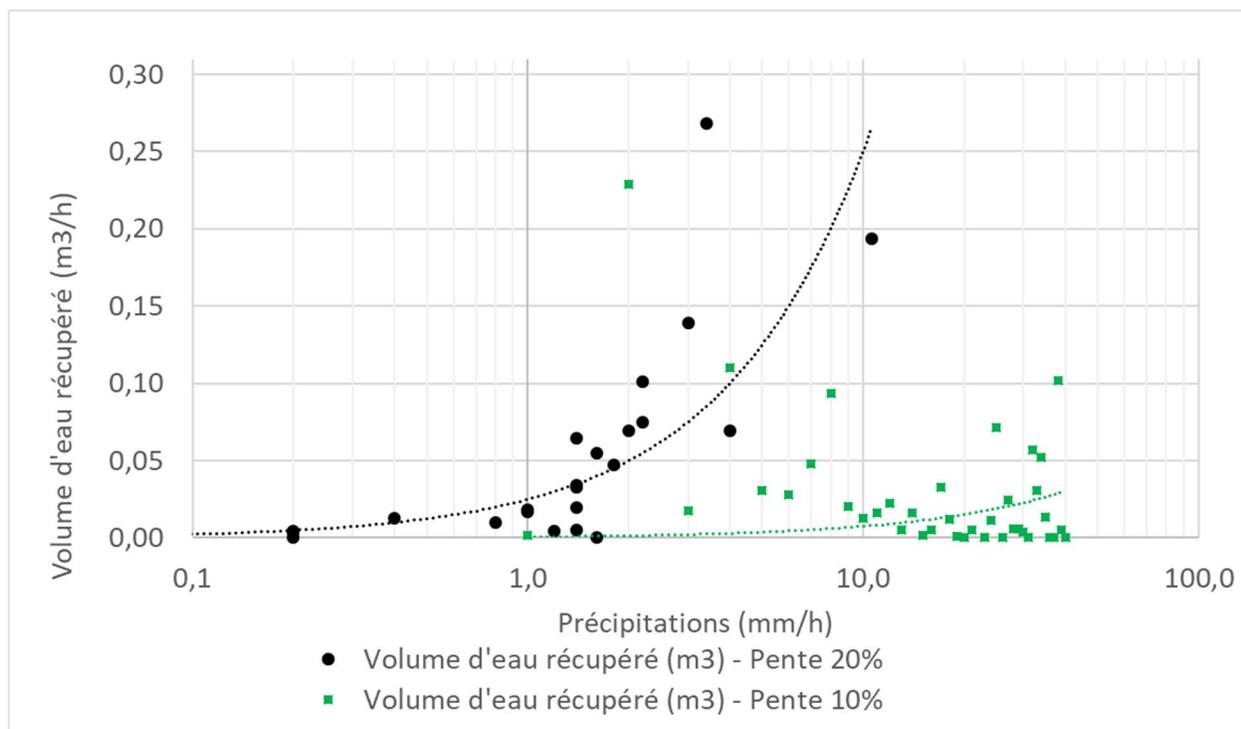


Figure 6-5 : Comparaison des volumes d'eaux récupérés par heure ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) en fonction des précipitations par heure ( $\text{mm}/\text{h}$ ) selon l'inclinaison de la surface.

## 6.2.2 Effet de la longueur de pente sur le ruissellement

La section 1.1.1 a montré que le ruissellement est plus important le long de la pente inclinée à 20%. Aussi, pour un même taux de précipitations, le volume d'eau récupéré est habituellement supérieur pour la pente inclinée à 10%. Toutefois, les valeurs sont mesurées pour des pentes de surfaces différentes, donc de longueurs différentes. Un facteur de surface équivalent a ainsi été déterminé, égal au rapport entre la surface de la pente inclinée à 10% et 20%, soit  $K_{SE} = 3,75$ . Ce facteur a été appliqué aux données de la section 1.1.1. En considérant que la surface de la pente à 20% est équivalente à celle de 10% et inversement, les volumes de ruissellement ont été recalculés et présentés à la figure 6-6. Pour un plan incliné à 20% de longueur 9 m, les données recalculées montrent que le volume récupéré est plus important et inversement pour une pente de 30 m inclinée à 10%. La longueur de la pente semble donc avoir une influence sur le taux de ruissellement total.

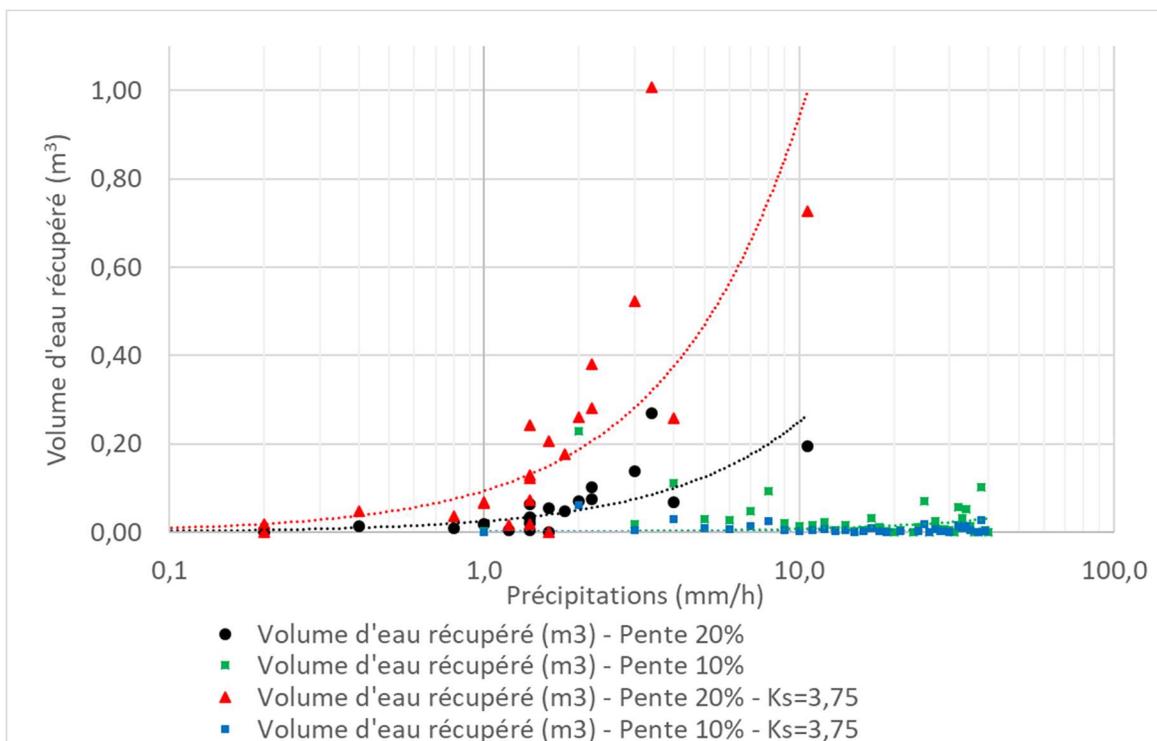


Figure 6-6 : Comparaison des volumes d'eaux récupérés ( $m^3$ ) corrigés avec  $K_{SE}$  en fonction des précipitations (mm/h) selon l'inclinaison de la surface. Les longueurs sont données en mètre linéaire (ml)

### 6.2.3 Estimation de ruissellement par la percolation

Le tableau 6-1 présente les taux de ruissellement estimés au niveau de la station PW2 en fonction de différents taux de précipitations. Les autres stations sont présentées à l'annexe J. La surface de la cellule expérimentale a été découpée en 5 tranches, soit une tranche par station. Le volume d'une tranche pour l'épaisseur de la couche de surface considérée de 0,30 m est égal à  $10,35 m^3$ . La porosité mesurée au droit de chaque station pendant la construction permet d'obtenir le volume poreux par tranche. Les données de teneur en eau  $\theta_{ini}$  et  $\theta_{fin}$  correspondent respectivement à la teneur en eau volumique avant un épisode de pluie et à la teneur en eau volumique maximale mesurés à la suite de l'évènement. On en déduit ensuite la quantité d'eau infiltrée et, donc par différence le taux de ruissellement.

Tableau 6-1 : Taux de ruissellement calculés par la méthode des tranches pour la pente inclinée à 20% au niveau de la station PW2 en fonction de plusieurs évènements de précipitations.

<b>Station PW2 (station au niveau du drain au bas de la pente à 20%)</b>								
Date	05- 09- 2019	28- 06- 2019	29- 07- 2019	08- 08- 2019	21- 07- 2019	22- 08- 2019	13- 07- 2019	29- 06- 2019
PP (mm/h)	24,6	23,21	22,01	22,81	10,6	9,2	6,4	5,2
$\theta_{ini}$ (-)	0,139	0,095	0,076	0,094	0,079	0,119	0,106	0,142
$\theta_{fin}$ (-)	0,155	0,126	0,086	0,127	0,102	0,127	0,115	0,146
$\theta_{fin} - \theta_{ini}$	0,016	0,031	0,01	0,033	0,023	0,008	0,009	0,004
Porosité n (-)	0,22							
Volume/portion (m <sup>3</sup> )	10,35							
Volume poreux (m <sup>3</sup> )	2,296							
Volume eau (m <sup>3</sup> )	0,037	0,071	0,023	0,076	0,053	0,018	0,021	0,009
Hauteur d'eau dans couche (m)	0,001	0,002	0,001	0,002	0,002	0,001	0,001	0,000
Eau infiltrée (mm)	1,065	2,063	0,665	2,196	1,530	0,532	0,599	0,266
Ruissellement	95,67 %	91,11 %	96,98 %	90,37 %	85,56 %	94,21 %	90,64 %	94,88 %

Le tableau 6-1 présente les taux de ruissellement calculés en fonction de la différence de teneur en eau dans la couche de surface avant  $\theta_{initiale}$  et après  $\theta_{finale}$  un épisode de précipitations. La figure 6- 7 présente les taux de ruissellement en fonction de la teneur en eau initiale de la couche de déviation avant l'essai. Les données de la station PW2 sont représentées en rouge à la figure 6-8. La tendance

générale montre que le ruissellement est plus important lorsque la teneur en eau initiale du sol est élevée. L'influence de la teneur en eau initiale dans le sol sur le ruissellement est donc significative. Aussi, le taux de ruissellement calculé lors de l'essai d'infiltration à grande échelle de 95% correspond au taux de ruissellement calculé à partir de la différence de TEV et du volume de la couche sous la station. Le taux de ruissellement mesuré via la différence des TEV pour l'épisode du 14/06/2019 sur la pente à 20% est en moyenne de 90% contre 75% mesuré via les données du DIVER. Cette différence, aussi pour les autres résultats aux dates présentées peut s'expliquer par le défaut d'étanchéité du drain évoqué dans la section 5.2.9.

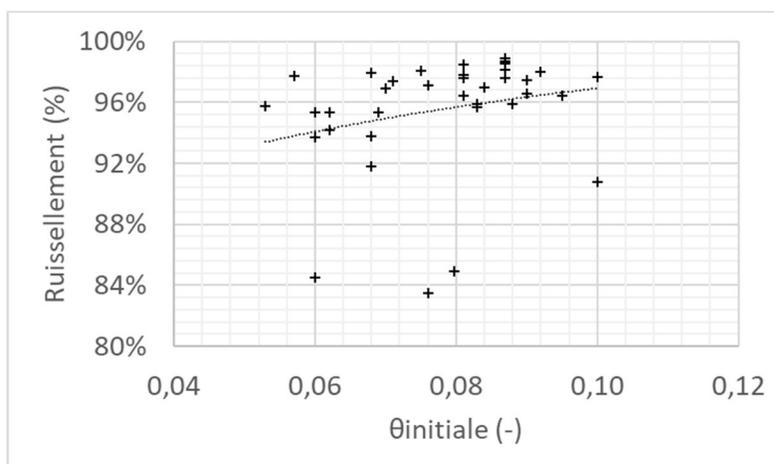


Figure 6-7 : Taux de récupération (%) en fonction de la teneur en eau initiale de la couche de déviation mesurée  $\theta_{\text{initiale}}$  juste avant l'essai de mouillage à grete échelle.

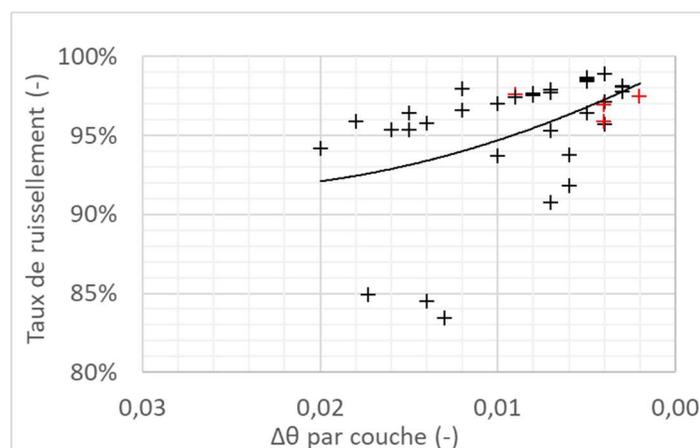


Figure 6-8 : Taux de ruissellement en fonction de la différence de teneur en eau volumique mesurée pour la totalité des stations. Les croix rouges représentent les points mesurés à la station PW2

### 6.2.4 Limites de l'interprétation

Les données ont montré que le taux de ruissellement est plus important lorsque la teneur en eau initiale dans la couche de déviation est plus importante (Figure 6-8). On a aussi remarqué que le ruissellement était plus significatif sur la pente à 20% à partir de 1,5 mm/h de précipitations. En-dessous de cette valeur, avec un taux de  $4,1 \times 10^{-4}$  mm/s, la différence de ruissellement entre les deux pentes n'est plus significative. Dans la section 6.2.2, un facteur de surface équivalente nommé KSE a été calculé. La tendance montre que si la pente de 20% est plus courte le taux de récupération est supérieur à celui de la pente à 10% de même longueur. Toutefois, il y a une limite à cette interprétation. Plusieurs conclusions parfois contradictoires ont été déduites. L'étude de Krusekopf (1943) avance que l'inclinaison de la pente a plus d'effet que la longueur sur le ruissellement. L'étude de Lal (1983) sur un ALFISOL a démontré que le ruissellement décroît avec l'augmentation de la longueur de la pente. A l'inverse, Bryan et Poesen (1989) ont démontré avec plusieurs modèles expérimentaux l'influence de la longueur de la pente sur le ruissellement avec une intensité de pluie similaire à celle l'essai de mouillage. A travers leur ouvrage, les résultats ont montré que pour une pente inclinée à 8% environ, le taux de ruissellement calculé augmente avec la longueur. Toutefois, pour une pente moins inclinée, moins longue et exposée à la même intensité de précipitations, le taux de ruissellement est plus important. Le ruissellement est très difficile à estimer. Toutefois, les études citées précédemment n'ont pas été menées sur un sol de même morphologie. Le ruissellement est donc caractéristique à chaque type de sol et très complexe à estimer. Pour cette étude, au moins deux essais d'infiltration supplémentaires sur la moitié ou le quart de la longueur de la pente à 20% doivent-être réalisés pour valider le fait que la longueur de la pente a un réel effet sur le ruissellement.

### 6.3 Prédiction du ruissellement par méthode in situ ou analytique

Le ruissellement en surface débute à partir du moment où le taux des précipitations excède l'infiltrabilité dans un milieu saturé Dunne et al. (1991); Mein et Larson, (1973). En infiltration, la fonction de la capacité d'infiltration ( $I_c$ ) est supérieure au taux de précipitation ( $I$ ). En ruissellement,  $I_c < I$ .

### 6.3.1 Estimation du délai avant ruissellement

Un essai d'infiltration in situ a été réalisé avec le perméamètre de Guelph à la surface de la cellule expérimentale. Cet essai a été réalisé sur la partie supérieure de la cellule expérimentale inclinée à 10% au niveau de la station de mesure PW6. Un réglage horizontal de la surface a dû être effectué avant le début de l'essai. Les résultats de l'essai sont présentés au tableau 6-2. Ils sont ensuite comparés à la conductivité hydraulique saturée des stériles mesurée sur les stériles miniers concassés 0/19 mm en laboratoire et la conductivité hydraulique à satiété  $k_{fs}$  in situ pour estimer le délai avant que le ruissellement de surface se produise. La capacité d'infiltration est elle aussi estimée selon la méthode analytique de Green et Ampt (1911) et comparée à différents taux de précipitations. D'après nos connaissances de terrain lors de l'essai de mouillage, le ruissellement a été observé entre 30 secondes et 2 minutes après le début de l'essai. Le délai estimé à partir des équation d'infiltration (Figure 6-11) est semblable à celui estimé à partir des résultats de l'essai d'infiltration au perméamètre de Guelph, qui est estimé entre 3 et 6 minutes.

#### 6.3.1.1 Méthode expérimentale au perméamètre de Guelph

Les essais au perméamètre de Guelph ont été réalisés en suivant la méthode proposée par le manuel d'utilisation de l'appareil. Un trou de 15 cm de profondeur sur 6 cm de diamètre a été creusé avec une tarière. L'essai a été mené uniquement au moyen du réservoir interne du perméamètre. Une charge de 5 cm d'eau a été appliquée tout au long de l'essai. Le tableau 2-4 présente les caractéristiques de l'essai d'infiltration avec le perméamètre de Guelph.

Tableau 6-2 : Mesures de l'essai d'infiltration mené avec le perméamètre de Guelph.

Type d'essai	Date de l'essai (jj-mm-aa)	Profondeur d'enfoncement (cm)	Charge constante H appliquée (cm)	Temps (s)	Variation de la charge dans le perméamètre (cm)
Guelph	02-10-19	10	5	0	9
				60	9,1
				120	9,2
				240	9,3
				390	9,4
				540	9,5
				690	9,7
				840	9,8
				960	9,9
				1110	10
				2040	12,8
				3300	16,5
				4200	19
				5700	23,2
6600	25,8				
7500	28,4				

### 6.3.1.2 Résultats et interprétations de l'essai in situ

Les résultats des essais in situ sont présentés à la figure 6-9 et indiquent que le taux d'infiltration est stabilisé à  $2,8 \times 10^{-3}$  cm/s pour l'essai au perméamètre de Guelph (en vert). La différence de l'ordre de trois ordres de grandeur est significative. La conductivité hydraulique à satiété ( $k_{fs}$ ) déterminée à partir des mesures au perméamètre de Guelph est calculée avec l'équation de Reynolds et Elricks (1990) et donne une valeur de  $k_{sat} = 3 \times 10^{-4}$  cm/s. La conductivité hydraulique saturée mesurée au laboratoire dans le perméamètre rigide est égale à  $4,5 \times 10^{-4}$  cm/s, soit quasiment identique, et ce pour une porosité différente de 1%.

En général le taux d'infiltration calculé à partir de l'essai au perméamètre de Guelph est supérieur à la conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  mesurée au laboratoire dans un échantillon de porosité  $n=0,23$  et à la conductivité hydraulique à satiété  $k_{fs}$  (en bleu).

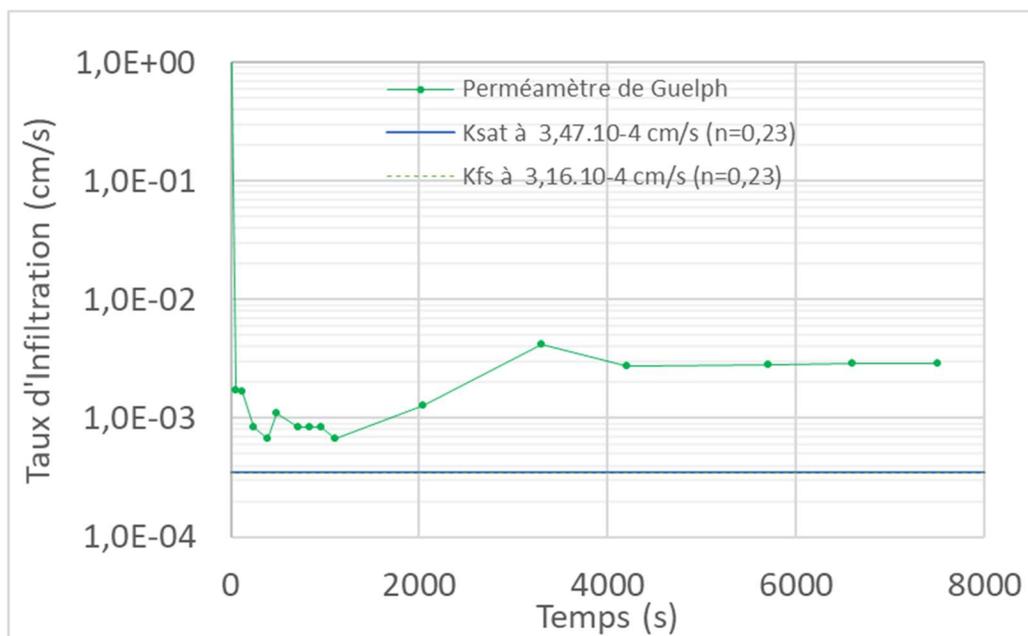


Figure 6-9 : Résultats de l'essai d'infiltration réalisé avec le perméamètre de Guelph. Le délai avant ruissellement est estimé à partir des équations d'infiltration.

Tableau 6-3 : Données de teneur en eau et de succion mesurées par les différentes stations avant le début de l'essai d'infiltration à grande échelle le 5 septembre 2019 à 10h20.

Station	Teneur en eau (-)	Succion (cm)	k (cm/s)
PW5	0,144	1380	6,7E-06
PW4	0,141	490	9,5E-05
PW3	0,124	940	2,2E-05
PW2	0,139	500	9,5E-05

L'estimation du délai avant ruissellement est aussi étudiée avec les équations d'infiltration. Celles-ci présentées dans le chapitre 2 et sont rappelées ci-dessous :

$$f(t) = k \left( \frac{\psi \Delta \theta}{F(t)} + 1 \right)$$

et

$$F(t) = kt \times \psi \Delta \theta \ln \left( 1 + \frac{F(t)}{\psi \Delta \theta} \right)$$

Le processus de résolution pour l'équation  $F(t)$  s'effectue selon le principe de récursivité défini comme la capacité qu'a une fonction à se résoudre en faisant appel à elle-même. Ici, la fonction d'infiltration cumulée  $F(t)$  ne sera pas présentée dans la figure des résultats. Les deux fonctions  $f(t)$  et  $F(t)$  sont fonctions du temps et intègrent quatre paramètres communs  $k$ ,  $\psi$ ,  $\Delta \theta$  (voir ci-dessous) et  $F(x)$ . Les résultats obtenus pour  $f$  et  $F$ , selon la méthode de Todd et Mays (2005), dépendent des paramètres in situ du sol et du modèle en lui-même.

- $k$  représentant la conductivité hydraulique non saturée selon une direction dans le sol (m/s) déterminée à partir de la courbe de perméabilité présentée en figure 6-10 ;
- $\psi$  étant la succion du sol (m) mesurée par station le jour de l'essai de mouillage à grande échelle définie dans le tableau 6-3 ;
- $\Delta \theta$  (m) =  $\theta_{\text{sat}}(0,23) - \theta_{\text{ini}}$  définit comme la différence de la teneur en eau entre l'état hydrique saturé et initial du sol ou physiquement comme la capacité de stockage du sol en eau. Ces

valeurs sont définies dans le tableau 6-5 par station. La porosité du milieu a été moyennée à 0,23.

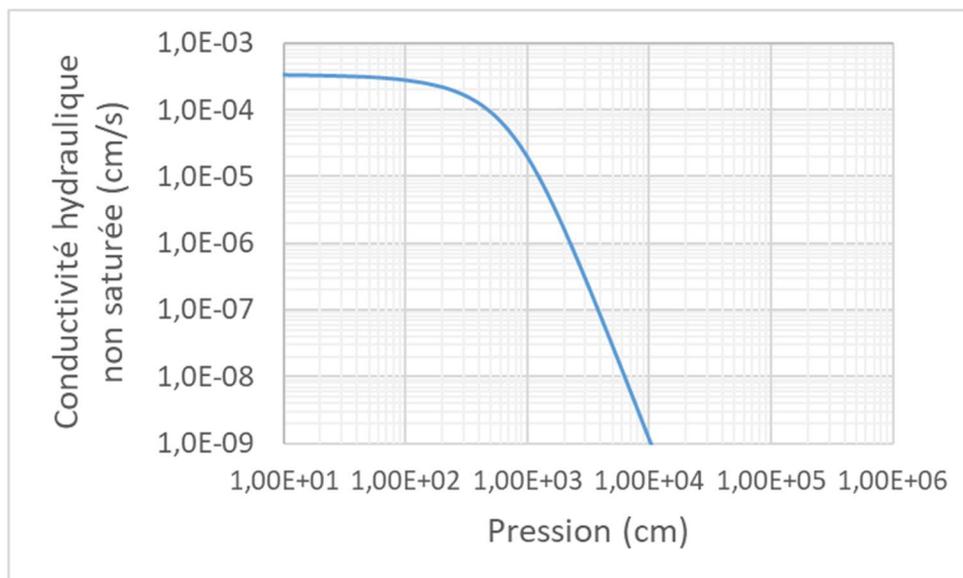


Figure 6-10 : Fonction de perméabilité des stériles miniers concassés 0/19mm.

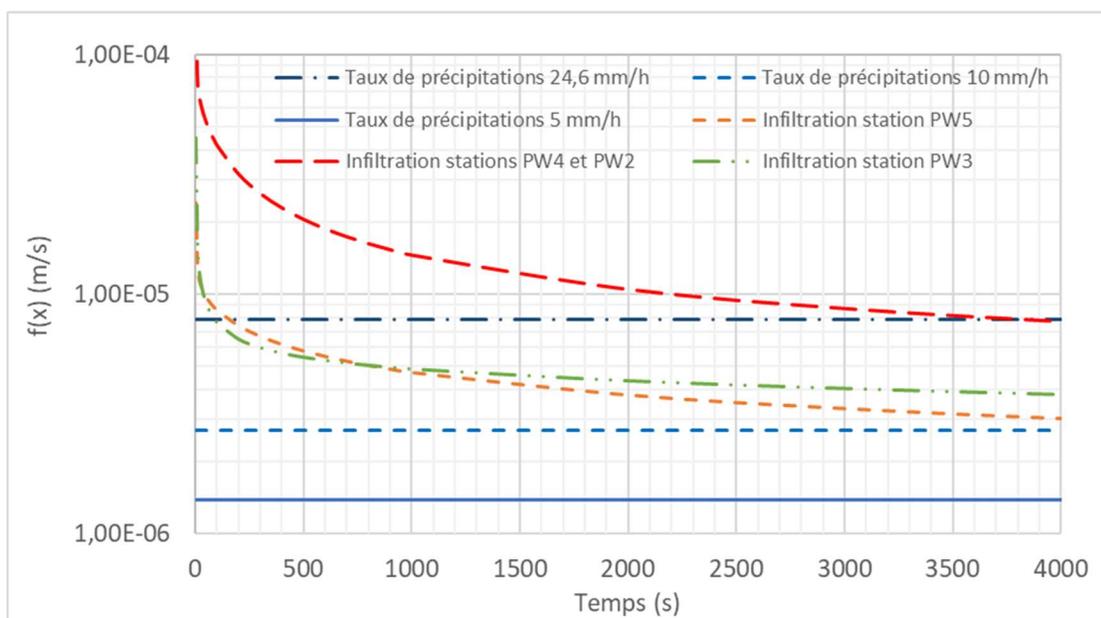


Figure 6-11 : Fonctions des taux d'infiltration  $f(x)$  en m/s calculées selon le modèle de Green et Ampt pour les teneurs en eau (-) et les succions (kPa) des station PW5, PW4 et PW2 et PW3 au démarrage de l'essai de mouillage à grande échelle réalisé le 5 septembre 2019. Sont représentées également les taux de précipitations correspondant à 24,6 mm/h (essai d'infiltration grande échelle, 10 mm/h et 5mm/h).

Les résultats au tableau 6-4 présentent la fonction d'infiltration de Green et Ampt (1911) avec les différents taux de précipitations. A travers cette figure, on peut visualiser l'influence de la TEV et de la succion sur les équations d'infiltration (données présentées au tableau 6-3). Pour un taux de précipitations similaire à celui de l'essai d'infiltration à grande échelle (24,6 mm/h), l'infiltrabilité est dépassée par le taux de précipitations 2 min et 30 secondes après le début du scénario. En réduisant le taux de précipitations à 10 et 5 mm/h, le temps que l'infiltrabilité du sol soit dépassée par le taux de précipitations est repoussé (Figure 6-11). Pendant l'essai d'infiltration réalisé le 5 septembre 2019, le ruissellement sur la pente est apparu 1 à 2 minutes après le début de l'essai. Cette estimation coïncide pour les stations PW5 et PW3 avec ce qui a été observé sur le terrain mais pas avec les stations PW2 et PW4. Les résultats au tableau 6.4 montrent, que plus la succion du sol est importante plus l'infiltration diminue rapidement.

Tableau 6-4 : Valeurs des temps estimés avant l'apparition du ruissellement à l'aide du modèle à base physique de Green et Ampt (1911)

	<b>Taux de précipitations (mm/h)</b>		
	24,6	10	5
Station	Temps estimé avant ruissellement		
PW5	2 min 30 sec	1h23 min	8h15 min
PW4	6min30s	14h	>19h30 min
PW3	<60 sec	4h	>19h30 min
PW2	6min30s	14h	>19h30 min

### 6.3.2 Limite à l'utilisation de la méthode d'infiltration dans la prédiction du délai avant ruissellement

L'utilisation du modèle de prédiction en fonction des caractéristiques du sol étudié (Green et Ampt, 1911) et de l'essai au perméamètre de Guelph montrent que le délai avant le ruissellement calculé pour un taux de 24,6 mm/h est proche de celui observé sur le terrain. Un seul essai a été réalisé, ce qui ne permet pas de conclure sur l'utilisation de cette méthode pour prédire expérimentalement la durée avant laquelle le ruissellement peut se produire et pour quels taux de précipitations. Toutefois les délais estimés sont cohérents avec nos observations sur le terrain. La différence de temps sur le terrain pendant l'essai de mouillage versus ceux obtenus lors des essais d'infiltration au perméamètre de Guelph reste proche.

## 6.4 Modèle conceptuel du mouvement de l'eau dans la cellule

La figure 6-12 présente le modèle conceptuel (basé sur la revue de littérature présentée au chapitre 2 du mouvement de l'eau dans la cellule expérimentale inclinée à 20%). Les couleurs bleu, mauve et rouge correspondent respectivement au ruissellement, à la déviation latérale et à la percolation, respectivement (voir Figure 6-12). En théorie, le système devrait avoir un fort potentiel à dévier l'eau principalement par ruissellement, mais aussi grâce aux effets de barrière capillaire et sa capacité de déviation, jusqu'au point DDL.

Suite à l'interprétation des données enregistrées en conditions naturelles et contrôlées, deux modèles conceptuels sont proposés à la figure 6-13 : le premier pour le cas en conditions naturelles et le deuxième pour le comportement lors d'événements de précipitation importants. Il a été constaté que la cellule dévie davantage d'eau via le ruissellement lorsque le taux de précipitations est élevé (Figure 6-13). En cas de précipitations plus faible et pour une durée d'application plus longue, l'eau s'infiltré davantage ce qui augmente logiquement l'amplitude de la variation de stockage dans la couche 0/19 mm et l'eau pourrait finir par traverser le bri-capillaire en très faible quantité (Figure 6-12). En condition contrôlée (lorsque de fortes précipitations sont appliquées), la composante d'évapotranspiration (ET) est négligée car la durée d'application demeurerait trop courte pour que l'eau s'évapore de façon significative. De ce fait, cette composante du bilan hydrique peut être négligée pour une pluie de forte intensité (22 mm/h dans cette) et lorsque la durée de l'épisode de précipitation est court.

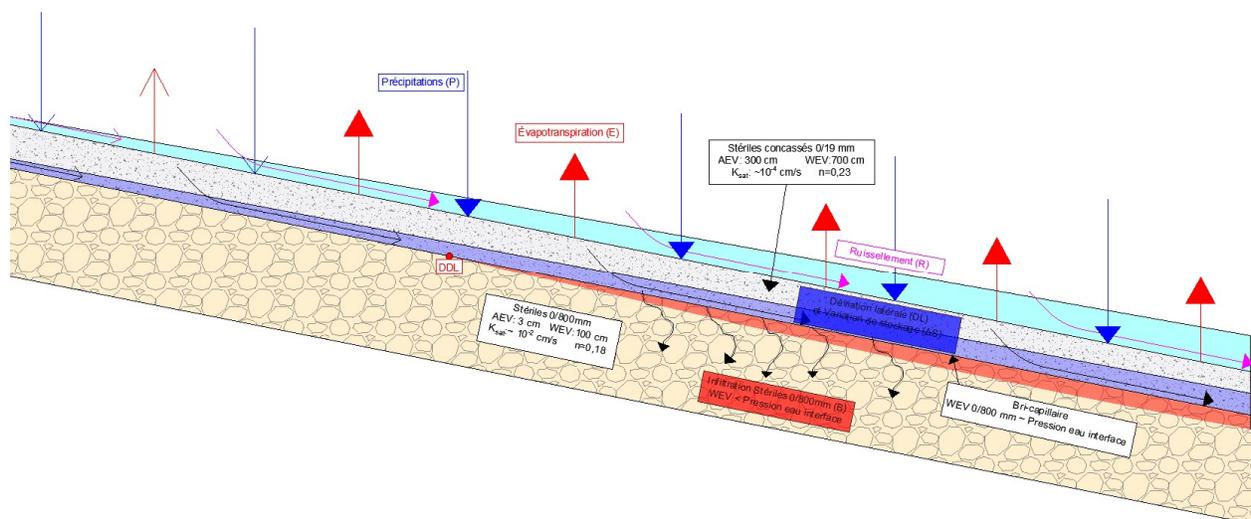


Figure 6-12 : Modèle conceptuel du mouvement de l'eau dans système bi-couche tel qu'étudié dans ce travail.

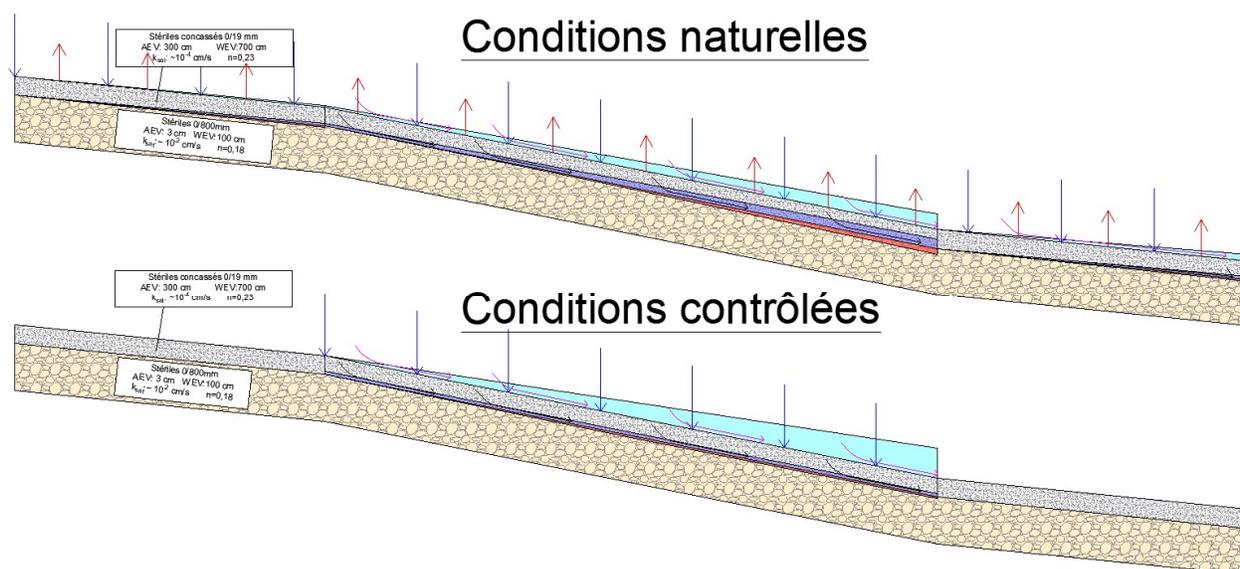


Figure 6-13 : Modèles conceptuels du mouvement de l'eau dans la cellule expérimentale testée en condition naturelle et contrôlée. Les couleurs bleu, mauve et rouge correspondent respectivement au ruissellement, à la déviation latérale et à la percolation.

## 6.5 Autres aspects non discutés

Pour terminer ce chapitre, on discute de quelques aspects connexes qui ont été abordés dans le cadre de ce projet, plus spécifiquement l'érosion de la pente testée et la qualité chimique des eaux de surface récoltée. Les principales contraintes expérimentales observées durant le projet sont également brièvement discutées ainsi que certaines observations pratiques qui pourraient être utiles dans l'optique d'une application sur le terrain à grande échelle.

### 6.5.1 Érosion

Le ruissellement sur les pentes a entraîné de l'érosion. Les particules fines ont été entraînées sur le premier centimètre de couche de surface lors des premiers épisodes de précipitations. Une érosion plus importante a été constatée sur la pente à 20%. Elle est causée par la vitesse du ruissellement liée à la longueur et l'inclinaison de la pente (Kramer et Meyer, 1969). Les particules lessivées ont été retrouvées uniquement dans la première cuve de stockage de la pente à 20%. Il a fallu quelques mois avant que les accumulations de particules retrouvées dans les cuves de stockages se stabilisent. Celles-ci étaient majoritairement silteuses sur une épaisseur de 10 cm ce qui représente environ  $0,15 \text{ m}^3$  sur les 6 mois de mesures équivalent à une perte inférieure à 1% sur la totalité du volume de la couche. Des fissures d'érosion en bifurcation sont également apparues après plusieurs épisodes d'intenses précipitations notamment ceux supérieurs à 20mm/h. La photo 6-1 montre la surface de la cellule expérimentale érodée. La largeur des fissures a pu atteindre une vingtaine de centimètres au niveau des points les plus critiques et une profondeur maximale de 10 centimètres. Elles ont uniquement été observées sur la pente inclinée à 20%. En photo 6-1a) et 6-1b), la fissuration observée en avril 2019 et après l'essai d'infiltration à grande échelle est présentée. Cette tendance a été aussi observée sur un matériau similaire dans l'étude de Defersha, Quraishi, et Melesse (2011). Ils ont montré qu'en appliquant des précipitations de 55 à 120 mm/h sur trois sols de nature différente, selon trois pentes différentes (9, 25 et 45%), le sol majoritairement silteux s'érode plus rapidement, et ce, sur la partie la plus inclinée. Dans leur étude expérimentale, Bryan et Poesen (1989) ont aussi observés des fissures d'érosion similaires pour un taux de précipitations appliqué de 24mm/h. C'est donc l'intensité, l'inclinaison et la longueur de la pente qui sont les principaux facteurs qui affectent l'érosion (Krusekopf, 1943).

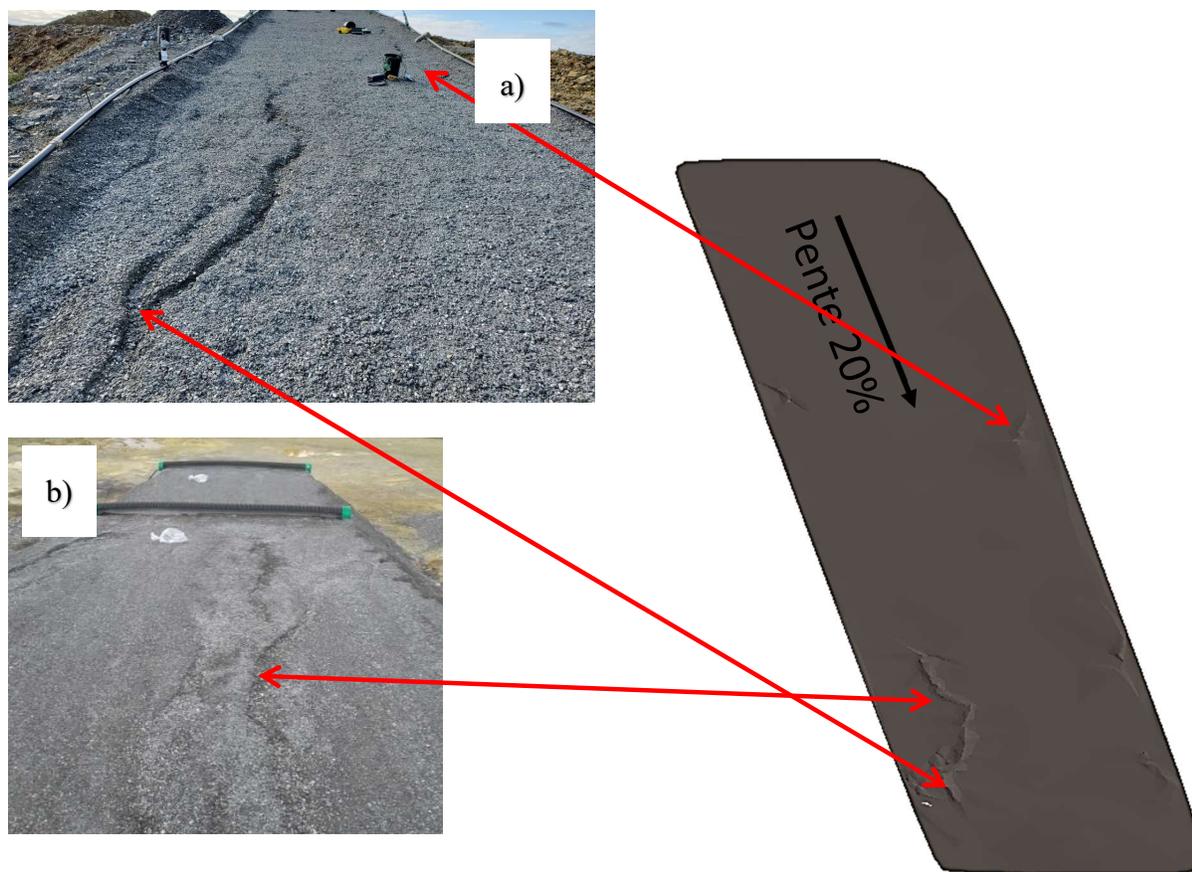


Photo 6-1 a) et b) : Photos et relevé topographique de la surface de la cellule expérimentale après l'essai de mouillage montre l'évolution des fissures d'érosion.

### 6.5.2 Qualité de l'eau de surface

En plus des résultats hydrogéologiques et hydrologiques, les eaux de ruissellement ont été analysées chimiquement par ICP AES, au pH-mètre, au titrimètre et par chromatographie ionique. Les principaux résultats sont présentés au tableau 6-5.

Tableau 6-5 : Principaux résultats des analyses chimiques sur l'eau de ruissellement prélevée dans les cuves de stockage après deux semaines de résidence.

pH	Acidité (gCaCO <sub>3</sub> /eq)	Alcalinité (gCaCO <sub>3</sub> /eq)	Fe (mg/L)	As (mg/L)	Pb (mg/L)	S (mg/L)	Ca (mg/L)	Mg (mg/L)
6,52	5,12	32,16	0,01	<0,06	<0,02	211	243	2,24

Les résultats ont été comparés aux exigences de la directive 019 (Figure 6-14) et indiquent que les exigences sont respectées. Les faibles concentrations en sulfates mesurées à 670 mg/L indiquent qu'il se produit peu d'oxydation dans les stériles compactés 0/19mm. L'utilisation des stériles

0/19 mm comme couche de déviation par le ruissellement pourrait donc permettre de séparer une bonne partie des précipitations (eaux propres) des eaux acides provenant de stériles générateurs d'acide.

PARAMÈTRE	COLONNE I CONCENTRATION MOYENNE MENSUELLE ACCEPTABLE	COLONNE II CONCENTRATION MAXIMALE ACCEPTABLE
Arsenic extractible	0,2 mg/l	0,4 mg/l
Cuivre extractible	0,3 mg/l	0,6 mg/l
Fer extractible	3 mg/l	6 mg/l
Nickel extractible	0,5 mg/l	1 mg/l
Plomb extractible	0,2 mg/l	0,4 mg/l
Zinc extractible	0,5 mg/l	1 mg/l
Cyanures totaux	1 mg/l	2 mg/l
Hydrocarbures (C <sub>10</sub> -C <sub>50</sub> )	-----	2 mg/l
Matières en suspension	15 mg/l	30 mg/l

1 Selon la nature du minerai, du procédé, des résidus miniers ou selon le calcul des objectifs environnementaux de rejet (voir section 1.4.2), d'autres exigences au point de rejet de l'effluent final pourraient s'ajouter en vertu de l'article 20 de la Loi lors de la délivrance du certificat d'autorisation.

Figure 6-4: Exigences au point de rejet de l'effluent final (MDDEP, 2012)

### 6.5.3 Contraintes expérimentales rencontrées

Plusieurs problématiques ont été recensées durant la campagne de caractérisation et de mesures sur le terrain. Parmi celles-ci, les principales sont :

- Suite à des évènements pluvieux extrêmes, les systèmes de collecte sous-dimensionnés et des bermes de sécurité qui n'ont pas été construites directement sur la surface de recouvrement ont induit une perte importante des eaux de ruissellement. Pour contrer ces problématiques, des bermes ont été construites de chaque côtés de la cellule expérimentale afin d'endiguer le flux d'eaux de ruissellement. Le volume de stockage des eaux de ruissellement prévu au départ a été multiplié par cinq passant 0,8 à 4 m<sup>3</sup>.
- Certains boîtiers de mesures in situ se sont également mis en défaut à de multiple reprises, provoquant ainsi une perte sporadique des données. Ces défauts étaient principalement liés à l'âge du boîtier et, aux conditions d'expositions. Pour ce projet, les boîtiers fonctionnaient avec des piles. Toutefois avec les variations importantes de températures les piles ne tenaient pas correctement la charge. Opter pour un système avec des boîtiers équipés de panneaux solaires peut être une solution adéquate et « plus verte ».
- Les données de densité en place mesurées par le nucléodensimètre correspondaient bien à l'objectif fixé. Toutefois, dans les CRE in situ construites avec les données de TEV et succions, celles-ci montrent que la porosité est inférieure aux valeurs mesurées par le nucléodensimètre. Bien entendu, cette mesure de porosité estimée est à l'échelle du volume d'influence de la mesure de la sonde GS1 qui est beaucoup plus petit que celui du nucléodensimètre. La porosité autour des sondes a pu être influencée avec le compactage effectué lors de leurs installations. En résumé, il n'est pas facile de connaître la porosité in situ de la cellule expérimentale. Les propriétés du stérile concassé devrait être établie sur le terrain plutôt qu'au laboratoire.
- Le fait d'avoir mis qu'une seule sonde Diver pour la pente à 20% a entraîné une perte de précision des volumes de ruissellement mesurés. Si c'était à refaire, une sonde serait installée dans chaque cuve de stockage.
- Pendant l'interprétation des résultats, on a remarqué qu'un taux de précipitations enregistré toutes les heures est imprécis. Par exemple, il est possible que l'intensité d'un évènement

de précipitations soit plus ou moins rapide. Plus spécifiquement, pour un évènement de 55 mm/h par exemple, il serait préférable le temps de l'enregistrement des précipitations doit être resserré.

## CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 7.1 Conclusions

Dans le cadre de la restauration de la halde Sud de la mine Doyon Westwood, ce projet de recherche visait à évaluer la performance d'une couche composée de stériles miniers concassés 0/19 mm compactée à contrôler les écoulements par le mécanisme de ruissellement et par déviation grâce aux effets de barrière capillaire. La couche de déviation reposait sur une couche support en stériles miniers en vracs 0/800 mm. En rappel, les objectifs principaux de cette étude étaient de :

- Déterminer les propriétés hydrogéologiques et géotechniques des stériles de la mine Westwood (fraction 0/19 mm et 0/50 mm tamisé à partir du 0/800 mm) au laboratoire;
- Concevoir, construire et instrumenter une cellule expérimentale afin de tester le concept en condition réelles;
- Réaliser le suivi hydrologique et hydrogéologique en conditions naturelles et procéder à l'analyse du comportement in situ;
- Réaliser un essai d'infiltration à grande échelle en conditions contrôlée afin de simuler des conditions de précipitation intenses et analyser le comportement lorsque ces conditions particulières sont appliquées.

Les propriétés hydrogéologiques des deux gammes stériles miniers ont été déterminées par des essais de conductivités hydrauliques au perméamètre à paroi rigide et en colonne. Les CRE de chaque matériau ont été déterminées en cellule Tempe pour le 0/19 mm et en colonne PEHD pour le 0/50 mm à 3 porosités (0,19, 0,25 et 0,30). L'AEV mesuré était de 300 cm pour le 0/19 mm et de 2 cm pour le stérile 0/50 mm. Les conductivités hydrauliques saturées pour le stérile concassé 0/19 mm ont été mesurées à  $2,0 \times 10^{-5}$  cm/s pour  $n=0,14$  et  $3,4 \times 10^{-4}$  cm/s pour  $n=0,23$  et à  $1,6 \times 10^2$  cm/s pour  $n=0,19$  à charge constante pour le stérile minier 0/50 mm. Pour les deux stériles, les conductivités ont aussi été prédites à l'aide du modèle KCM aux porosités associées. Les différences des  $k_{sat}$  entre les valeurs prédites et mesurées en laboratoire étaient inférieures à un demi-ordre de grandeur. Les conductivités hydrauliques saturées et les AEV mesurée pour le 0/50 mm et pour le 0/19 mm sont clairement des propriétés qui peuvent générer un bris capillaire lorsque les deux matériaux sont superposés. Cependant, les AEV pour les stériles miniers 0/19 mm

mesurées sur le terrain sont différents des valeurs mesurées en laboratoire. Les résultats sur le terrain ont démontré que la CRE du 0/19 mm était plus proche de celle du 0/50, ce qui pourrait réduire la capacité à dévier l'eau par les effets de barrière capillaire.

La construction de la cellule instrumentée a duré 15 jours. La conception se résume à une couche support de 1,50 mètre d'épaisseur en stériles 0/800 mm sur laquelle reposait une couche de stériles miniers concassés 0/19 mm. Deux inclinaisons ont été ajoutées lors de la phase de conception pour pouvoir étudier le ruissellement sur l'une et l'autre. La couche de support a été mise en œuvre en 3 couches successives de 50 cm d'épaisseur et la couche de déviation en 2 couches de 30 cm. Les résultats des contrôles in situ effectués au nucléodensimètre sur la couche de déviation ont mis en évidence la capacité à atteindre un compactage uniforme dans toute la couche de 0/19 mm. La cellule était équipée de 6 stations de mesure (PW1 bas de pente, à PW6 haut pente). Chaque station mesurait la TEV et la succion à 20, 50 et 90 cm de profondeur. Une station météo a été installée en juin 2019 pour améliorer la précision des mesures de précipitations. Deux drains latéraux ont été installés pour capter et diriger les eaux de ruissellement des pentes à 20 et 10% vers des cuves de stockage. Les plus gros épisodes de pluie fin 2018 début 2019 ont mis en évidence que l'eau ruisselle en bas de la pente à 20% sur les côtés de la cellule faussant ainsi la mesure des volumes d'eau stockés dans les cuves. Pour pallier à cette erreur de conception, des bermes ont été construites au début de l'été. Le drain installé en bas de la pente à 20% a dû être réparé après un dysfonctionnement d'étanchéité. Ainsi, après une période d'ajustement, la cellule expérimentale a pu réaliser complètement son rôle et permettre de mieux comprendre la capacité de déviation de l'eau du système de recouvrement testé.

Les données de TEV et de succion ont été suivies de fin 2018 à septembre 2019. Les sondes ont en majorité bien fonctionnées. Les résultats ont montré une certaine sensibilité de la sonde la plus proche de la surface aux variations de la succion et de la TEV dans la couche 1. Ces variations ont tendance à s'estomper avec la profondeur avec l'équilibre des flux dans le sol. Les succions mesurées près de l'interface entre le 0/19 mm et le 0/50 mm en conditions naturelles et contrôlées (environ 25 kPa ou 250 cm) sont loin des valeurs de WEV du matériau grossier (3 cm soit 0,3 kPa) ce qui laisse sous-entendre qu'il n'y aurait pas d'infiltration à travers le système de recouvrement. L'analyse statistique a permis de démontrer que la TEV est supérieure à l'automne 2018 qu'à l'été 2019. Aussi, il a été démontré par des analyses statistiques que la différence des TEV entre ces deux saisons est significative sur toute l'épaisseur du recouvrement. Le recouvrement en 0/19 mm

stocke donc les eaux durant les périodes plus humides et la relargue dans la période plus sèche. À noter qu'on ne voit pas de différence significative en terme de comportement hydrogéologique du recouvrement en fonction de la localisation dans la pente.

Les résultats ont montré les CRE obtenues à partir de mesures in situ correspondent relativement bien à celle obtenue au laboratoire, confirmant la validité des résultats obtenus. Les porosités estimées pour le matériel mis en place sur le terrain (à partir des CRE) sont légèrement supérieures à celle de l'essai de laboratoire, ce qui expliquerait en bonne partie les différences entre la CRE de laboratoire et celles in situ.

Le suivi du ruissellement en condition naturelle a montré que l'eau est plus déviée sur la pente à 20% (Figure 7.1). Une différence de 10% à 20% sur les volumes totaux mesurés le confirme. Les valeurs ont été relevées à un intervalle trop long ce qui a réduit la précision de nos mesures. Tel que mentionné auparavant, la perte d'eau au niveau du drain en bas de la pente à 20% a également eu un impact sur la qualité des mesures. Les chiffres avancés sont donc sécuritaires (autrement dit le ruissellement pourrait être plus important que celui rapporté). L'étude a également démontré que la pente à 20% dévie plus d'eau, environ 20% en plus. L'analyse des résultats ont conduit à déterminer qu'à partir de 1,5 mm/h de taux de précipitations, le ruissellement était plus important sur la pente à 20%. Au total, il a été estimé que la pente à 20% pourrait dévier plus de 50% des eaux si les précipitations sont supérieures à 1,5 mm/h et sur une durée de trente minutes ou moins. La pente à 10% peut dévier facilement 30% des eaux de pluie peu importe l'intensité.

L'essai d'infiltration à grande échelle qui s'est déroulé sur la pente à 20% avec un taux d'application homogène de 24 mm/h appliqué pendant 3 heures a permis de valider que sous un épisode aussi intense, similaire à un épisode extrême avec une récurrence de l'ordre de 75 à 100 ans, l'eau est déviée à 95 %. Cette valeur concorde bien avec le taux de ruissellement de 95% calculé à partir de la variation de TEV dans le volume de la couche 1 sous chaque station (section 7.2.3). L'analyse de cette méthode a aussi montré que le taux de ruissellement est plus important lorsque la différence entre TEV avant et après un épisode de pluie est petite.

L'essai d'infiltration au perméamètre de Guelph a permis, à partir de la relation d'infiltration de (Todd et Larry, 2005) d'estimer le temps avant l'apparition du ruissellement pour un épisode de pluie similaire à celui de l'essai d'infiltration à grande échelle. Les résultats ont montré que pour

les stations PW3 et PW5, le délai estimé avant le ruissellement est semblable à celui observé pour ce dernier. Pour les autres stations, le temps estimé était plus long.

Ce travail a indubitablement impliqué plusieurs notions de géotechnique, d'hydrogéologie, et d'étude technique. Mais l'intégration de toutes ces notions a pu démontrer que l'utilisation des stériles miniers tamisés compactés comme couche de contrôle des écoulements peut réduire significativement les volumes de DMA à traiter, si les eaux propres peuvent être séparées des eaux d'infiltration contaminées par le DMA (Figure 7.1). La mine possède donc désormais de résultats concrets sur le concept de déviation des eaux par une couche composée de stériles miniers concassés et compactés.

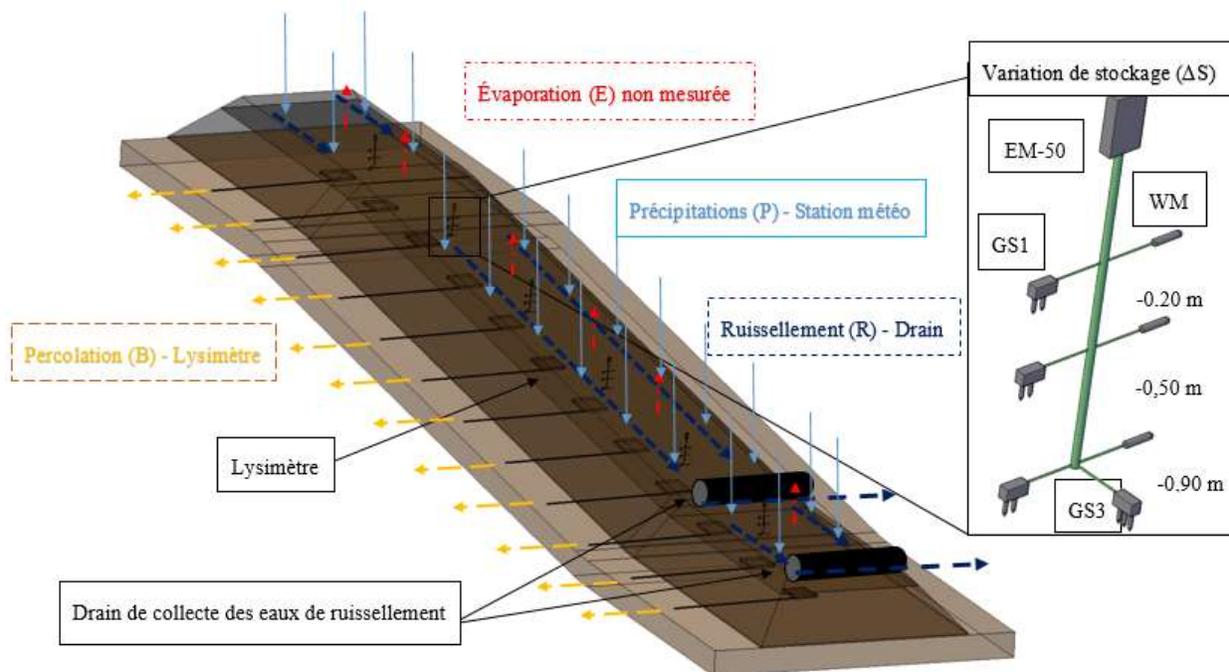


Figure 7-1 : Vue conceptuelle des systèmes de mesure mis en place sur la cellule expérimentale permettant de mesurer les paramètres de l'équation du bilan hydrique 2.73 : la variation de stockage ( $\Delta S$ ), la succion, la percolation (B), les précipitations (P) et le ruissellement (R).

## 7.2 Recommandations

Même si les résultats de la présente étude ont permis de faire progresser les connaissances quant à la capacité à utiliser des recouvrements pour réduire les infiltrations d'eau en maximisant le ruissellement, certains aspects mériteraient d'être poussés plus loin :

- L'approche proposée est une approche de gestion des stériles qui permet de réduire les coûts de traitement d'eau durant l'opération de la mine. À l'étape de restauration, il serait préférable que le système soit combiné à une barrière à l'oxygène. Ainsi, on empêche la génération d'acide en coupant et l'eau et l'oxygène. On recommande donc d'étudier le système de recouvrement testé en ajoutant la barrière à l'oxygène sur le dessus;
- Le contrôle de compactage est primordial pour assurer la bonne qualité physique de l'ouvrage. Par conséquent, si un recouvrement similaire est construit, il est conseillé d'effectuer des contrôles de densités très fréquents. A titre d'exemple, la mine a la possibilité de densifier encore plus la couche de déviation. Par conséquent, elle peut déterminer un nouveau nombre de passes de compactage pour lequel une porosité plus faible que celle obtenue dans ce projet sera visée. Le choix de la machine de compactage et le compactage seront plus simples si des travaux à grande échelle sont envisagés. Il a été discuté dans le chapitre 4 qu'il existe plusieurs méthodes de densifications. Deux modèles de compacteur sont à privilégier ici, l'utilisation d'un compacteur à pieds dameurs ou compacteur à pneus. Ils peuvent être la solution adéquate pour le compactage des couches stériles concassés. En effet, le compacteur à pieds dameurs convient bien aux couches minces et aux grandes superficies et le compacteur à pneu est souvent utilisé en finition;
- La géométrie de la cellule a été conçue de manière à ressembler au maximum à ce qui pourrait être réalisé. Toutefois, la longueur de la pente influence la vitesse du ruissellement qui se répercute sur l'érosion de la couche de surface. Il serait donc important de bien étudier la combinaison longueur et inclinaison de pente afin de trouver un optimum entre le ruissellement et l'érosion;
- Si une construction à grande échelle venait qu'à se produire, il serait intéressant d'instrumenter certaines parties du recouvrement final pour continuer de nourrir la recherche;
- L'érosion était plus importante sur la pente à 20% indiquant que l'inclinaison et la longueur de la pente sont des facteurs prépondérants à la génération de l'érosion. Ces facteurs, comme il a été mentionné dans l'étude de Kramer et Meyer (1969) influe sur la vitesse du ruissellement. Les pertes liées au volume de la couche de surface ont été négligeables à

l'échelle du recouvrement lors de cette étude; celle-ci a été estimée à 2 % sur 1 an. On recommande toutefois d'intégrer l'aspect érosion dans les futures études;

- Évaluer si l'évaporation a une influence sur la percolation de l'eau dans la couche de surface;
- La chimie de l'eau transportée à la surface du recouvrement nécessiterait des analyses complémentaires afin de s'assurer que l'eau de ruissellement va respecter les critères réglementaires;
- Les analyses chimiques sur l'eau de ruissellement ont montré que les taux ne dépassent pas les valeurs seuils de la Directive 019. Le temps de résidence de l'eau de ruissellement sur les stériles miniers de Westwood n'engendre pas de contamination;
- Avec tous ces résultats, une modélisation numérique de la cellule pourrait être envisagée. L'objectif serait de caler un modèle et de l'extrapoler à l'échelle du recouvrement final dans le but de fournir un estimatif du ruissellement et implicitement d'estimer les bénéfices économiques de dévier l'eau par rapport à son traitement.

## RÉFÉRENCES

- Abdulnabi, A., et Wilson, G. W. (2018). Two New Models to Predict Rainfall-Runoff in Soil Cover Systems. *Geo Edmonton*.
- Alway, F. J., et McDole, G. (1917). Relation of the water-retaining capacity of a soil to its hygroscopic coefficient. *J. Agr. Res*, 9, 27-71.
- Anctil, F., Rousselle, J., et Lauzon, N. (2012). *Hydrologie: Cheminement de l'eau*: Presses inter Polytechnique.
- Andrina, J. (2009). *Physical and geochemical behavior of mine rock stockpiles in high rainfall environments*. University of British Columbia,
- Arairo, W. (2013). *Influence des cycles hydriques de la dessiccation et de l'humidification sur le comportement hydromécanique des géomatériaux non saturés*. Lyon, INSA,
- 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 1. *Soil Science Society of America Journal*, 45(6), 1023-1030.
- Assouline, S., et Or, D. (2013). Conceptual and parametric representation of soil hydraulic properties: A review. *Vadose Zone Journal*, 12(4).
- Assouline, S., Tessier, D., et Bruand, A. (1998). A conceptual model of the soil water retention curve. *Water resources research*, 34(2), 223-231.
- Aubertin, M., Bussière, B., Bernier, L., Chapuis, R., Julien, M., Belem, T., Li, L. (2002). La gestion des rejets miniers dans un contexte de développement durable et de protection de l'environnement. *Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil*, 5-8.
- Aubertin, M., Bussière, B., Joanes, A., Monzon, M., Gagnon, D., Barbera, J., Bernier, L. (1999). Projet sur les barrières sèches construites à partir de résidus miniers, Phase II: essais en place. *Mine Environment Neutral Drainage (MEND)*, 2.
- Aubertin, M., Bussière, B., Pabst, T., James, M., et Mbonimpa, M. (2016). Review of the reclamation techniques for acid-generating mine wastes upon closure of disposal sites. In *Geo-Chicago 2016* (pp. 343-358).

- Aubertin, M., Cifuentes, E., Apithy, S., Bussière, B., Molson, J., et Chapuis, R. (2009). Analyses of water diversion along inclined covers with capillary barrier effects. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(10), 1146-1164.
- Aubertin, M., Cifuentes, E., Martin, V., Apithy, S., Bussière, B., Molson, J., Maqsoud, A. (2006). An investigation of factors that influence the water diversion capacity of inclined covers with capillary barrier effects. In *Unsaturated Soils 2006* (pp. 613-624).
- Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Chouteau, M., Anterrieu, O., Hernandez, M. A., Lefebvre, R. (2008). *Caractérisation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles*. Paper presented at the Proceedings: Symposium.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., et Chapuis, R. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1104-1122.
- Aubertin, M., Ricard, J.-F., et Chapuis, R. P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1), 55-69.
- Barbour, S. L. (1998). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(5), 873-894.
- Bear, J. (2013). *Dynamics of fluids in porous media*: Courier Corporation.
- Beaudoin, P., et McMullen, J. (1990). *L'approche environnementale pour le contrôle des effluents miniers acides à la mine Doyon*. Paper presented at the Colloque sur la réduction et le drainage des effluents acides générés par les activités minières. Val d'Or, Quebec.
- Benson, C., Bohnhoff, G., Ogorzalek, A., Shackelford, C., Apiwantragoon, P., et Albright, W. (2005). Field data and model predictions for a monolithic alternative cover. In *Waste containment and remediation* (pp. 1-16).
- Beven, K. J. (2011). *Rainfall-runoff modelling: the primer*: John Wiley et Sons.
- Bouma, J. (1989). Using soil survey data for quantitative land evaluation. In *Advances in soil science* (pp. 177-213): Springer.

- Bouwer, H., Back, J. T., et Oliver, J. M. (1999). Predicting infiltration and ground-water mounds for artificial recharge. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(4), 350-357.
- Bréard Lanoix, M.-L. (2017). *Caractérisation des propriétés hydrogéologiques de la couche de contrôle des écoulements placée sur la halde à stériles expérimentale à la mine du lac Tio*. École Polytechnique de Montréal,
- Brooks, R., et Corey, T. (1964). HYDRAULIC Properties Of Porous Media. *Hydrology Papers, Colorado State University*, 24.
- Bruce, R., et Luxmoore, R. (1986). Water Retention: Field Methods 1. *Methods of soil analysis: part 1—physical and mineralogical methods*(methodsofsoilan1), 663-686.
- Brutsaert, W. (1967). Some methods of calculating unsaturated permeability. *Transactions of the ASAE*, 10(3), 400-0404.
- Brutsaert, W. (2005). *Hydrology: an introduction*: Cambridge University Press.
- Bryan, R., et Poesen, J. (1989). Laboratory experiments on the influence of slope length on runoff, percolation and rill development. *Earth Surface Processes and Landforms*, 14(3), 211-231.
- Bumb, A. C., Murphy, C. L., et Everett, L. G. (1992). A comparison of three functional forms for representing soil moisture characteristics. *Groundwater*, 30(2), 177-185.
- Burdine, N. (1953). Relative permeability calculations from pore size distribution data. *Journal of Petroleum Technology*, 5(03), 71-78.
- Bussièrre, B. (1999). Étude du comportement hydrique de couvertures avec effets de barrières capillaires inclinées à l'aide de modélisations physiques et numériques. Mémoire de doctorat. Département des génies civil, géologique et des mines. École polytechnique de Montréal. 445.
- Bussièrre, B. (2003). Water diversion capacity of inclined capillary barriers.
- Bussièrre, B., Aubertin, M., et Julien, M. (2001). Couvertures avec effets de barrière capillaire pour limiter le drainage minier acide: aspects théoriques et pratiques. *Vecteur environnement*, 34(3), 37-50.

- Bussière, B., Aubertin, M., Mbonimpa, M., Molson, J. W., et Chapuis, R. P. (2007). Field experimental cells to evaluate the hydrogeological behaviour of oxygen barriers made of silty materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(3), 245-265.
- Bussière, B., Aubertin, M., et Zhan, G. (2007). Design of inclined covers with capillary barrier effect by S.-E. Parent and A. Cabral. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(6), 673-678.
- Bussière, B., et Guittonny, M. (2020). *Hard Rock Mine Reclamation: From Prediction to Management of Acid Mine Drainage*: CRC Press.
- Calvet, R. (2003). Le sol-Propriétés et fonctions, Tome 2-Phénomènes physiques et chimiques. *Applications agronomiques et environnementales. (Eds) France Agricole, Paris*, 1-53.
- Campbell, G., et Shiozawa, S. (1992). *Prediction of hydraulic properties of soils using particle-size distribution and bulk density data*. Paper presented at the Proc. Int. Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils. University of California, Riverside.
- Campbell, G. S. (1974). A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. *Soil science*, 117(6), 311-314.
- Celia, M. A., Bouloutas, E. T., et Zarba, R. L. (1990). A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation. *Water resources research*, 26(7), 1483-1496.
- Chapuis, R. P. (1999). Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Gouvernement du Québec - Les publications du Québec. 156 p.
- Chapuis, R. P., et Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 616-628.
- Chapuis, R. P., et Legare, P.-P. (1992). A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures. In *Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance*: ASTM International.
- Chapuis, R. P., Masse, I., Madinier, B., et Aubertin, M. (2006). *Essai de drainage en colonne pour obtenir les propriétés non saturées de matériaux grossiers*. Paper presented at the Sea to Sky Geotechnique—the 59 th Canadian Geotechnical Conference.

- Chauveteau, G., et Thirriot, C. (1967). Régimes d'écoulement en milieu poreux et limite de la loi de Darcy. *La Houille Blanche*(2), 141-148.
- Chen, W.-F., et Liew, J. R. (2002). *The civil engineering handbook*: Crc Press.
- Childs, E. C., Collis-George, G.N. (1950). The permeability of porous materials. In Proceedings of the Royal Society of London, Series A, 201, 392-405. .
- Cifuentes, E. (2006). Modélisation numérique des écoulements non saturés dans des couvertures à effets de barrière capillaire inclinées. *M. Eng. report, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Que.*
- Cifuentes, E., Aubertin, M., Chapuis, R., Molson, J., et Bussiere, B. (2006). *Analyses of the water diversion length of inclined, layered soil covers*. Paper presented at the Proceedings of the 59th Canadian Geotechnical Conference and the 7th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Specialty Conference, Sea to Sky Geotechnique, Vancouver, BC.
- Cobos, D. (2015). Measurement volume of Decagon volumetric water content sensors. *Application Note Decagon Devices; Decagon Devices Inc.: Pullman, WA, USA*, 1-4.
- Cogo, N., Moldenhauer, W., et Foster, G. (1984). Soil Loss Reductions from Conservation Tillage Practices 1. *Soil Science Society of America Journal*, 48(2), 368-373.
- Corey, J., et Horton, J. (1969). Influence of gravel layers on soil moisture content and flow: EI Du Pont de Nemours et Co. *Savannah River Laboratory, DP-1160, Savannah, GA.*
- D3385, A. (2009). Standard Test Method for Infiltration Rate of Soils in Field Using Double-Ring Infiltrometer. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- D5126, A. (2016). Standard Guide for Comparaison of Field Methods for Determining Hydraulic Conductivity in Vadose Zone. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- D5856, A. (2007). Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter.
- Davie, T. (2008). *Fundamentals of hydrology*: Routledge.
- Decagon Devices, I. (2015). GS1 Soil Moisture Sensor - Operator's Manual. *Decagon Devices, Inc. 2365 NE Hopkins Court Pullman WA 99163*, 3.

- Decagon Devices, I. (2015 ). GS3 Water Content, EC and Temperature Sensors Operator's Manual. *Decagon Devices, Inc. 2365 NE Hopkins Court Pullman WA 99163, 2.*
- Decagon Devices Inc. (2017a). GS3 Greenhouse Sensor. Decagon Devices, USA, 12 p.
- Defersha, M., Quraishi, S., et Melesse, A. M. (2011). The effect of slope steepness and antecedent moisture content on interrill erosion, runoff and sediment size distribution in the highlands of Ethiopia.
- Delage et Cui. (2000). L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur*(C 301).
- Devia, G. K., Ganasri, B., et Dwarakish, G. (2015). A review on hydrological models. *Aquatic Procedia, 4*, 1001-1007.
- Dirksen, C. (1999). Soil physics measurements. . *GeoEcology Paperback, Catena Verlag GMBH, Reiskirchen, Germany.*
- Dirksen, C. (2000). Unsaturated hydraulic conductivity. *Soil Analysis: Physical Methods, second ed., Marcel Dekker Inc., New York, 183-237.*
- Dooge, J. (1973). *Linear theory of hydrologic systems*: Agricultural Research Service, US Department of Agriculture.
- Duband, D., Obled, C., et Rodriguez, J. (1993). Unit hydrograph revisited: an alternate iterative approach to UH and effective precipitation identification. *Journal of Hydrology, 150*(1), 115-149.
- Dubuc, J. (2018). Étude du comportement hydrogéologique d'une couche de contrôle des écoulements placée à la surface d'une halde à stériles expérimentale.
- Dunne, T., et Black, R. D. (1970). An experimental investigation of runoff production in permeable soils. *Water resources research, 6*(2), 478-490.
- Dunne, T., Zhang, W., et Aubry, B. F. (1991). Effects of rainfall, vegetation, and microtopography on infiltration and runoff. *Water resources research, 27*(9), 2271-2285.
- Fayer, M. J., et Simmons, C. S. (1995). Modified soil water retention functions for all matric suctions. *Water resources research, 31*(5), 1233-1238.

- Fredlund, D., et Morgenstern, N. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), 261-276.
- Fredlund, D., Xing, A., et Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
- Fredlund, D. G., et Rahardjo, H. (1993a). An overview of unsaturated soil behaviour. *Geotechnical special publication*, 1-1.
- Fredlund, D. G., et Rahardjo, H. (1993b). *Soil mechanics for unsaturated soils*: John Wiley et Sons.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., et Fredlund, M. D. (2012a). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*: John Wiley et Sons.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., et Fredlund, M. D. (2012b). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley et Sons.: John Wiley et Sons.
- Fredlund, D. G., et Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 521-532.
- Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D., et Barbour, S. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 440-448.
- Freeze, R. A. (1979). GROUNDWATER.
- Freeze, R. A. (1994). Henry Darcy and the fountains of Dijon. *Groundwater*, 32(1), 23-30.
- Gardner, W. (1958). Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil science*, 85(4), 228-232.
- Gras, J.-P., Delenne, J.-Y., et El Yousoufi, M. S. (2013). Study of capillary interaction between two grains: a new experimental device with suction control. *Granular Matter*, 15(1), 49-56.
- Green, R., Ahuja, L., et Chong, S. (1986). Hydraulic conductivity, diffusivity, and sorptivity of unsaturated soils: Field methods. *Methods of soil analysis: part 1—physical and mineralogical methods(methodsofsoilan1)*, 771-798.

- Green, W. H., et Ampt, G. (1911). Studies on Soil Physics. *The Journal of Agricultural Science*, 4(1), 1-24.
- Haverkamp, R. t., et Parlange, J.-Y. (1986). Predicting the water retention curve from particle size distribution: Sandy soils without organic matter. *Soil science*, 142(6), 325-339.
- Hernandez, M. (2007). Une étude expérimentale des propriétés hydriques des roches stériles et autres matériaux à granulométrie étalée. *Mémoire de maîtrise. Département des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal, Canada.*
- Hewlett, J. D., et Hibbert, A. R. (1967). Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas. *Forest hydrology*, 1, 275-290.
- Hillel, D. (1998). *Environmental soil physics: Fundamentals, applications, and environmental considerations*: Elsevier.
- Hillel, D. (2012). *Applications of soil physics*: Elsevier.
- Hillel, D. (2013). *Introduction to soil physics*: Academic press.
- Holtan, H. N. (1961). Concept for infiltration estimates in watershed engineering. 41-51.
- Horton, R. E. (1933). The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 14(1), 446-460.
- Horton, R. E. (1940). An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration-Capacity 1. *Soil Science Society of America Journal*, 5(C), 399-417.
- Huffman, R. L., Fangmeier, D. D., Elliot, W. J., et Workman, S. R. (2012). Infiltration and Runoff. In *Soil and Water Conservation Engineering, Seventh Edition* (pp. 81-113): American Society of Agricultural and Biological Engineers.
- Hursh, C. R. (1944). Appendix B—Report of sub-committee on subsurface-flow. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 25(5), 743-746.
- Jacques, M., et Berengier, M. (1998). Le Reametre Appareil de mesure de la resistance spécifique au passage de l'air des revêtements poreux. *BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES*, 61-77.

- Jaton, J.-F. (1982). Contribution à l' étude des relations pluies-débits dans les petits bassins versants ruraux.
- Jubenville, S. K. (2013). *Prediction of Rainfall Runoff for Soil Cover Modelling*: University of Alberta (Canada).
- Kalonji, A. K. (2014). *Étude du comportement hydrogéologique de couvertures avec effet de barrière capillaire faites entièrement de matériaux miniers*. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue,
- Kämpf, M., Holfelder, T., et Montenegro, H. (2003). Identification and parameterization of flow processes in artificial capillary barriers. *Water resources research*, 39(10).
- King, L. (1965). Description of Soil Characteristics for Partially Saturated Flow1. *Soil Science Society of America Journal*, 29(4), 359-362.
- Klute, A., et Dirksen, C. (1986). Hydraulic conductivity and diffusivity: Laboratory methods. *Methods of soil analysis: part 1—physical and mineralogical methods(methodsofsoilan1)*, 687-734.
- Knidiri, J. (2015). *Évaluation de l'effet de la pente sur le comportement hydrogéologique d'un recouvrement alternatif de type stockage-relargage constitué de rejets calcaires phosphatés en climat aride*. École Polytechnique de Montréal,
- Kostiakov, A. N. (1932). On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and the necessity of studying it from the dynamic point of view for the purposes of amelioration. *Trans. Sixth Comm. Int. Soc. Soil Sci.*, 1, 7-21.
- Kovács, G. (1981). Developments in water science—seepage hydraulics. In: Elsevier, Amsterdam.
- Kramer, L., et Meyer, L. (1969). Small amounts of surface mulch reduce soil erosion and runoff velocity. *Transactions of the ASAE*, 12(5), 638-0641.
- Krusekopf, H. H. (1943). The effect of slope on soil erosion.
- Kunze, R., Uehara, G., et Graham, K. (1968). Factors Important in the Calculation of Hydraulic Conductivity 1. *Soil Science Society of America Journal*, 32(6), 760-765.

- Kutilek, M., Nielsen, D., et Reichardt, K. (2007). Soil water retention curve, interpretation. *Trieste: Lecture Notes College on Soil Physics, International Centre for Theoretical Physics*.
- Lacroix Vachon, B., Abdolazadeh, A. M., et Cabral, A. R. (2015). Predicting the diversion length of capillary barriers using steady state and transient state numerical modeling: case study of the Saint-Tite-des-Caps landfill final cover. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(12), 2141-2148.
- Lal, R. (1983). Effects of slope length on runoff from alfisols in western Nigeria. *Geoderma*, 31(3), 185-193.
- Laliberte, G. (1969). A mathematical function for describing capillary pressure-desaturation data. *Hydrological Sciences Journal*, 14(2), 131-149.
- Lamara, M., et Derriche, Z. (2009). Prédiction de la courbe de rétention d'eau du sol à l'aide des fonctions de pedotransfert (PTFs).
- Laribi, S., Cojean, R., Audiguier, M., Grambin-Lapeyre, C., et Geremew, Z. (2007). Essai d'adsorption de bleu de méthylène: influence de paramètres du protocole expérimental sur la valeur au bleu en fonction de la minéralogie des argiles. *Revue française de Géotechnique*(120-121), 83-90.
- Lebeau, M. (1998). Modélisation de l'état hydrique dans les structures de chaussées en période estivale. Mémoire de maîtrise, Département de génie Civil, École Polytechnique de Montréal.
- Looney, B. B., et Falta, R. W. (2000). *Vadose zone science and technology solutions*: Battelle Pr.
- Lu, N., et Likos, W. J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*: Wiley.
- Maqsood, A., Bussière, B., Aubertin, M., et Mbonimpa, M. (2006). Modification of the predictive MK model to integrate hysteresis of the water retention curve. In *Unsaturated Soils 2006* (pp. 2465-2476).
- Maqsood, A., Bussière, B., Aubertin, M., et Mbonimpa, M. (2012). Predicting hysteresis of the water retention curve from basic properties of granular soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(5), 1147-1159.

- Marshall, T. (1958). A relation between permeability and size distribution of pores. *European Journal of Soil Science*, 9(1), 1-8.
- Martin, V., Aubertin, M., Zhan, G., Bussière, B., et Chapuis, R. (2006). Investigation into the hydrological behavior of exposed and covered waste rock dumps. *TRANSACTIONS-SOCIETY FOR MINING METALLURGY AND EXPLORATION INCORPORATED*, 318, 139.
- Masrouri, F., Bicalho, K. V., et Kawai, K. (2008). Laboratory hydraulic testing in unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6), 691-704.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., et Bussière, B. (2006). Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the modified Kovács (MK) model and statistical models. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(8), 773-787.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R., et Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical et Geological Engineering*, 20(3), 235-259.
- McCarter, M. (1990). Design and operating considerations for mine waste embankments.
- McKee, C., et Bumb, A. (1984). *The importance of unsaturated flow parameters in designing a hazardous waste site*. Paper presented at the Hazardous Waste and Environmental Emergencies, Hazardous Materials Control Research Institute National Conference, Houston, Tex.
- McKee, C., et Bumb, A. (1987). Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas. *SPE formation Evaluation*, 2(04), 599-608.
- McLemore, V. T., Heizler, L., Donahue, K., et Dunbar, N. (2009). *Characterization of weathering of mine rock piles: example from the Questa Mine, New Mexico, USA*. Paper presented at the Proceedings from the 8th international conference on acid rock drainage, Skelleftea.
- MDDEP, Q. (2012). Directive 019 sur l'industrie minière. In: Québec, MDDEP.
- Mein, R. G., et Larson, C. L. (1973). Modeling infiltration during a steady rain. *Water resources research*, 9(2), 384-394.

- Merkus, H. G. (2009). *Particle size measurements: fundamentals, practice, quality* (Vol. 17): Springer Science et Business Media.
- Mishra, S. K., Kumar, S. R., et Singh, V. P. (1999). Calibration and validation of a general infiltration model. *Hydrological Processes*, 13(11), 1691-1718.
- Morel-Seytoux, H. (1994). *Steady-state effectiveness of a capillary barrier on a sloping interface*. Paper presented at the Proceedings of the 14th Hydrology Days Conference, Fort Collins, Colo.
- Morel-Seytoux, H. J. (1992). L'effet de barriere capillaire a l'interface de deux couches de sol aux propriétés fort contrastées. *Hydrol. continent*, 7, 117-128.
- 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. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3), 513-522.
- Mualem, Y. (1976a). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3), 513-522.
- Mualem, Y. (1986). Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas. *Methods of soil analysis: part 1—physical and mineralogical methods*(methodsofsoilan1), 799-823.
- Muskat, M. (1937). The flow of fluids through porous media. *Journal of Applied Physics*, 8(4), 274-282.
- Muskat, M., et Wyckoff, R. D. (1937). Flow of homogeneous fluids through porous media.
- Musy, A., et Higy, C. (2004). Hydrologie: Une science de la nature. *Presses Polytechniques et Universitaires Romandes*.
- Musy, A., et Soutter, M. (1991). *Physique du sol* (Vol. 6): PPUR presses polytechniques.
- Nicholson, R. V., Gillham, R. W., Cherry, J. A., et Reardon, E. J. (1989). Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 1-8.

- Nicolas, M. (2010). *Étude expérimentale et numérique du ruissellement de surface: effets des variations d'intensité de la pluie. Application à une parcelle de vigne en Cévennes-Vivarais*. Université Joseph-Fourier-Grenoble I,
- Nielsen, D., et Biggar, J. (1986). Water flow and solute transport processes in the unsaturated zone. *Water resources research*, 22(9S).
- Pabst, T. (2011). *Etude expérimentale et numérique du comportement hydro-géochimique de recouvrements placés sur des résidus sulfureux partiellement oxydés*: Ecole Polytechnique, Montreal (Canada).
- Pan, L., Warrick, A., et Wierenga, P. (1997). Downward water flow through sloping layers in the vadose zone: time-dependence and effect of slope length. *Journal of Hydrology*, 199(1-2), 36-52.
- Parent, S.-É. (2003). *Étude des couvertures avec effet de barrière capillaire: applications à l'utilisation des résidus de désencrage comme matériau de recouvrement de sites de résidus miniers et de lieux d'enfouissement sanitaire*. Université de Sherbrooke.,
- Parent, S.-É., et Cabral, A. (2006). Design of inclined covers with capillary barrier effect. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(3), 689-710.
- Parhi, P. (2014). Another look at Kostiakov, modified Kostiakov and revised modified Kostiakov infiltration models in water resources applications. *International Journal of Agricultural Sciences*, 4(3), 138-142.
- Parhi, P. K., Mishra, S., et Singh, R. (2007). A modification to Kostiakov and modified Kostiakov infiltration models. *Water resources management*, 21(11), 1973-1989.
- Pease, R. E. (1995). *Increasing the diversion length of capillary barriers*. University of New Mexico,
- Peregoedova, A. (2012). *Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire*. École Polytechnique de Montréal,
- Pham, H. Q. (2005). *A volume-mass constitutive model for unsaturated soils*.
- Pham, H. Q., Fredlund, D. G., et Barbour, S. L. (2005). A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1548-1568.

- Philip, J. (1957). The theory of infiltration: 3. Moisture profiles and relation to experiment. *Soil science*, 84(2), 163-178.
- Rahardjo, H., Lee, T., Leong, E. C., et Rezaur, R. (2005). Response of a residual soil slope to rainfall. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2), 340-351.
- Renard, K. G., Foster, G. R., Weesies, G., McCool, D., et Yoder, D. (1997). *Predicting soil erosion by water: a guide to conservation planning with the Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE)* (Vol. 703): United States Department of Agriculture Washington, DC.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *physics*, 1(5), 318-333.
- Richefeu, V., El Youssoufi, M. S., et Radjaï, F. (2007). Shear strength of unsaturated soils: Experiments, DEM simulations, and micromechanical analysis. In *Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics* (pp. 83-91): Springer.
- Rijtema, P. E. (1965). An analysis of actual evapotranspiration. Rep. 659, Cent. For Agri. Publ. and Doc., Wageningen, Netherlands.
- Rinsema, J. G. (2014). *Comparison of rainfall runoff models for the Florentine catchment*. University of Twente,
- Roesler, A., Benson, C. H., et Albright, W. H. (2002). Field hydrology and model predictions for final covers in the alternative cover assessment program-2002. *Geo Engineering Report*, 02-08.
- Rogowski, A. (1971). Watershed physics: Model of the soil moisture characteristic. *Water resources research*, 7(6), 1575-1582.
- Ross, B. (1990). The diversion capacity of capillary barriers. *Water resources research*, 26(10), 2625-2629.
- Rossi, C., et Nimmo, J. R. (1994). Modeling of soil water retention from saturation to oven dryness. *Water resources research*, 30(3), 701-708.
- Russo, D. (1988). Determining soil hydraulic properties by parameter estimation: On the selection of a model for the hydraulic properties. *Water resources research*, 24(3), 453-459.

- Salager, S., Jamin, F., El Youssoufi, M. S., et Saix, C. (2006). Influence de la température sur la courbe de rétention d'eau de milieux poreux. *Comptes Rendus Mécanique*, 334(6), 393-398.
- Sawada, M., Mimura, M., et Yoshimura, M. (2016). Infiltration Control in Historical Tumulus Mounds Using Capillary BARRIERS-EXPERIMENTAL and Analytical Study on the Mechanism of Capillary BARRIERS---(Japanese Title: キャピラリーバリアを用いた古墳の雨水の浸透抑制に関する研究— キャピラリーバリアのメカニズムに関する実験および解析的検討—). *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. C (Geosphere Engineering)*, 72, 101-116.
- Scanlon, B. R., Christman, M., Reedy, R. C., Porro, I., Simunek, J., et Flerchinger, G. N. (2002). Intercode comparisons for simulating water balance of surficial sediments in semiarid regions. *Water resources research*, 38(12).
- Schaap, M. G., Leij, F. J., et Van Genuchten, M. T. (1998). Neural network analysis for hierarchical prediction of soil hydraulic properties. *Soil Science Society of America Journal*, 62(4), 847-855.
- Scherrer, S., Naef, F., Faeh, A., et Cordery, I. (2007). Formation of runoff at the hillslope scale during intense precipitation. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 11(2), 907-922.
- Schmeebeli, G. (1956). Expériences sur la limite de validité de la loi de Darcy et l'apparition de la turbulence dans un écoulement de filtration. *La Houille Blanche*(3), 419-421.
- Siemens, G. A. (2017). Thirty-ninth Canadian Geotechnical Colloquium: Unsaturated Soil Mechanics: Bridging the Gap Between Research and Practice. *Canadian Geotechnical Journal*(ja).
- Smith, R. E. (1972). The infiltration envelope: results from a theoretical infiltrometer. *Journal of Hydrology*, 17(1-2), 1-22.
- Soutter, M., Mermoud, A., et Musy, A. (2007). *Ingénierie des eaux et du sol: Processus et aménagements*: PPUR presses polytechniques.

- Sracek, O., Choquette, M., Gélinas, P., Lefebvre, R., & Nicholson, R. V. (2004). Geochemical characterization of acid mine drainage from a waste rock pile, Mine Doyon, Québec, Canada. *Journal of Contaminant Hydrology*, 69(1), 45-71. doi:[https://doi.org/10.1016/S0169-7722\(03\)00150-5](https://doi.org/10.1016/S0169-7722(03)00150-5)
- Steenhuis, T. S., Parlange, J. Y., et Kung, K. J. S. (1991). Comment on “The diversion capacity of capillary barriers” by Benjamin Ross. *Water resources research*, 27(8), 2155-2156.
- Stormont, J. (1996). The effectiveness of two capillary barriers on a 10% slope. *Geotechnical et Geological Engineering*, 14(4), 243-267.
- Tami, D., Rahardjo, H., Leong, E.-C., et Fredlund, D. G. (2004). A physical model for sloping capillary barriers. *Geotechnical Testing Journal*, 27(2), 173-183.
- Tani, M. (1982). The properties of a water-table rise produced by a one-dimensional, vertical, unsaturated flow. *Journal of the Japanese Forestry Society*, 64(11), 409-418.
- Tarantino, A., Ridley, A. M., et Toll, D. G. (2008). Field measurement of suction, water content, and water permeability. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6), 751-782.
- Thomas, D. S., et Goudie, A. S. (2009). *The dictionary of physical geography*: John Wiley et Sons.
- Todd, D. K., et Larry, W. (2005). Mays, groundwater hydrology. In: John Wiley et Sons, Inc USA.
- Topp, G. (1969). Soil-Water Hysteresis Measured in a Sandy Loam and Compared with the Hysteretic Domain Model 1. *Soil Science Society of America Journal*, 33(5), 645-651.
- Tuller, M., Or, D., et Hillel, D. (2004). Retention of water in soil and the soil water characteristic curve. *Encyclopedia of Soils in the Environment*, 4, 278-289.
- van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils 1. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892-898.
- van Genuchten, M. T., Leij, F., et Wu, L. (1997). *Characterization and measurement of the hydraulic properties of unsaturated porous media (parts 1 and 2)*. Paper presented at the Proceedings of the International Workshop, Riverside, Calif., 22–24 Oct.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., et Pufahl, D. E. (1996). The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. *Geotechnical Testing Journal*, 19(3), 259-268.

- Vandervaere, J.-P., Vauclin, M., et Elrick, D. E. (2000). Transient flow from tension infiltrometers II. Four methods to determine sorptivity and conductivity. *Soil Science Society of America Journal*, 64(4), 1272-1284.
- Vauclin, M., et Vachaud, G. (1991). Modélisation des écoulements d'eau dans le milieu naturel: approche déterministe ou stochastique? In *Utilisation rationnelle de l'eau des petits bassins versants en zone aride* (pp. 3-16): Ed. AUPELF-UREF, J. Libbey Eurotext Paris.
- Vereecken, H., Diels, J., Van Orshoven, J., Feyen, J., et Bouma, J. (1992). Functional evaluation of pedotransfer functions for the estimation of soil hydraulic properties. *Soil Science Society of America Journal*, 56(5), 1371-1378.
- Warrick, A., Wierenga, P., et Pan, L. (1997). Downward water flow through sloping layers in the vadose zone: analytical solutions for diversions. *Journal of Hydrology*, 192(1-4), 321-337.
- Wind, G. (1959). A field experiment concerning capillary rise of moisture in a heavy clay soil. *Neth. J. Agric. Sci.*, 3, 60-69.
- Zhan, T. L., Li, H., Jia, G., Chen, Y., et Fredlund, D. (2014). Physical and numerical study of lateral diversion by three-layer inclined capillary barrier covers under humid climatic conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(12), 1438-1448.
- Zhan, T. L., Ng, C. W., et Fredlund, D. G. (2007). Field study of rainfall infiltration into a grassed unsaturated expansive soil slope. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(4), 392-408.

## ANNEXE A CARACTÉRISATIONS

Tableau A-1 : Quantitatif des matériaux prélevés pour réaliser les différents essais de caractérisation physique et hydrogéologique.

Essai	Nombre d'essais	Quantités
Caractérisation physique		
Analyse granulométrique		
Analyse granulométrique (0/50mm)	3	$0,2 \times D < m < 0,6 \times D$ Soit m 10 à 30 kg par essai Ici 10kg/essai
Analyse granulométrique (0/19mm)	3	$0,2 \times D < m < 0,6 \times D$ Soit m 10 à 30 kg par essai Ici 10kg/essai
Caractérisation géotechnique		
Limites d'Atterberg (Limite de plasticité/liquidité)	2	0,5 kg/essai

<b>Essai</b>	<b>Nombre d'essais</b>	<b>Quantités</b>
Essai Proctor normal		
Essai Proctor normal (0/50mm)	2	10 kg/essai
Essai Proctor normal (0/19 mm)	2	10 kg/essai
Essai de perméabilité		
Essai en grande colonne (0/50mm)	1	90 kg /essai
Essai en cellule à paroi rigide (0/19mm)	2	40 kg /essai
Essai de courbe de rétention d'eau		
Essai de courbe de rétention d'eau en grande colonne (0/50mm)	3	90 kg /essai
Essai de courbe de rétention d'eau à la cellule de pression grand format (0/19mm)	1	30 kg
Masse totale de matériaux (0/50mm)		410 kg
Masse totale de matériaux (0/19mm)		260 kg
Masse totale de matériaux échantillonnée		760 kg

Tableau A-2 :Résultats compilés des analyses granulométriques

Ouverture tamis (µm)	Analyse granulométrique 1 Passant (%)	Ouverture tamis (µm)	Analyse granulométrique 2 Passant (%)	Ouverture tamis (µm)	Analyse granulométrique 3 Passant (%)
80000,00	100,00	80000,00	100,00	80000,00	100,00
56000,00	100,00	56000,00	100,00	56000,00	100,00
40000,00	100,00	40000,00	95,62	40000,00	95,21
28000,00	80,06	28000,00	80,20	28000,00	88,52
20000,00	62,76	20000,00	65,11	20000,00	67,32
14000,00	51,96	14000,00	49,08	14000,00	53,65
11200,00	43,11	11200,00	39,72	11200,00	44,72
10000,00	39,67	10000,00	36,59	10000,00	40,66
8000,00	33,84	8000,00	30,34	8000,00	34,24
5000,00	25,43	5000,00	22,16	5000,00	25,31
2500,00	16,44	2500,00	13,87	2500,00	16,26
1250,00	12,75	1250,00	9,40	1250,00	11,26
850,00	9,30	850,00	7,60	850,00	9,25
710,00	7,83	710,00	6,79	710,00	8,31
630,00	7,08	630,00	6,30	630,00	7,67
425,00	5,98	425,00	4,80	425,00	6,13
335,00	4,48	335,00	3,51	335,00	4,82
212,00	3,81	212,00	2,97	212,00	4,07
125,00	1,82	125,00	1,36	125,00	1,85
90,00	0,73	90,00	0,49	90,00	0,64
56,23	0,73	56,23	0,49	56,23	0,64
48,27	0,73	48,27	0,49	48,27	0,64
41,43	0,72	41,43	0,48	41,43	0,63
35,56	0,70	35,56	0,46	35,56	0,61
30,53	0,66	30,53	0,44	30,53	0,58
26,20	0,62	26,20	0,41	26,20	0,54
22,49	0,58	22,49	0,38	22,49	0,50
19,31	0,52	19,31	0,35	19,31	0,46
16,57	0,47	16,57	0,31	16,57	0,41
14,22	0,42	14,22	0,28	14,22	0,36
12,21	0,37	12,21	0,24	12,21	0,32
10,48	0,32	10,48	0,21	10,48	0,28
9,00	0,28	9,00	0,18	9,00	0,24
7,72	0,24	7,72	0,16	7,72	0,20
6,63	0,20	6,63	0,13	6,63	0,17
5,69	0,17	5,69	0,11	5,69	0,14
4,88	0,14	4,88	0,09	4,88	0,12
4,19	0,11	4,19	0,07	4,19	0,10

Ouverture tamis ( $\mu\text{m}$ ) (suite)	Analyse granulométrique 1 Passant (%)	Ouverture tamis ( $\mu\text{m}$ )	Analyse granulométrique 2 Passant (%)	Ouverture tamis ( $\mu\text{m}$ )	Analyse granulométrique 3 Passant (%)
3,60	0,09	3,60	0,06	3,60	0,08
3,09	0,07	3,09	0,05	3,09	0,06
2,65	0,06	2,65	0,04	2,65	0,05
2,28	0,05	2,28	0,03	2,28	0,04
1,95	0,03	1,95	0,02	1,95	0,03
1,68	0,03	1,68	0,02	1,68	0,02
1,44	0,02	1,44	0,01	1,44	0,02
1,24	0,01	1,24	0,01	1,24	0,01
1,06	0,01	1,06	0,01	1,06	0,01
0,91	0,01	0,91	0,00	0,91	0,01
0,78	0,00	0,78	0,00	0,78	0,00
0,67	0,00	0,67	0,00	0,67	0,00
0,58	0,00	0,58	0,00	0,58	0,00
0,49	0,00	0,49	0,00	0,49	0,00
0,42	0,00	0,42	0,00	0,42	0,00
0,36	0,00	0,36	0,00	0,36	0,00
0,31	0,00	0,31	0,00	0,31	0,00
0,27	0,00	0,27	0,00	0,27	0,00
0,23	0,00	0,23	0,00	0,23	0,00
0,20	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00
0,17	0,00	0,17	0,00	0,17	0,00
0,15	0,00	0,15	0,00	0,15	0,00
0,13	0,00	0,13	0,00	0,13	0,00
0,11	0,00	0,11	0,00	0,11	0,00
0,09	0,00	0,09	0,00	0,09	0,00
0,08	0,00	0,08	0,00	0,08	0,00
0,07	0,00	0,07	0,00	0,07	0,00
0,06	0,00	0,06	0,00	0,06	0,00

Tableau A-3 : Résultats des valeurs de conductivités hydrauliques saturées prédites et expérimentales calculées à partir des porosités obtenues au démontage.

Type de stérile minier		Stériles miniers 0/50 mm	Stériles miniers 0/50 mm	Stériles miniers 0/19 mm
Type de charge	N°Essai	Essai à charge constante	Essai à charge variable	
conductivité hydraulique saturée prédites avec le modèle KCM(cm/s)	Essai 1	$2.04 \times 10^{-2}$ (n=0,14)	$3.53 \times 10^{-3}$ (n=0,14)	$7.49 \times 10^{-6}$ (n=0,14)
	Essai 2	$2.58 \times 10^{-3}$ (n=0,19)	$2.51 \times 10^{-2}$ (n=0,19)	$1.36 \times 10^{-4}$ (n=0,23)
	Essai 3	$8.54 \times 10^{-2}$ (n=0,22)	$5.25 \times 10^{-2}$ (n=0,22)	-
	Littérature	$7.90 \times 10^{-3}$ (Larochelle (2018)) (n=0,42)	-	
conductivité hydraulique saturée (cm/s)	Essai 1	$1.03 \times 10^{-2}$	$3.77 \times 10^{-3}$	$2.04 \times 10^{-5}$
	Essai 2	$1.61 \times 10^{-2}$	$2.99 \times 10^{-3}$	$3.47 \times 10^{-4}$
	Essai 3	$1.32 \times 10^{-2}$	$4.69 \times 10^{-3}$	-
	Littérature	$4.20 \times 10^{-2}$ (Larochelle.G,2018)	-	
Saturation à l'essai		> 95%		95 et 94 %

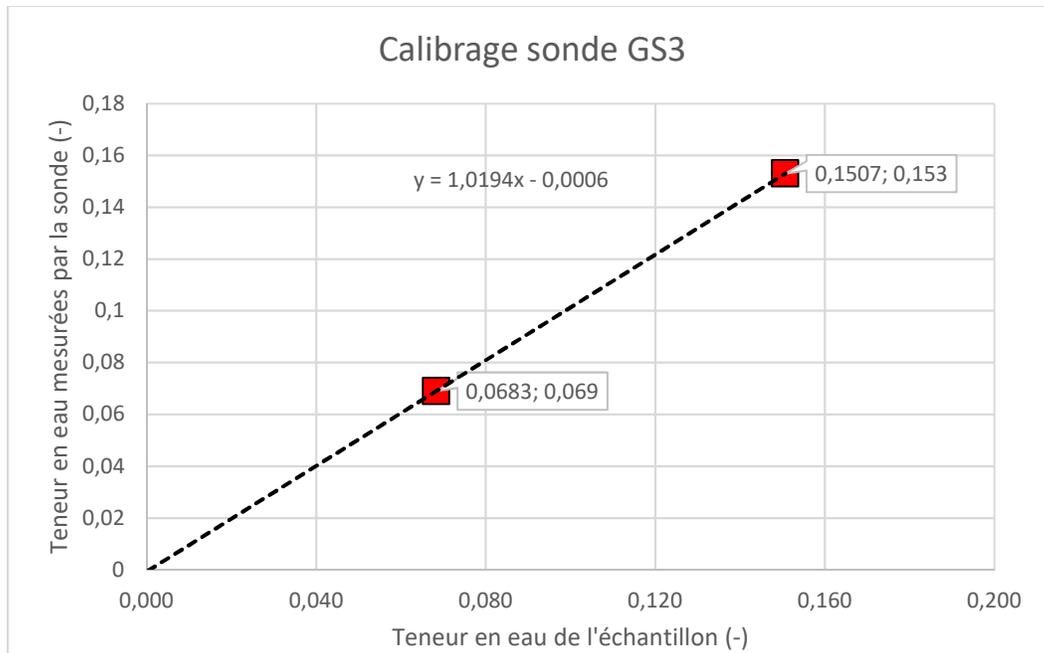


Figure A-1 : Points de calibrage de la sonde GS3

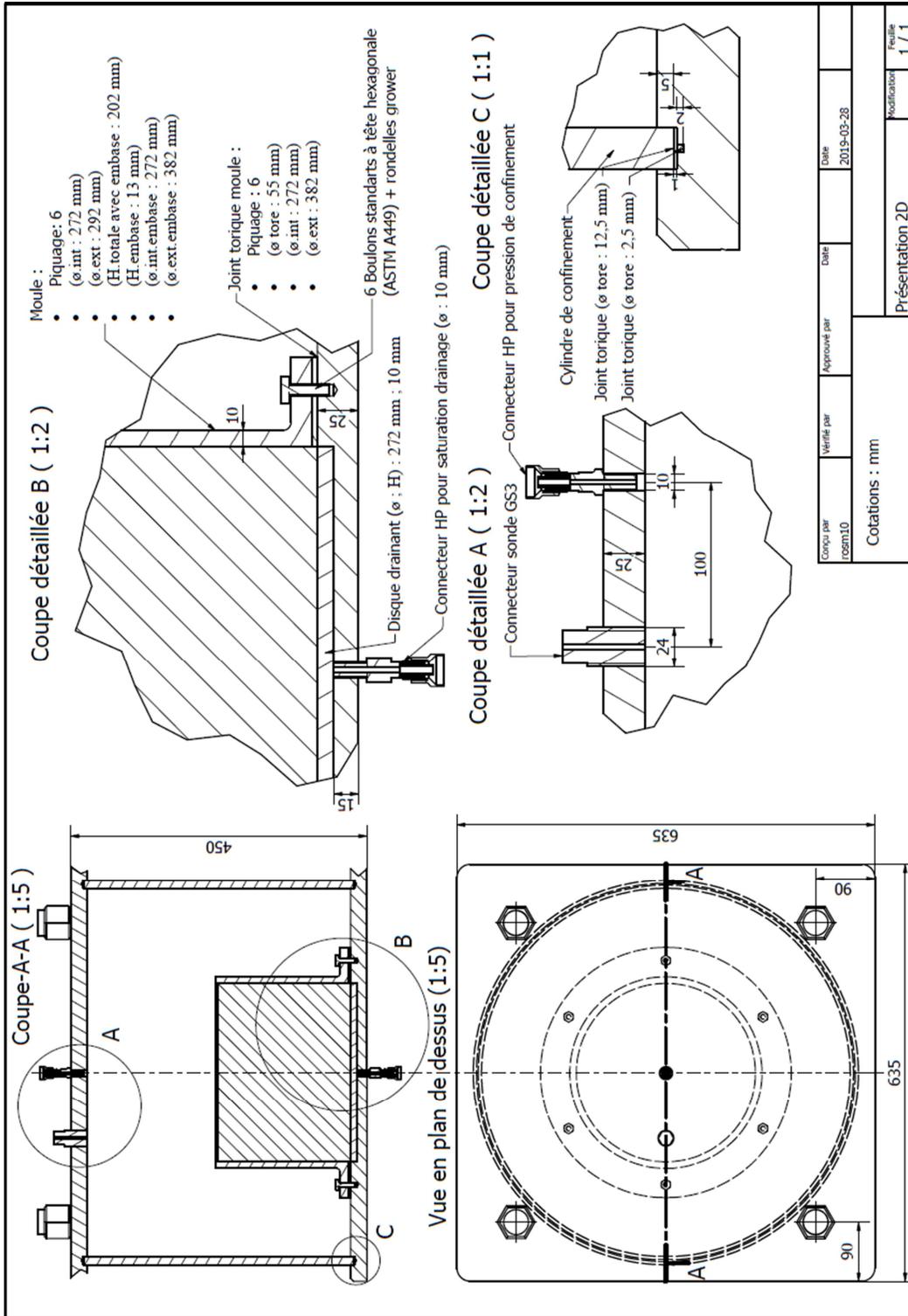
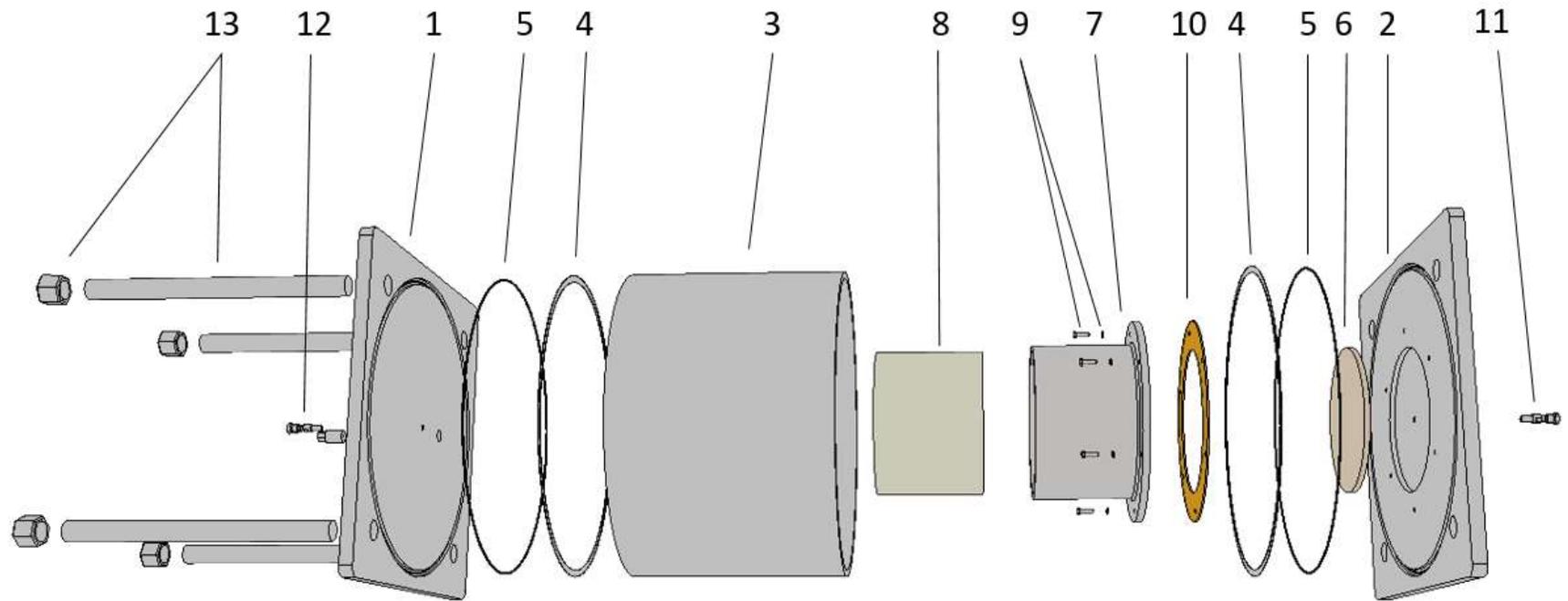


Figure A-2 : Coupe et détails de la cellule TEMPE grand format.



1 et 2 - Bases de la cellule de pression ;

3 - Cylindre de confinement ;

4 et 5 - Joint torique de confinement ;

6 – Pierre poreuse (1 bar) ;

7 – Moule acier de l'échantillon ;

8 – Échantillon ;

9 – Vis de fixation du moule sur la base inférieure ;

10 – Joint torique moule ;

11 et 12 - coupleur rapide femelle haute pression de type « Quick connect » ;

13 - Boulonnage d'ensemble

Figure A-3 : Vue éclatée de la cellule de pression

## ANNEXE B CONCEPTION DE LA CELLULE EXPÉRIMENTALE

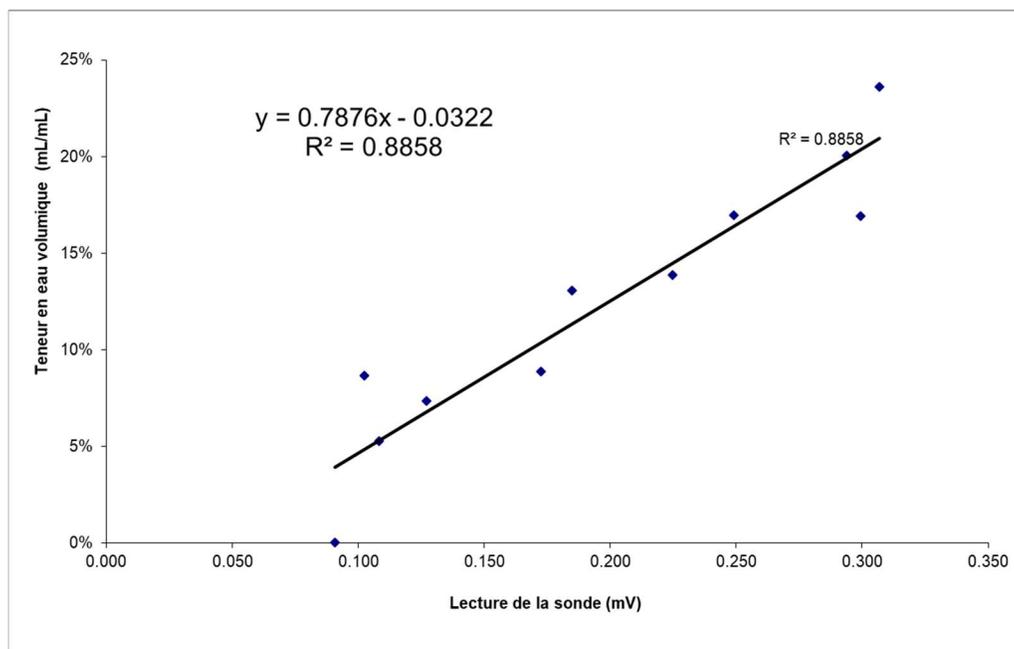


Figure B-1 : Calibrage de la sonde de teneur en eau GS3 dans un matériau de porosité 0,40 et 0,24

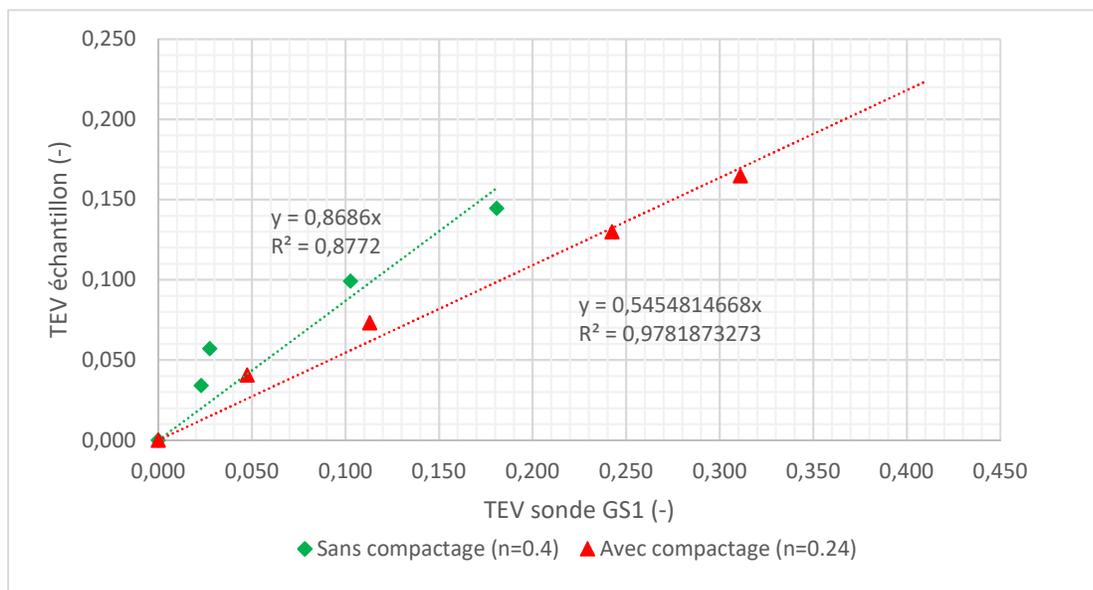


Figure B-2 : Calibrage de la sonde de teneur en eau GS1 dans le stérile concassé 0/19 mm de porosité 0,40 et 0,24.

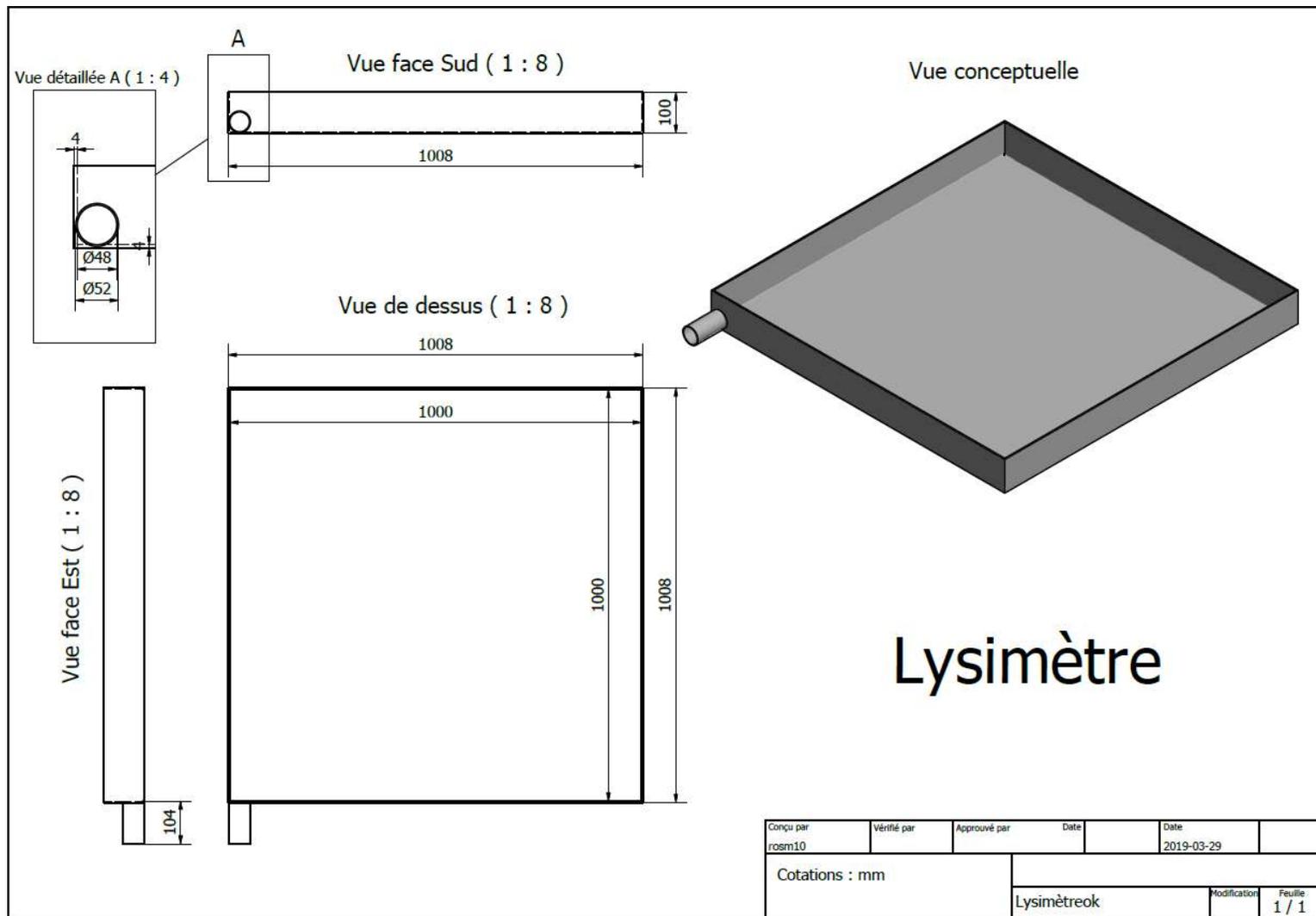


Figure B-3 Plan de conception des lysimètres.



Photo B-1 : Implantation finale des lysimètres (Août 2018)



Photo B-2 : Connection du drain au premier modèle de cuve de stockage (Août 2018)



Photo B-3 : Mise en place du drain de collecte des eaux de ruissellement en bas de la pente de 20% (Août 2018)



Photo B-4 : Vue depuis la station PW6. Disposition des stations de mesure in situ (premier plan) et des drains de collecte des eaux de ruissellement sur la pente à 20% et à 10% (second plan)



## ANNEXE C ÉTUDE DE PRIX

La présente étude fournit une ébauche des coûts potentiels relatifs à la construction et au suivi de l'ouvrage expérimental uniquement, et non les frais pouvant être liés à la suite du projet. L'étude de prix enveloppe les coûts liés :

- à la machinerie lourde employée pour la réalisation du lot terrassement et construction ;
- à l'achat de l'appareillage et éléments nécessaires pour assurer le suivi hydrogéologique ;
- au déplacement d'un adjoint technique et des professionnels ;
- aux véhicules permettant le transport des opérateurs depuis l'UQAT jusqu'à la mine Doyon/Westwood ;
- aux déplacements des opérateurs pour faire le suivi des stations de mesures et le téléchargement des données de terrain.

Tableau C-1 : Déboursé sec de l'ouvrage 1/4

Composants	U	Quantités	Cout/U (\$)	Cout/heure	Jours	Heures/J	Matériaux	Matériels	Main d'œuvre
<b>Personnel/Construction</b>									
Adjoints techniques et professionnels	/	1 à 2	/	45	30	10			13500
Professeur titulaire / Chaire industrielle*	/	1	/	275	0,02	/			0*
Etudiant*	/	1	/	50	10	8			0*
						Total			13500

\* Les frais liés à la supervision des travaux de terrain par le référent direct de l'étudiant sont couverts par l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) et l'Institut de Recherches en Mine et Environnement (IRME).

\* Les frais liés aux travaux de terrain réalisés par l'étudiant sont pris en charge par l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT).

Tableau C-2 : Déboursé sec de l'ouvrage 2/4

Composants	U	Quantités	Cout	Cout/heure	Jours	Heures/J	Matériaux	Matériels	Main d'œuvre	
<b>Machinerie et véhicule de transport</b>										
Pelle mécanique	U	1	/	130	10	8		14400		
Compacteur	U	1	320 \$/SEMAINE	/	10	/		640		
Véhicule de transport	U	1	50 \$/DEPLACEMENT	/	15	/		750		
							Total		15790	

Tableau C-3 : Déboursé sec de l'ouvrage 3/4

Composants	U	Quantités	Cout/U (\$)	Cout/heure	Jours	Heures/J	Matériaux	Matériels	Main d'œuvre
<b>Systèmes de collecte des eaux</b>									
Stériles 0/19mm	m3	7	100/m3	/	/	/		0	
Lysimètre acier	U	12	500	/	/	/		4800	
Coude flexible 1/2 pouce	U	6	12,5	/	/	/		75	
Manchon flexible 1/2 pouce	U	6	8,5	/	/	/		51	
Tuyau ABS 1/2 pouce	U	6	11	/	/	/		66	
Réservoir de récupération des eaux	U	6	75	/	/	/		450	
						<b>Total</b>		5442	

Tableau C-4 : Déboursé sec de l'ouvrage 4/4

Composants	U	Quantités	Cout/U	Cout/heure	Jours	Heures/J	Matériaux	Matériels	Main d'œuvre
<b>Systèmes de collecte de données</b>									
DECAGON 40474 Sonde GS1	U	18	157	/	/	/		2826	
DECAGON 40477 Sonde GS3	U	6	355	/	/	/		2130*	
DECAGON 40800 Enregistreur Em50, 5-canaux	U	6	660	/	/	/		3960*	
SOILMSOITURE 2725ARL36 Tensiomètre Jet Fill 36"	U	12	208	/	/	/		1872	
IRROMETER 200SS-15 Sonde Watermark, câble 15 pieds	U	18	50,75	/	/	/		913,5	
IRROMETER 30-KTCD-NL Watermark Meter appareil de lecture manuelle	U	1	321,25	/	/	/		321,5*	
						Total		13456,75	

\* Les coûts associés à ces équipements sont nuls. L'IRME dispose d'équipements similaires reconditionnés en quantité suffisante pour être utilisés dans le cadre de ce projet.



# HOSKIN SCIENTIFIQUE LTÉE



environnement



instrumentation



génie civil/essais de matériaux

8 septembre 2017

Soumission: MTLQ29491DVe

Monsieur Marc Rossit  
UNIVERSITE DU QUEBEC EN  
ABITIBI-TEMISCAM  
445 BOUL DE L'UNIVERSITÉ  
ROUYN-NORANDA, QC J9X 5E4

Monsieur Rossit,

Faisant suite à votre demande, j'ai le plaisir de vous soumissionner les articles suivants:

#	Item	Description	Qte	Prix Unitaire	Prix Total
A	E240-40477	DECAGON 40477 Sonde GS3, teneur en eau, température et conductivité. Avec connecteur.	18	\$355,00	\$6 390,00
B	E240-40800	DECAGON 40800 Enregistreur Em50, 5-canaux	6	\$660,00	\$3 960,00
C	E127-2725ARL36	SOILMSOITURE 2725ARL36 Tensiomètre Jet Fill 36" avec manomètre qui peut être recalibré	9	\$208,00	\$1 872,00
D	G835-200SS-15	IRROMETER 200SS-15 Sonde Watermark, câble 15 pieds	18	\$50,75	\$913,50
E	G835-30-KTCD-NL	IRROMETER 30-KTCD-NL Watermark Meter appareil de lecture manuelle	1	\$321,25	\$321,25

Espérant le tout satisfaisant, veuillez agréer, Monsieur Rossit, l'expression de mes salutations les plus distinguées.

**Dick Verlaan, Représentant Technique**  
dverlaan@hoskin.ca

Figure C-1 : Devis matériels de mesure

## ANNEXE D FICHES D'ÉVALUATION DES RISQUES

Tableau D-1 : Fiche d'évaluation des risques pendant l'essai de mouillage

TERRAIN			
Date: 17 juillet 2019		Début:	Fin:
Personnes impliqués dans le travail:		Entreprise: URSTM	
Rossit Marc	Elvin Basto		
Secteur de travail: Halde à stériles Sud Doyon			
Travail autorisé par: Bruno Bussière et Mario Gagnon			Téléphone:
LISTE DES PRÉALABLES AU TRAVAIL			
	OUI	NON	N/A
Équipement de protection individuel			
Bottes	X		
Lunette de sécurité	X		
Dossard	X		
Casque de sécurité	X		
Masque à gaz			X
Gants	X		
Permis de conduire	X		
ÉTAT DU TRAVAILLEUR			
	OUI	NON	
Je suis en santé et disposé à travailler			
J'ai les capacités et la formation pour réaliser la tâche			
J'ai bien compris les directives et les consignes			

Tableau D-2 : Identifications et mesures préventives contre les risques pendant l'essai de mouillage

<b>IDENTIFICATION DES RISQUES LIÉES AUX TACHES: Essai de mouillage sur la cellule expérimentale</b>		
<b>Risques</b>	<b>Mesures préventives à prendre</b>	<b>Personnel concerné</b>
<b>1. Risque lié au transport du matériel</b>	Sangler la cuve et les éléments composants le circuit hydraulique indépendamment à la benne du camion. Rouler à une vitesse maximale de 80 km/h pendant le transport.	Technicien URSTM, Étudiant
<b>2. Prévention des risques liés au montage du circuit</b>	Risque de pincement de la main lors du montage du circuit. L'utilisation des gants de manutention est obligatoire lors du serrage des embouts camlock. Éviter les chutes et glissements en montant le circuit uniquement sur la face plane de la cellule et non pas sur le talus. Fixer chaque arbre à buse à une tige en métal pur éviter leur basculement de la ligne pendant l'essai. Positionner la partie linéaire du circuit	Technicien URSTM, Étudiant.
<b>3. Prévention des risques liés à la mise en route du système hydraulique</b>	Positionner le camion proche de la cellule expérimentale dans un endroit dégagé pour être à la vue des autres engins. Brancher le raccord 3 pouces à la pompe du camion avec des gants de manutention. Rester en dehors de la zone d'alimentation du camion-citerne pour éviter tout risque lié à l'arrachement du réseau une fois mis sous pression. S'assurer que les boyaux d'alimentation du camion au circuit soient déroulés au complet et tendus pour limiter les risques brutaux de détente sous pression. S'assurer que les gicleurs soient bien vissés avant la mise en route du circuit.	Technicien URSTM, Étudiant, Chauffeur camion-citerne
<b>4. Circulation sur la cellule expérimentale pendant l'essai pour effectuer d'éventuels réglages sur les buses</b>	Circuler dans l'axe central de la cellule. Si une buse est défectueuse ou un réglage supplémentaire est à réaliser, couper premièrement l'alimentation située sur l'arbre puis effectuer les opérations nécessaires. Remettre ensuite l'alimentation de la buse en marche. Éviter de s'exposer au-dessus de la buse pendant son fonctionnement.	Technicien URSTM, Étudiant

Tableau D-3 : Fiche d'évaluation des risques 2/2

TERRAIN			
Date: 17 juillet 2019		Debut:	Fin:
Personnes impliqués dans le travail:	Yvan Poirier	Entreprise: URSTM	
Rossit Marc	Jean-Christophe Turcotte		
Alain Perrault	Elvin Basto		
Secteur de travail: Halde à stériles Sud Doyon			
Travail autorisé par: Bruno Bussière et Mario Gagnon			Téléphone:
LISTE DES PRÉALABLES AU TRAVAIL			
	OUI	NON	N/A
Équipement de protection individuel			
Bottes	X		
Lunette de sécurité	X		
Dossard	X		
Casque de sécurité	X		
Masque à gaz			X
Gants	X		
Permis de conduire	X		
ÉTAT DU TRAVAILLEUR			
	OUI	NON	
Je suis en santé et disposé à travailler			
J'ai les capacités et la formation pour réaliser la tâche			
J'ai bien compris les directives et les consignes			

Tableau D-4 : Identifications et mesures préventives contre les risques 2/2

<b>IDENTIFICATION DES RISQUES LIÉES AUX TACHES: Construction de la cellule expérimentale sur la Halde Sud</b>		
Risques	Mesures préventives à prendre	Personnel concerné
1. Recul du camion et de la remorque à l'immobilisation	Actionner le frein à main du camion et mettre en place les cales de roues	Technicien URSTM, Étudiant
2. Prévention des risques liés à l'arrimage ou désarrimage du laboratoire mobile	Risque élevé d'écrasement de la main. L'utilisation des gants de manutention est obligatoire. Si un incident se produit, vérifier que l'opérateur est conscient et ne pas désarrimer la remorque. Contacter le surintendant environnement et les secours. Rester avec l'opérateur jusqu'à l'arrivée des secours.	Technicien URSTM, Étudiant.
3. Circulation et intervention sur chantier : Prévention des collisions et du risque de heurt	Informé chaque intervenant des règles de circulation lors de l'épandage des matériaux pendant le terrassement. Contrôler son environnement, assurer/conservé un contact visuel en tout temps entre le machiniste et le travailleur et assurer une distance minimale d'au moins 2 mètres entre le godet en mouvement et l'opérateur de terrain. Informer le travailleur à pied de ne pas se tenir dans les angles morts de l'engin, ne pas s'agenouiller à l'arrière de la pelle	Technicien URSTM, Étudiant, Machiniste, Conducteur de poids lourd.
4. Prévention des risques de renversement des engins pendant la construction, lors du déchargement des matériaux, pendant l'opération de régalage et de compactage	Circuler sur les zones stabilisées, utiliser les engins équipés de cabine ROPS. S'assurer de la stabilité du tombereau avant bennage, aligner le tracteur et la benne de l'articulé, conserver les roues directrices dans l'axe de l'engin, aligner la pelle mécanique en arrière du tombereau articulé lors du déchargement, respecter les indications données ou les zones aménagées par le conducteur de la pelle mécanique lors du régalage. Limiter les vitesses dans la zone de dévers, garder une distance de sécurité autour de l'engin pendant le bennage, benner avec prudence et s'assurer de la bonne descente des matériaux. Compacter les matériaux du milieu vers l'extérieur de la plateforme, s'assurer d'un minimum de stabilité avant d'entamer le compactage périphérique, sangler la compacteuse à la pelle mécanique pour compacter en périphérie si le risque de renversement en pente considéré est trop important. Si le renversement de la plaque vibrante se fait ressentir, lâcher le tout, en aucun cas retenir l'engin et récupérer la compacteuse à l'aide de la pelle.	Technicien URSTM, Étudiant, Machiniste, conducteur de poids lourd.

 IAMGOLD	<b>PROCÉDURE GÉNÉRALE</b>	<b>ENTG-08</b>
	<b>Arrivée d'un nouvel équipement</b>	<b>Version 6, 2014-08-20</b>

APPROBATION DE LA PROCÉDURE	
2014/08/26 Date	 Supintendant entretien

HISTORIQUE DES RÉVISIONS				
Version No :	Date	Section	Page(s)	Motifs des modifications
1	1989-09-15			Original
2	2011-07-12			Inconnue
3	2011-11-11			Révision générale (ancienne ENTG-18)
4	2012-08-22			Annexe 1 Rev02
5	2013-02-06	3	1	Modification en lien avec l'application de l'Annexe 1 Rev03
6	2014-08-20	Annexe		Révision du tableau annexe 1

Tout nouveau véhicule motorisé devant aller sous terre doit être vérifié par le département d'entretien, incluant les véhicules des entrepreneurs.

Une personne attitrée par le service d'entretien fera la vérification de tous les véhicules motorisés utilisés pour le sous terre, incluant les véhicules des entrepreneurs.

Le but de la présente procédure est de s'assurer que les véhicules sont conformes aux différents règlements gouvernementaux en vigueur ainsi qu'aux procédures internes du Projet Westwood.

1. La vérification avec l'aide mémoire en annexe doit être faite avant que le véhicule puisse descendre sous terre.
2. Les résultats de l'inspection sont consignés sur le formulaire "Inspection des véhicules sous terre" en indiquant pour chacun des items: Fait, N/A (non-applicable), À faire (voir annexe 1).
3. Le contremaître doit déterminer les items 'À faire' sur les véhicules avant d'assigner ses travailleurs à leurs tâches.

 IAMGOLD	<b>PROCÉDURE GÉNÉRALE</b>	<b>ENTG-08</b>
	<b>Arrivée d'un nouvel équipement</b>	<b>Version 6, 2014-08-20</b>

4. Une fois les items vérifiés et conformes, le travailleur doit apposer ses initiales dans la colonne 'fait' de l'aide mémoire en annexe.
5. Si le véhicule est **conforme**, les différents représentants doivent **signer** le formulaire en indiquant la date de vérification.
6. Si le véhicule n'est **pas conforme**, les différents représentants **ne doivent pas signer** le formulaire. Après que les modifications requises aient été effectuées, le véhicule doit être revu pour compléter l'inspection. **Entretemps, le véhicule ne peut pas être utilisé sous terre.**



Standard de sécurité						
X = R.S.S.T.M. X = Ajout Westwood	Système d'incendie automatique	Extincteur	Alarme de recul	Klaxon	Gyrophare Ambre	Gyrophare Rouge
	R.S.S.T.M. 133 (Plus de 100L / 22Gal de combustible et explosif)	R.S.S.T.M. 130	R.S.S.T.M. 175 (Camion ayant une capacité de plus de 11000Lbs / 5000Kg) + (Chargeuse sur pneus ayant une capacité de plus de 4960,3Lbs / 2250Kg)	R.S.S.T.M. 174	Aucune loi (Direct sur la batterie avec un interrupteur)	R.S.S.T.M. 434 (Si explosif)
Autobus		X	X	X		
Boulonneuses	X	X	X	X		
Camionnette de surface		X	X	X		
Camion et pompe à ciment	X	X	X	X		
Chariots élévateurs	X Telehandlers CAT TH255 sous terre seulement	X	X	X		X
Ciseaux élévateurs	X	X	X	X		X
Camion à mât	X	X	X	X	X	
Chargeuse navette	X	X		X		
Chargeuse sur pneus		X	X	X		
Camion service surface		X	X	X		
Camion tombereau	X	X	X	X		
Cavo		X				
Muck machine		X				
Excavatrice		X		X		
Foreuse	X	X	X	X		
Jeep		X	X	X	X	
Jumbos	X	X	X	X		
Locos		X		X		X
Foreuse longtom		X				
Niveleuse	X	X	X	X		
Remorque						
Soudeuse		X				
Transporteur d'explosif	X	X	X	X		X
Tracteurs	X Anfo loader seulement	X	X	X	X	X Anfo loader seulement

**ANNEXE E CONSTRUCTION DE LA CELLULE EXPÉRIMENTALE**  
**PLAN D'IMPLANTATION DE LA CELLULE EXPÉRIMENTALE AU**  
**TACHÉOMÈTRE AUTO-RÉDUCTEUR.**

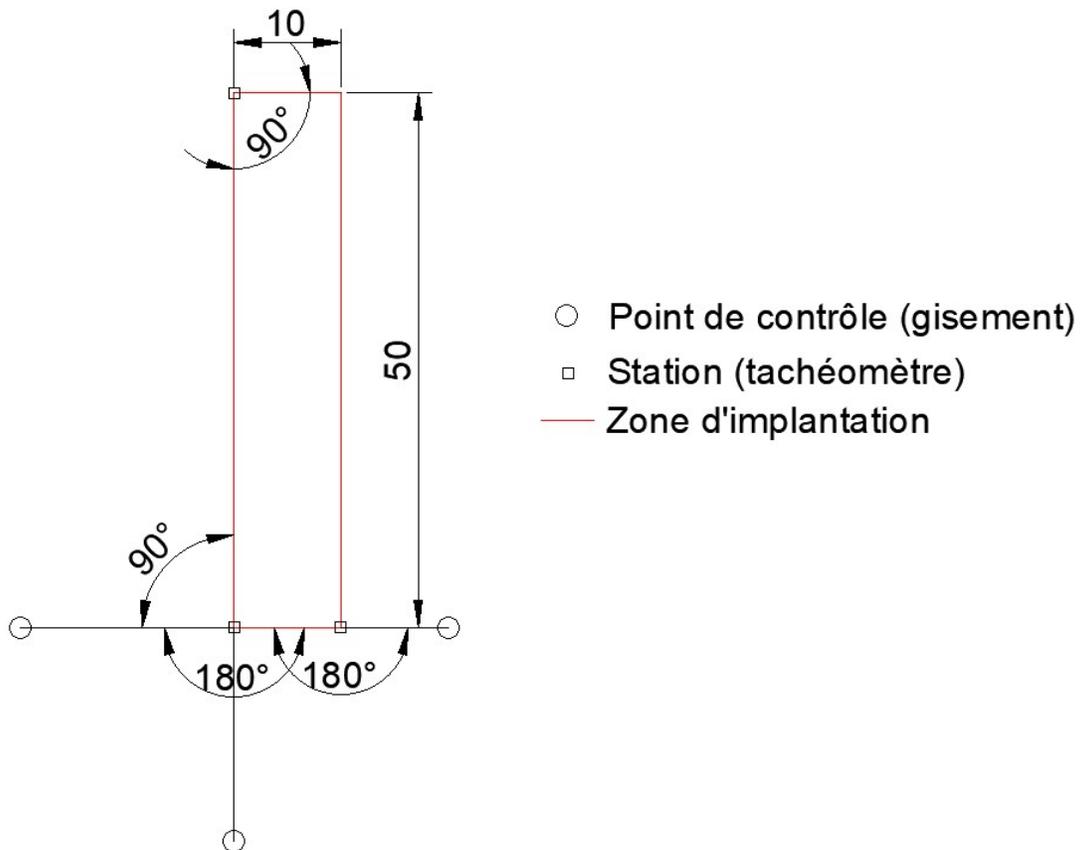


Figure E-1: Plan d'implantation de la cellule expérimentale.; Unité : mètre. (version Autocad 2019)

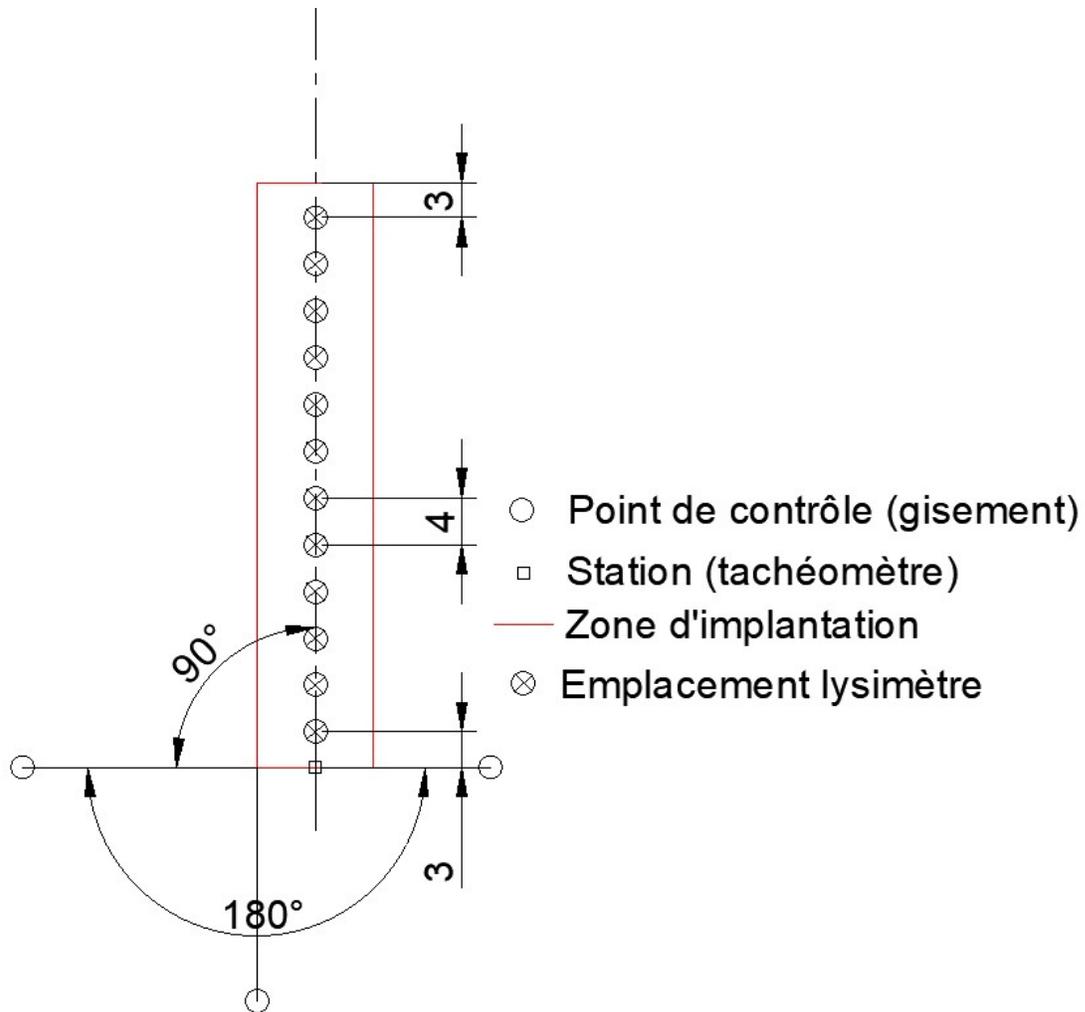


Figure E-2 : Plan d'implantation des lysimètres. Espacements de 3 mètres aux extrémités et 4 mètres à l'intermédiaire.; Unité : mètre. Auteur : Rossit Marc 2018 (version Autocad 2019)



## TERRASSEMENT



Photo E-1: Rehaussement du niveau de l'ancienne rampe d'accès

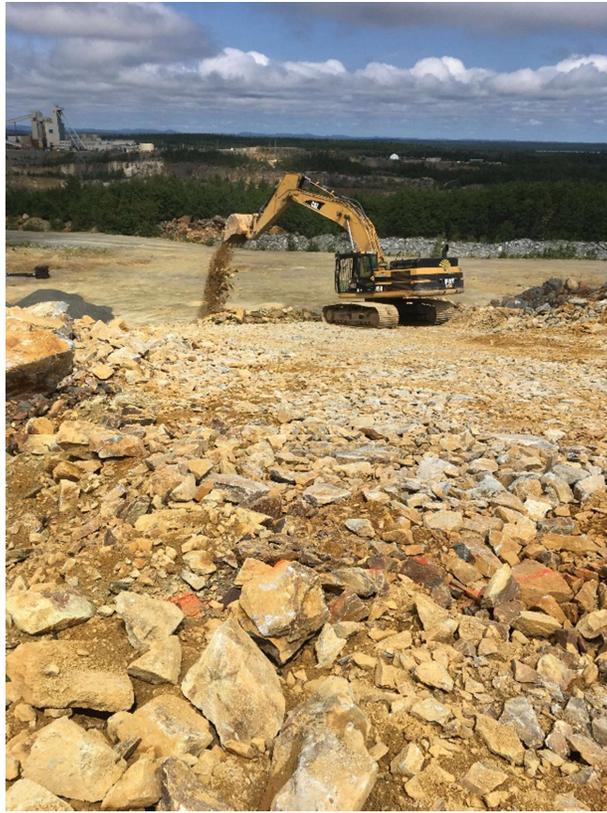




Photo E-3: Vue finale du plateau en partie basse



Photo E-4: Rehaussement du niveau de l'ancienne rampe d'accès



Photo E-5: Rehaussement du niveau de l'ancienne rampe d'accès



Photo E-6 : Vue finale du plateau en partie basse

## CONSTRUCTION DE LA COUCHE DE STÉRILES MINIERS 0/800 MM



Photo E-7: Apport des matériaux pour la couche de réglage



Photo E-8: Épandage et nivellement de la couche de réglage pour obtenir les côtes aux niveaux de la PST.



Photo E-9 : Vue finale du profil de terrassement aux côtes de la PST désirée

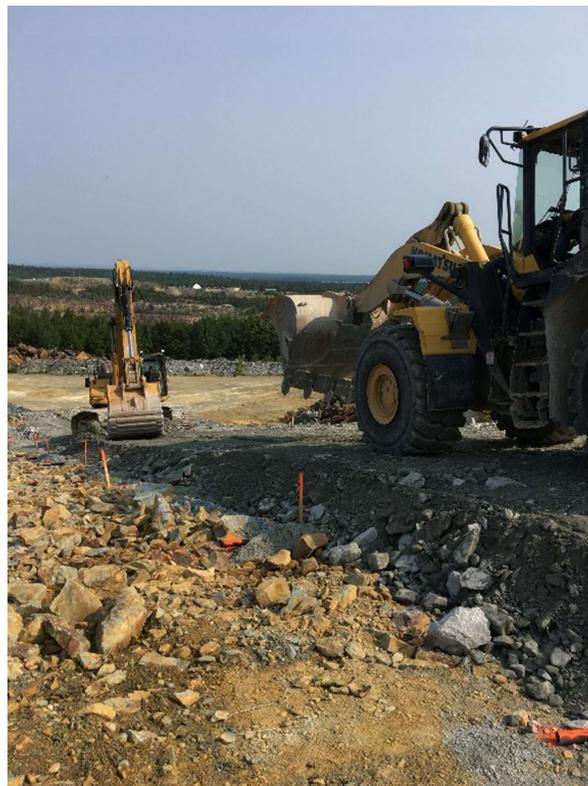


Photo E-10 : Mise en œuvre de la première couche de stériles miniers 0/800 mm (niveau +0.00 à +0.50m)



Photo E-11 : Mise en œuvre de la seconde couche de stériles miniers 0/800 mm (niveau +0.50 à +1.00m)



Photo E-12 : Mise en œuvre de la troisième couche de stériles miniers 0/800 mm (+1.00 à +1.50m)



Photo E-13 : Vue de la cellule expérimentale après la mise en œuvre des trois couches de stériles miniers 0/800 mm

## CONSTRUCTION DE LA COUCHE DE STÉRILES MINIERS 0/19MM



Photo E-14 : Mise en œuvre de la couche 1 de déviation en stériles miniers concassés 0/19mm

## ANNEXE F PRESCRIPTIONS TECHNIQUES SUR LE COMPACTAGE DES STÉRILES MINIERS

### CLASSIFICATION DES STÉRILES MINIERS CONCASSÉS 0/19 MM SELON LE GUIDE TECHNIQUE SUR LA RÉALISATION DES REMBLAIS (GTR)

La classification a été établie à l'aide du *fascicule I et II SETRA-LCPC 1992*. Ce guide définit les conditions d'emploi des matériaux (sols, matériaux rocheux, sous-produits industriels) utilisés dans la construction des remblais et des couches de forme du domaine routier.

Le guide comprend deux fascicules. Le premier, intitulé "principes généraux", décrit la démarche d'ensemble de la méthode ; sa connaissance est nécessaire à la compréhension du deuxième fascicule, intitulé "annexes techniques", qui présente sous forme de tableaux détaillés :

- La classification des sols, des matériaux rocheux et des sous-produits,
- Les conditions d'utilisation des matériaux en remblai et en couche de forme, y compris les modalités de compactage.

Ce fascicule, permet donc de définir la classe d'un matériau selon sa nature, son état hydrique et son comportement mécanique relatifs aux modalités d'utilisation en remblai ou en couche de forme. Toutefois ce guide n'est pas assimilé à un guide complet de conception et de réalisation de ces natures d'ouvrage. En effet, pour prétendre à ce titre, d'autres points, comme par exemple, la pente, la localisation et le climat sont des modalités particulières qui assurent aussi la stabilité de l'ouvrage, devraient être précisés ici, mais n'ont pas été prises en compte dans cette étude.

Par conséquent, le matériau été classifiés uniquement selon:

- Sa granularité (analyse granulométrique) ;
- Son état de consistance (Limites d'Atterberg, VBS);
- Son paramètre d'état (Essai Proctor Normal).

Les descriptions et les résultats de ces essais ont été présentés dans le chapitre précédent. Toutefois, un récapitulatif des résultats utilisés pour la classification est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau F-1 : Tableau récapitulatif des résultats utilisés pour la classification des stériles miniers 0/19 mm selon le fascicule II du SETRA-LCPC 1992

<b>Type d'essai en vue d'une classification au GTR.92</b>	
<b>Essais d'identification et de nature</b>	
Analyse granulométrique	D60 (mm): 7 D10 (mm): 0,037 Cu (-): 176 Cc (-): 7 Passant à 80 µm (%): 14 Passant à 2 mm (%): 35
Limites d'Atterberg	w <sub>L</sub> (-): 0,34 w <sub>P</sub> (-): 0,252 I <sub>p</sub> (%): 8,8
Valeur au bleu de Méthylène (VBS)	VBS : 0.03
<b>Essai d'état</b>	
Essai Proctor Normal	w <sub>OPN</sub> (%): 6,8 Porosité optimum (-) : 0,18 Densité sèche optimum (g/cm <sup>3</sup> ) : 2,38

## CLASSIFICATION DU MATÉRIAU SELON SA NATURE ET SON ÉTAT HYDRIQUE

### *Nature du sol :*

La classification des stériles miniers concassés 0/19 mm a été établie de manière visuelle et à l'aide du tableau synoptique de classification des matériaux et des tableaux de classification. Ces documents sont proposés dans le fascicule II et présentés dans les figures 7-10 et 7-11. Le fascicule II propose plusieurs classes: A (sols fins), B (sol sableux et graveleux avec fines), C (sols comportant des fines et des gros éléments), D (sols insensibles à l'eau), R (matériaux rocheux évolutifs et non évolutifs) et F (sols organiques et sous-produits industriels). Selon l'état visuel du stérile minier et de sa provenance, celui-ci aurait pu s'apparenter à un matériau de classe R ou F. Toutefois, selon les spécifications visuelles et des classifications exposées pour ce matériau, considéré comme un sous-produit industriel, ci-dessous dans la figure 7-11, ce dernier s'apparente fortement à un matériau de classe B.

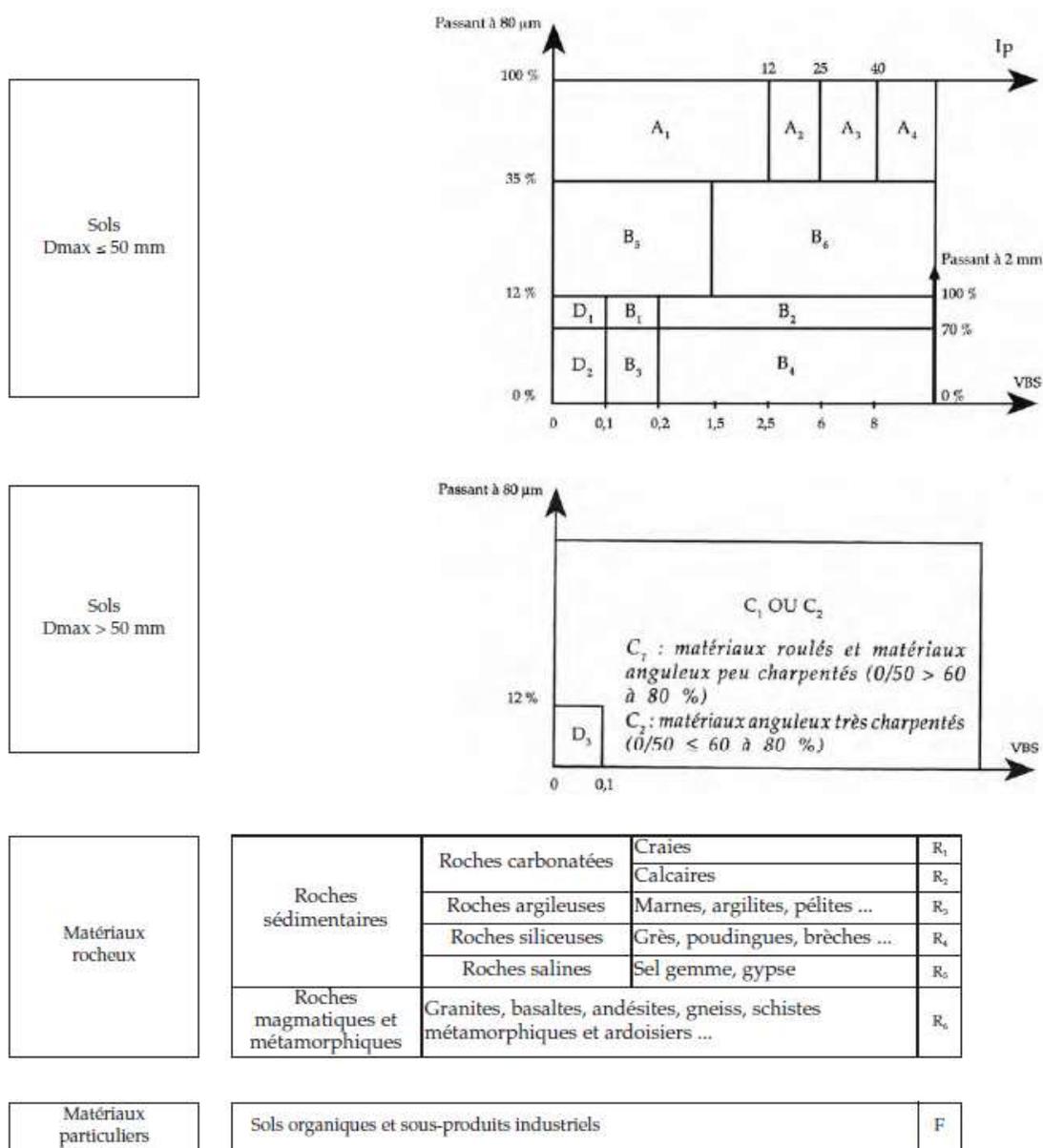


Figure F-1 : Extrait du tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature (extrait fascicule II SETRA-LCPC 1992)

Plus précisément, la classe du matériau a été déduite à l'aide des résultats de l'analyse granulométrique et des paramètres d'identifications ( $I_p$  et VBS). A l'aide du tableau synoptique présenté en figure 7-11, les stériles miniers concassés de gamme 0/19 mm ont été associés à la classe B<sub>5</sub>, qualifiant la texture du sol comme sableuse et graveleuse avec fines ( $D_{max} \leq 50$  mm ; tamisât à 80  $\mu\text{m} \leq 35$  % et VBS < 0.1). Il est important de spécifier que nous avons privilégié la

valeur au bleu de méthylène (VBS) et non l'indice de plasticité ( $I_p$ ) comme le recommandaient les prescriptions du fascicule II.

Les descriptions fournies dans les tableaux du fascicule II mentionnent que les caractères principaux des sols associés à la classes  $B_5$  sont respectivement (extrait *fascicule II SETRA-LCPC 1992*):

- $B_5$  : La proportion des fines et la faible plasticité de ces dernières, rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols  $A_1$ . Pour la même raison indiquée à propos des sols  $A_1$ , il y a lieu de préférer le critère VBS au critère  $I_p$ , pour l'identification des sols  $B_5$ .

*Note au sol propre au type  $A_1$  (extrait fascicule II SETRA-LCPC 1992)*

Ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur  $w_n$  est proche de  $w_{OPN}$ . Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques, il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Indice de plasticité ( $I_p$ ).

Ainsi, selon les mesures de classification les stériles miniers concassés ont été classifiés de type  $B_5$ .

*État hydrique considéré :*

L'état hydrique du sol est généralement considéré pour statuer sur le choix de la méthode de compactage à adopter et sera présentée plus bas. Habituellement, l'état hydrique des sols est pris en compte les sols meubles sensibles à l'eau. Dans notre cas, les résultats de l'essai VBS a démontré que les stériles miniers concassés sont insensibles à l'eau.

L'état hydrique a été déterminé avec la teneur en eau naturelle  $w_n$  des échantillons de sols prélevés sur le terrain avant la construction de la couche de déviation, et de la teneur en eau obtenue à l'optimum Proctor  $w_{OPN}$  et classifié selon le tableau de la figure 7-11. Les résultats des teneurs en eau obtenus à l'aide du gamma densimètre et des échantillons de sols sont présentés à l'annexe G.

La teneur en eau massique moyenne des échantillons s'élevait à 3.76% pour les stériles miniers concassés mis en œuvre pour les trente premiers centimètres de la couche de déviation, et de 3.70% pour la seconde moitié de la couche. Les valeurs mesurées à l'aide du gamma densimètre ont indiqué que la teneur en eau moyenne était égale à 4.2% pour la première couche et 3.85% pour la deuxième couche. Ainsi, selon les paramètres et les valeurs de seuils retenues, les stériles miniers concassés ont été classifiés comme un sol de type B<sub>5</sub> dont l'état hydrique est spécifié de sec « s » soit B<sub>5s</sub> selon la figure 7-11 et 7-15. Cette classification a été déterminée à partir de la relation suivante :  $0.6 \times w_{OPN} \leq w_n \leq 0.9 \times w_{OPN}$ , fournie dans le guide, qui spécifie que la teneur en massique devrait être au minimum de 3.9 % lors de la mise en place du matériau pour considérer l'état du matériau comme sec d'après la classification en vigueur. Toutefois, il existe un faible écart entre la teneur en eau minimale et la teneur en eau massique des échantillons. Cependant, cette différence reste dans la limite acceptable dans le cadre de notre utilisation.

Les conditions d'utilisation en remblai définit selon l'état hydrique du matériau (figure 7-15) montrent qu'il nécessite d'un compactage C moyen à intense. Avec cette classification, il est conseillé à la figure 7-14 de compacter le matériau à l'aide d'un compacteur de classe PQ4 sur une épaisseur de couche de 20 cm maximum avec 4 passes de compactage.

**Classe B (suite)**

**SOLS SABLEUX ET GRAVELEUX AVEC FINES (suite)**

		← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI →			← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME →			
Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe
D <sub>max</sub> ≤ 50 mm et tamisat à 80 µm ≤ 35%	<b>B</b> Sols sableux et graveleux avec fines	- tamisat à 80 µm ≤ 12% - tamisat à 2 mm ≤ 70% - VBS > 0,2 ou ES ≤ 25	B <sub>4</sub> Graves argileuses (peu argileuses)...	La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau. Ils sont plus graveleux que les sols B <sub>5</sub> et leur fraction sableuse est plus faible. Pour cette raison, ils sont en général perméables. Ils réagissent assez rapidement aux variations de l'environnement hydrique et climatique (humidification - séchage). Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe, il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen". Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	IPI ≤ 7 ou w <sub>n</sub> ≥ 1,25 w <sub>OPN</sub>	B <sub>4</sub> th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>41</sub> th
					7 < IPI ≤ 15 ou 1,10 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 1,25 w <sub>OPN</sub>	B <sub>4</sub> h	LA > 45 ou MDE > 45	B <sub>42</sub> th
					0,9 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 1,10 w <sub>OPN</sub>	B <sub>4</sub> m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>41</sub> h
					0,6 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 0,9 w <sub>OPN</sub>	B <sub>4</sub> s	LA > 45 ou MDE > 45	B <sub>42</sub> h
							LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>43</sub> m
		w <sub>n</sub> < 0,6 w <sub>OPN</sub>	B <sub>4</sub> ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>41</sub> s			
		- tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% - VBS ≤ 1,5 ou I <sub>p</sub> ≤ 12	B <sub>5</sub> Sables et graves très silteux...	La proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières, rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A <sub>1</sub> . Pour la même raison qu'indiquée à propos des sols A <sub>1</sub> , il y a lieu de préférer le critère VBS au critère I <sub>p</sub> , pour l'identification des sols B <sub>5</sub> . Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite de connaître leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	IPI ≤ 5 ou w <sub>n</sub> ≥ 1,25 w <sub>OPN</sub>	B <sub>5</sub> th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>51</sub> th
					5 < IPI ≤ 12 ou 1,10 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 1,25 w <sub>OPN</sub>	B <sub>5</sub> h	LA > 45 ou MDE > 45	B <sub>52</sub> th
					12 < IPI ≤ 30 ou 0,9 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 1,10 w <sub>OPN</sub>	B <sub>5</sub> m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>51</sub> h
					0,6 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 0,9 w <sub>OPN</sub>	B <sub>5</sub> s	LA > 45 ou MDE > 45	B <sub>52</sub> h
							LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>53</sub> m
		w <sub>n</sub> < 0,6 w <sub>OPN</sub>	B <sub>5</sub> ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>51</sub> s			
		- tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% - VBS > 1,5 ou I <sub>p</sub> > 12	B <sub>6</sub> Sables et graves, argileux à très argileux	L'influence des fines est prépondérante ; le comportement du sol se rapproche de celui du sol fin ayant même plasticité que les fines du sol avec toutefois une plus grande sensibilité à l'eau due à la présence de la fraction sableuse en plus grande quantité.	IPI ≤ 4 ou w <sub>n</sub> ≥ 1,3 w <sub>OPN</sub> ou I <sub>c</sub> ≤ 0,8	B <sub>6</sub> th	LA > 45 ou MDE > 45	B <sub>61</sub> th
					4 < IPI ≤ 10 ou 0,8 < I <sub>c</sub> ≤ 1 ou 1,1 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 1,3 w <sub>OPN</sub>	B <sub>6</sub> h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>62</sub> th
					10 < IPI ≤ 25 ou 1 < I <sub>c</sub> ≤ 1,2 ou 0,9 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 1,1 w <sub>OPN</sub>	B <sub>6</sub> m	LA > 45 ou MDE > 45	B <sub>61</sub> h
0,7 w <sub>OPN</sub> ≤ w <sub>n</sub> < 0,9 w <sub>OPN</sub> ou 1,2 < I <sub>c</sub> ≤ 1,3	B <sub>6</sub> s				LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>62</sub> h		
					LA > 45 ou MDE > 45	B <sub>63</sub> m		
w <sub>n</sub> < 0,7 w <sub>OPN</sub> ou I <sub>c</sub> > 1,3	B <sub>6</sub> ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B <sub>61</sub> s					

Figure F-2 : Tableau de classification des matériaux de classe B selon leur nature et leurs caractéristiques (extrait du fascicule II - SETRA-LCPC 1992)

E	: Extraction,
G	: Action sur la granularité,
W	: action sur la teneur en eau,
T	: Traitement,
R	: Régalage,
C	: Compactage,
H	: Hauteur des remblais.

Figure F-3 : Rubriques sur les conditions d'utilisation des sols en remblai (extrait du fascicule II - SETRA-LCPC 1992)

Rubrique	Code	Conditions d'utilisation
E Extraction	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Extraction en couches (0,1 à 0,3m)
	2	Extraction frontale (pour un front de taille > 1 à 2m)
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Elimination des éléments > 800mm
	2	Elimination des éléments > 250 mm pour traitement
	3	Fragmentation complémentaire après extraction
W Action sur la teneur en eau	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Réduction de la teneur en eau par aération
	2	Essorage par mise en dépôt provisoire
	3	Arrosage pour maintien de l'état
	4	Humidification pour changer d'état
T Traitement	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Traitement avec un réactif ou un additif adaptés
	2	Traitement à la chaux seule
R Régalage	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Couches minces (20 à 30 cm)
	2	Couches moyennes (30 à 50 cm)
C Compactage	1	Compactage intense
	2	Compactage moyen
	3	Compactage faible
H Hauteur des remblais	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Remblai de hauteur faible ( $\leq$ 5m)
	2	Remblai de hauteur moyenne ( $\leq$ 10m)

Figure F-4 : Tableau récapitulatif des techniques de préparation des matériaux pour emploi en couche de forme ((extrait du fascicule I - SETRA-LCPC 1992)

Compacteur		Modélité																			
		P1	P2	P3	V1	V2	V3		V4		V5		VP1	VP2	VP3	VP4	VP5	SP1	SP2	PQ3	PQ4
Energie de compactage faible	Q/S	0,090	0,130	0,200	0,060	0,095	0,145		0,195		0,235									0,065	0,100
	e	0,30	0,45	0,60	0,30	0,40	0,30	0,60	0,40	0,80	0,45	0,95								0,20	0,30
	V	5,0	5,0	5,0	2,0	2,5	5,0	2,5	5,0	2,5	5,0	2,5								1,0	1,0
	N	4	4	3	5	5	3	5	3	5	2	4								3	3
	Q/L	450	650	1000	120	240	725	365	975	490	1175	590								65	100
Code 3	Q/S	0,050	0,080	0,120	0,030	0,050	0,075		0,100		0,120										0,050
	e	0,25	0,35	0,45	0,20	0,30	0,30	0,45	0,30	0,60	0,30	0,75									0,20
	V	5,0	5,0	5,0	2,0	2,0	3,0	2,0	4,0	2,0	5,0	2,0									1,0
	N	5	5	4	7	6	4	6	3	6	3	7									4
	Q/L	250	400	600	60	100	225	150	400	200	600	240									50
Code 2	Q/S		0,040	0,060		0,030	0,040		0,055		0,065										
	e		0,20	0,30		0,20		0,30	0,35	0,40	0,30	0,50									
	V		5,0	5,0		2,0		2,0	2,5	2,0	3,5	2,0									
	N		5	5		7		8	7	8	5	8									
	Q/L		200	300		60		80	140	110	230	130									
Code 1	Q/S																				
	e																				
	V																				
	N																				
	Q/L																				

Q/S	(m)
e	(m)
V	(km/h)
N	-
Q/L	(m <sup>3</sup> /h.m)

(\*) Imposé que Dmax < 2/3 de l'épaisseur de la couche compactée.

0 compacteur ne convenant pas

Figure F-5 : Tableaux de compactage pour l'utilisation des matériaux en remblai

B <sub>5</sub> (états m, s et ts)											
Sol	Observations générales	Situation météorologique		Conditions d'utilisation en remblai	Code						
					E	G	W	T	R	C	H
B <sub>5</sub> m	Ces sols sont très sensibles à la situation météorologique, qui peut très rapidement interrompre le chantier à cause de l'excès de teneur en eau ou au contraire, conduire à un matériau sec, difficile à compacter	++	pluie forte	Situation ne permettant pas la mise en remblai, avec des garanties de qualité suffisantes	NON						
		+	pluie faible	E : extraction frontale C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	2	0	0	0	0	2	2
		=	ni pluie, ni évaporation importante	C : compactage moyen	0	0	0	0	0	2	0
		-	évaporation importante	Solution 1 : arrosage W : arrosage pour maintien de l'état C : compactage moyen	0	0	3	0	0	2	0
				Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage intense	0	0	0	0	0	1	0
B <sub>5</sub> s	Ces sols sont très difficiles à compacter, du fait de leur faible teneur en eau. En conséquence il convient : - soit de compacter intensément avec un arrosage superficiel - soit d'humidifier le matériau dans sa masse pour le ramener en B <sub>5</sub> m  Cette humidification est encore relativement facile à réaliser	++	pluie forte	Situation ne permettant pas la mise en remblai, avec des garanties de qualité suffisantes	NON						
		+	pluie faible	E : extraction en couche R : couches minces C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	1	0	0	0	1	1	2
		=	ni pluie, ni évaporation importante	Solution 1 : humidification W : humidification pour changer d'état R : couches minces C : compactage moyen	0	0	4	0	1	2	0
				Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0	0	0	0	0	1	2
		-	évaporation importante	Solution 1 : extraction frontale et arrosage E : extraction frontale W : arrosage pour maintien de l'état C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	2	0	3	0	0	1	2
Solution 2 : humidification W : humidification pour changer d'état R : couches minces C : compactage moyen	0			0	4	0	1	2	0		
B <sub>5</sub> ts	<b>Sols normalement inutilisables en l'état</b> Mais leur humidification dans la masse peut être envisagée pour les ramener à l'état B <sub>5</sub> s, voire B <sub>5</sub> m				NON						

Figure F-6 : Tableau de conditions d'utilisation en remblai selon l'état hydrique du matériau.

**ANNEXE G CONTRÔLE QUALITÉ**  
**CONTRÔLE DE COMPACTAGE DES COUCHES**

Tableau G-1 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/800 mm à la profondeur 160 à 210 cm

<b>Couche stériles 0/800 mm profondeur:-210 à 160 cm</b>					
Point	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	w% (Troxler)	Compaction	Porosité
1	2336	2433	4.2	98.15%	19%
2	2214	2305	4.2	93.03%	23%
3	2259	2337	3.5	94.92%	22%
4	2474	2557	3.4	103.95%	16%
5	2333	2447	4.9	98.03%	19%
6	2229	2330	4.9	93.66%	22%
7	2291	2402	4	96.26%	21%
8	2339	2443	4.4	98.28%	19%
9	2401	2523	5.1	100.88%	18%
10	2391	2505	4.8	100.46%	18%
11	2312	2409	4.2	97.14%	20%
12	2369	2471	4.3	99.54%	18%
13	2252	2332	3.6	94.62%	22%
14	2231	2311	3.6	93.74%	22%
15	2454	2543	3.6	103.11%	16%
16	2465	2543	3.2	103.57%	16%
17	2345	2430	3.6	98.53%	19%
18	2295	2381	3.8	96.43%	21%
19	2185	2257	3.1	91.81%	24%
20	2345	2483	5	98.53%	19%
21	2287	2396	4.8	96.09%	21%
22	2041	2146	5.2	85.76%	28%

Tableau G-2 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/800 mm à la profondeur 110 à 160cm

<b>Couche stériles 0/800 mm profondeur:-160 à -110 cm</b>					
Point	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	w% (Troxler)	Compaction (%)	Porosité (%)
1	2310	2431	5.20%	97.06%	20%
2	2222	2345	6.40%	93.36%	23%
3	2070	2174	5.00%	86.97%	27%
4	2288	2419	5.70%	96.13%	21%
5	2201	2303	4.60%	92.48%	23%
6	1939	2058	6.10%	81.47%	30%

Tableau G-3 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/800 mm à la profondeur 60 à 110 cm

<b>Couche stériles 0/800 mm profondeur:-110 à -60cm</b>						
Point	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	w% (Troxler)	Compaction (%)	Porosité (%)	Teneur en eau massique (%) (échantillon)
1	2370	2428	2.50%	100%	18%	2.86%
2	2297	2395	4.30%	97%	20%	3.77%
3	2283	2372	3.90%	96%	21%	2.89%
4	2299	2390	3.90%	97%	20%	3.33%
5	2394	2482	3.60%	101%	18%	3.46%
6	2355	2446	3.90%	99%	19%	3.60%

Tableau G-4 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/19 mm à la profondeur 30 à 60 cm

<b>Couche stériles 0/19 mm profondeur:-60 à -30 cm</b>							
Point	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	w% (Troxler)	Compaction (%)	Porosité (%)	Teneur en eau massique (%) (échantillon)
1	2228	2.228	2320	4.20%	95%	22%	2.74%
2	2191	2.191	2285	4.30%	93%	23%	3.03%
3	2241	2.241	2327	3.90%	95%	22%	3.41%
4	2195	2.195	2289	4.10%	93%	23%	2.69%
5	2267	2.267	2360	4.50%	96%	21%	2.57%
6	2182	2.182	2276	4.30%	93%	24%	2.61%

Tableau G-5 : Résultats des densités sèches in situ obtenues au gamma densimètre pour la couche de stériles 0/19 mm à la profondeur 30 à 0 cm

<b>Couche stériles 0/19 mm profondeur: -30 à 0 cm</b>							
Point	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	w% (Troxler)	Compaction (%)	Porosité (%)	Teneur en eau massique (%) (échantillon)
1	2173	2.173	2249	3.50%	92%	24%	2.76%
2	2209	2.209	2295	3.90%	94%	23%	3.44%
3	2240	2.24	2321	3.00%	95%	22%	3.20%
4	2182	2.182	2274	4.30%	93%	24%	2.78%
5	2235	2.235	2334	4.50%	95%	22%	2.14%
6	2155	2.155	2242	3.90%	92%	24%	2.88%

Tableau G-6 : Résultats des densités sèches obtenues au gamma densimètre pour la planche d'essai constituée de stériles miniers concassés 0/19 mm

<b>Couche stériles 0/20 mm (Contrôle pour ajustement des passes pour le compactage)</b>							
Point	$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_p$ (kg/m <sup>3</sup> )	w% (Troxler)	Compaction (%)	Porosité (%)	Teneur en eau massique (%) (échantillon)
1	2136	2.136	2212	0.038	91%	25%	2.76%
2	2233	2.233	2324	0.041	95%	22%	3.44%
3	2240	2.24	2325	0.038	95%	22%	3.20%
4	2210	2.21	2290	0.037	94%	23%	2.78%
5	2249	2.249	2337	0.039	96%	22%	2.14%
6	2166	2.166	2239	0.034	92%	24%	2.88%

## CONTRÔLE DE LA TENEUR EN EAU DES COUCHES

Tableau G-7 : Résultats des teneurs en eau massique obtenues pour les stériles 0/800 mm après compactage de la couche

<b>Stériles miniers 0/800 mm (100-150 cm)</b>							
	Tare	M.totale (g)	M.humide (g)	M.totale sèche (g)	M.dry (g)	M.wet (g)	Teneur en eau massique (%)
PW1	1129	13928	12799	13540,6	12411,6	387,4	2,86%
PW2	633,4	6259,6	5626,2	6032,2	5398,8	227,4	3,77%
PW3	2943	11067	8124	10756,2	7813,2	310,8	2,89%
PW4	6319	10483	4164	10145,5	3826,5	337,5	3,33%
PW5	1131,7	11121	9989,3	10748,8	9617,1	372,2	3,46%
PW6	431,7	10448	10016,3	10084,7	9653	363,3	3,60%

Tableau G-8 : Résultats des teneurs en eau massique obtenues pour les stériles 0/19 mm après compactage de la couche

<b>Stériles miniers 0/19 mm Couche 1 (0-30 cm)</b>							
	Tare	M.totale (g)	M.humide (g)	M.totale sèche (g)	M.dry (g)	M.wet (g)	Teneur en eau massique (%)
PW1	1371,4	6557	5185,6	6381,9	5010,5	175,1	2,74%
PW2	1376,2	5857,3	4481,1	5684,9	4308,7	172,4	3,03%
PW3	1361,8	5549,5	4187,7	5366,6	4004,8	182,9	3,41%
PW4	1368,9	6355,8	4986,9	6189,4	4820,5	166,4	2,69%
PW5	1375,2	5803,5	4428,3	5658,3	4283,1	145,2	2,57%
PW6	1362,3	4861,1	3498,8	4737,4	3375,1	123,7	2,61%

Tableau G-9 : Résultats des teneur en eau massique pour les stériles 0/19 mm après compactage de la couche

<b>Stériles miniers 0/19 mm Couche 1 (30-60 cm)</b>							
	Tare	M.totale (g)	M.humide (g)	M.totale sèche (g)	M.dry (g)	M.wet (g)	Teneur en eau massique (%)
PW1	1383,8	5076,9	3693,1	4940,7	3556,9	136,2	2,76%
PW2	1369,3	7209	5839,7	6969	5599,7	240	3,44%
PW3	1365	6575	5210	6371	5006	204	3,20%
PW4	1088,3	7456	6367,7	7254	6165,7	202	2,78%
PW5	1379,6	5480,4	4100,8	5365,7	3986,1	114,7	2,14%
PW6	1383,3	6176	4792,7	6003	4619,7	173	2,88%

## ANNEXE H ESSAI D'INFILTRATION À GRANDE ÉCHELLE

### CONCEPTION DU CIRCUIT DE MOUILLAGE

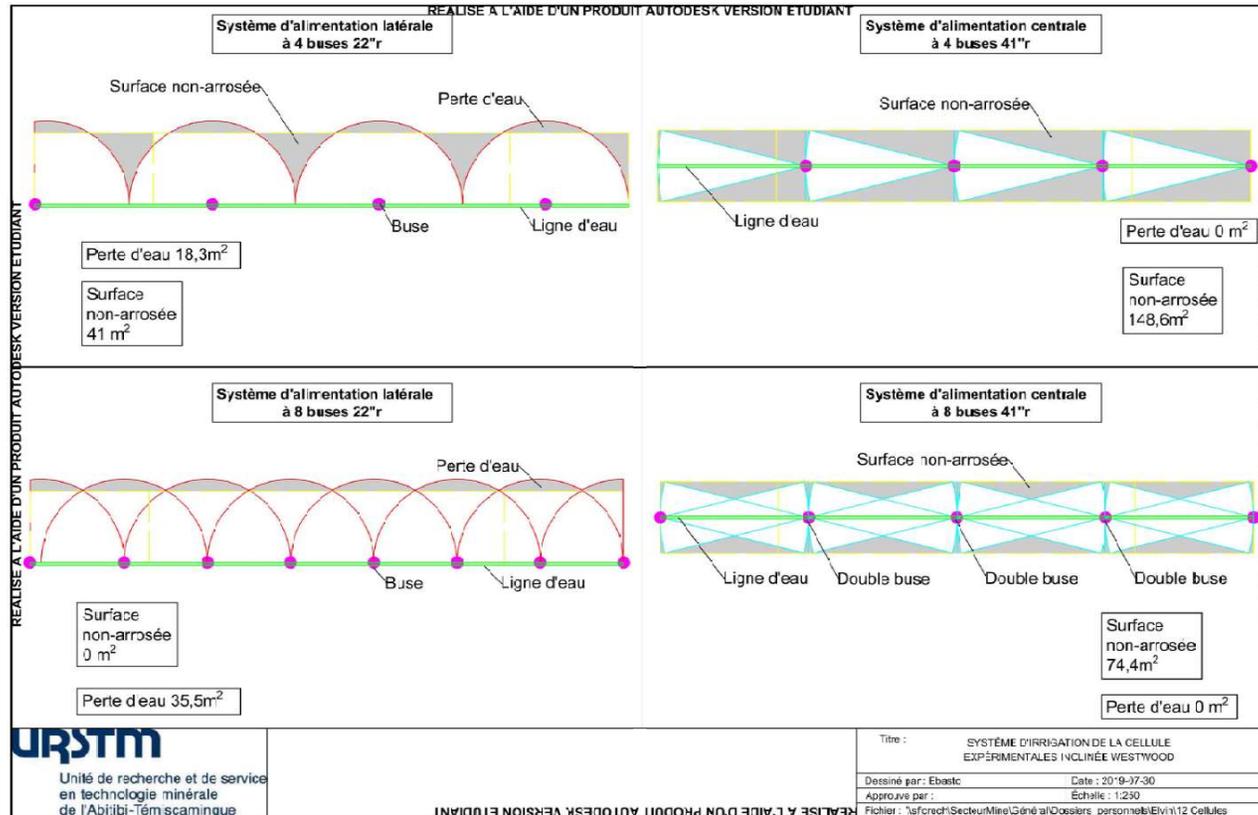


Figure H-1 : Modèles de circuit proposés pour l'essai d'infiltration à grande échelle

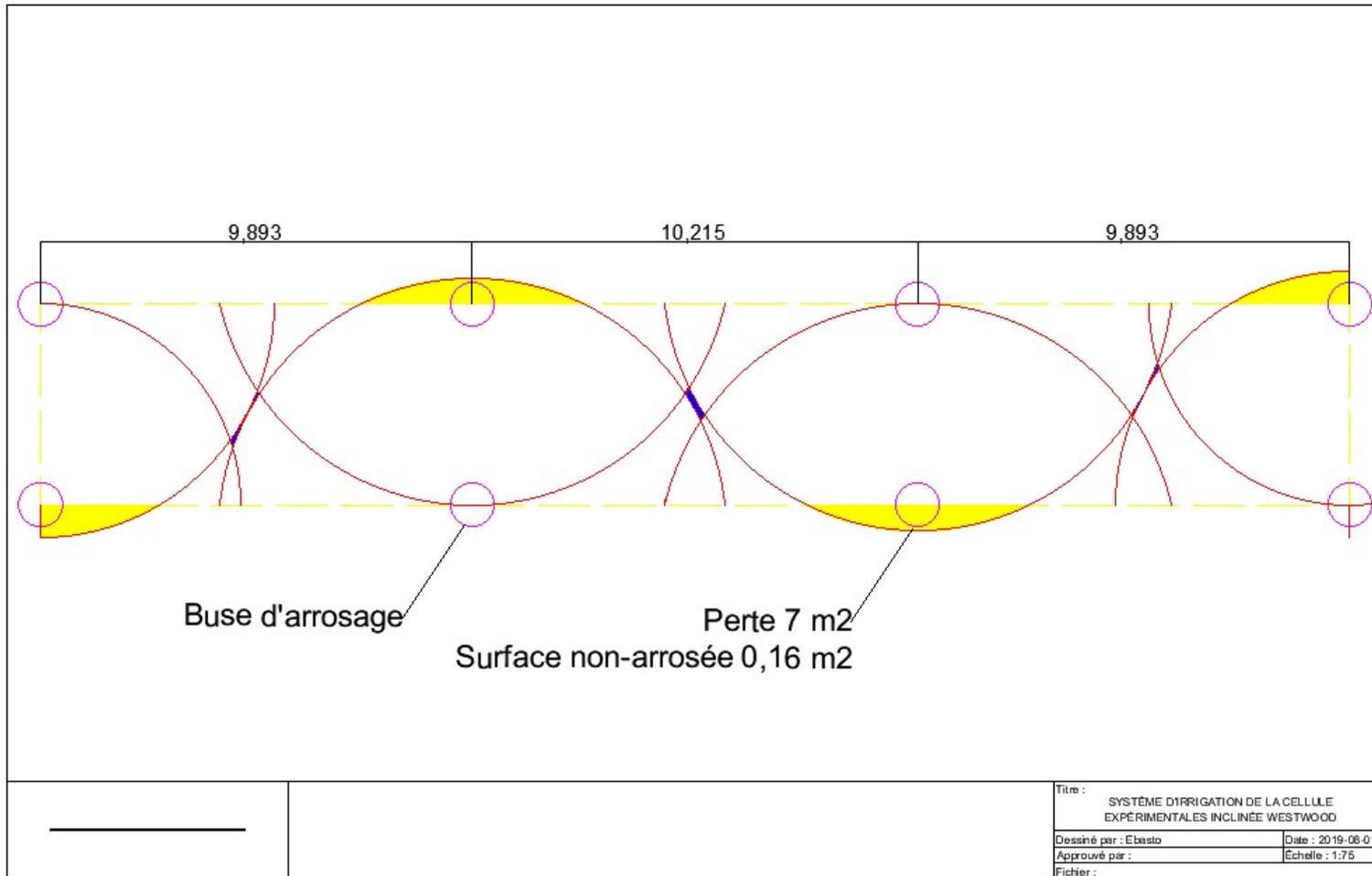


Figure H-2 :Modèle de circuit retenu pour l'essai d'infiltration à grande échelle.

## ANNEXE I TABLEAUX ET FIGURES COMPLÉMENTAIRES AU CHAPITRE RÉSULTATS

Statistics on Columns (2020-11-13 12:41:58)

Notes

Input Data

Descriptive

	N total	Mean	Standard Deviation	Sum	Minimum	Median	Maximum
Station PW1 (Automne 2018)	263	0,11112	0,01368	29,22407	0,08073	0,11127	0,133
	247	0,11475	0,0126	28,34269	0,07441	0,11841	0,13716
	186	0,09942	0,00857	18,49182	0,08234	0,09834	0,12203
Station PW2 (Automne 2018)	239	0,10867	0,01055	25,97225	0,07932	0,10971	0,13041
	205	0,10727	0,00914	21,99033	0,0865	0,10671	0,12825
	155	0,09986	0,01134	15,47902	0,08254	0,09853	0,14244
Station PW3 (Automne 2018)	195	0,11657	0,00564	22,73101	0,10492	0,11573	0,13072
	196	0,09231	0,0075	18,09261	0,08053	0,09068	0,11758
	178	0,09889	0,00905	17,60283	0,08294	0,09853	0,12301
Station PW4 (Automne 2018)	101	0,09221	0,00908	9,3133	0,0777	0,09135	0,10742
	202	0,099	0,00444	19,99701	0,08571	0,10001	0,10599
	188	0,10244	0,01233	19,25962	0,08294	0,10102	0,14355
Station PW5 (Automne 2018)	205	0,11452	0,0059	23,47729	0,09154	0,11454	0,13011
	114	0,10766	0,0106	12,273	0,09058	0,10474	0,12887
	178	0,08944	0,01376	15,92018	0,06581	0,08835	0,14397
Station PW6 (Automne 2018)	203	0,11556	0,0061	23,45858	0,0781	0,1159	0,12668
	177	0,11301	0,00656	20,00204	0,08433	0,11403	0,12349
	179	0,11592	0,01594	20,7489	0,0925	0,11058	0,17599
Station PW1 (Été 2019)	516	0,08242	0,01778	42,52853	0,01196	0,08502	0,14383
	552	0,09521	0,0113	52,55725	0,04932	0,09431	0,13209
	552	0,07807	0,01204	43,09499	0,05514	0,07359	0,11896
Station PW2 (Été 2019)	578	0,09187	0,01693	53,09975	0,04107	0,08433	0,13127
	578	0,09635	0,02157	55,69203	0,06623	0,08689	0,16204
	578	0,07251	0,01921	41,91239	0,04013	0,07109	0,14104
Station PW3 (Été 2019)	396	0,10212	0,01269	40,43834	0,03897	0,10338	0,1342
	552	0,07771	0,0146	42,8935	0,05757	0,07514	0,10635
	552	0,07562	0,01546	41,74287	0,05536	0,07161	0,11606
Station PW4 (Été 2019)	532	0,07379	0,00903	39,25845	0,04977	0,07296	0,09039
	532	0,08361	0,01076	44,47954	0,05889	0,08274	0,13525
	532	0,08524	0,01373	45,34747	0,05911	0,08453	0,13235
Station PW5 (Été 2019)	470	0,08446	0,0126	39,69636	0,06602	0,08767	0,11145
	552	0,08115	0,01318	44,79627	0,05336	0,07861	0,10883
	538	0,09142	0,01621	49,18453	0,07004	0,08942	0,20439
Station PW6 (Été 2019)	153	0,07892	0,02947	12,07404	0,00198	0,09193	0,1262
	392	0,08134	0,00835	31,88613	0,04591	0,08194	0,10402
	493	0,10331	0,01518	50,93286	0,07317	0,10257	0,14575

Figure I-1 : Analyse statistique descriptive sur les TEV des stations PW1 à PW6 à l'été 2019 et l'automne 2018

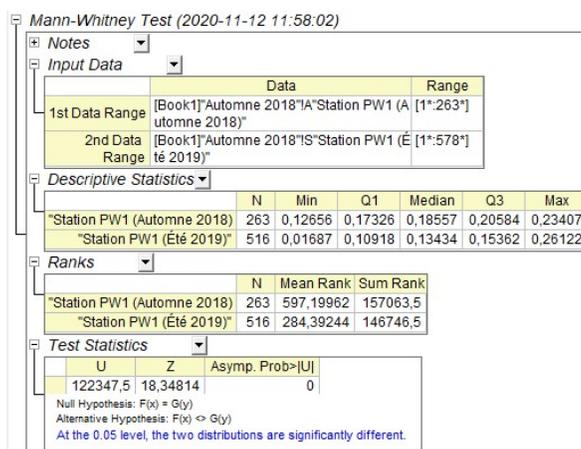


Figure I-2 : Test non paramétrique Mann Withney#1

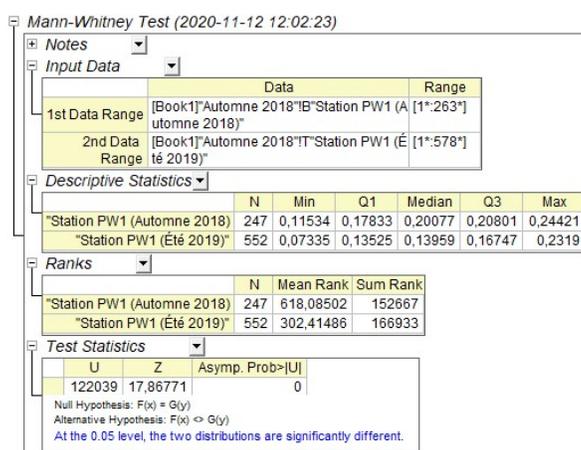


Figure I-3 : Test non paramétrique Mann Withney#2

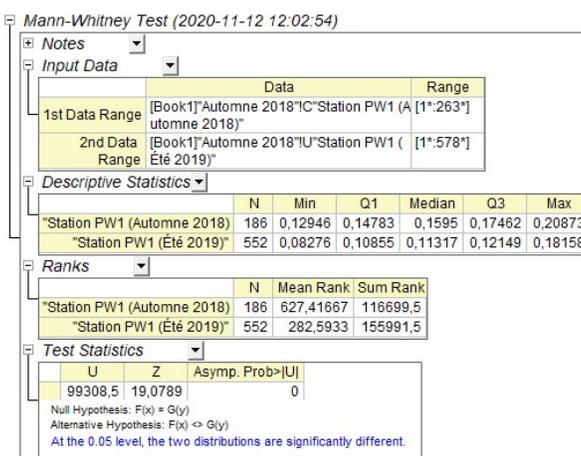


Figure I-4 : Test non paramétrique Mann Withney#3

Mann-Whitney Test (2020-11-12 12:03:38)

Notes

Input Data

	Data	Range
1st Data Range	[Book1]"Automne 2018"D"Station PW2 (Automne 2018)"	[1*:263*]
2nd Data Range	[Book1]"Automne 2018"V"Station PW2 (Été 2019)"	[1*:578*]

Descriptive Statistics

	N	Min	Q1	Median	Q3	Max
"Station PW2 (Automne 2018)"	239	0,12403	0,17036	0,18231	0,19317	0,22792
"Station PW2 (Été 2019)"	578	0,06031	0,12176	0,12946	0,16421	0,1986

Ranks

	N	Mean Rank	Sum Rank
"Station PW2 (Automne 2018)"	239	635,41632	151864,5
"Station PW2 (Été 2019)"	578	315,37803	182288,5

Test Statistics

	U	Z	Asymp. Prob> U
	123184,5	17,6347	0

Null Hypothesis:  $F(x) = G(y)$   
 Alternative Hypothesis:  $F(x) \neq G(y)$   
 At the 0.05 level, the two distributions are significantly different.

Figure I-5 : Test non paramétrique Mann Withney#4

Mann-Whitney Test (2020-11-12 12:04:34)

Notes

Input Data

	Data	Range
1st Data Range	[Book1]"Automne 2018"E"Station PW2 (Automne 2018)"	[1*:263*]
2nd Data Range	[Book1]"Automne 2018"W"Station PW2 (Été 2019)"	[1*:578*]

Descriptive Statistics

	N	Min	Q1	Median	Q3	Max
"Station PW2 (Automne 2018)"	205	0,13706	0,16222	0,17615	0,19118	0,22285
"Station PW2 (Été 2019)"	578	0,10122	0,12584	0,13742	0,1595	0,22321

Ranks

	N	Mean Rank	Sum Rank
"Station PW2 (Automne 2018)"	205	584,91463	119907,5
"Station PW2 (Été 2019)"	578	323,57872	187028,5

Test Statistics

	U	Z	Asymp. Prob> U
	98792,5	14,21402	0

Null Hypothesis:  $F(x) = G(y)$   
 Alternative Hypothesis:  $F(x) \neq G(y)$   
 At the 0.05 level, the two distributions are significantly different.

Figure I-6 : Test non paramétrique Mann Withney#5

Mann-Whitney Test (2020-11-12 12:05:22)

Notes

Input Data

	Data	Range
1st Data Range	[Book1]"Automne 2018"IF"Station PW2 (Automne 2018)"	[1*:263*]
2nd Data Range	[Book1]"Automne 2018"IX"Station PW2 (Été 2019)"	[1*:578*]

Descriptive Statistics

	N	Min	Q1	Median	Q3	Max
"Station PW2 (Automne 2018)"	155	0,12982	0,14538	0,15986	0,17652	0,2576
"Station PW2 (Été 2019)"	578	0,05887	0,08819	0,10846	0,11932	0,15733

Ranks

	N	Mean Rank	Sum Rank
"Station PW2 (Automne 2018)"	155	649,34516	100648,5
"Station PW2 (Été 2019)"	578	291,2846	168362,5

Test Statistics

	U	Z	Asymp. Prob> U
	88558,5	18,69514	0

Null Hypothesis:  $F(x) = G(y)$   
 Alternative Hypothesis:  $F(x) \neq G(y)$   
 At the 0.05 level, the two distributions are significantly different.

Figure I-7 : Test non paramétrique Mann Withney#6

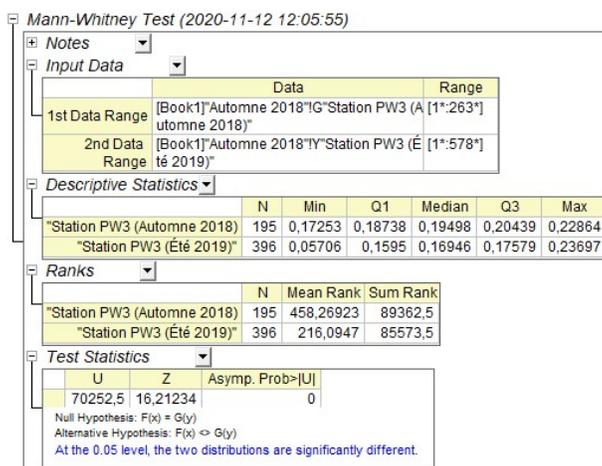


Figure I-8 : Test non paramétrique Mann Withney#7

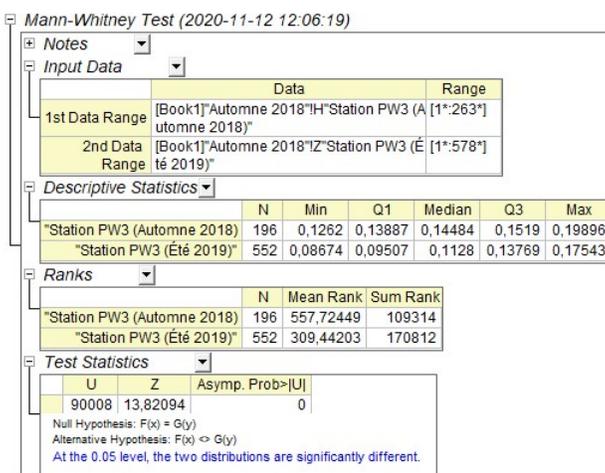


Figure I-9 : Test non paramétrique Mann Withney#8

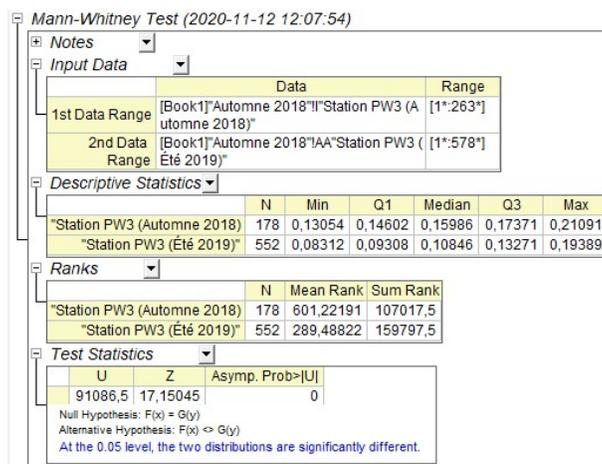


Figure I-10 : Test non paramétrique Mann Withney#9

Mann-Whitney Test (2020-11-12 12:08:36)

Notes

Input Data

	Data	Range
1st Data Range	[Book1]"Automne 2018"J"Station PW4 (Automne 2018)"	[1*:263*]
2nd Data Range	[Book1]"Automne 2018"AB"Station PW4 (Été 2019)"	[1*:578*]

Descriptive Statistics

	N	Min	Q1	Median	Q3	Max
"Station PW4 (Automne 2018)"	101	0,12113	0,13344	0,14611	0,16439	0,1776
"Station PW4 (Été 2019)"	532	0,07407	0,10629	0,11208	0,12511	0,1443

Ranks

	N	Mean Rank	Sum Rank
"Station PW4 (Automne 2018)"	101	544,33663	54978
"Station PW4 (Été 2019)"	532	273,84023	145683

Test Statistics

	U	Z	Asymp. Prob> U
	49827	13,62841	0

Null Hypothesis:  $F(x) = G(y)$   
Alternative Hypothesis:  $F(x) \neq G(y)$   
At the 0.05 level, the two distributions are significantly different.

Figure I-11 : Test non paramétrique Mann Withney#10

Mann-Whitney Test (2020-11-12 12:08:58)

Notes

Input Data

	Data	Range
1st Data Range	[Book1]"Automne 2018"K"Station PW4 (Automne 2018)"	[1*:263*]
2nd Data Range	[Book1]"Automne 2018"AC"Station PW4 (Été 2019)"	[1*:578*]

Descriptive Statistics

	N	Min	Q1	Median	Q3	Max
"Station PW4 (Automne 2018)"	202	0,13561	0,15606	0,16276	0,16792	0,17471
"Station PW4 (Été 2019)"	532	0,08891	0,12584	0,13018	0,13235	0,15878

Ranks

	N	Mean Rank	Sum Rank
"Station PW4 (Automne 2018)"	202	624,12871	126074
"Station PW4 (Été 2019)"	532	270,05827	143671

Test Statistics

	U	Z	Asymp. Prob> U
	105571	20,21078	0

Null Hypothesis:  $F(x) = G(y)$   
Alternative Hypothesis:  $F(x) \neq G(y)$   
At the 0.05 level, the two distributions are significantly different.

Figure I-12 : Test non paramétrique Mann Withney#11

Mann-Whitney Test (2020-11-12 12:09:24)

Notes

Input Data

	Data	Range
1st Data Range	[Book1]"Automne 2018"L"Station PW4 (Automne 2018)"	[1*:263*]
2nd Data Range	[Book1]"Automne 2018"AD"Station PW4 (Été 2019)"	[1*:578*]

Descriptive Statistics

	N	Min	Q1	Median	Q3	Max
"Station PW4 (Automne 2018)"	188	0,13054	0,14918	0,16475	0,18837	0,2605
"Station PW4 (Été 2019)"	532	0,08927	0,11642	0,13271	0,14538	0,17434

Ranks

	N	Mean Rank	Sum Rank
"Station PW4 (Automne 2018)"	188	551,25532	103636
"Station PW4 (Été 2019)"	532	293,09023	155924

Test Statistics

	U	Z	Asymp. Prob> U
	85870	14,62947	0

Null Hypothesis:  $F(x) = G(y)$   
Alternative Hypothesis:  $F(x) \neq G(y)$   
At the 0.05 level, the two distributions are significantly different.

Figure I-13 : Test non paramétrique Mann Withney#12

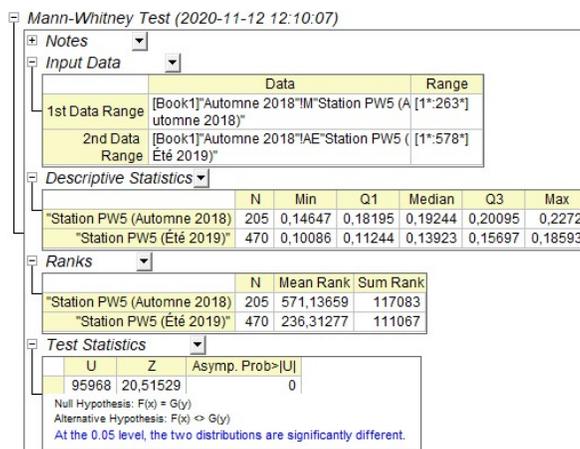


Figure I-14 : Test non paramétrique Mann Withney#13

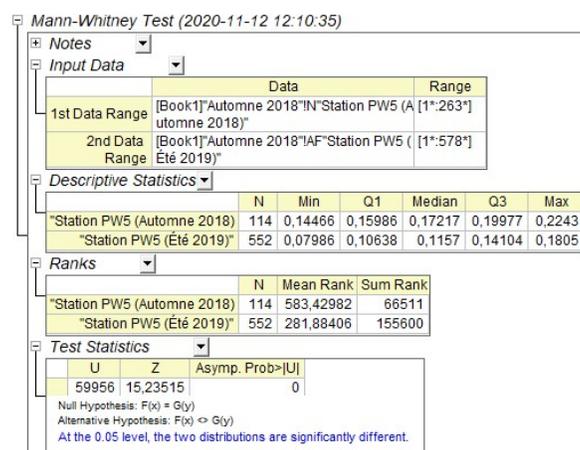


Figure I-15 : Test non paramétrique Mann Withney#14

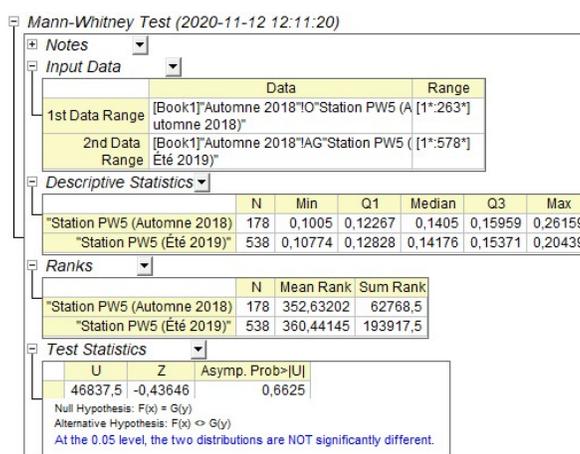


Figure I-16 : Test non paramétrique Mann Withney#15

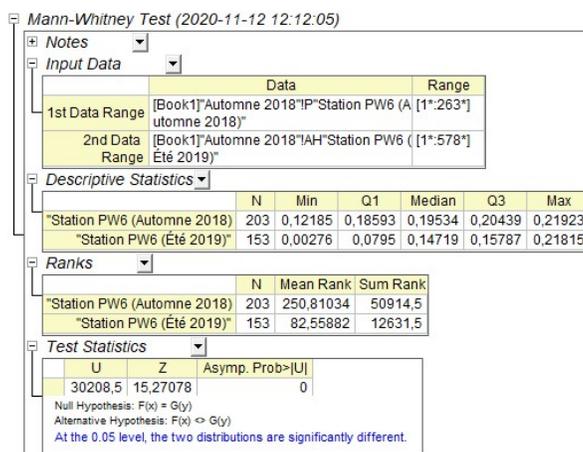


Figure I-17 : Test non paramétrique Mann Withney#16

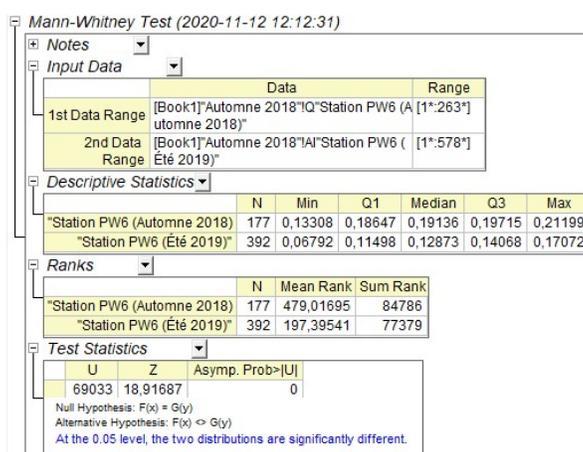


Figure I-18 : Test non paramétrique Mann Withney#17

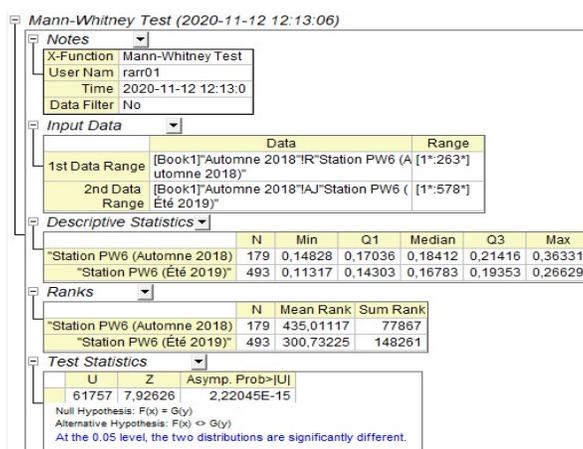


Figure I-19 : Test non paramétrique Mann Withney#18

## ANNEXE J TABLEAUX ET FIGURES COMPLÉMENTAIRES AU CHAPITRE INTERPRÉTATIONS

Tableau J-1 : Résultats des taux de ruissellement calculés à partir des TEV du le couche 1 à la station PW3

<b>Station PW3 ( station au niveau du drain au bas de la pente à 20%)</b>								
Date	05-09-2019	28-06-2019	29-07-2019	08-08-2019	21-07-2019	22-08-2019	13-07-2019	29-06-2019
PP (mm)	24,60	23,21	22,01	22,81	10,60	9,20	6,40	5,20
$\theta_{ini}$ (-)	0,11	0,12	0,09	0,09	0,09	0,11	0,11	0,12
$\theta_{fin}$ (-)	0,16	0,14	0,10	0,12	0,11	0,12	0,11	0,13
$\theta_{fin} - \theta_{ini}$	0,05	0,03	0,01	0,03	0,01	0,01	0,01	0,01
porosité (-)	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
volume (m <sup>3</sup> )	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35
volume poreux (m <sup>3</sup> )	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45
volume eau (m <sup>3</sup> )	0,11	0,06	0,03	0,06	0,03	0,01	0,02	0,01
hauteur (m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
hauteur (mm)	3,19	1,85	0,85	1,85	0,92	0,43	0,57	0,43
Ruissellement	87,0%	92,0%	96,1%	91,9%	91,3%	95,4%	91,1%	91,8%

Tableau J-2 : Résultats des taux de ruissellement calculés à partir des TEV du le couche 1 à la station PW4

<b>Station PW4 ( station au niveau du drain au bas de la pente à 20%)</b>								
Date	05-09-2019	28-06-2019	29-07-2019	08-08-2019	21-07-2019	22-08-2019	13-07-2019	29-06-2019
PP (mm)	24,60	23,21	22,01	22,81	10,60	9,20	6,40	5,20
$\theta_{ini}$ (-)	0,13	0,16	0,11	0,14	0,14	0,13	0,13	0,17
$\theta_{fin}$ (-)	0,14	0,16	0,12	0,16	0,14	0,14	0,14	0,17
$\theta_{fin} - \theta_{ini}$	0,02	0,01	0,01	0,02	0,00	0,01	0,00	0,00
porosité (-)	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
volume (m <sup>3</sup> )	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35
volume poreux (m <sup>3</sup> )	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28
volume eau (m <sup>3</sup> )	0,03	0,01	0,02	0,04	0,01	0,02	0,01	0,00
hauteur (m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
hauteur (mm)	0,99	0,33	0,66	1,06	0,20	0,53	0,20	0,07
Ruissellement	96,0%	98,6%	97,0%	95,4%	98,1%	94,3%	96,9%	98,7%

Tableau J-3 : Résultats des taux de ruissellement calculés à partir des TEV du le couche 1 à la station PW5

<b>Station PW5 ( station au niveau du drain au bas de la pente à 20%)</b>								
Date	05-09-2019	28-06-2019	29-07-2019	08-08-2019	21-07-2019	22-08-2019	13-07-2019	29-06-2019
PP (mm)	24,60	23,21	22,01	22,81	10,60	9,20	6,40	5,20
$\theta_{ini}$ (-)	0,14	0,16	0,13	0,14	0,12	0,13	0,13	0,18
$\theta_{fin}$ (-)	0,16	0,18	0,14	0,16	0,12	0,13	0,14	0,18
$\theta_{fin} - \theta_{ini}$	0,02	0,02	0,01	0,02	0,00	0,00	0,01	0,00
porosité (-)	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
volume (m <sup>3</sup> )	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35	10,35
volume poreux (m <sup>3</sup> )	2,37	2,37	2,37	2,37	2,37	2,37	2,37	2,37
volume eau (m <sup>3</sup> )	0,04	0,04	0,02	0,04	0,01	0,01	0,02	0,00
hauteur (m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
hauteur (mm)	1,17	1,10	0,62	1,10	0,27	0,27	0,48	0,14
Ruissellement	95,3%	95,3%	97,2%	95,2%	97,4%	97,0%	92,5%	97,4%

Tableau J-4 : Résultats des volumes des eaux de ruissellement calculés à partir des données enregistrées via les sondes Diver

Épisode	Date	Précipitations (mm/h)	Pente 20%				Pente 10%			
			Hauteur d'eau récupérée (cm)	Volume récupéré (m <sup>3</sup> )	Taux de récupération (%)	Volume récupéré corrigé (Ks) (m <sup>3</sup> )	Hauteur d'eau récupérée (cm)	Volume récupéré (m <sup>3</sup> )	Taux de récupération (%)	Volume récupéré corrigé (Ks) (m <sup>3</sup> )
1	2019-06-13 15:00:00	1,6	200	2,88	74,96%	Données non disponibles	0,01	0,000	0,2%	0,000
	2019-06-13 16:00:00	10,6					15,89	0,229	58,7%	0,061
	2019-06-13 17:00:00	4,4					1,21	0,017	10,7%	0,005
	2019-06-13 18:00:00	3,8					7,65	0,110	78,8%	0,029
	2019-06-13 19:00:00	0,8					2,13	0,031	103,9%	0,008
	2019-06-13 20:00:00	2,2					1,97	0,028	35,0%	0,008
	2019-06-13 21:00:00	5,4					3,34	0,048	24,2%	0,013
2	2019-06-13 22:00:00	1,6	0,01	0,000	0,1%	0,00	6,48	0,093	158,6%	0,025
	2019-06-13 23:00:00	1,4	1,35	0,019	10,1%	0,07	1,42	0,020	39,6%	0,005
	2019-06-14 00:00:00	1,4	4,47	0,064	33,3%	0,24	0,88	0,013	24,7%	0,003
	2019-06-14 01:00:00	2,2	7,05	0,102	33,4%	0,38	1,14	0,016	20,3%	0,004
	2019-06-14 02:00:00	1,8	3,27	0,047	19,0%	0,18	1,57	0,023	34,1%	0,006
	2019-06-14 03:00:00	1,6	3,81	0,055	24,8%	0,21	0,36	0,005	8,8%	0,001
	2019-06-14 04:00:00	1	1,28	0,018	13,3%	0,07	1,13	0,016	44,0%	0,004
	2019-06-14 05:00:00	1	1,20	0,017	12,5%	0,06	0,11	0,002	4,2%	0,000
3	2019-06-14 06:00:00	3	9,67	0,139	33,6%	0,52	0,38	0,006	5,0%	0,001
	2019-06-14 07:00:00	2	4,83	0,069	25,2%	0,26	2,26	0,033	44,2%	0,009
	2019-06-14 08:00:00	0,8	0,67	0,010	8,8%	0,04	0,86	0,012	42,0%	0,003
	2019-06-14 09:00:00	0,2	0,32	0,005	17,0%	0,02	0,09	0,001	17,9%	0,000
	2019-06-14 10:00:00	0,0	0,01	0,000	0,0%	0,00	0,01	0,000	0,0%	0,000
	2019-06-14 11:00:00	0,2	0,27	0,004	14,3%	0,01	0,34	0,005	66,8%	0,001
4	2019-06-14 19:00:00	0,0	0,01	0,000	0,0%	0,00	0,100	0,001	0,0%	0,000
	2019-06-14 20:00:00	4	4,80	0,069	12,5%	0,26	0,01	0,000	0,1%	0,000
5	2019-06-15 01:00:00	1,4	0,34	0,005	2,5%	0,02	0,808	0,012	22,6%	0,003
	2019-06-15 02:00:00	3,4	18,65	0,269	57,2%	1,01	4,942	0,071	56,9%	0,019

Épisode	Date	Précipitations (mm/h)	Pente 20%				Pente 10%			
			Hauteur d'eau récupérée (cm)	Volume récupéré (m <sup>3</sup> )	Taux de récupération (%)	Volume récupéré corrigé (Ks) (m <sup>3</sup> )	Hauteur d'eau récupérée (cm)	Volume récupéré (m <sup>3</sup> )	Taux de récupération (%)	Volume récupéré corrigé (Ks) (m <sup>3</sup> )
	2019-06-15 03:00:00	1,4	2,26	0,033	16,8%	0,12	0,042	0,001	1,2%	0,000
	2019-06-15 04:00:00	2,2	5,21	0,075	24,7%	0,28	1,708	0,025	30,4%	0,007
	2019-06-15 05:00:00	1,4	2,38	0,034	17,8%	0,13	0,400	0,006	11,2%	0,002
	2019-06-15 06:00:00	0,4	0,87	0,013	22,8%	0,05	0,408	0,006	39,9%	0,002
	2019-06-15 07:00:00	1,2	0,31	0,004	2,7%	0,02	0,250	0,004	8,2%	0,001
	2019-06-15 08:00:00	0,2	0,01	0,000	0,5%	0,00	0,01	0,000	2,0%	0,000
6	2019-06-25 05:00:00	10,6	13,475	0,194	13,3%	0,73	3,958	0,057	14,6%	0,015
	2019-06-25 06:00:00	3,2	Données non disponibles (volume maximal de stockage atteint dans cuve 3)				2,158	0,031	26,4%	0,008
	2019-06-25 07:00:00	4,2					3,633	0,052	33,9%	0,014
	2019-06-25 08:00:00	3					0,942	0,014	12,3%	0,004
	2019-06-25 09:00:00	0,8					0,01	0,000	0,5%	0,000
	2019-06-25 10:00:00	0,2					0,050	0,001	9,8%	0,000
7	2019-06-28 18:00:00	23,21					Données non disponibles			
	2019-06-28 19:00:00	0,6	0,355	0,005	23,2%	0,001				
	2019-06-28 20:00:00	0,6	0,01	0,000	0,7%	0,000				

Éléments LDM	Al 0,010	As 0,060	Ba 0,001	Be 0,001	Bi 0,020	Ca 0,030	Cd 0,003	Co 0,004	Cr 0,003	Cu 0,003	Fe 0,006	K n/d	Li 0,003	Mg 0,001	Mn 0,002	Mo 0,009	Na n/d	Ni 0,004	Pb 0,020	S 0,090	Se 0,100	Si 0,040	Sr n/d	Te n/d	Ti 0,002	Zn 0,005
Eau drain Rossit ICP (U83520)	0,100	<0,06	0,025	<0,001	<0,02	243	0,005	<0,004	<0,003	<0,003	0,010	8,62	<0,003	2,24	0,047	<0,009	1,75	0,008	<0,02	211	<0,1	0,959	0,387	0,011	<0,002	0,023

Figure J-1 : Résultats de l’essai par l’ICP AES

Ion LDM	Fluorure F <sup>-</sup> 0,2	Chlorure Cl <sup>-</sup> 0,7	Nitrite NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> 0,7	Nitrate NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> 0,7	Phosphate PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> 0,9	Sulfite SO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> 1	Sulfate SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> 1	Bromure Br <sup>-</sup> 0,7	Cyanate CNO <sup>-</sup> 1	Thiosulfate S <sub>2</sub> O <sub>3</sub> <sup>2-</sup> 1	Thiocyanate SCN <sup>-</sup> 1
Eau drain Rossit CI (U83521)	---	---	---	---	---	---	670	---	---	---	---

Figure J-2 : Résultats de l’essai de chromatographie ionique sur les eaux de ruissellement