POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

et

l'université du Québec en Abitibi-Témiscamingue

Évaluation de la capacité des boues-scories du site Quemont 2 à contrôler l'infiltration d'eau au moyen d'un modèle physique au laboratoire et des simulations numériques

NELCY CAROLINA OTALORA VASQUEZ

Département des génies civil, géologique et des mines

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

Génie minéral

Août 2024

© Carolina Otalora, 2024.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

et

l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue

Ce mémoire intitulé :

Évaluation de la capacité des boues-scories du site Quemont 2 à contrôler l'infiltration d'eau au moyen d'un modèle physique au laboratoire et des simulations numériques

présenté par **Nelcy Carolina OTALORA VASQUEZ**

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 :

Nelson MORALES , président

Abdelkabir MAQSOUD, , membre et directeur de recherche

Tikou BELEM, membre et codirecteur de recherche

Abderrahim LAKHOUIT, membre externe

DÉDICACE

"*Nous découvrirons ensemble des étoiles, et l'amour sera toujours le moteur*."

À Helena et à Alejandro.

REMERCIEMENTS

Je souhaite exprimer ma gratitude la plus sincère à mon directeur de recherche, le Professeur Abdelkabir Maqsoud, pour son engagement indéfectible et ses conseils éclairés tout au long de mon projet. Mes remerciements vont également à mon co-directeur, le Professeur Tikou Belem, pour sa disponibilité constante et ses recommandations précieuses.

Je suis particulièrement reconnaissante à Alejandro Granados pour sa patience, son expérience et ses conseils, qui ont été inestimables tout au long du projet.

Je saisis cette occasion pour témoigner ma profonde gratitude à l'Institut de Recherche en Mine et Environnement -IRME- de l'UQAT-Polytechnique de Montréal.

Mes remerciements chaleureux vont à toute l'équipe technique de l'URSTM, et en particulier à Sylvette Akué Awoh, Alain Perreault, Joël Beauregard, Jean-Christophe Turcotte, Oliverio Solano, et Elvin Basto, pour leur aide précieuse pendant mes travaux et essais en laboratoire.

Je remercie également toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

RÉSUMÉ

Cette étude a pour but d'évaluer la performance des boues-scories comme couche de contrôle des écoulements (CCE) en vue de contrôler l'infiltration d'eau vers les rejets réactifs sous-jacent au moyen d'un modèle physique en laboratoire et des simulations numériques avec le logiciel SEEP/W. L'étude a été motivée par la nécessité de répondre aux défis environnementaux posés par la gestion des rejets miniers, notamment la production de drainage minier acide (DMA) et le besoin de pratiques de gestion durable. De façon plus spécifique, les objectifs du projet sont : (i) construire un modèle physique au laboratoire d'une couche de CCE à base des rejets (boues-scories) du parc à résidus Quémont 2 afin d'évaluer sa performance comme une CCE ; (ii) d'évaluer l'impact de l'influence de la pente et de l'épaisseur de ladite CCE, ainsi que de l'intensité des précipitations sur la performance des boues-scories comme CCE à l'aide de la modélisation physique et des simulations numériques.

Un modèle physique de laboratoire a été construit et testé sous différentes conditions. Ce modèle a été soumis à une série de différents scénarios, qui ont entraîné des changements au niveau de l'inclinaisons du modèle (2,5° et 5°), de l'épaisseur de la couche de boues-scorie (25 cm, 50 cm et 75 cm) ainsi qu'au niveau du taux de précipitations (46,8 mm/h et 60,6 mm/h). Ainsi, un total de 12 scénarios ont été testés.

Le dispositif expérimental a été instrumenté avec 12 sondes pour les mesures des teneurs en eau volumiques et 12 sondes pour les mesures de succions. Des mesures d'infiltration et de ruissellement ont également été effectuées. La méthodologie mise en œuvre pour cette étude comprenait une caractérisation physique (granulométrique, densité relative des solides) et hydrogéologique (conductivité hydraulique saturée, courbe de rétention d'eau).

Les essais effectués au laboratoire ont montré que l'épaisseur de la couche de boues-scories a un impact direct sur la performance de la CCE : plus la couche est épaisse plus la déviation latérale est importante. Aussi, l'effet de l'augmentation de l'inclinaison du modèle physique (pente de la CCE) sur la capacité de déviation latérale de la CCE a également été mis en évidence. Il est intéressant de noter que durant les périodes de drainage sans précipitations (20 et 31 jours), la couche de boues-scories s'est maintenue à un degré de saturation supérieur à 85%.

Des simulations numériques ont été réalisées dans le but de reproduire les essais expérimentaux à l'aide du code de calculs SEEP/W 2021. La comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux

des simulations numériques a montré que le modèle numérique simulé reproduisait d'une façon raisonnable le comportement global de la CCE.

Mots clés : Couche de contrôle des écoulements (CCE), Drainage minier acide (DMA), Restauration de site minier, Modélisation physique, Modélisation numérique.

ABSTRACT

This thesis aims to evaluate the performance of sludge-slag as a flow control layer (FCL), to control water infiltration using physical modelling in laboratory and numerical modeling whit the SEEP/W software. The study was motivated by the need to address environmental challenges posed by mine tailings management, including acid mine drainage (DMA) production and the need for sustainable management practices. More specifically, the project objectives are to: (i) construct a physical model in the laboratory of a discharge-based FCL layer (slurry-slag) to assess its performance as a FCL. (ii) Assess the impact of slope influence, layer thickness and rainfall on slurry-slag performance as an FCL using physical and numerical models.

A physical model in the laboratory was built and evaluated in the laboratory in various configurations. This model was subjected to a series of different scenarios, which resulted in changes in the 2.5° and 5° inclinations, different thicknesses of the slurry-slag layer (25 cm, 50 cm and 75 cm), and varying levels of precipitation intensity (46.8 mm/h and 60.6 mm/h), constituting a total of 12 distinct scenarios to model.

The experimental device was instrumented with 12 volume water content measuring probes and 12 probes. Measurements were also made to measure water infiltration and runoff. The methodology used for this study included physical (particle size, solids density) and hydrogeological (saturated hydraulic conductivity, water retention curve) characterization.

Laboratory tests have shown that the thickness of the slurry-slag layer has a direct impact on the performance of the FCL, the thicker the layer the greater the lateral deviation. Also, it has been shown that the increase in the inclination of the system has a major effect on the lateral deflection capacity of the FCL.

It is noteworthy that in scenarios with precipitation-free periods (20 and 31 days), the water content of the slurry-slag layer remains consistently high, with no significant decrease, maintaining levels close to or above 85%. The performance of the capillary barrier cover (CEBC) relies on maintaining a degree of saturation (Sr) above 85% in one of the cover layers, known as the water retention layer, to effectively limit oxygen migration to the underlying reactive residues.

Numerical simulations were performed in order to reproduce the experimental tests using SEEP/W 2021 code.Simulations of different scenarios indicate that the gravel layer is not affected by infiltration water.

Keywords: Flow Control Layer (FCL), Acid Mine Drainage (DMA), Mine Site Restoration, Physical Modeling, Numerical Modeling.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIII

LISTE DES FIGURES XIV

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XX

LISTE DES ANNEXES XXVI

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Problématique du projet 1

1.2 Description du projet de recherche 3

1.3 Objectifs du projet et hypothèses de recherche 3

1.4 Contenu et structure du mémoire 4

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 6

2.1 Formation et contrôle du DMA 6

2.1.1 Principales méthodes de contrôle du DMA 8

2.2 Notions d'écoulement d'eau dans les milieux poreux 16

2.2.1 Écoulement de l'eau en milieu poreux saturé 16

2.2.2 Écoulement de l'eau en milieu poreux non saturé 16

2.2.3 Fonction de perméabilité 23

2.3 Stabilité interne des matériaux 25

2.3.1 Mécanismes d'érosion interne 25

2.3.2 Conditions d'influence et facteurs d'initiation d'érosion interne 28

2.3.3 Prédiction de l'instabilité interne 29

2.4 Modélisation physique et simulations numériques 45

2.4.1 Modèles physiques 45

2.4.2 Simulations numériques 48

2.4.3 Logiciel SEEP/W 53

CHAPITRE 3 DÉMARCHE MÉTHODOLOGIQUE 57

3.1 Modélisation physique 57

3.1.1 Dispositif expérimental 57

3.1.2 Simulateur de pluie 58

3.1.3 Instruments de mesure 61

3.1.4 Mesures d'infiltration et de ruissellement 63

3.1.5 Scenarios de modélisation physique 64

3.2 Caractérisation des matériaux 66

3.2.1 Caractérisation physique et classification des sols 66

3.2.2 Caractérisation hydrogéologique 70

3.2.3 Simulations numériques 74

3.3 Stabilité interne boues-scories 78

3.4 « Down dip limit » (DDL) 80

CHAPITRE 4 ARTICLE: PHYSICAL AND NUMERICAL MODELING OF A FLOW CONTROL LAYER MADE WITH A SLUDGE AND SLAG MIXTURE FOR USE IN WASTE ROCK PILE RECLAMATION. 81

4.1 Abstract 81

4.2 Introduction 81

4.3 Mine site reclamation 83
4.3.1 Oxygen barrier 83
4.3.2 Hydraulic barrier 84
4.3.3 Flow control layer 84
4.4 Materials and methods 85
4.4.1 Physical characterization 85
4.4.2 Hydrogeological characterization 87
4.4.3 Experimental setup and physical modeling 89
4.4.4 Numerical modeling 91
4.5 Results 92
4.5.1 Infiltration and runoff 92
4.5.2 Volumetric water content and suction 94
4.5.3 Numerical modeling 98
4.6 Final remark 107
4.7 Concluding 108
REFERENCES 110
CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE 114
5.1 Modélisation physique en laboratoire 114
5.1.1 Taux d'infiltration et de ruissellement 114
5.1.2 Teneurs en eau volumiques et succions 122
5.1.3 Scenarios additionnels 136
5.2 Simulations numériques 141
5.2.1 Teneurs en eau volumiques SEEP/W 142
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 151

RÉFÉRENCES 153

ANNEXE A MESURES DE RECUPERATION DES EAUX D'INFILTRATION ET DE RUISSELLEMENT. 163

ANNEXE B SUIVI DE L'INSTRUMENTATION 168

ANNEXE C SCENARIOS ADDITIONNELS 170

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Paramètres d'entrée pour les modèles de matériaux saturés/non saturés dans le logiciel SEEP/W 55

Tableau 3.1. Résultats de l'eau ruissellement et d'infiltration dans les différents drains pour la couche drainante de gravier 64

Tableau 3.2. Scénarios de modélisation physique au laboratoire. 65

Tableau 3.3. Scénarios additionnels de modélisation physique au laboratoire. 65

Tableau 3.4. Analyse granulométrique de matériaux. 68

Tableau 3.5. Limites d'Atterberg. Boues-scories 69

Tableau 3.6. Les résultats montrent que la masse volumique sèche maximale des boues-scories est de 2,15 g/cm^3, avec une teneur en eau optimal de 10,5%. 70

Tableau 3.7. k_{sat} mesurée au laboratoire pour le boues-scories. 72

Tableau 3.8. Paramètres de la courbe de rétention d'eau des boues-scories. 73

Tableau 3.9. Paramètres de la courbe de rétention d'eau des graviers. 74

Tableau 3.10. Paramètres des matériaux utilisés dans les simulations numériques. 76

Tableau 3.11. Longueur horizontale maximale (L) 80

Tableau 5.1. Pourcentage d'infiltration et écoulement pour les différents scenarios. 120

Tableau 5.2. Pourcentages d'infiltration et écoulement pour les scénarios additionnels modélisés. 141

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Courbes de rétention d'eau et fonctions de perméabilité d'un silt et d'un sable (tiré de Aubertin et al. 2002a). 11

Figure 2.2 Schématisation de l'écoulement dans une CEBC inclinée (tiré de Aubertin et al. 2009). 12

Figure 2.3 Schéma d'une vue en coupe d'une halde composée de couches de contrôle des écoulements (CCE) (adapté de Aubertin, 2009). 13

Figure 2.4 Courbe de rétention d'eau d'un sable et d'un silt (tiré de Aubertin et al., 2015) 18

Figure 2.5 Les quatre types d'érosion interne (tiré de Hama, 2016) 26

Figure 2.6 Évaluation du critère de Istomina, basé sur 131 donnes (tiré de Bonelli, 2012). 31

Figure 2.7 Critère de Kezdi (1979) (tiré de Bonelli, 2012). 32

Figure 2.8 Critère de De Mello (1975) (tiré de Hama, 2016) 32

Figure 2.9 Fuseau granulométrique de matériaux instables selon Sherard (1979) (tiré de Hama, 2016) 33

Figure 2.10 Granulométries de matériaux non susceptibles à la suffusion selon Luboćkov (1969) (tiré de Ahlinhan et al., 2016). 34

Figure 2.11 Critère géométrique pour la stabilité interne selon Kenney et Lau (1985) (tiré de Ahlinhan et al., 2016). 36

Figure 2.12 Modèle de tubes capillaires selon Kovács (1981) (tiré de Ahlinhan et al., 2016). 37

Figure 2.13 Approche conceptuelle de Lafleur et al. (1989) (tiré de Bonelli, 2012) 38

Figure 2.14 Évaluation de la stabilité interne des sols Sun (1989) (tiré de Hama, 2016). 39

Figure 2.15 Courbe granulométrique montrant la détermination du pourcentage de masse d_{85b} et d_{15F} (tiré de Ahlinhan et al., 2016). 40

Figure 2.16 Classification des sols stables et instables (Burenkova, 1993) (tiré de Ahlinhan et al., 2016) 41

Figure 2.17 Limite de stabilité du modèle capillaire (Li, 2008). 43

Figure 2.18 Courbes granulométriques avant et après l'essai triaxial de l'échantillon D_{10} (Andrianatrehina et al., 2012 44

Figure 2.19 Dispositif expérimental avec tous les équipements de mesure et les valves de récupérations des eaux d'infiltration et de ruissellement (Ait khouia, 2018). 47

Figure 2.20 Plan du dispositif expérimental de modèle physique incliné (Bussière, 1999). 48

Figure 2.21 Maillages et notation en différence finie (FD) (tiré de Anderson et al., 2015). 50

Figure 2.22. Maillage horizontal en deux dimensions avec éléments triangulaires et notation (tiré de Anderson et al., 2015). 51

Figure 2.23. Représentation de la charge hydraulique dans les méthodes : (a) par éléments finis, et (b) par différences finies. 52

Figure 3.1. Modèle physique de laboratoire 58

Figure 3.2. A) Simulateur de pluie, B) différents essais, C) débitmètre du simulateur de pluies. 59

Figure 3.3. Courbe IDF de la station météorologique de Rivière Heva (ECCC 2022). 60

Figure 3.4. Instruments de mesure : A) sondes de type Echo EC5 pour les mesures des teneurs en eau volumiques, B) sondes de succion type Watermark pour les mesures de succions, C) système d'acquisition des données METER ZL6 pour les mesures de teneurs en eau volumiques, D) système d'acquisition des données IRROMETER 900M-O pour les succions. 61

Figure 3.5. Dispositif expérimental avec les équipements de mesure (succion et TEV) et les drains de récupérations des eaux d'infiltration et de ruissellement. 62

Figure 3.6. Courbe de calibration des teneurs en eau volumiques pour les boues-scories. 63

Figure 3.7. Pesage de chaudières pour la mesure de l'infiltration et le ruissellement. 63

Figure 3.8. Équipement pour l'analyse granulométrique. A. Diffractomètre laser, B. Série de tamis. 67

Figure 3.9. Courbes granulométriques. 68

Figure 3.10. Courbes de compactage réalisées avec l'essai Proctor. 70

Figure 3.11. Montage d'essai de perméabilité a paroi rigide. 71

Figure 3.12. Courbe de rétention d'eau des boues-scories. 73

Figure 3.13. Courbe de rétention d'eau gravier prédite à l'aide du modèle prédictif de Kovács Modifié (MK) et lissée par le modèle de van Genuchten (VG). 74

Figure 3.14. Modèle numérique bidimensionnel avec une CCE de 25 cm 75

Figure 3.15. Modèle numérique bidimensionnel avec une CCE de 50 cm 75

Figure 3.16. Modèle numérique bidimensionnel avec une CCE de 75 cm. 76

Figure 3.17. Courbe de rétention d'eau des matériaux utilisés dans les modélisations numériques à l'aide du logiciel SEEP/W 77

Figure 3.18. Fonction de perméabilité des matériaux utilisés dans les modélisations numériques. SEEP/W 77

Figure 3.19. Stabilité interne pour boues-scorie selon Burenkova (1993). 79

Figure 3.20. Évaluation de la stabilité interne pour la méthode de Sherard(1979) 79

Figure 3.21. Évaluation de la stabilité interne pour la méthode de Kenney et Lau (1985). 80

Figure 4.1. Quémont 2 mine site location (https://mapamundi.online/Google maps images). 82

Figure 4.2. Particle size distribution of materials 87

Figure 4.3. Measured and fitted water retention curves of sludge and slag mixture. 88

Figure 4.4. Experimental setup: A). Laboratory physical model, B). location of different devices used for volumetric water content (θ) and suction (ψ) measurements and drains used to recover infiltration and runoff. 89

Figure 4.5. Two-dimensional numerical model for the 75 cm FCL using SEEP/W software. 92

Figure 4.6. Infiltration and runoff rates for different drains and for different slope and thickness scenarios: A) thickness of 25 cm, B) thickness of 50 cm and C) thickness of 75 cm. 93

Figure 4.7. Infiltration- and runoff rates for different slope and thickness scenarios. 94

Figure 4.8. Saturation profiles for scenario with FCL thickness of 25 cm and slope 2.5°. 95

Figure 4.9. Suction profiles for scenario with FCL thickness of 25 cm and slope 2.5. 96

Figure 4.10. Saturation profile for scenario with FCL thickness of 50 cm and slope 5°. 97

Figure 4.11. Suction profiles for scenario with FCL thickness of 50 cm and slope 5°. 97

Figure 4.12. (a) WRC and (b) hydraulic permeability function of gravel and sludge-slag materials. 99

Figure 4.13. Volumetric water content results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° and 25 cm. For a period of 720 hours (30 days). 100

Figure 4.14. Volumetric water content results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° and 25 cm. For a period of 5 hours. 101

Figure 4.15. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 25 cm. For a period of 720 hours (30 days). 101

Figure 4.16. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 5° for a layer of 25 cm. For a period of 5 hours. 102

Figure 4.17. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° for a layer of 50 cm. For a period of 720 hours (30 days). 102

Figure 4.18. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° for a layer of 50 cm. For a period of 5 hours. 103

Figure 4.19. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 50 cm. For a period of 720 hours (30 days). 103

Figure 4.20. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 50 cm. For a period of 5 hours. 104

Figure 4.21. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° for a layer of 75 cm. For a period of 720 hours (30 days). 105

Figure 4.22. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 2.5° for a layer of 75 cm. For a period of 5 hours. 105

Figure 4.23. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 75 cm. For a period of 720 hours (30 days). 106

Figure 4.24. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 75 cm. For a period of 5 hours. 106

Figure 4.25. 2.5° and 5° slope not affected by superficial erosion. 107

Figure 4.26. Visible superficial erosion for FCL with 10° slope. 108

Figure 5.1. Taux d'infiltration et de ruissellement : Cas de la CCE de 25 cm avec une pente 2,5°. 115

Figure 5.2. Taux d'infiltration et de ruissellement : cas de CCE de 25 cm avec une pente 5°. .. 116

Figure 5.3. Taux d'infiltration et de ruissellement : cas de CCE de 50 cm avec une pente 2,5°.117

Figure 5.4. Taux d'infiltration et de ruissellement : Cas de CCE de 50 cm avec une pente 5°. . 118

Figure 5.5. Taux d'infiltration et de ruissellement pour la CCE de de 75 cm avec une pente 2,5°. 119

Figure 5.6. Taux d'infiltration et de ruissellement : cas de CCE de de 75 cm avec une pente 5°. 120

Figure 5.7. Taux d'infiltration et du ruissellement pour différents scénarios testés. 122

Figure 5.8. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5°. 123

Figure 5.9. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 60,6 mm/h et une pente de 2,5°. 124

Figure 5.10. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 5°. 125

Figure 5.11. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 60,6 mm/h et une pente de 5°. 126

Figure 5.12. Profils des θ pour une CCE de 25 cm et une pente 2,5°. 128

Figure 5.13. Profils des θ pour une CCE de 25 cm et une pente 5°. 129

Figure 5.14. Profils des teneurs en eau volumiques pour une CCE de 50 cm et une pente 2,5°.131

Figure 5.15. Profils des teneurs en eau volumiques pour couche 50 cm et une pente 5°. 132

Figure 5.16. Profils des teneurs en eau volumiques pour couche 75 cm et une pente 2,5°. 134

Figure 5.17. Profils des teneurs en eau volumiques pour couche 75 cm et une pente 5°. 135

Figure 5.18. Taux d'infiltration et de ruissellement pour la CCE de 25 cm d'épaisseur et une pente 10°. 136

Figure 5.19. Taux d'infiltration et de ruissellement pour une CCE de 75 cm d'épaisseur et une pente 10°. 137

Figure 5.20. Érosion superficielle : A. Essai en pente 2,5°, B. Essai en pente 5°, C. Essai en pente 10°, D. Essai en pente 10° et une couche protectrice de gravier de 10°. 138

Figure 5.21. Taux d'infiltration et de ruissellement pour une CCE de 25 cm d'épaisseur et une pente 5°. 139

Figure 5.22. Taux d'infiltration et ruissellement obtenus pour une CCE de 25 cm d'épaisseur. 140

Figure 5.23. Taux d'infiltration et ruissellement obtenus pour une CCE de 75 cm d'épaisseur et une pente de 10°. 140

Figure 5.24. Localisation des nœuds de lecture des paramètres dans SEEP/W. 142

Figure 5.25. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2.5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 25 cm. 30 jours. 143

Figure 5.26. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2.5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 25 cm. 5 heures. 144

Figure 5.27. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2.5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 50 cm. 30 jours. 145

Figure 5.28. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 50 cm. 5 heures. 147

Figure 5.29. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 75 cm. 30 jours. 148

Figure 5.30. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 75 cm. 5 heures. 149

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a_c	Coefficient d'adhésion (modèle MK) [-]
AEV	*Air Entry Value* (pression d'entrée de l'air) [L]
AMD	*Acid Mine Drainage* (drainage minier acide, DMA)
as	Géométrie des pores Ross (1990)
ASTM	*American Society for Testing and Materials*
$c(\psi)$	Capacité de stockage [-]
CBL	Couche de bris capillaire (*capillary break layer*)
C_C	Coefficient de courbure [-]
CCE	Couche de contrôle des écoulements
CEBC	Couverture avec effets de barrière capillaire
CRE	Courbe de rétention d'eau
C_U	Coefficient d'uniformité (D_{60}/D_{10}) [-]
C_ψ	Paramètre d'ajustement [-]
D_{10}	Diamètre des particules correspondant à 10 % du passant sur la courbe granulométrique [L]
D_{15}	Diamètre des particules correspondant à 15 % du passant sur la courbe granulométrique [L]
D_{30}	Diamètre des particules correspondant à 30 % du passant sur la courbe granulométrique [L]

D_{60}	Diamètre des particules correspondant à 60 % du passant sur la courbe granulométrique [L]
D_{85}	Diamètre des particules correspondant à 85 % du passant sur la courbe Granulométrique [L]
DDL	*Down dip limit*
DF	Différences finies
DMA	Drainage minier acide
DNC	Drainage neutre contaminé
e	Indice des vides [-]
e.g.	*exempli gratia*
ECCC	Environnement et Changement climatique Canada
EDP	Équation aux dérivées partielles
EF	Éléments finis
g	Accélération gravitationnelle [L.T-2]
G_S	Densité relative des grains [-]
H	Charge hydraulique totale [L]
h	Charge hydraulique [L]
h_{co}	Remontée capillaire équivalente
i	Gradient hydraulique
IDF	*Intensity Duration Frequency* (Courbes intensité durée fréquence)

INF	Infiltration [L]
k	Conductivité hydraulique [L.T-1]
KC	Kozeny-Carman
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée [L.T-1]
k_u	Conductivité hydraulique ou fonction de perméabilité - k(ψ) [L.T-1]
kx,y,z	Conductivité hydraulique selon les axes (x,y,z) dans un repère cartésien [L.T-1]
LCI	Condition aux limites « interaction sol-climat » (land-climate-interaction)
LD	Longueur de déviation
m	Paramètre fonction de la distribution des pores (MK) [-]
M	Paramètre de Brooks et Corey (1964) utilisé pour décrire la courbe de rétention d'eau.
MELCC	Ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs
MERN	Ministère de l'Énergie et des Ressources Naturelles du Québec
MK	Modèle de Kovacs modifié
m_{vG}	Paramètre empirique d'ajustement du modèle de van Genuchten (1980) [-]
n	Porosité [-]
n_G	Paramètre lié à la distribution de la taille des pores du sol. Gardner (1958)
n_{vG}	Paramètre empirique d'ajustement du modèle de van Genuchten [-]
p	Paramètre la fonction de perméabilité (p = 3+ 2M). Morel-Seytoux (1994)

pH	Potentiel hydrogène, mesure de l'acidité ou la basicité d'une solution
Q	Débit hydraulique [L.T-1]
q	Débit spécifique [L.T-1]
q∗	Fraction transmise
qE	Flux d'eau associé à l'évaporation [L.T-1]
qI	Flux d'eau associé à l'infiltration [L.T-1]
qM	Flux d'eau associé à la fonte des neiges [L.T-1]
qp	Flux d'eau associé les précipitations [L.T-1]
qR	Flux d'eau associé à le ruissellement [L.T-1]
SEEP/W	Code numérique (SEEP/W GEOSLOPE)
Sa	Degré de saturation dû à l'adhésion [-]
Sc	Degré de saturation dû à la capillarité [-]
Sr	Degré de saturation [-]
SR	Système de recouvrement de type stockage et relargage
t	Temps [T]
TEV	Teneur en eau volumique
UQAT	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue
URSTM	Unité de recherche et de service en technologie minérale
UTAF	Usine de traitement de l'acide faible

WEV	Valeur d'entrée de l'eau (water entry value)
W_L	Limite de liquidité (%)
Wp	Limite de plasticité
x,y,z	Coordonnées cartésiennes du modèle numérique
ξ	Paramètre de connectivité des pores
α	Angle de rotation [-]
α'	Paramètre d'ajustement du modèle de Fredlund et Xing (1994) [L]
α_{vG}	Paramètre empirique d'ajustement du modèle de van Genuchten (1980) [L- 1]
βw	L'angle de contact entre l'eau et la surface des particules solides
ΔH	Différence entre les charges hydrauliques simulées [L]
ΔS	Taux de stockage
θ	Teneur en eau volumique [-]
θe	Teneur en eau volumétrique réduite [-]
θr	Teneur en eau résiduelle [-]
θs	Teneur en eau à saturation [-]
θ_{sat}	Teneur en eau volumique à saturation [-]
$\theta_{Sr\ 85\%}$	Teneur en eau correspond à un degré de saturation égal à 85 % [-]
λ	Indice de taille des pores
ψ	Pression de succion [L]

ψ_a	Pression d'entrée d'air (ou AEV) [L]
ψ_c	Pression capillaire effective
ψ_n	Paramètre normatif (modèle MK) [L]
ψ_r	Succion résiduelle [L]
ψ_w	Pression d'entrée d'eau (ou WEV) [L]
1D - 2D	Unidimensionnel – Bidimensionnel

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A Mesures de récupération des eaux d'infiltration et de ruissellement. 163

ANNEXE B Suivi de l'instrumentation 168

ANNEXE C Scenarios additionnels 170

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Le développement économique du Québec repose depuis longtemps sur la mise en valeur des ressources naturelles. Malgré la diversification de l'économie Québécoise, l'industrie minière reste un joueur important dans l'économie de cette province, en conséquence elle s'adapte aux demandes croissantes des gouvernements pour minimiser ses impacts sur la faune, la flore et les communautés locales (Charbonneau, 2014).

Cette industrie minière génère annuellement, plusieurs millions de tonnes de rejets de concentrateur (ou résidus miniers) et de stériles miniers. Cependant, la génération de ces rejets est inévitable et fait partie intégrante de ces activités minières (Aubertin et al., 2002a).

Les rejets miniers solides, sont entreposés dans des haldes à stériles et dans les parcs à résidus respectivement pour les stériles et les résidus miniers. En raison de la composition chimique et minéralogiques de ces rejets et sous certaines conditions peuvent engendrer la génération du drainage minier acide (DMA) et par conséquent contaminer l'environnement (Aubertin et al., 2002b).

Le gouvernement du Québec a adopté des lois qui obligent les entreprises minières à restaurer leurs sites afin de protéger l'environnement. Il encourage également l'industrie minière à adopter des pratiques de valorisation et de gestion durable des rejets permettant ainsi de réduire la taille de ces lieux d'entreposage. Afin de réduire les impacts environnementaux liés aux quantités de rejets qui sont générés et entreposés dans les aires d'accumulation (Aubertin et al., 2002a; Charbonneau, 2014), il est nécessaire de trouver des solutions qui visent à valoriser les rejets miniers dans la restauration des sites miniers ou comme matériaux de construction.

Le projet qui fait l'objet de cette recherche vise à tester les boues-scories provenant du parc à résidus Quémont 2 (propriété de la Fonderie Horne) comme couche de contrôle des écoulements (CCE) pour la restauration des parcs ou des haldes à stériles.

1.1Problématique du projet

La production de rejets dans l'industrie minière est un phénomène inévitable en raison des processus extractifs et de traitement des ressources. Toutefois, un cadre réglementaire strict a été mis en place pour encadrer ces activités, définissant de manière claire les rôles et les responsabilités des exploitants. En effet, les sites d'entreposage sont utilisés pour le dépôt et le stockage des rejets

dans un environnement où il est plus facile de les gérer et de contrôler leur impact sur l'environnement. Il faut souligner que les rejets miniers peuvent impacter négativement l'environnement si leur gestion n'est pas faite de façon adéquate, car dépendamment de leur composition, la stabilité chimique des résidus pourrait causer des problèmes environnementaux importants (Amar, 2020).

Le site Quémont 2 est un parc à résidus actif localisé à environ 2,5 km au nord-est de la Fonderie Horne (Rouyn-Noranda, Québec), au nord du bassin Nord-Osisko du lac Osisko et au sud du lac Dufault. Sa superficie est estimée à 105 hectares. La déposition des résidus dans ce parc a débuté en 1949 en recevant les résidus miniers générateurs du DMA qui ont été recouverts ensuite par un mélange de boues et scories en codéposition (boues de l'UTAF) non générateurs d'acidité. On estime qu'entre 1949 et 2018 le dépôt a concerné environ 7,6 Mt de résidus miniers sulfureux, 14,2 Mt de scories et 1,1 Mt de boues d'UTAF (unité de traitement des acides faibles). Ces résidus miniers proviennent de la mine Quémont, la mine Gallen et de la Fonderie Horne qui produit présentement un mélange de scories et des boues issues du traitement hydrométallurgique (UTAF) (Kahlaoui, 2022).

À partir de 2016, le parc Quémont 2 a été utilisé en alternance avec le parc Noranda 5 pour le dépôt des résidus dont le taux de production annuel est estimé à environ 600 000 à 650 000 t de résidus. Il est important de mentionner que la capacité maximale du parc Quémont sera atteinte vers la fin de l'année 2024 (El Mrabet,2021, Kahlaoui, 2022).

La présence de minéraux sulfureux dans le rejet peut engendrer la formation du drainage minier acide (DMA). Le drainage minier acide se produit lorsque des minéraux sulfureux (principalement la pyrite et la pyrrhotite) contenus dans la roche entrent en contact avec l'eau et l'air, ce qui entraîne leur oxydation. Le DMA se caractérise par un pH faible et peut entrainer la mise en solution des métaux lourds (Fe, Al, Mn, Zn, Cu, Cd, Pb, Co, Ni, As, etc.) et des sulfates (Aubertin et al., 2002c).

De manière générale la formation du DMA nécessite la présence des minéraux sulfureux, la disponibilité de l'eau et surtout de l'oxygène.

La formation du DMA constitue encore aujourd'hui l'un des principaux défis environnementaux pour l'industrie minière. Pour contrôler la formation du DMA, différentes techniques ont été développées et visent à limiter les réactions d'oxydation en excluant ou en limitant la disponibilité de l'un de ces trois éléments et qui sont les sulfures, l'oxygène et l'eau (Aubertin et al., 2015;

Bussière et Guittonny, 2021). Ainsi différents matériaux naturels ou recyclés peuvent être utilisés dans la construction des recouvrements.

Les boues-scories qui ont été déposées sur le site Quémont 2, peuvent être considérées comme non générateurs de DMA et il devient important de les valoriser en les intégrant comme matériaux de recouvrement et plus particulièrement comme couche de contrôle de l'infiltration de l'eau.

1.2 Description du projet de recherche

Ce projet de maîtrise s'inscrit dans le cadre du concept de «gestion intégrée des rejets miniers (boues-scories)». Cette notion vise à orienter l'industrie minière vers des pratiques plus respectueuses de l'environnement en intégrant des aspects tels que la réduction des déchets à la source, le recyclage, le traitement approprié, le stockage sécuritaire et la surveillance et la gestion de l'impact environnemental. Dans ce contexte, le projet se concentre sur la valorisation des boues-scories provenant du parc à résidus Quémont 2, en proposant leur utilisation comme couche de contrôle des écoulements (CCE). Cette recherche vise non seulement à réutiliser les boues-scories comme matériau de restauration des sites miniers, mais aussi à évaluer leur capacité à agir comme CCE, une méthode qui dévie l'eau d'infiltration à travers un matériau qui conduit bien l'eau.

Pour comprendre en profondeur le fonctionnement de la CCE, il est crucial de l'évaluer sous diverses conditions : variations de l'inclinaison de la pente, différentes épaisseurs de recouvrement, et différents taux de précipitation.

Ce projet vise à évaluer en laboratoire, sous conditions contrôlées, et par la modélisation numérique, l'efficacité des boues-scories comme CCE en variant les conditions précédemment mentionnées. Cette évaluation détaillée permettra de déterminer l'applicabilité des boues-scories dans cette technique de restauration, s'alignant sur les principes de la gestion intégrée des rejets miniers pour promouvoir des pratiques minières durables et respectueuses de l'environnement.

1.3 Objectifs du projet et hypothèses de recherche

L'objectif général de ce projet consiste à évaluer la performance des boues-scories comme couche de contrôle des écoulements (CCE), pour contrôler l'infiltration de l'eau à l'aide de la modélisation physique et numérique.

Les objectifs spécifiques permettant d'atteindre cet objectif principal sont :

- Construction d'un modèle physique au laboratoire et tester la capacité de la CCE à base (boues-scories) à limiter l'infiltration vers les rejets miniers,
- Évaluer l'impact de l'influence de la pente, de l'épaisseur de la CCE et l'intensité des précipitations sur la performance des boues-scories comme CCE à l'aide des modèles physique et des simulations numériques.

L'hypothèse principale de l'étude stipule que les boues-scories entreposés sur le parc à résidus Quémont 2 peuvent agir comme CCE et disposent d'une grande capacité de déviation latérale de l'eau. Cette hypothèse est basée sur des études antérieures qui ont conclu que le mélange de boues et scories du site Quémont 2 possède une granulométrie fine, dont plus de 80% est représenté par des particules qui passent le tamis 80 µm. Les matériaux avec ces caractéristiques granulométriques se caractérisent par une faible conductivité hydraulique et de cette façon peuvent présenter une bonne capacite de déviation latérale. De plus, on suppose que la performance de cette CCE pourrait être affectée par différents paramètres tels que : la pente, son épaisseur de la CCE et l'intensité des précipitations.

La validité des hypothèses de recherche sera évaluée en utilisant la modélisation physique au laboratoire et la modélisation numérique. La modélisation proposée consiste à évaluer l'impact de certains paramètres sur le comportement hydrogéologique d'une CCE composée de boues-scories. Les éléments testés au moyen des modèles physique et numérique sont : i) l'épaisseur de la CCE, ii) l'inclinaison du modèle et iii) l'intensité des précipitations. Le modèle physique a été recré au moyen de modèles numériques afin de les calibrer à l'aide des résultats expérimentaux et de simuler le comportement à long terme de ce type de recouvrement.

1.4 Contenu et structure du mémoire

Le contenu du mémoire peut être résumé comme suit : après une première mise en contexte de la problématique dans le présent chapitre, le Chapitre 2 présente la revue de littérature en commençant par les caractéristiques et les mécanismes de formation du DMA. Ensuite, les techniques de contrôle de la formation du DMA sont aussi présentées en incluant la technique de contrôle de l'infiltration de l'eau (CCE). Les principales équations gouvernant l'écoulement de l'eau en milieu poreux saturé et non saturé sont décrites dans un premier temps, suivi d'une présentation des principales propriétés hydrogéologiques des matériaux saturés et non saturés. On présente également les modèles permettant de décrire et prédire les propriétés hydrogéologiques des

matériaux, notamment la conductivité hydraulique saturée, la courbe de rétention d'eau et la fonction de perméabilité. De plus, ce chapitre présente une description des mécanismes d'érosion interne, leurs facteurs d'initiation et les méthodes de prédiction. Finalement, ce chapitre présente certains concepts de la modélisation numérique adoptée pour résoudre l'équation générale de l'écoulement d'eau et le logiciel numérique SEEP/W.

Le Chapitre 3 présente les méthodes de caractérisation des matériaux utilisés dans cette étude (boues-scories). Également, on y trouve les résultats des essais de caractérisation des matériaux. Finalement, on décrit le modèle physique utilisé, son instrumentation (sondes pour les mesures des teneurs en eau volumiques et de succions) et le simulateur de pluie, ainsi, que les différents scénarios testés. Le modèle numérique conçu en utilisant les caractéristiques des matériaux à l'étude et utilisé dans les simulations et les prédictions du comportement hydrogéologique des boues-scories (comme CCE) est également présenté.

Le Chapitre 4 sous forme d'un article intitulé « *Physical and numerical modeling of a flow control layer made with a sludge and slag mixture for use in waste rock pile reclamation*.», décrit les principaux résultats obtenus lors de la modélisation physique en laboratoire et de la modélisation numérique de la CCE et l'influence de l'épaisseur de la CCE, de la pente et du taux de précipitation sur sa performance, et qui a été soumis à la revue Mining

Le Chapitre 5 est destiné à la discussion des résultats obtenus lors de la modélisation physique des différents scénarios réalisés en laboratoire. Dans cette section, les taux d'infiltration et de ruissellement, les teneurs en eau volumiques (TEV) et les succions mesurées au cours des différents essais sont présentés. Ensuite, on présente les résultats des différentes simulations numériques effectuées pour les scénarios de la modélisation physique. Les deux modélisations permettent de statuer sur l'effet les différents facteurs (précipitation, épaisseur de la couche et pente) sur la performance des boues-scories comme CCE. Finalement, une discussion générale et une comparaison entre les deux modélisations est présentée en mettant l'emphase sur les limites des deux modélisations.

Finalement, le mémoire se termine par le chapitre 6 qui présente les principales conclusions du travail de recherche réalisé ainsi que les recommandations qui ont été formulées.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Le drainage minier acide (DMA) est souvent considéré comme l'un des phénomènes les plus nuisibles aux écosystèmes environnants des sites d'exploitation minière, en raison de son pH bas et de ses concentrations élevées en sulfates et métaux (Aubertin et al., 2002 ; Aubertin et al., 2002b; Plante et al., 2021). Le DMA est issu de l'oxydation naturelle des minéraux sulfurés (comme la pyrite, la pyrrhotite, la chalcopyrite, l'arsénopyrite, etc.) lorsqu'ils sont exposés aux éléments atmosphériques, principalement à l'oxygène et l'eau de pluie (Nicholson et Scharer, 1994). Les conséquences de la génération du DMA sur la qualité des eaux (de surface et souterraines) d'un site minier incluent une diminution du pH, une hausse des concentrations en métaux solubles et des niveaux élevés en sulfates (Aubertin et al., 2002).

2.1 Formation et contrôle du DMA

Les rejets miniers qui renferment des minéraux sulfureux (peuvent engendrer des problèmes environnementaux lorsqu'ils sont exposés à l'eau et à l'oxygène de l'atmosphère. L'oxydation des minéraux lors de leur exposition aux conditions atmosphériques entraîne la formation de drainage minier acide (DMA) ou de drainage neutre contaminé (DNC) (Aubertin et al., 2002b; Plante et al., 2021). Les minéraux sulfureux les plus courants dans les déchets miniers sont généralement la pyrite et la pyrrhotite.

Le processus d'oxydation de la pyrite peut être divisé en trois étapes, illustrées par les équations suivantes :

i. Oxydation directe de la pyrite par l'oxygène et l'eau à pH compris entre 5 et 7 (équation 2.1)

$$FeS_2 + \frac{7}{2}O_2 + H_2O \rightarrow Fe^{2+} + 2SO_4^{2-} + 2H^+ \tag{2.1}$$

ii. Oxydation du fer ferreux libéré dans l'équation 2.1 (équation 2.2) et hydrolyse du fer ferrique libéré dans l'équation 2.2 à pH~5 (équation 2.3)

$$Fe^{2+} + \frac{1}{4}O_2 + H^+ \rightarrow Fe^{3+} + \frac{1}{2}H_2O \tag{2.2}$$

$$Fe^{2+} + \frac{1}{4}O_2 + H^+ \rightarrow Fe^{3+} + \frac{1}{2}H_2O \tag{2.3}$$

iii. Oxydation indirecte de la pyrite par le fer ferrique qui ne précipite plus à pH<3 (équation 2.4)

$$FeS_2 + 14Fe^{3+} + 8H_2O \rightarrow 15Fe^{2+} + 2SO_4^{2-} + 16H^+ \quad (2.4)$$

La réaction générale de l'oxydation de la pyrite se présente ainsi (équation 2.5)

$$FeS_2 + \frac{15}{4}O_2 + \frac{7}{2}H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 2H_2SO_4 \quad (2.5)$$

Ainsi, la réaction globale d'oxydation directe de la pyrite, l'hydrolyse du fer ferrique ($3Fe^{3+}$) et la précipitation des hydroxydes de fer (résultant des équations 2.1, 2.2 et 2.3) produisent 4 moles de H^+ par mole de pyrite. En revanche, la réaction d'oxydation indirecte de la pyrite (équation 2.4) génère 16 moles de H^+ pour chaque mole de pyrite oxydée. En outre, lorsque le pH est inferieur a 3, le fer ferrique ($3Fe^{3+}$) engendre une oxydation de la pyrite de 10 à 100 fois plus rapide que celle par l'oxydation directe par l'oxygène (Mylona et al., 2000; Plante et al., 2021).

Les bactéries peuvent aussi jouer un rôle catalytique dans les réactions d'oxydation des sulfures. De nombreuses bactéries neutrophiles et acidophiles sont présentes sur les sites miniers. Trois types de bactéries sont directement impliquées dans la formation du DMA : *Acidithiobacillus ferrooxidans, Acidithiobacillus thiooxidans et Leptospirillum ferrooxidans* (Blowes et al., 2005; Blowes et al., 2014; Nordstrom et al., 2015).

À ces niveaux de pH, certains éléments tels que le cadmium (Cd), le cobalt (Co), le manganèse (Mn), le nickel (Ni), le plomb, le zinc (Zn), l'arsenic (As) et l'antimoine (Sb) deviennent relativement solubles, ce qui peut entraîner des concentrations élevées dans les eaux de drainage (Campbell, 1974 ; Peregoedova, 2012; Plante et al., 2021).

Les minéraux ayant un potentiel de neutralisation, tels que les carbonates et les silicates, peuvent également être présents dans les résidus miniers. Ainsi, lorsque la capacité de neutralisation excède le potentiel d'acidité, les résidus miniers ne produisent pas de DMA. Ainsi ces minéraux carbonatés et en raison de leur cinétique élevée peuvent maintenir le pH autour de 5,5 sur certains sites (Blowes et al., 2005 ; MELCC, 2020; Plante et al., 2021 ; Verburg et al., 2009). Les silicates, bien que moins réactifs, peuvent néanmoins contribuer à la neutralisation de la génération de DMA sur le long terme (Lawrence et Wang, 1997). Dans ces conditions, bien que les concentrations en métaux

puissent dépasser les normes environnementales, le pH demeure proche de la neutralité. C'est ce qu'on appelle le drainage neutre contaminé (DNC) (MELCC, 2020).

2.1.1 Principales méthodes de contrôle du DMA

L'inhibition des réactions d'oxydation des sulfures est nécessaire pour réduire la production du DMA ou de DNC (Aubertin et al., 2002b). Les méthodes de prévention de la production d'acide visent à éliminer, ou à réduire à des niveaux très bas, la disponibilité de l'air (ou de l'oxygène), de l'eau ou des sulfures. En supprimant toute interaction entre ces trois éléments, qui sont indispensables aux réactions conduisant à formation du DMA, on peut réduire la production d'acide à des niveaux très faibles (Aubertin et al., 2002c).

Selon les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géochimiques spécifiques à chaque site minier, ainsi que les conditions climatiques des régions où ils sont situés, différentes méthodes de prévention et de restauration existent (Aubertin et al., 2002b; Verburg et al., 2009). Parmi ces méthodes, on peut citer :

- Désulfuration environnementale
- Exclusion de l'eau (Recouvrement visant à limiter l'infiltration d'eau).
- Exclusion de l'oxygène (Recouvrement visant à limiter le flux d'oxygène).

Les différentes techniques utilisées ainsi que certaines approches particulières sont décrites ci-dessous.

2.1.1.1 Désulfuration environnementale

La désulfuration, une méthode exclusive aux rejets de concentrateurs riches en sulfures. Elle utilise des procédés minéralurgiques comme la flottation ou la séparation gravimétrique pour extraire les sulfures en fin de processus (Aubertin et al., 2002b). Même si cette méthode ne résout pas entièrement le problème du DMA, elle permet de le gérer de manière efficace et de limiter les impacts sur l'environnement (Benzaazoua et al., 2000). Cette technique produit un concentré de sulfures et des résidus désulfurés non générateurs d'acide. Le concentré de sulfures peut être utilisé comme remblai minier, tandis que les résidus désulfurés peuvent éventuellement servir de matériaux de construction pour des barrières à l'oxygène (Demers, 2008; Kalonji, 2014).

2.1.1.2 Exclusion de l'eau

Pour contrôler la génération du DMA, l'exclusion de l'eau est également efficace. Dans les régions humides, où les précipitations sont abondantes, des couvertures étanches peuvent être utilisées pour empêcher l'infiltration de l'eau vers les résidus réactifs. Cela implique la mise en place d'une barrière constituée de matériaux naturels et/ou synthétiques à faible conductivité hydraulique, tels que les argiles, les tills compactés, les géomembranes, et les géocomposites bentonitiques (Aubertin et al., 2002b; Aubertin et al., 1995; Maqsoud et al., 2021).

Dans les climats arides ou semi-arides, les couvertures avec effet de barrière capillaire, dites de type "store-and-release", sont recommandées pour la restauration des sites miniers. Ces barrières stockent l'eau durant les périodes de pluie et la libèrent durant les périodes de sécheresse par évapotranspiration ou drainage latéral. Elles sont constituées de couches de bris capillaire et de couche de rétention d'eau (Aubertin et al., 2009; Bossé, 2014; Knidiri, 2015). La réduction de l'infiltration peut être améliorée par la construction de recouvrements en pente, déviant ainsi l'eau à l'interface entre matériaux grossiers et fins (Aubertin et al., 2009).

2.1.1.3 Exclusion de l'oxygène

Pour les climats humides comme celui du Québec, les méthodes les plus efficaces à long terme pour limiter le flux d'oxygène consistent à réduire la migration de l'oxygène vers les résidus sulfureux (MELCC, 2020). Cette réduction peut être réalisée par la mise en place de recouvrements en eau (ennoiement) ou par des recouvrements en sols (ou autres matériaux géologiques).

<u>Recouvrement en eau</u>

La méthode de recouvrement en eau englobe plusieurs techniques, notamment le dépôt subaquatique des résidus miniers, l'ennoiement des rejets miniers (Amyot et Vézina, 1997 ; Awoh, 2012), et la couverture monocouche avec nappe phréatique surélevée (NPS) (Demers, 2008; Driouky, 2020; Ethier, 2018).

Le dépôt subaquatique consiste à placer les résidus miniers dans un bassin d'eau tel qu'un lac ou une fosse existante, tandis que l'ennoiement des résidus sulfureux, nécessitant la création d'une structure, permettant un recouvrement en eau des résidus allant de quelques décimètres à quelques mètres (Awoh, 2012). Quant à la technique NPS, elle maintient les résidus miniers dans un état de

saturation par capillarité et représente une forme particulière de recouvrement en eau (Demers, 2008; Ouangrawa et al., 2005; Pabst, 2021).

Couverture avec effets de barrière capillaire (CEBC)

Les couvertures de type CEBC sont composées de plusieurs couches de sols superposées ayant des propriétés granulométriques différentes. L'objectif est des CEBC est de maintenir au moins l'une des couches saturée ou proche de la saturation (Sr > 85 %) pour contrôler la migration des gaz vers les résidus réactifs et limiter l'infiltration de l'eau jusqu'aux rejets (Aubertin et al., 2002b; Aubertin et al., 1995; Maqsoud et al., 2007).

Une CEBC typique se compose d'au moins trois couches principales (Aubertin et al., 2002b; Demers et Pabst, 2021). La première couche, composée de matériaux grossiers comme le sable et le gravier, avec une conductivité hydraulique saturée d'au moins 10^{-5} m/s ; elle sert de support porteur et de bris capillaire. La deuxième couche, faite de matériaux fins à faible conductivité hydraulique (10^{-7} m/s), habituellement constituée de silt ou de matériaux recyclés, est capable de retenir l'eau. Enfin, la troisième couche, également composée de matériaux grossiers similaires à la première couche et joue un rôle de drainage, de protection contre l'érosion et de barrière contre les intrusions et l'évaporation.

Pour maintenir un haut degré de saturation dans la couche de rétention d'eau, les effets de bris capillaires sont essentiels. Ces effets apparaissent en conditions non saturées lorsqu'une couche de matériau fin est placée sur une couche de matériau plus grossier (Aubertin et al., 2002b; Demers et Pabst, 2021). À mesure que la succion augmente, le matériau grossier, avec une pression d'entrée d'air (AEV) plus faible, perd plus rapidement sa teneur en eau par rapport au matériau fin (comme montré dans la Figure 2.1 avec du silt sur du sable). Cette perte rapide réduit la conductivité hydraulique du matériau grossier. Dans ces conditions, pour une succion donnée, la conductivité hydraulique du matériau grossier peut devenir inférieure à celle du matériau fin, ce qui favorise la rétention d'eau dans ce dernier jusqu'à ce que la pression d'entrée d'eau (WEV) du matériau grossier soit atteinte (Aubertin et al., 2002b; Bussière, 1999; Demers et Pabst, 2021). La succion doit alors excéder l'AEV du matériau fin pour provoquer sa désaturation, permettant ainsi de maintenir la saturation de la couche de rétention d'eau (Aubertin et al., 2002b; Demers et Pabst, 2021).

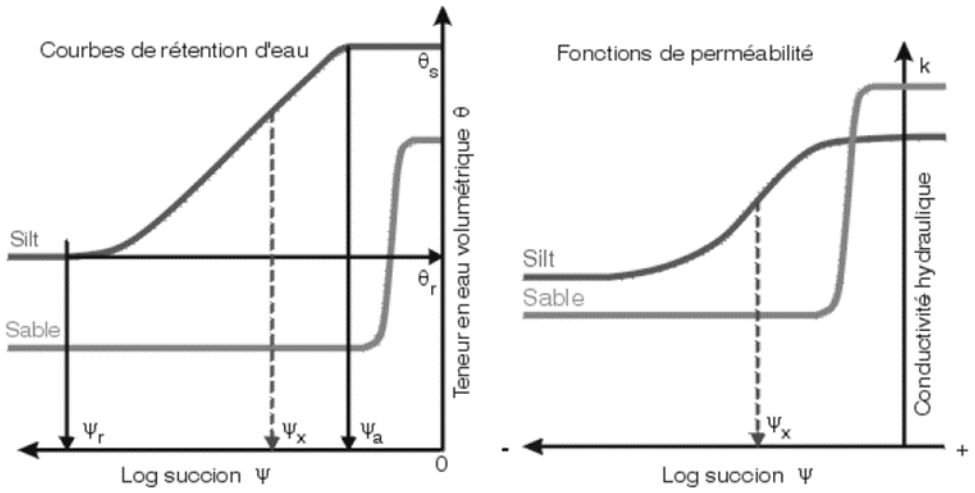


Figure 2.1 Courbes de rétention d'eau et fonctions de perméabilité d'un silt et d'un sable (tiré de Aubertin et al. 2002a).

La réduction de la génération de DMA a été possible grâce à l'utilisation de cette technique dans la restauration de sites miniers (Maqsoud et al., 2012, 2017; Dagenais et al., 2006). Cependant, lorsqu'il s'agit de haldes à stériles, il est nécessaire d'adapter ces méthodes en raison de la complexité de leur structure et de l'hétérogénéité de leurs propriétés hydrogéologiques et géotechniques (Bussière et Guittonny, 2020).

2.1.1.4 Couche de contrôle des écoulements (CCE).

Cette technique vise à limiter l'infiltration de l'eau en la déviant de façon latérale le long de couches inclinées de matériaux inertes compactés, empêchant ainsi l'infiltration vers les stériles miniers (Ait khouia, 2018; Ait khouia et al., 2019; Aubertin et al., 2009; Bussière et al., 2015; Dimech et al., 2019; Martin et al., 2017). Les précipitations sont temporairement stockées dans les CCE, puis évacuées par évaporation ou drainage latéral, évitant ainsi tous contact avec les stériles miniers générateurs de DMA et/ou DNC.

Des travaux de laboratoire et des simulations numériques ont validé l'efficacité de cette méthode à l'échelle d'une halde expérimentale sur le site de la mine du Lac Tio. Ces études ont démontré que les conditions climatiques, l'épaisseur de la couche de rétention d'eau, l'inclinaison de la pente et les propriétés des matériaux de couverture influencent l'efficacité des CCE (Ait khouia, 2018; Ait khouia et al., 2019; Crouzal et Pabst, 2021; Dimech et al., 2019; Dubuc, 2018; Rossit, 2020).

En climat humide, où les précipitations sont abondantes et l'évaporation est moindre, une couverture inclinée favorise le drainage latéral vers le bas de la pente, évacuant ainsi l'eau des précipitations et empêchant son infiltration dans les stériles. Lorsque les précipitations sont très élevées (exemple pluies centenaire), l'eau accumulée dans la couche des matériaux fins (CCE) le long de la pente peut engendrer des pressions qui peuvent atteindre la valeur d'entrée d'eau (*water entry value*, WEV), produisant ainsi l'infiltration dans le matériau grossier sous la CCE. L'endroit où se produit ce phénomène correspond à un point désigné comme « *Down dip limit* » (DDL) (voir Figure 2.2). La distance entre le haut de la pente et le point DDL correspond à la longueur effective ou la longueur de déviation (L_D) (Aubertin et al., 2009; Bussière, 1999).

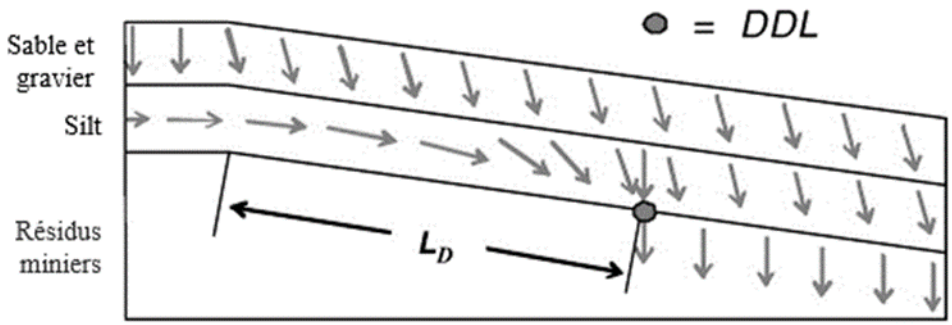


Figure 2.2 Schématisation de l'écoulement dans une CEBC inclinée (tiré de Aubertin et al. 2009).

La zone DDL correspond à une région où l'effet de barrière capillaire diminue progressivement. Dans cette zone, l'efficacité de la CEBC à limiter l'infiltration d'eau est réduite. La localisation de cette zone dépend de plusieurs facteurs : l'épaisseur de la couverture, les conditions climatiques, les propriétés du sol et l'inclinaison de la pente. En général, la longueur de déviation (L_D, voir Figure 2.2) diminue lorsque les précipitations sont plus abondantes et augmente avec une pente plus prononcée (Aubertin et al., 2009; Bussière, 1999; Cifuentes, 2006).

Afin d'assurer l'efficacité d'une barrière capillaire inclinée, il est crucial que sa capacité de déviation et sa longueur de déviation (L_D) soient adéquates. La performance d'une barrière capillaire inclinée est évaluée en fonction de la longueur de déviation par rapport à la pente (Bussière et al., 2015). De nombreux paramètres influencent cette longueur de déviation latérale, notamment les propriétés hydriques des matériaux qui constituent la barrière capillaire, sa géométrie et son inclinaison, l'épaisseur de la couverture et le taux de précipitations. Diverses études ont examiné et décrit l'impact de chaque paramètre (Ait Khouia, 2018; Andrina, 2009; Bussière, 1999).

La couche de contrôle des écoulements (CCE) dans une halde fonctionne selon le principe des effets de barrière capillaire. En plaçant un matériau relativement fin et à faible perméabilité sur les stériles, qui servent de couche de bris capillaire, le contraste des propriétés hydriques et l'inclinaison de la CCE permettent de dévier l'eau jusqu'à la zone DDL. Pour une halde complète (voir Figure 2.3), il est nécessaire de répéter plusieurs bancs, chacun constitué d'une couche de contrôle de l'écoulement (CCE) inclinée (Aubertin et al., 2009).

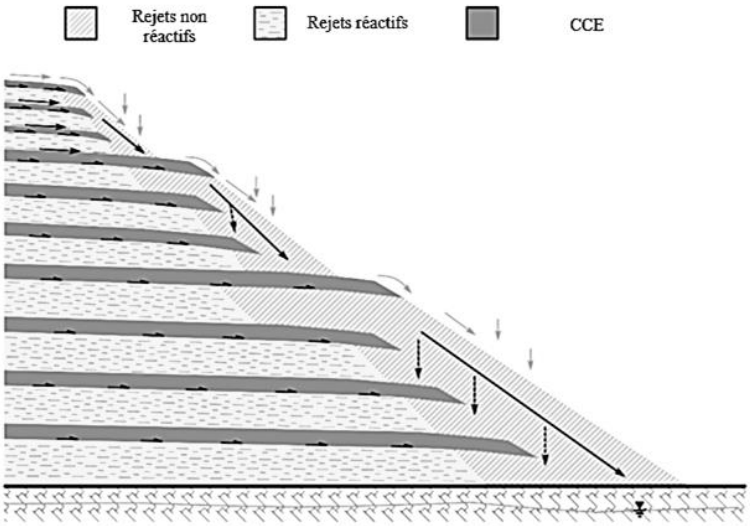


Figure 2.3 Schéma d'une vue en coupe d'une halde composée de couches de contrôle des écoulements (CCE) (adapté de Aubertin, 2009).

Plusieurs solutions analytiques ont été développées pour estimer la capacité de déviation et la longueur de déviation latérale d'une barrière capillaire. En général, les valeurs estimées par ces solutions sont inférieures à celles mesurées en laboratoire ou obtenues par modélisation numérique (Bussière et Wilson, 2021; Bussière, 1999). La longueur effective du bris capillaire est déterminée en divisant le Qmax par le taux de précipitations P. Les solutions analytiques les plus couramment utilisées dans la littérature sont décrites ci-dessous.

- <u>Solution analytique de Ross (1990)</u>

Dans ses travaux Ross (1990) a démontré que le niveau d'infiltration reste faible au sommet de la pente, mais s'accroît progressivement en descendant, jusqu'à un point critique où l'infiltration s'intensifie significativement (point DDL).

Pour évaluer la performance d'une barrière capillaire incliné et déterminer sa longueur effective (L_{eff}), Ross a proposé une solution analytique, exprimée par l'équation ci-dessous :

$$Q_{max} = k_{sat_2} \frac{tan\alpha}{\alpha_{s_2}} \left[\left(\frac{P}{k_{sat_1}} \right)^{\alpha_{s_2}/\alpha_{s_1}} - \frac{P}{k_{sat_2}} \right] \quad (2.6)$$

Où, les indices 1 et 2 se réfèrent aux matériaux grossier et fin respectivement :

α : angle de la pente;

k_{sat} : conductivité hydraulique saturée (m/s);

P : le taux de précipitation (m/s).

α_s : est le coefficient expérimental souvent appelé "*Sorptive number*" défini par Philip (1969).

- <u>Modification de la solution analytique de Ross (1990) par Steenhuis et al. (1991)</u>

Steenhuis et al. (1991) propose une réévaluation des hypothèses de Ross concernant l'interface entre les couches de sol et la conductivité hydraulique non saturée. Contrairement à Ross, qui présume une frontière humide stable entre les couches, Steenhuis et al. (1991) soulignent que cette interface peut souvent présenter un front d'humectation instable, qui modifie la capacité de déviation de l'eau. En outre, il remet en question l'assomption de Ross d'une conductivité hydraulique non saturée constante, arguant que cette valeur varie significativement avec le contenu en eau du sol. Ces remises en question mènent à des estimations plus généralisées de la capacité de déviation des barrières capillaires, offrant potentiellement une estimation plus précise dans des conditions variées d'humidité du sol et de flux d'eau (Ait khouia, 2018; Steenhuis et al., 1991).

L'équation de Steenhuis et al., (1991) peut s'écrire comme suit :

$$L_D = tan\theta \left\{ \frac{1}{b} \left(\frac{1}{k} - 1 \right) + \frac{1}{k} (h_{ae} - h_{ex}) \right\} \quad (2.7)$$

où :

θ est la pente de l'interface, b est la dérivé de l'équation de conductivité hydraulique insaturé, k a été dérivé de l'équation $k = qv/k_{sat}$ (qv est le flux d'eau pénétrant dans le sol), h_{ae} est la valeur de l'entrée d'air (AEV) et h_{ex} est la valeur d'expulsion de l'air du gravier.

- <u>Solution analytique de Morel-Seytoux (1994)</u>

Morel-Seytoux (1994) intègre une série de paramètres clés pour analyser le comportement des sols en conditions non saturées. Parmi ces paramètres, on trouve la succion (ψ_c) des sols fins, qui reflète la capacité du sol à attirer et retenir l'eau grâce à la tension superficielle et aux forces capillaires. En outre, la succion adopte les variables définies dans l'équation de Brooks and Corey (1964) afin de caractériser la fonction de perméabilité en milieu non saturé. Un autre élément essentiel de cette approche est le paramètre q*, qui quantifie l'efficacité avec laquelle une barrière capillaire inclinée peut rediriger une portion spécifique du flux percolant (q* est inférieur ou égal à 1, avec q*=1 pour l'infiltration totale, soit au point DDL). En intégrant ce paramètre, on obtient une solution plus réaliste et plus générale que les solutions précédentes, pour lesquelles q* est égal à 1 (Ait khouia, 2018; Bussière, 1999; Bussière et al., 2003).

Selon Morel-Seytoux (1994), Q_{dm}, s'exprime de la façon suivante :

$$Q_{dm} = k_{sat_2} \tan\alpha \left[\psi_{c_2} - \psi_{aM_1} \left(\frac{q^*}{k_{sat_1}} \right)^{\frac{-M_1}{P_1}} \right] \tag{2.8}$$

Où :

ψ_c : pression capillaire effective ;

ψ_{aM} : pression d'entrée d'air de la courbe de mouillage ;

$q*$: fraction transmise ;

M : paramètre de Brooks et Corey (1964) utilisé pour décrire la courbe de rétention d'eau ;

P: paramètre utilisé pour décrire la fonction de perméabilité (P = 3+ 2M).

Les solutions analytiques sont couramment employées pour des estimations préliminaires de la capacité de déviation (Q_{max}) et de la longueur effective (L_{eff}) d'une barrière capillaire (Bussière et Wilson, 2021; Bussière, 1999). Cependant, elles présentent des limites dues à certaines hypothèses : régime d'écoulement permanent, absence d'effets d'évaporation, épaisseur infinie de la couche de bris capillaire, nappe phréatique profonde, et succion indépendante de l'emplacement le long de la pente (Aubertin et al., 2009; Bussière et Wilson, 2021; Bussière, 1999). Cette dernière hypothèse est particulièrement irréaliste pour les conditions réelles sur le terrain, nécessitant une utilisation prudente de ces solutions (Chapuis et al., 2007).

2.2 Notions d'écoulement d'eau dans les milieux poreux

Pour prédire l'efficacité d'une CCE, il est essentiel de comprendre les concepts d'écoulement de l'eau, car cette efficacité dépend directement du comportement hydrogéologique des sols ou des matériaux meubles en milieu non saturé.

Les matériaux du recouvrement et les résidus miniers sur lesquels ils sont placés peuvent être saturés ou non et les lois qui régissent les écoulements en conditions saturées et non saturées sont décrites ci-dessous.

2.2.1 Écoulement de l'eau en milieu poreux saturé

L'écoulement de l'eau dans un matériau poreux saturé isotrope et dont l'écoulement est laminaire peut être décrit par la loi de Darcy (Domenico et Schwartz, 1998). Dans cette loi, le débit (Q) qui passe à travers une section donnée (A) est exprimée par les équations suivantes :

$$\frac{Q}{A} = q = -k\frac{\partial h}{\partial l} \tag{2.9}$$

$$Q = -k\frac{dh}{dl}A \tag{2.10}$$

Où :
h :est la charge hydraulique,
dh/dl : est le gradient hydraulique.

L'équation 2.10 peut être simplifiée sous la forme suivante :

$$Q = -kiA \tag{2.11}$$

2.2.2 Écoulement de l'eau en milieu poreux non saturé

Alors que l'écoulement saturé se manifeste dans un contexte biphasique, impliquant l'eau et la matrice solide, les zones situées au-dessus de la nappe phréatique engagent un milieu plus complexe pour l'écoulement de l'eau. Ce milieu, qualifié de non-saturé, se distingue par sa nature triphasique, incorporant non seulement l'eau et les particules solides, mais également l'air. Cette

composition triphasique confère à l'écoulement des caractéristiques spécifiques au sein de ces zones.

La loi de Darcy a été initialement développée pour l'écoulement de l'eau dans des milieux poreux saturés ensuite elle a été étendue aux milieux poreux non saturés. Richards (1931) a développé l'équation de continuité ou de conservation de masse (équation 2.12) à partir de la loi de Darcy, permettant de décrire l'écoulement de l'eau dans ces milieux.

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = \left(k_x(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(k_y(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial z}\right) + \frac{\partial k(\psi)}{\partial z} \qquad (2.12)$$

Avec θ représentant la teneur en eau volumique, ψ la succion matricielle et $k_{x,y,z}$ la conductivité hydraulique selon les axes (x, y, z) dans un système de coordonnées cartésiennes, décrit l'écoulement de l'eau en milieu non saturé.

Cette équation indique que cet écoulement dépend de la conductivité hydraulique et de la variation de succion dans l'espace. Elle prend la forme d'une équation aux dérivées partielles (EDP), parabolique en milieu non saturé et elliptique en milieu saturé (Musy et Soutter, 1991).

Cette équation différentielle générale est résolue numériquement par des logiciels de modélisation de l'écoulement de l'eau en milieu non saturé, tels que SEEP/W, Vadose/W et Hydrus.

Il est primordial de comprendre deux caractéristiques hydrogéologiques principales afin d'analyser l'écoulement de l'eau dans des milieux non saturés. La première est la courbe de rétention d'eau (CRE), décrite par la fonction θ(ψ), qui indique la capacité du matériau à retenir l'eau en fonction de la pression capillaire. La seconde propriété importante est la conductivité hydraulique en conditions non saturées, représentée par les fonctions k(ψ) ou k(θ), qui montre la facilité avec laquelle l'eau se déplace à travers le matériau selon son degré de saturation ou sa pression capillaire. Les sections suivantes présentent de manière détaillée les descriptions de ces deux fonctions.

2.2.2.1 Courbe de rétention d'eau (CRE)

La courbe de rétention d'eau (CRE) est utilisée pour caractériser les propriétés hydriques des milieux poreux en conditions non saturées (voir Figure 2.4). Elle montre la relation entre la teneur en eau volumique (θ) et la succion matricielle (ψ), illustrant la capacité d'un matériau à retenir l'eau

sous des pressions négatives. Cette relation est propre à chaque matériau. La Figure 2.4 illustre les CRE d'u silt et d'un sable.

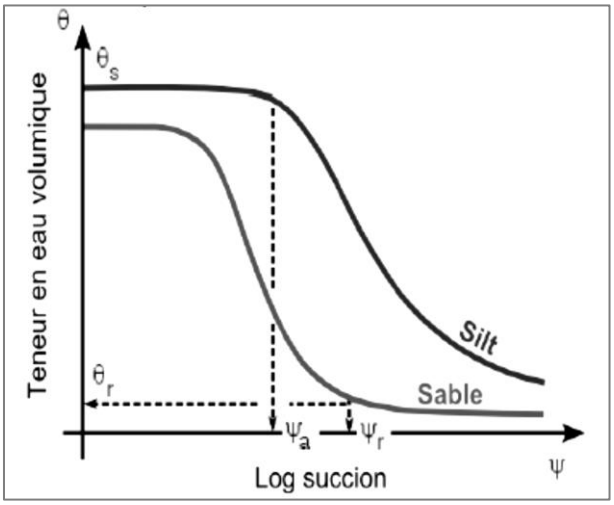


Figure 2.4 Courbe de rétention d'eau d'un sable et d'un silt (tiré de Aubertin et al., 2015)

La capacité d'un matériau à retenir l'eau, illustrée par la courbe de rétention d'eau, est influencée par différents paramètres tel que : la granulométrie, la porosité et la composition minéralogique de la matrice solide. De plus, la tortuosité du système poreux et la direction de l'écoulement d'eau, qu'il s'agisse d'infiltration ou de drainage, jouent un rôle significatif. Les matériaux contenant une proportion élevée de particules fines, telles que les argiles ou silt, présentent des interstices particulièrement étroits en raison de leur importante surface spécifique, ce qui favorise une forte rétention d'eau. Ainsi, un matériau sera d'autant plus apte à retenir l'eau que ses pores sont fins et que sa surface spécifique est importante, augmentant par là même occasion les forces d'adsorption exercées par les particules solides.

La CRE se distingue par trois zones : la zone de saturation, caractérisée par une teneur en eau θ qui atteint la valeur de saturation θs, approximativement égal à la porosité n du matériau. Une zone de transition, marquée par une réduction graduelle de θ en réponse à l'accroissement de la succion. Finalement, la zone résiduelle, où la teneur en eau se stabilise autour de la valeur résiduelle θr, indiquant une faible variation de l'humidité en dépit d'une augmentation significative de la succion. La succion résiduelle (ψ_r) est définie comme la succion correspondant à la teneur en eau résiduelle du matériau.

Pendant le processus de drainage, lors de l'application d'une succion à un matériau initialement saturé, plusieurs points caractéristiques délimitent les différentes phases de la courbe de rétention d'eau (CRE). Le premier de ces points est l'AEV (« air entry value »), qui représente la succion critique à laquelle les plus grands pores commencent à se vider. Ce point marque le début de la zone transitoire de la CRE, où l'air commence à pénétrer dans le matériau, et il est crucial pour comprendre le comportement du matériau sous diverses conditions de succion et de teneur en eau.

La zone de transition de la CRE est contrôlée par la distribution de la taille des pores. Une désaturation significative due à une légère augmentation de la succion, indiquée par une pente prononcée de la CRE, suggère une distribution relativement homogène des tailles de pores du matériau.

Diverses méthodes de mesure de la CRE ont été développées en laboratoire et plusieurs modèles ont été proposés pour la décrire, tels que les modèles de van Genuchten (1980) et Brooks et Corey (1964). D'autres modèles, comme le modèle modifié de Kovàcs (Aubertin et al., 1998; Mbonimpa et al., 2003), ont également été élaborés pour prédire la CRE. Ces modèles sont présentés ci-dessous.

2.2.2.2 Méthodes expérimentales de mesure de la CRE

La relation θ (ψ) peut être mesurée en laboratoire au moyen de processus de drainage ou mouillage contrôlés et in situ en drainage et mouillage naturels à l'aide de diverses techniques. Les CRE obtenus par drainage et mouillage sont différents en raison des effets d'hystérésis qui sont représentés par une différence considérable en termes de θ pour une succion donnée. Les effets de l'hystérésis sont expliqués par différents auteurs dans la littérature (Maqsoud et al., 2012; Mualem, 2009).

Un certain nombre de techniques ont été développées pour évaluer la CRE en laboratoire. Le principe général des techniques est de mesurer la succion appliquée à l'échantillon (la succion est augmentée une fois l'équilibre est atteint), tandis que la teneur en eau gravimétrique ou volumique est calculée ou mesurée (ASTM, 2016; Aubertin et al., 1995; Chapuis et al., 2007; Delage et al., 2011).

Pour obtenir la courbe de rétention d'eau (CRE) en laboratoire, deux types d'essais peuvent être réalisés : à succion constante et à teneur en eau constante. Dans le cas de succion constante, une

succion fixe est appliquée et l'évolution de la teneur en eau est observée, tandis que dans le cas de la teneur en eau constante, la teneur en eau est maintenue constante et la succion est mesurée à l'équilibre. Les méthodes couramment employées incluent l'essai en cellule de pression, les essais en colonne, le contrôle osmotique, le contrôle de succion par la phase vapeur, l'utilisation de tensiomètres à jet fil, les mesures psychométriques et la méthode du papier filtre.

2.2.2.3 Modèles descriptifs de la CRE

Différents modèles descriptifs ont été proposés pour décrire la courbe de rétention d'eau. Parmi lesquels on trouve les modèles de Gardner (1958), Brooks et Corey (1964), van Genuchten (1980), Fredlund et Xing (1994), Omuto (2009) et Campbell (1974). Une brève description des modèles les plus utilisés est présentée dans les sections suivantes :

- Modèle de Gardner (1958)

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + a\psi^{n_G}} \tag{2.13}$$

où θ est la teneur volumique en eau, θ_s est la teneur en eau volumique à saturation dans les sols qui ne sont pas modifiables par succion croissante, θ_r est la teneur en eau volumique résiduelle, a est un paramètre lié à l'inverse de l'AEV du sol, et n_G est un paramètre lié à la distribution de la taille des pores du sol.

- Brooks et Corey (1964)

$$\theta = \theta_s \, pour \, \psi \leq \psi_a \, et \, \theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)\left(\frac{\psi_a}{\psi}\right)^{\lambda} \, por \, \psi > \psi_a \tag{2.14}$$

où ψ_a est un paramètre lié à l'AEV du sol et λ est un indice de taille des pores qui est lié à la distribution de la taille des pores du sol.

- van Genuchten (1980)

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha\psi)^{n_v}]^{m_v}} \tag{2.15}$$

où α est un paramètre de modèle qui est généralement estimé comme l'inverse de l'AEV, ψ est la succion matricielle, n_v est un paramètre d'ajustement du modèle (sans dimension), et m_v est un paramètre d'ajustement du modèle (sans dimension), il est déterminé grâce aux relations suivantes :

$$m = 1 - 1/n \text{ ou } m = 1 - 2/n$$

Les modèles de Gardner, Brooks et Corey et van Genuchten sont parfois exprimés en termes de teneur en eau volumique réduite (θ_e) avec:

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \tag{2.16}$$

- Fredlund et Xing (1994)

$$\theta = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)}\right] \times \left[\frac{\theta_s}{\left\{\ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]\right\}^m}\right] \tag{2.17}$$

Où ψ_r est la succion résiduelle, a est un paramètre d'ajustement lié à l'AEV, n est un paramètre d'ajustement lié à la pente de la CRE, m est un paramètre d'ajustement lié à θ_r, et e est le nombre Euler.

- Omuto (2009) - Modèle de rétention d'eau Biexponential

$$\theta(h) = \theta_r + \theta_1 e^{-\alpha_1 h} + \theta_2 e^{-\alpha_2 h} \tag{2.18}$$

θ_1 représente la différence entre la teneur en eau volumique saturée (θ_{s1}) et la teneur en eau volumique résiduel (θ_{r1}) dans l'espace poreux structurel, illustre la capacité de rétention d'eau dans les macropores formés par l'agencement physique des particules du sol.

θ_2 représente la différence entre l'humidité saturée (θ_s) et le teneur en eau volumique résiduel (θ_{r2}) dans l'espace poreux textural, reflète la rétention d'eau dans les micropores déterminés par la texture du sol, comme la taille des particules de sable, de silt et d'argile.

α_1 et α_2 représentent l'inverse du potentiel d'entrée d'air dans l'espace poreux structurel (macropores) et textural (micropores) du sol.

θ_r est la somme des teneurs en eau volumiques résiduelles dans l'espace poreux structurel (θ_{r1}) et espace poreux textural (θ_{r2}).

- Campbell (1974)

$$\theta(h) = \theta_s(\alpha h)^{\lambda} \tag{2.19}$$

Où θ_s est la teneur en eau volumique saturée, α est l'inverse de la pression d'entrée de l'air, λ est un paramètre ou un indice pour la distribution de la taille des pores.

2.2.2.4 Modèles prédictifs de la CRE

Les propriétés physiques des matériaux, telles que la taille des particules et la porosité, permettent d'estimer la courbe de rétention d'eau (CRE). Les modèles prédictifs se basent souvent sur l'analyse de la distribution granulométrique, qui est directement liée à la taille des pores, la teneur en eau et la succion (Mbonimpa et al., 2003). Dans la littérature, on utilise fréquemment le modèle de Kovács Modifié (MK) pour cette estimation (Aubertin et al., 1998; Mbonimpa et al., 2003).

- Modèle de Kovács modifié (MK).

Ce modèle MK, considère que l'eau est retenue dans les matériaux granulaires par des forces de capillarité (Sc) et des forces d'adhésion (Sa). Le degré de saturation des matériaux est donné par la relation suivante :

$$S_r = \frac{\theta}{n} = 1 - \langle 1 - S_a \rangle (1 - S_c) \tag{2.20}$$

Où S_r est le degré de saturation, n la porosité, S_c est le degré de saturation dû à la capillarité, et S_a le degré de saturation dû à l'adhésion.

La saturation capillaire est donnée par la relation suivante :

$$S_c = 1 - [(h_{co}/\psi)^2 + 1]^m \exp(-m\,(h_{co}/\psi)^2) \tag{2.21}$$

Où h_{co} est la remontée capillaire équivalente, m le coefficient de la distribution de taille des pores ($m \approx 1/C_U$ pour les matériaux granulaires), C_U est le coefficient d'uniformité.

Pour les matériaux granulaires, la valeur de la hauteur capillaire équivalente h_{co} est définie par l'équation suivante :

$$h_{co} = \frac{0.75 * cos\beta_w}{eD_{10}[1.17 * \log(C_u) + 1]} \tag{2.22}$$

Où β_w est l'angle de contact entre l'eau et la surface des particules solides ($\beta_w \approx 0$ en drainage), et, e l´indice des vides.

La saturation due à l'adhésion S_a , est le résultat des forces d'attraction électrostatiques entre la surface des grains et les molécules bipolaires de l'eau. Dans le cas des succions élevées et des conditions non saturées, ces forces conduisent à la formation des pellicules d'eau autour des grains de sol. La saturation d'adhésion est décrite par l'équation suivante :

$$S_a = a_c \left(1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_o/\psi_r)}\right) \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}\,(\psi/\psi_n)^{1/6}} \tag{2.23}$$

Où a_c est le coefficient d'adhésion (a_c = 0,01 pour les matériaux granulaires, pour des succions exprimées en cm), ψ_n est le paramètre de normalisation (ψ_n = 1 cm ou ψ_n = 10^{-3} atm selon les unités utilisées pour exprimer ψ), et ψ_r est la succion pour atteindre la teneur en eau résiduelle.

$$\psi_r = 0.86\, h_{co}^{1.2} \tag{2.24}$$

Le modèle MK, qui a d'abord été élaboré pour les matériaux non plastiques, a été élargi pour les matériaux non compacts cohérents, les matériaux déformables pour lesquels le rapport de vide dépend de la succion réelle (Mbonimpa et al., 2003) et ensuite les effets d'hystérésis ont été considérés (Maqsoud et al., 2012).

2.2.3 Fonction de perméabilité

Pour décrire la capacité d'un sol à transporter l'eau en conditions non saturées, on utilise la fonction de perméabilité, également appelée courbe de conductivité hydraulique non saturée et notée $k_u(\psi)$. Cette fonction montre la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la succion et est généralement estimée à partir de la courbe de rétention d'eau (CRE).

La mesure de la conductivité hydraulique en laboratoire se fait via des essais de perméabilité en cellule à parois rigides ou en cellule triaxiale. Souvent, des modèles permettent de prédire la courbe de conductivité hydraulique non saturée en utilisant la conductivité hydraulique saturée et la CRE.

Les modèles statistiques couramment utilisés pour estimer la fonction de perméabilité incluent ceux de Childs et Collis-George (1950), Burdine (1953), Mualem (1976) et Fredlund et Xing (1994). Ces modèles diffèrent par leur interprétation de la configuration géométrique des pores et par l'évaluation de leur contribution à la perméabilité totale. Ils s'expriment sous forme d'intégrales.

- Childs et Collis-George (1950)

$$k_r = \frac{k_u(\theta_e)}{k_{sat}} = \theta_e^{\xi} \quad \frac{\int_0^{\theta_e}(\theta_e - \gamma)\,\psi^{-2}\,(\gamma)d\gamma}{\int_0^{l1}(1-\gamma)\;\psi^{-2}(\gamma)d\gamma} \tag{2.25}$$

Avec, θ_e teneur en eau volumique réduite,

ξ est un paramètre représentant l'interconnectivité des pores, ξ égal à 0 selon Childs et Collis-George (1950), ξ =4/3 selon Millington et Quirk (1961), ξ =1 selon Kunze et al.(1968).

γ est une variable d'intégration (associée à la teneur en eau).

- Burdine (1953)

$$k_r = \frac{k_u(\theta_e)}{k_{sat}} = \theta_e^{\xi} \quad \frac{\int_0^{\theta_e} \mathrm{y}^{-2}\,(\gamma)d\gamma}{\int_0^{1} \mathrm{y}^{-2}\,(\gamma)d\gamma} \tag{2.26}$$

Où ξ est le paramètre de connectivité des pores qui tient compte de la présence de chemins d'écoulement tortueux pour ce modèle ξ =2.

- Mualem (1976)

$$k_r = \frac{k_u(\theta_e)}{k_{sat}} = \theta_e^{\xi} \left[\frac{\int_0^{\theta_r} \mathrm{y}^{-1}\,(\gamma)d\gamma}{\int_0^{1} \mathrm{y}^{-1}\,(\gamma)d\gamma}\right]^2 \tag{2.27}$$

Où, ξ est le paramètre de connectivité des pores qui tient compte de la présence de chemins d'écoulement tortueux pour ce modèle ξ =0.5.

- Fredlund et Xing (1994)

Pour Fredlund et Xing (1994), le terme θ_e^{ξ} des modèles précédents est un facteur de correction visant à tenir compte de la tortuosité du milieu poreux, qui par ce modèle est égal à 0 qui annule ce paramètre (Bussière, 1999).

$$k_r = \frac{k_u(\mathrm{y})}{k_{sat}} = \frac{\int_{\mathrm{y}}^{\mathrm{y}_0} \frac{\theta(v) - \theta(\mathrm{y})}{v^2}\,\theta'(v)dv}{\int_{\mathrm{y}_a}^{\mathrm{y}_0} \frac{\theta(v) - \theta_s}{v^2}\,\theta'(v)dv} \tag{2.28}$$

Avec,

v est une variable fictive associée à la succion,

y_a : succion correspondant à la teneur initiale en eau saturée,

y_0 : succion correspondant à un séchage complet,
θ' : dérivé de la fonction de la teneur en eau volumique.

L'équation de Mualem (équation 2.27) combinée avec l'équation de van Genuchten (équation 2.16) présentent les solutions analytiques les plus simples en termes de teneur en eau et de succion.

$$k_r(\theta_e) = \theta_e^{\xi}\left[1 - \left(1 - \theta_e^{1/m_v}\right)^{m_v}\right]^2 \tag{2.29}$$

$$k_r(\psi) = \frac{\{1 - (\alpha\psi)^{m_v n_v} + [1 + (\alpha\psi)^{n_v}]^{-m_v}\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^{n_v}]^{-m_v\xi}} \tag{2.30}$$

Où α est un paramètre de modèle qui est généralement estimé comme l'inverse de l'AEV, ψ est la succion matricielle, n_v est un paramètre d'ajustement du modèle et $m = 1 - 1/n$ ou m = 1-2/n.

L'écoulement de l'eau à travers les matériaux de différentes nature peut engendrer des problèmes de stabilité interne. Ces aspects sont présentés dans les sections suivantes.

2.3 Stabilité interne des matériaux

La stabilité interne désigne la capacité de la fraction grossière d'un sol à prévenir la perte de la fraction fine due à l'infiltration. Pour un sol instable, une fois les particules fines sont enlevées, la perméabilité du sol augmente localement. Cela pourrait entraîner une réduction de la résistance au cisaillement et des modifications au niveau des conditions hydrauliques. En effet, la stabilité interne des sols est l'un des facteurs les plus importants de l'espérance de vie globale des barrages et des digues. Certaines ruptures de barrages sont associées à l'instabilité interne des sols (Bonelli, 2012; Chang et Zhang, 2011).

2.3.1 Mécanismes d'érosion interne

Quatre types d'érosion, illustrés à la Figure 2.5, ont été proposés en fonction du processus de transport des particules érodées d'un barrage ou de sa fondation : la suffusion, l'érosion de contact entre deux sols, l'érosion régressive et l'érosion de conduit par écoulement localisé.

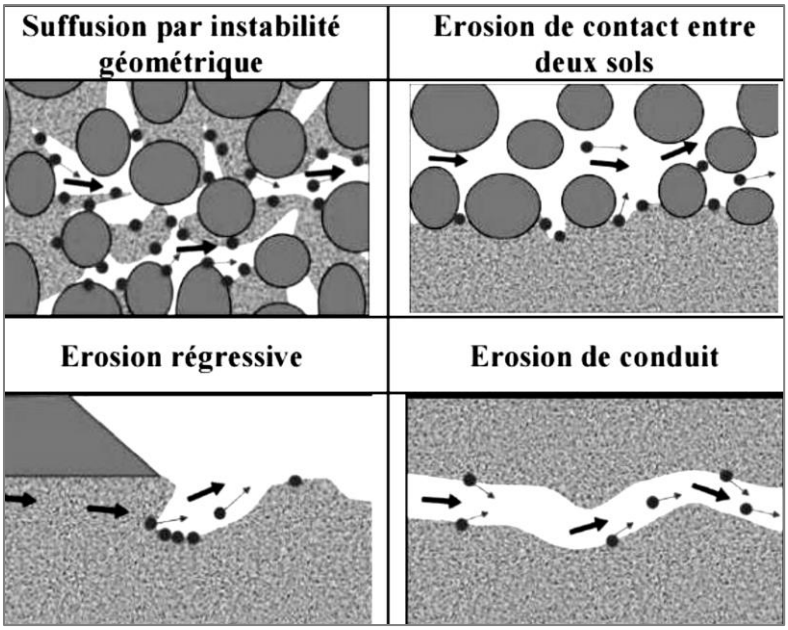


Figure 2.5 Les quatre types d'érosion interne (tiré de Hama, 2016)

Les quatre types d'érosion sont présentés ci- dessous.

2.3.1.1 Suffusion

La suffusion est un phénomène où les particules fines de sol se détachent et se déplacent à travers les pores de la structure granulaire, entraînées par le flux d'eau. Ce processus indique souvent une "instabilité granulométrique interne" du sol, où il est prédisposé à la suffusion. Selon Bonelli (2012) et Hama (2016), trois critères essentiels doivent être satisfaits pour que la suffusion se produise :

- L'écoulement de l'eau doit avoir une intensité capable de détacher les particules du sol et de les transporter.
- Les vides au sein de la matrice granulaire ne doivent pas être complétement comblés par les particules, permettant ainsi un flux d'eau significatif. Il est également nécessaire que les grains les plus larges créent une structure de contact, formant ainsi une matrice.
- Les particules en mouvement doivent être suffisamment petites pour passer à travers les espaces étroits entre les grains plus larges de la matrice, appelés constrictions.

Cette interaction complexe entre la vitesse de l'eau, la structure du sol et la taille des particules souligne l'importance de comprendre la dynamique interne du sol pour anticiper et gérer les risques de suffusion.

Bien que la suffusion puisse potentiellement affecter divers types de sols, les recherches se sont principalement concentrées sur les sols granulaires non cohésifs. Ce phénomène complexe se confond souvent avec la filtration et il est marqué par l'hétérogénéité intrinsèque des matériaux concernés. La suffusion est un phénomène très difficile à caractériser expérimentalement.

Il a été observé que, malgré une augmentation globale de la perméabilité, le phénomène de suffusion peut provoquer le colmatage de zones spécifiques, entravant de ce fait le flux d'eau. Cette observation, mise en évidence par Bonelli (2012, 2013) ainsi que par Hama (2016), révèle la complexité inhérente à la compréhension et à la prédiction de la dynamique de la suffusion au sein des sols granulaires. Cette dualité entre l'augmentation de la perméabilité d'une part, et le colmatage localisé d'autre part, souligne les défis associés à l'étude de ce phénomène.

2.3.1.2 Érosion de contact

L'érosion de contact se produit à l'interface entre un sol fin et un sol grossier, où les particules fines migrent vers les pores du sol grossier sous l'effet du flux d'eau. Ce phénomène nécessite deux conditions essentielles : une vitesse d'écoulement suffisamment élevée et des particules fines plus petites que les pores du sol grossier. Bien que lente, cette érosion peut avoir des répercussions importantes, fortement influencées par les conditions environnementales (Hama, 2016; Bonelli, 2012).

2.3.1.3 Érosion régressive

L'érosion régressive se manifeste à l'interface d'un sol avec une chaîne en formation, qui peut se situer à l'intérieur du sol, sous une couche rigide ou être exposée à l'air libre. Ce phénomène est induit par le mouvement des particules de sol, emportées par l'eau s'écoulant hors du sol. Se caractérise par la formation et l'évolution d'un conduit « chaîne », se développant à contre-courant de l'écoulement de l'eau. La condition nécessaire pour que l'érosion régressive se produise réside dans la nécessité d'une vitesse d'écoulement sortant du sol assez élevé pour arracher et déplacer les particules de sol. Ce type d'érosion est spécifique aux sols granulaires non cohésifs et ne se produit pas dans les sols à faible perméabilité. L'érosion régressive est également influencée par les conditions environnementales externes, qui peuvent soit accélérer soit interrompre son évolution (Hama, 2016; Bonelli, 2012).

2.3.1.4 Érosion de conduit

L'érosion de conduit se manifeste à l'interface entre un sol et une « chaîne », intégrée au sein même du sol. Ce phénomène caractérisé par le déplacement des particules de sol, entraînées par un flux d'eau souvent turbulent circulant à travers le conduit et de ce fait le diamètre du conduit s'accroître progressivement. Le développement de ce type d'érosion est conditionné par deux facteurs primordiaux : la vitesse de l'eau au sein du conduit doit être suffisamment élevée pour détacher et déplacer les particules de sol et le conduit doit assurer une liaison entre les zones en amont et en aval.

Il est important de noter que l'érosion de conduit ne se produit pas dans les sols sans cohésion. Ce phénomène est également caractérisé par une cinétique extrêmement variable, qui a tendance à s'intensifier de façon catastrophique (Hama, 2016; Bonelli, 2012).

Pendant que l'érosion de conduit se focalise sur l'agrandissement d'un canal existant en utilisant un flux d'eau concentré, l'érosion régressive, quant à elle, entraîne le recul ou la progression d'un front érosif à contre-courant du flux d'eau, se produisant souvent à l'interface entre différents types de sol.

2.3.2 Conditions d'influence et facteurs d'initiation d'érosion interne

La stabilité interne d'un sol est déterminée par une interaction de conditions géométriques, hydrauliques et mécaniques, soulignant la complexité et la diversité des mécanismes d'érosion. Ces derniers sont intimement liés à la nature des matériaux constitutifs du sol ainsi qu'aux dynamiques de l'écoulement de l'eau.

D'un point de vue géométrique, l'attention est portée sur les caractéristiques physiques du sol, telles que la distribution de la taille des grains et la densité relative, qui déterminent la capacité des espaces interstitiels à faciliter le passage des particules fines. La distribution granulométrique, en particulier, est essentielle pour évaluer si les pores du sol sont suffisamment larges pour permettre la migration des particules. Sous l'angle hydraulique, les facteurs tels que le gradient hydraulique, ainsi que la vitesse et la direction de l'écoulement, sont déterminants. Ils doivent fournir l'énergie nécessaire à la migration des particules fines. Ces éléments sont souvent évalués à travers des paramètres tels que le gradient hydraulique critique et la vitesse d'écoulement critique, qui quantifient la force de l'eau nécessaire pour entraîner les particules. Enfin, les conditions

mécaniques, se rapportant au degré de compactage et à la cohésion du sol, influencent également sa stabilité interne. Un sol bien compacté et cohésif présente une résistance accrue contre l'érosion, contrastant avec les sols moins compactés et non cohésifs qui sont plus vulnérables (Hama, 2016, Bonelli, 2012; Fell et Fry, 2007).

De son côté, Wan et Fell (2008) ont identifié trois conditions spécifiques pour l'initiation de l'érosion dans un dépôt de sol, mettant en avant l'érosion interne qui est principalement conditionnée par les propriétés intrinsèques du sol. Une condition initiale est la présence d'une structure bimodale du sol, caractérisée par un assemblage de particules grossières formant un réseau porteur des charges mécaniques, tandis que les particules fines, logées dans les interstices de ce réseau, sont susceptibles d'être emportées par le flux d'eau. Cette particularité structurelle permet de classifier les matériaux selon leur vulnérabilité à l'érosion ou à la suffusion, en fonction de leur composition.

En outre, il est nécessaire que les dimensions des pores et des passages créés par les particules grossières soient assez grandes pour permettre le passage des particules fines, susceptibles de se détacher sous l'influence de l'écoulement hydraulique. Cette dimension des espaces poreux est cruciale pour faciliter le mouvement des particules fines à l'intérieur du sol. Finalement, la nécessité d'une vitesse d'écoulement spécifique, capable de mobiliser et de transporter les particules fines à travers la structure poreuse dominée par les particules grossières. La dynamique de l'eau doit donc atteindre un seuil d'énergie suffisant pour induire le processus érosif, mettant en lumière l'importance de l'intensité et de la direction du flux d'eau dans l'évaluation de la stabilité interne du sol.

2.3.3 Prédiction de l’instabilité interne

La prédiction de l’instabilité interne peut être évaluée principalement en utilisant les diamètres caractéristiques et la forme des courbes granulométriques des matériaux étudiés. Cette démarche permet de comprendre comment les propriétés physiques et la distribution des particules au sein des sols influencent leur comportement et leur résistance face aux processus érosifs.

Dans ce qui suit, on présente les différents critères qui peuvent être utilisés pour la prédiction de l’instabilité interne.

- Critère de Terzaghi (1939)

Terzaghi propose un premier critère pour évaluer la stabilité d'un filtre granulaire, appelé critère de rétention. Il a défini une condition de stabilité en introduisant un coefficient de rétention de la manière suivante :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \tag{2.31}$$

Où,

D_{15} est le diamètre à 15% du passant des particules du matériau grossier et d_{85} est le diamètre à 85% du passant des particules du sol fin.

De cette façon, le sol est stable lorsque le rapport est inférieur à 4.

- Istomina (1957)

Istomina a introduit un critère de stabilité interne fondé sur le coefficient d'uniformité (C_u) du sol. Ce critère utilise le C_u comme un indicateur potentiel de la stabilité interne. Il est calculé à partir du rapport ($C_u = D_{60}/D_{10}$) entre le diamètre D_{60} (diamètre des particules à 60 % du passant), et le D_{10} (diamètre des particules à 10 % du passant) d'un sol. Ainsi, le C_u fournit une indication sur la possibilité des particules fines de migrer à travers les espaces laissés par les particules plus grossières. D'après Istomina (1957), un coefficient d'uniformité inférieur à 10 signale une stabilité interne du sol, tandis qu'un coefficient supérieur à 20 pourrait indiquer une tendance à l'instabilité à l'intérieur du sol, comme on peut le constater dans la Figure 2.6

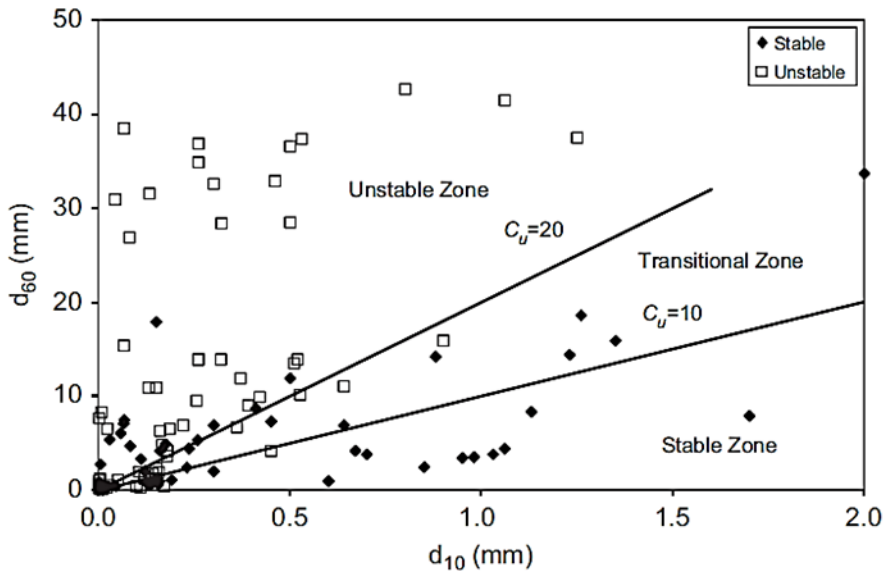


Figure 2.6 Évaluation du critère de Istomina, basé sur 131 donnes (tiré de Bonelli, 2012).

- Kezdi (1969)

En 1969, Kezdi a enrichi l'approche de Terzaghi (1939) en introduisant un critère géométrique. Cette méthode repose sur l'analyse détaillée de la courbe granulométrique (S), qu'il divise en deux segments distincts : le premier, S_2, regroupe les particules fines, et le second, S_1, les particules plus grossières. Le point de séparation entre ces deux segments est défini par un diamètre D_n, sélectionné de manière arbitraire sur la courbe granulométrique.

Kezdi (1969) propose d'examiner l'ensemble de la courbe granulométrique afin d'évaluer la capacité des particules grossières à retenir les particules fines. La stabilité d'un matériau est affirmée si, pour chaque diamètre Dn considéré, le rapport des diamètres correspondant à 15% de passant en masse pour les particules grossières (D_{15}) et à 85% de passant en masse pour les particules fines (D_{85}) respecte la condition de Terzaghi (1939) pour la rétention entre deux sols à granulométrie uniforme adjacents, soit $D_{15}/d_{85} < 4$. Cette approche permet une évaluation plus complète de la stabilité interne des sols (voir Figure 2.7).

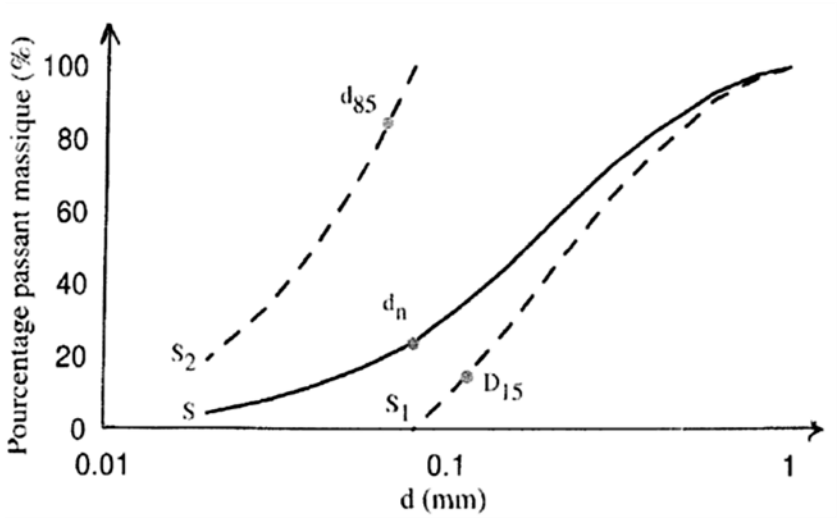


Figure 2.7 Critère de Kezdi (1979) (tiré de Bonelli, 2012).

- Critère de De Mello (1975)

De Mello (1975) propose également de diviser la courbe granulométrique en deux parties : une pour les éléments fins et une autre pour les éléments grossiers, en choisissant le point de discontinuité comme point de division (voir Figure 2.8), contrairement à Kezdi (1969) qui optait pour un choix arbitraire. Il a ensuite appliqué le critère de Terzaghi (1939) en adoptant un facteur de rétention de 5 pour évaluer la stabilité interne.

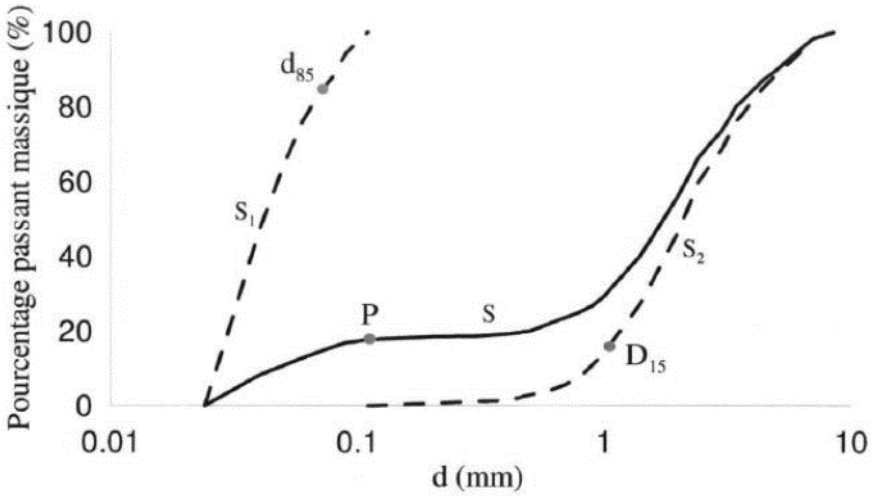


Figure 2.8 Critère de De Mello (1975) (tiré de Hama, 2016)

- Sherard (1979)

Sherard (1979) se base sur l'observation de l'apparition de fissures dans les noyaux des barrages construits avec des sols fins largement gradués et il a constaté que les fissures qui se formaient sont souvent à l'origine de fuites concentrées ou phénomènes de renard. Il a noté que de tels matériaux, fréquemment d'origine glaciaire et se situant dans le fuseau granulométrique (F) (voir Figure 2.9), sont présents dans plusieurs barrages à l'échelle mondiale et que ces incidents étaient associés à leur instabilité interne. Ces sols, caractérisés par des granulométries fines à ayant une faible plasticité et leurs courbes granulométriques sont presque linéaires ou légèrement courbées, pourraient être, selon lui, évalués pour leur instabilité interne en utilisant le critère de De Mello (1975).

Sherard (1975) propose alors des ratios de rétention D_{15}/d_{85} de 5 à 20 pour identifier les matériaux instables, et de 2 à 4 pour ceux considérés comme stables, sans toutefois restreindre l'application du ratio de 5 uniquement aux matériaux discontinus, contrairement à De Mello (1975).

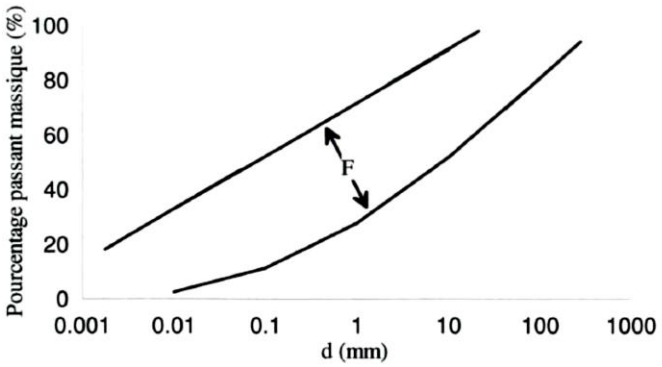


Figure 2.9 Fuseau granulométrique de matériaux instables selon Sherard (1979) (tiré de Hama, 2016).

Dans des travaux postérieurs de Sherard et Dunnigan (1986) ont proposé l'évaluation de la stabilité interne à l'aide du coefficient d'uniformité (Cu); ainsi un Cu inférieur à 10 indique généralement une stabilité, un Cu entre 10 et 20 requiert une courbe granulométrique sans changement abrupte de pente pour être considéré stable, et un Cu entre 20 et 75 suggère que la stabilité dépend de la régularité de la granulométrie, sans des variations brusques de la pente ni des parties fines prolongées.

- Le critère de Lubočkov (1969)

Lubočkov (1969) a proposé une méthode analytique et graphique, fondée sur des essais de laboratoire pour examiner l'instabilité interne des sols et identifier les distributions granulométriques susceptibles à la suffusion. Il a déterminé que les courbes granulométriques positionnées entre certaines limites spécifiques peuvent être jugées géométriquement stables face à la suffusion. Notamment, la courbe de Fuller, reconnue pour son application dans la composition des granulats pour le béton, se situe parmi ces limites, représentant ainsi un modèle de stabilité. Il convient de noter que la courbe de Fuller (voir Figure 2.10) est une courbe théorique idéale utilisée pour déterminer la composition optimale des granulats dans le béton, en assurant une compacité maximale et minimisant les vides. Cette courbe illustre la distribution idéale des différentes tailles de granulats pour obtenir un mélange dense et stable, et sa présence au sein des limites définies par Lubočkov souligne l'importance de la distribution granulométrique dans la stabilité des matériaux.

Sur la base de ces observations, Lubočkov (1969) a formulé que la courbe de gradation (voir Figure 2.10) d'un sol résistant à la suffusion peut être décrite par une relation particulière entre la taille de particule maximale (d_{max}) et une taille de particule arbitraire (d).

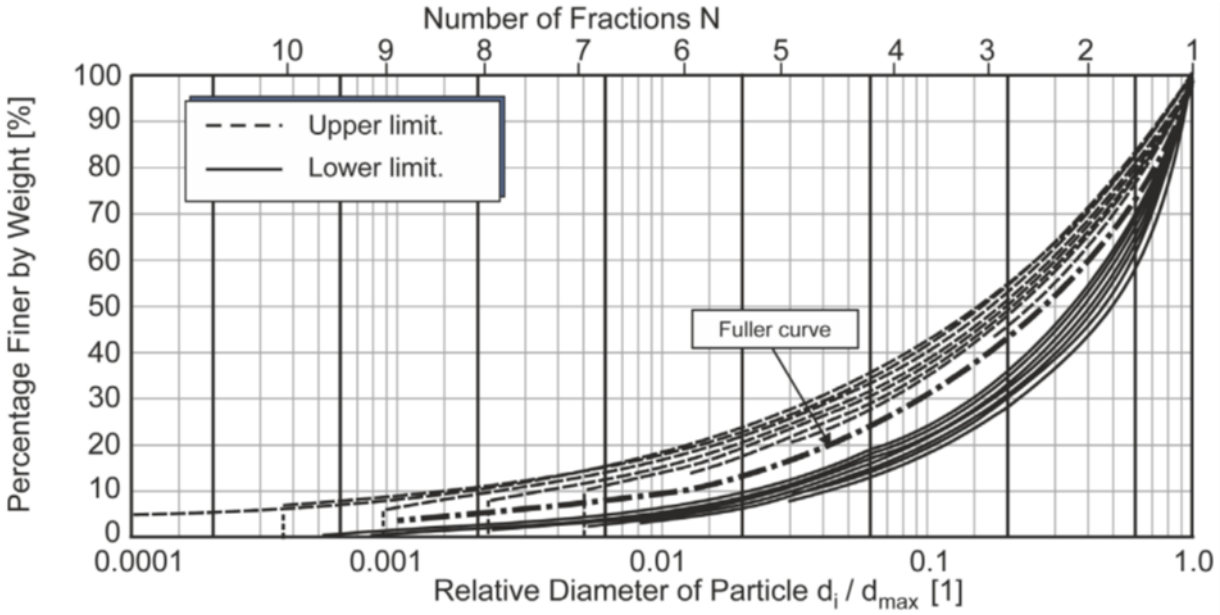


Figure 2.10 Granulométries de matériaux non susceptibles à la suffusion selon Lubočkov (1969) (tiré de Ahlinhan et al., 2016).

Plus tard, Kenney et Lau (1985), en se basant sur la méthode de Luboćkov, ont établi que la limite inferieur indiquant la variation d'un sol moyennement dense à dense (sol stable à la suffusion), peut être exprimée comme suit :

$$F = 0.6\,(D/D_{60})^{3/5} < 4 \tag{2.32}$$

Où, D_{60} est la taille des particules pour 60% du passant, D est une taille arbitraire de particules entre D_0 et D_{100}, et F est le pourcentage de masse des particules inférieures à D.

Postérieurement, ils ont modifié cette équation, mettant en considération la fraction de masse H entre une taille de particule D et 4D. Cet intervalle découle de la constatation que la dimension des étranglements dans un réseau de vides d'un filtre est approximativement un quart de celle des particules du filtre, permettant ainsi aux particules de taille D de traverser les étranglements formés par des particules de taille 4D ou plus.

Afin de prévenir le passage de ces particules à travers les étranglements, il serait nécessaire de les obstruer avec des particules plus grandes que D. La fraction de masse H, représentant la proportion de particules entre les tailles D et 4D, fournit une indication sur le volume de particules dans le matériau du sol qui pourrait former des étranglements assez petits pour empêcher le passage de particules de taille D. Les résultats expérimentaux obtenus par Kenney et Lau (1985) ont validé cette hypothèse, les amenant à suggérer la conversion de la courbe de distribution granulométrique en un diagramme F-H, où F représente le pourcentage de masse de grains de diamètre inférieur à D et H le pourcentage de masse de grains de diamètre compris entre D et 4D (voir Figure 2.10). Pour les sols à granulométrie large, une portion $F \leq 0{,}20$ de la distribution doit être examinée, tandis que pour les sols à granulométrie étroite, une portion $F \leq 0{,}30$ est requise. Kenney et Lau (1985) ont ainsi proposé un critère de stabilité interne géométrique $H/F \geq 1{,}3$, bien que des travaux ultérieurs aient recommandé une exigence moins conservatrice de $H/F \geq 1{,}0$.

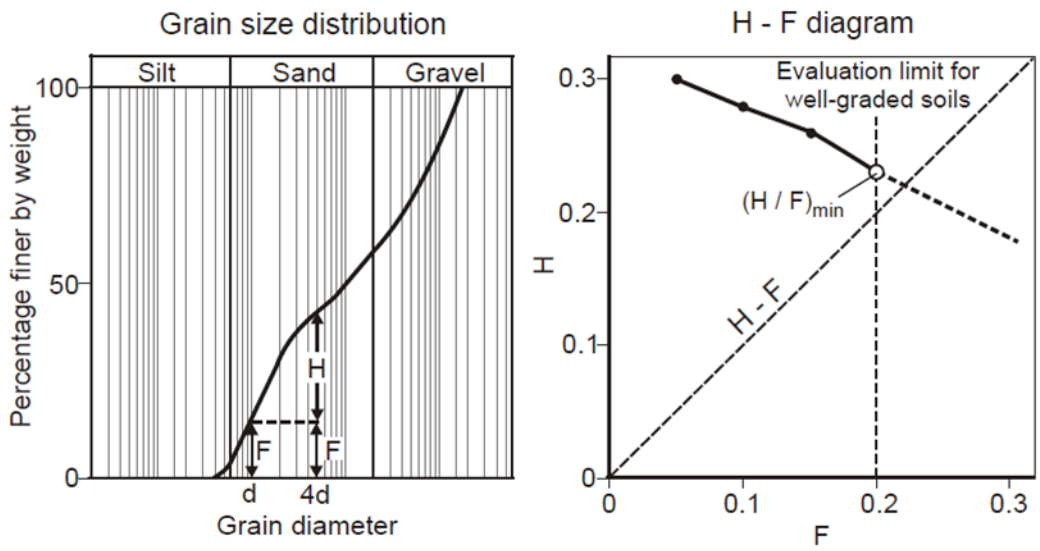


Figure 2.11 Critère géométrique pour la stabilité interne selon Kenney et Lau (1985) (tiré de Ahlinhan et al., 2016).

- Critère de Kovács (1981)

Kovacs (1981) a proposé un critère géométrique pour la stabilité interne s'appuyant sur le modèle des tubes capillaires. Ce modèle établit une analogie hydraulique entre le réseau des canaux poreux et les tubes capillaires, en considérant que les conduits des canaux poreux sont parallèles à la direction de l'infiltration, comme illustré dans la Figure 2.12. Dans cette figure, $d0$ représente le diamètre moyen des pores de la fraction grossière (tubes capillaires), d_1 et d_2 leurs valeurs minimales et maximales.

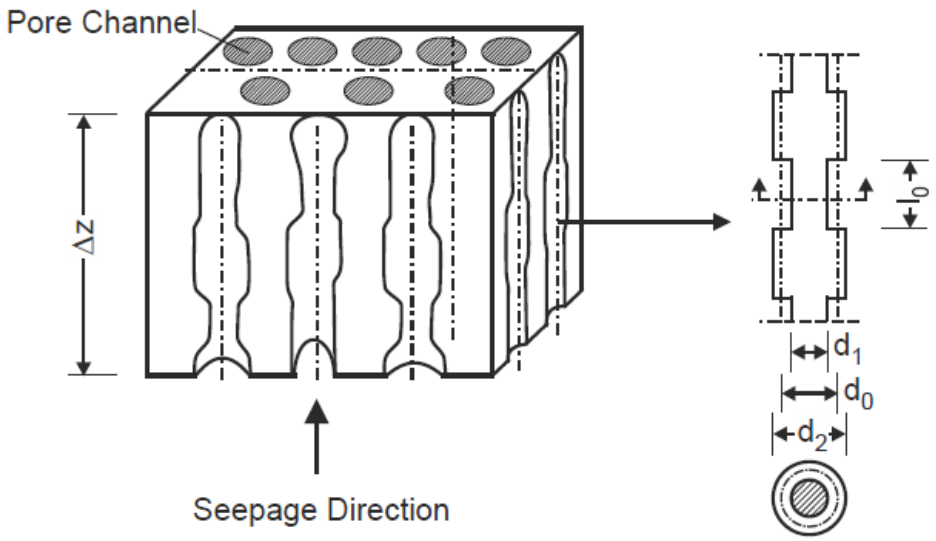


Figure 2.12 Modèle de tubes capillaires selon Kovács (1981) (tiré de Ahlinhan et al., 2016).

Avant de détailler ce modèle, il convient de mentionner un critère géométrique fondamental stipulant que pour assurer la stabilité interne des sols granulaires, le diamètre des pores, noté d_p, doit être inférieur au diamètre du plus petit grain, noté d_{min}, soit (équation 2.33),

$$d_p < d_{min} \tag{2.33}$$

Le critère de Kovacs est résumé dans les équations 2.34 et 2.35 qui indiquent que le rapport entre deux diamètres de grains arbitraires d'une courbe de distribution granulométrique, par exemple d_h/d_{min}, doit être inférieur à une valeur dépendant de la porosité du sol en question.

$$d_1 < d_{min} \rightarrow 2{,}7 * \frac{n}{1-n} * \frac{d_h}{\alpha} < d_{min} \tag{2.34}$$

$$d_0 < d_{min} \rightarrow 4{,}0 * \frac{n}{1-n} * \frac{d_h}{\alpha} < d_{min} \tag{2.35}$$

Où, n représente la porosité, d_h le diamètre effectif des grains, α le facteur de forme et d_0 le diamètre moyen des tubes capillaires.

- Approche de Lafleur et al. (1989, 1993)

Lafleur et al. (1989, 1993), ont étudié l'autofiltration des matériaux peu plastiques présentant une distribution granulométrique étendue. Ils ont postulé que l'influence des particules fines dans le

stabilité interne d'un filtre granulaire est conditionnée par leur proportion tandis que la présence de particules grossières renforce sa stabilité. Ils ont aussi étudié la stabilité du matériau de la base, en mettant en évidence qu'une base instable peut entraîner la migration des particules fines à travers les ouvertures du filtre, malgré la stabilité du filtre lui-même. En effet, la taille des ouvertures du filtre joue un rôle crucial : de grandes ouvertures peuvent favoriser la perte de fines, tandis que des ouvertures étroites peuvent provoquer leur accumulation et le colmatage du filtre, induisant potentiellement des surpressions interstitielles et un risque de rupture.

Lafleur et al. (1989) ont mesuré le facteur de rétention permettant d'observer des phénomènes d'érosion régressive, d'autofiltration ou de colmatage à l'interface base-filtre au moyen des essais d'infiltration sur trois échantillons. L'analyse des données a permis de corréler la stabilité interne des matériaux avec la configuration de leur courbe granulométrique, illustrée dans la Figure 2.13. De cette façon, ils ont constaté que les courbes granulométriques linéaires (courbe 1), ou celles linéaires dans leur fraction fine (courbe 2), montrent une condition stable. D'autre part, les matériaux présentant une granulométrie discontinue (courbe 3) exhibent une tendance marquée vers l'instabilité (illustrée par la courbe 4), caractérisant généralement ces matériaux comme instables.

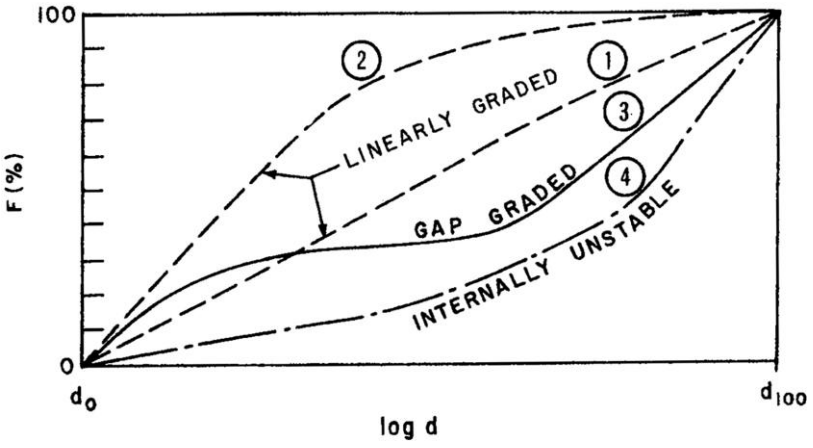


Figure 2.13 Approche conceptuelle de Lafleur et al. (1989) (tiré de Bonelli, 2012)

- Critère de Sun (1989)

Sun (1989) a utilisé 16 échantillons cohésifs, composés de mélanges de sable, d'argile et de silt. Ces échantillons ont été exposés à un flux ascendant sous un gradient hydraulique de 20 pour évaluer leur réaction face à l'instabilité interne. À la différence des autres chercheurs Sun a utilisé

des matériaux cohésifs au lieu des mélanges granulaires qui se composent principalement de sable et de gravier.

Dans son analyse, il divise la courbe granulométrique en deux parties distinctes : une fraction fine et une fraction grossière. Cette segmentation est effectuée à des points spécifiques arbitraires Di. Pour chaque point Di, il définit une taille de constriction DCi, égal à $0.25Di$, et un diamètre caractéristique D_{50i} représentant le D_{50} de la fraction fine. Le critère clé de Sun repose sur le diamètre de référence D^*_c, qui représente la plus grande taille d'une particule qui peut être transportée. Ce diamètre est déterminé au point i où le rapport D_{Ci}/D_{50i} atteint son maximum. F^*_c indique le pourcentage de passants associé à D^*_c.

La distinction entre les sols stables et instables est alors établie en utilisant les paramètres : D^*_{ci}/d_{50i} et F^*_c, comme l'illustre la Figure 2.14. Sun souligne que cette limite, initialement définie pour un gradient hydraulique de 20, peut varier en fonction du gradient hydraulique appliqué, suggérant une inclinaison moins prononcée pour des gradients hydrauliques plus faibles que 20 (Bonelli, 2012; Hama, 2016).

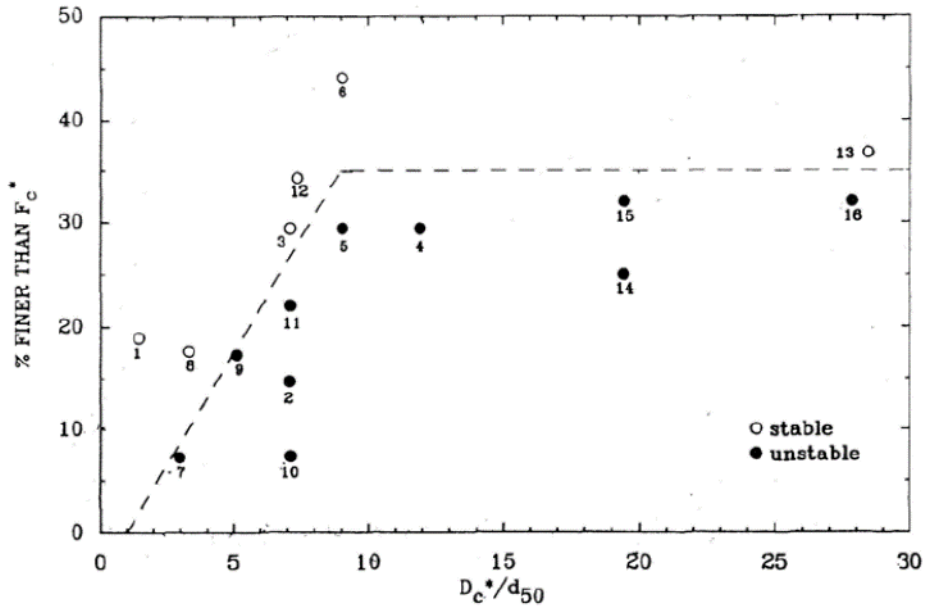


Figure 2.14 Évaluation de la stabilité interne des sols Sun (1989) (tiré de Hama, 2016).

Critère de Chapuis (1992)

Dans cette approche, le point de division de la courbe de distribution granulométrique en fractions fine et grossière est désigné par le terme I, qui dénote la séparation entre les deux types de particules

qui composent le matériau étudié. À partir de ce point I, la courbe est analysée pour déterminer la pente sécante sJK entre deux points spécifiques, J et K, qui reflètent respectivement les caractéristiques des fractions fine et grossière du sol (voir Figure 2.15).

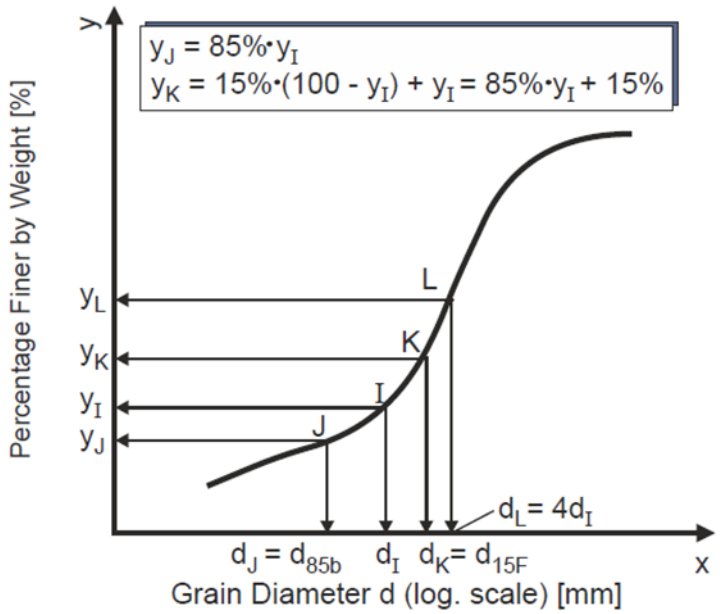


Figure 2.15 Courbe granulométrique montrant la détermination du pourcentage de masse d_{85b} et d_{15F} (tiré de Ahlinhan et al., 2016).

Le pourcentage massique des particules plus petites que la taille d_I est note y_I. Dans la portion fine, l'abscisse du point J est $x_J = \log d_{85b}$ et son pourcentage massique est $y_J = 0{,}85\ y_I$. Dans la portion grossière, l'abscisse du point K est $x_K = \log d_{15F}$ et son pourcentage massique est défini par $y_K = 15\%*(100\% - y_I) + y_I = 85\%*y_I + 15\%$.

La pente sécante s_{JK} entre les points J et K est exprimée par la formule suivante : $s_{JK} = (y_K - y_J)/(x_K - x_J)$. Cette pente sécante est ensuite comparée à un seuil pour évaluer la stabilité interne du sol, selon les critères unifiés de Kezdi(1969) et Kenney et Lau (1985), réinterprétés par Chapuis (1992). Néanmoins, Chapuis (1992) remarque que ce critère doit être appliquée avec discernement compte tenu des nombreuses variables qui peuvent influencer la stabilité interne d'un sol, telles que les conditions de préparation des échantillons et les forces perturbatrices externes.

Chapuis (1996), en analysant des matériaux granulaires utilisés dans les couches supérieures des fondations routières, a démontré que certains de ces matériaux ne respectent pas le critère de mobilité des particules dans leur structure solide. Il a conclu que, bien que le critère de rétention

du filtre soit respecté, cela pourrait ne pas suffire à assurer la protection de la structure de la chaussée si les matériaux de la fondation ne présentent pas une stabilité adéquate (Bonelli, 2012; Ahlinhan et al., 2016; Hama, 2016), comme l'a également décrit Lafleur et al. (1989).

- Burenkova (1993)

Burenkova (1993) se base sur l'analyse de l'évolution du volume des matériaux reconstitués au laboratoire. Il utilise les diamètres d_{15}, d_{60} et d_{90}, pour définir deux rapports (nommés facteurs conditionnels d'uniformité) pour caractériser l'hétérogénéité des sols examinés.

$$h' = d_{90}/d_{60} \tag{2.36}$$

$$h'' = d_{90}/d_{15} \tag{2.37}$$

À partir de ces paramètres Burenkova (1993) défini trois zones sur lesquelles établi une distinction entre les sols stables et instables (voir Figure 2.16). Le paramètre *h*' représente la capacité de filtre de matériau testé et le paramètre *h*" représente la pente de la courbe granulométrique de la partie grossière de ce même matériau. Sur la Figure 2.16 la zone II désigne des granulométries stables, alors que les granulométries instables sont représentées par les zones I et III. Finalement, la distribution des granulométries représentées sur la zone IV, sont peu probables.

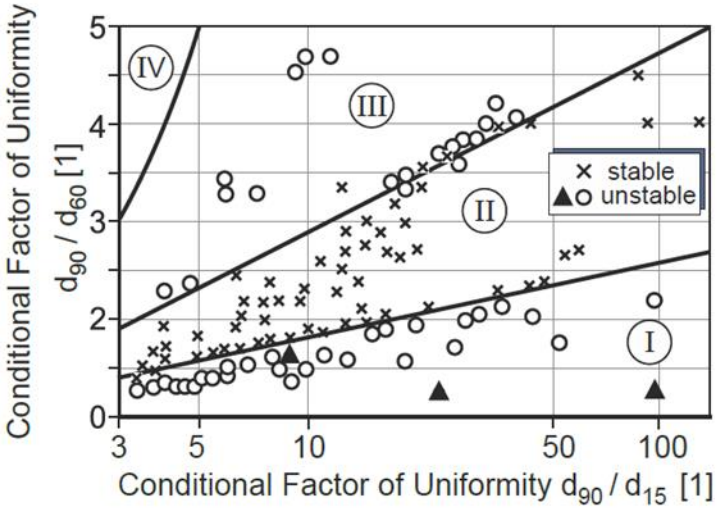


Figure 2.16 Classification des sols stables et instables (Burenkova, 1993) (tiré de Ahlinhan et al., 2016).

Ainsi, les distributions granulométriques désignées sur la zone II et qui représente une condition stable, peut être limité par l'inégalité suivante :

$$0.76\log(h'') + 1 < h' < 1.86\ \log(h'') + 1 \tag{2.38}$$

D'autre part, Burenkova (1993) propose aussi une méthode pour calculer le diamètre d_{dv}, ce paramètre représente la taille de la plus grande particule qui distingue la fraction grossière formant le squelette du sol et la fraction fine susceptible d'être transportée. La taille de cette particule est déterminée par la relation :

$$0.55(h'')^{-1.5} < \frac{d_{dv}}{d_{100}} < 1.87\ (h'')^{-1.5} \tag{2.39}$$

- Critère de Honjo et al. (1996)

Honjo et al. (1996) ont évalué le potentiel d'instabilité interne des matériaux en mesurant au laboratoire la perte de particules fines sur des matériaux sablonneux dépourvus de sable de taille moyenne. Comme résultat, ils ont observé que la quantité de particules fines perdues lors des essais augmentait avec le ratio de discontinuité D_{15}/d_{85} (voir Terzaghi, 1939).

D'après ses résultats, ces auteurs ont déterminé que l'intervalle de stabilité correspond à des valeurs de D_{15}/d_{85} entre 2,83 et 4, indépendamment de la fraction de particules fines présentes dans les matériaux.

- Critère de Liu (2005) et Mao (1981)

Liu (2005) a proposé des méthodes fondées sur l'analyse de la courbe granulométrique pour déterminer la stabilité interne des sols peu plastiques. Ces méthodes envisagent également la division de la courbe granulométrique en deux segments : l'un composé de particules grossières et l'autre de particules fines. Dans son approche, un sol est jugé stable lorsque les particules fines comblent entièrement les vides au sein du squelette granulaire. La stabilité interne du sol est ainsi évaluée en fonction du pourcentage de la fraction fine P_f(%), déterminé à partir du point de division (d_f, p_f) de la courbe granulométrique.

Cet auteur s'est inspiré de la méthode proposée par Mao (1981), qui a séparé les courbes granulométriques continues au point d_f en proposant la formule suivante : $d_f = 1.3\sqrt{d_{85}d_{15}}$, et le critère de stabilité est :

$$P_f < 100\ \frac{1}{4(1-n)}\ , \qquad Sol\ stable \tag{2.40}$$

$$P_f \ < 100 \ \frac{1}{4(1-n)} \ , \qquad Sol\ stable \tag{2.41}$$

Où *n* est la porosité du sol.

Li (2008) a proposé un critère semi-empirique, inspiré de Kovacs, qui intègre la courbe granulométrique, la forme des grains et la porosité du sol. Ce critère compare la taille des particules à celle des interstices, de façon que si la taille de particules est inférieure à celle des interstices, cela signifie que la particule peut être transportée à travers le réseau poreux. La limite entre un sol stable et instable est ainsi évaluée au moyen du rapport d'étranglement d'_{85}/O_{50}. Où d'_{85} représente le diamètre pour 85% du passant de la fraction fine et O_{50} le diamètre moyen d'un tube capillaire (fraction grossière). Un rapport supérieur à 0,42 signifie que le matériau est stable, tandis qu'un ratio inférieur indique une instabilité (voir Figure 2.17).

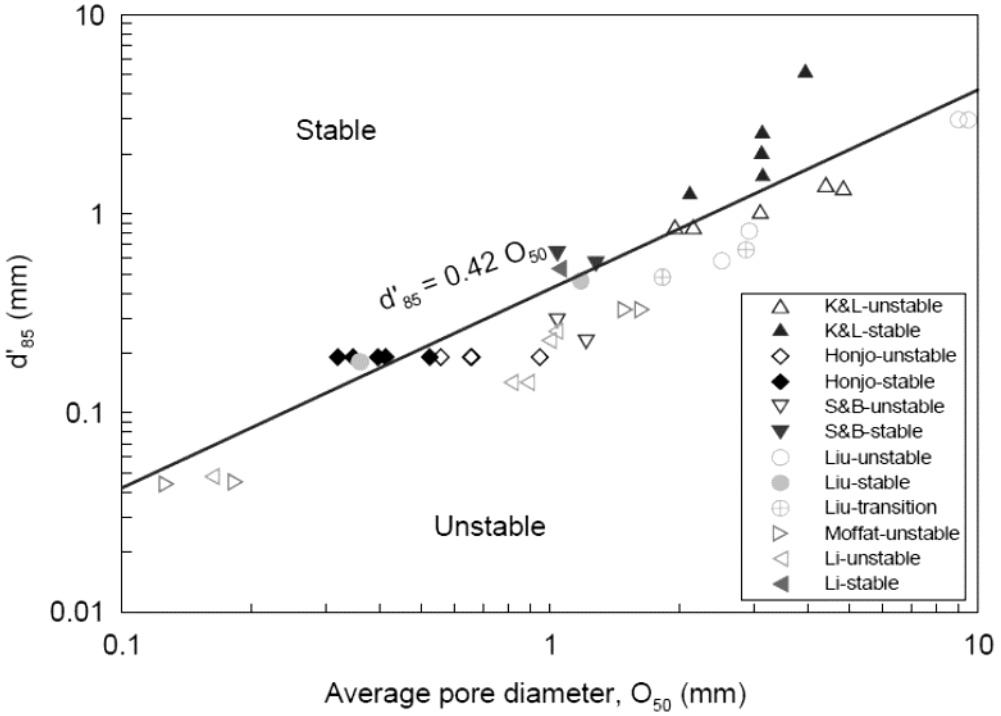


Figure 2.17 Limite de stabilité du modèle capillaire (Li, 2008).

- Critère de Andrianatrehina et al. (2012)

Cette méthode, propose la « mesure directe » pour évaluer la stabilité des matériaux granulaires soumis à divers types de sollicitations. Cette mesure directe se fait au moyen des essais triaxiaux consolidés non drainés soumis à des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa, ainsi qu'à des vibrations, dans le but d'évaluer la migration des particules fines sous l'effet combiné de ces sollicitations. Pour analyser la répartition des particules fines après incitation, chaque échantillon a été subdivisé en trois sections (inférieure, médiane et supérieure), et des courbes granulométriques sont établies pour chacune d'elles (voir Figure 2.18).

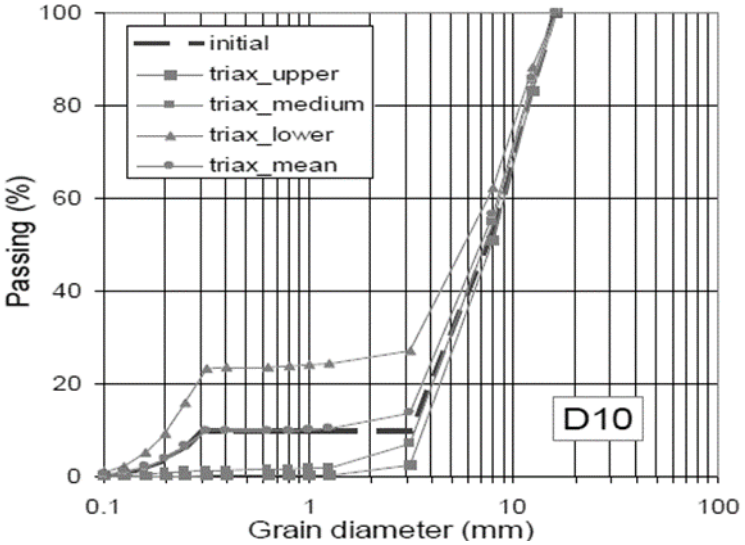


Figure 2.18 Courbes granulométriques avant et après l'essai triaxial de l'échantillon D_{10} (Andrianatrehina et al., 2012

Afin de déterminer le potentiel d'instabilité des matériaux, le paramètre ΔP (%) qui mesure l'écart entre la courbe supérieure et inférieure a été introduit pour quantifier l'écart entre les courbes granulométriques des sections supérieure et inférieure. Selon cette approche, un matériau est considéré comme stable si ΔP est inférieure à 5%, et instable si ΔP excède 10%.

Pour les boues-scories, on a utilisé les critères de Terzaghi (1939), Istomina (1933), Burenkova (1933), Lubochkov (1969), et Kenney et Lau (1985). Étant donné que ces critères permettent d'utiliser les données disponibles des courbes granulométriques.

2.4 Modélisation physique et simulations numériques

Un modèle est une représentation simplifiée du monde naturel complexe, cela signifie qu'un modèle conceptuel d'un système d'eaux souterraines simplifie et résume ce qui est connu sur l'hydrogéologie sous forme de texte écrit, d'organigrammes, de sections transversales, de schémas fonctionnels et de tableaux. Le modèle conceptuel est une expression de l'état passé et actuel des informations de terrain du site, et des connaissances disponibles à partir de sites similaires. Un modèle hydrogéologique plus complet est celui qui représente quantitativement les charges dans l'espace et le temps dans une représentation simplifiée des conditions hydrogéologiques complexes. En général, les modèles d'eaux souterraines peuvent être divisés en modèles physiques (au laboratoire) et modèles mathématiques (Anderson et al., 2015; Enemark et al., 2019).

2.4.1 Modèles physiques

Les modèles physiques comprennent les réservoirs et les colonnes de laboratoire remplies de matériaux poreux dans lesquels les charges et les débits des eaux souterraines sont mesurés directement. Par exemple, dans les travaux de Darcy (1856), il a mesuré les charges dans des colonnes de sable de différents diamètres et les distances pour montrer que l'écoulement dans les milieux poreux est lié linéairement au gradient hydraulique. Les modèles physiques sont principalement utilisés à l'échelle du laboratoire (Anderson et al., 2015).

Le comportement des systèmes bicouches ou multicouches utilisant les effets de barrière capillaire dans un écoulement unidimensionnel est bien documenté grâce à de nombreuses études récentes (Aubertin et al., 2002b; Aubertin et al., 2015; Bussière, 1999). Ces modèles utilisent divers équipements, tels que des sondes pour mesurer les teneurs en eau volumiques et les succions, ainsi que des simulateurs de pluie pour générer différents scénarios de taux de recharge ou de précipitations.

L'effet de la géométrie, l'inclinaison et de la pluviosité sur les CCE ont été étudiés à l'aide de simulations numériques et par des études de modélisation physique en laboratoire et sur le terrain. Ci-dessous, on cite quelques travaux de recherche réalisés sur la thématique des CCE :

Poaty et al. (2022) ont réalisé des essais d'infiltration qui ont été effectués au laboratoire au moyen d'un modèle physique incliné afin de comprendre les facteurs qui influent sur la performance des CCE. Cette étude a montré que la CCE permet de limiter l'infiltration d'eau vers les stériles réactifs

et de les diriger vers le bas de la pente (constituée de stériles non générateurs de DNC). De ce fait, la contamination de l’eau recueillie à la sortie du modèle a été atténuée.

Rossit (2020) a réalisé une étude sur la halde Sud du site Doyon- Westwood, où une couche de déviation composée de stériles miniers concassés (60 cm d’épaisseur) a été placée par-dessus. Les résultats de cette étude ont démontré que l’utilisation des stériles miniers tamisés peuvent réduire significativement les volumes de DMA à traiter.

Dubuc (2018) a démontré que la CCE placée sur la halde expérimentale de la mine du Lac Tio parvient à dévier latéralement une partie de l’eau infiltrée vers le pied de la halde. Cependant, cette déviation est limitée et la performance de la CCE baisse avec l'augmentation de la durée et de l'intensité des précipitations.

Ait Khouia (2018) a réalisé un modèle physique en laboratoire, similaire à celui utilisé dans cette recherche (voir Figure 2.19). Ce modèle, inspiré de la halde expérimentale de la mine du Lac Tio, utilise une couche de sable comme CCE. Les essais ont montré que l'épaisseur, l'inclinaison et le taux de précipitations influencent directement la performance du recouvrement. Il est important de mentionner que l’augmentation de l’épaisseur de la CCE améliore grandement la déviation latérale tandis qu'une inclinaison accrue augmente également cette capacité. L'intensité des précipitations est le facteur le plus déterminant pour la capacité de déviation latérale.

Figure 2.19 Dispositif expérimental avec tous les équipements de mesure et les valves de récupérations des eaux d'infiltration et de ruissellement (Ait khouia, 2018).

Lanoix (2017) a étudié la gestion des stériles en installant une couche de contrôle des écoulements (CCE) au-dessus de chaque strate pour limiter l'infiltration de l'eau. Une halde expérimentale à la mine du Lac Tio a été utilisée pour tester cette méthode. Les essais en laboratoire et sur le terrain, ainsi que les simulations numériques, ont confirmé que les propriétés hydrogéologiques du sable sont adéquates pour agir comme CCE. Les résultats ont montré que la CCE peut efficacement retenir l'eau grâce à l'effet de barrière capillaire à l'interface sable-stériles.

Kämpf et al. (2003) ont fait des études en laboratoire à grande échelle afin d'identifier et de paramétrer les processus de flux entre la couche de sol mince et épais liés à la barrière capillaire. Les données ont révélé que l'eau est principalement déviée latéralement dans une couche saturée à l'intérieur de la couche de sol mince. Le flux à travers le système s'est avéré assez complexe. À faible taux d'infiltration, de petites quantités d'eau ont été infiltrées uniformément dans le système. À des débits plus élevés, le modèle de filtration a évolué vers une distribution plus irrégulière en raison de l'apparition d'un flux préférentiel. Les études numériques basées sur les résultats de laboratoire ont montré une sensibilité extrême des performances du système aux fonctions hydrauliques des deux couches.

Bussière (1999) a proposé un modèle physique pour simuler en laboratoire le comportement hydrogéologique d'une barrière capillaire inclinée (voir Figure 2.20). Les résultats de la modélisation physique, combinés à des simulations numériques, ont montré que l'inclinaison de la pente a un effet significatif sur le comportement hydrique de la barrière. Plus la pente est inclinée, plus la succion augmente en haut de la pente et se désaturant par rapport à la partie inférieure qui reste plus saturée. La longueur de la déviation latérale de la CEBC augmente proportionnellement avec l'inclinaison de la pente.

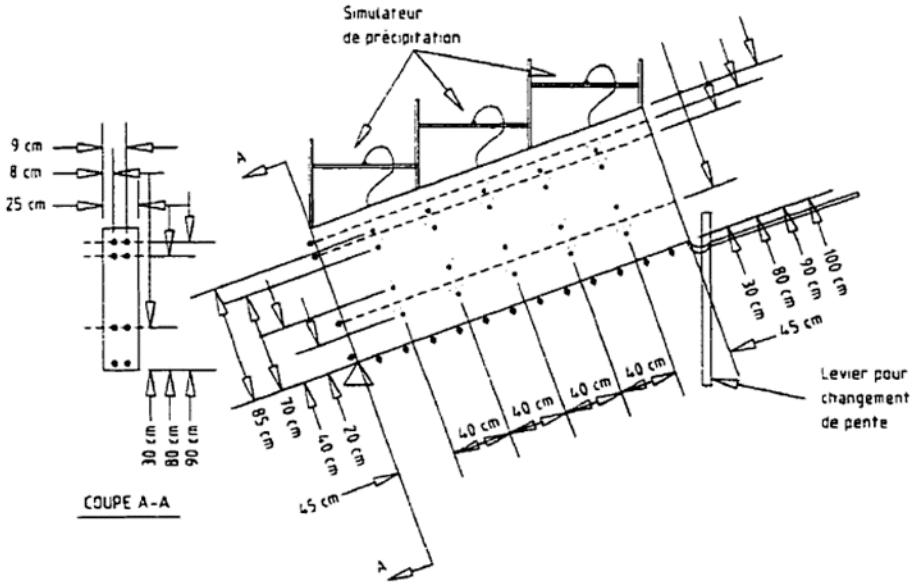


Figure 2.20 Plan du dispositif expérimental de modèle physique incliné (Bussière, 1999).

2.4.2 Simulations numériques

La modélisation numérique permet d'analyser les problèmes d'écoulement dans les milieux poreux saturés et non saturés en utilisant des paramètres hydriques des matériaux et les conditions observées sur le terrain. Cela permet de représenter de manière réaliste les conditions in situ et d'évaluer le comportement et la performance à long terme des systèmes de restauration (Anderson et al., 2015; Ethier, 2018).

La résolution d’un problème numérique se fait d’abord par une discrétisation du problème dans le temps et dans l’espace. Les modèles numériques utilisent une forme approximative de l’équation générale pour calculer la charge à des emplacements sélectionnés. Contrairement aux solutions

analytiques et aux modèles analytiques, une solution numérique n'est pas continue dans l'espace ou le temps; la charge est calculée à des points discrets (nœuds) dans l'espace et pour des valeurs de temps spécifiées. Cependant, les modèles numériques peuvent résoudre l'équation transitoire (3D, hétérogène et anisotrope - voir équation 2.42) avec des conditions limites et initiales complexes.

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial h}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial h}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(k_y \frac{\partial h}{\partial z}\right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} - W^* \qquad (2.42)$$

L'équation 2.42 représente l'équation générale (équation différentielle) représentant le flux d'eau souterraine transitoire tridimensionnel (3D) pour des conditions hétérogènes et anisotropes, où la variable d'intérêt, h, est la variable dépendante, alors que x, y, z et t sont les variables indépendantes et que k_x, k_y, k_z, Ss (emmagasinement spécifique) et W^* (le débit volumique des sources et des puits) sont des paramètres du modèle. Les indices sur k dénotent des conditions anisotropiques, ce qui signifie que la conductivité hydraulique peut varier selon la direction, x, y et z. Le placement de k dans les signes différentiels permet une variation spatiale (hétérogénéité) dans la conductivité hydraulique.

Les méthodes numériques les plus couramment utilisées dans la modélisation des eaux souterraines sont la méthode des différences finies (DF) et la méthode des éléments finis (EF) (Anderson et al., 2015; Cherry et Freeze, 1979)

2.4.2.1 Différences finies (DF)

Dans la méthode DF, les nœuds sont désignés par les indices i, j, k, qui représentent respectivement la colonne, la ligne et la couche d'un nœud dans l'espace 3D (voir Figure 2.21). L'espacement des nœuds le long des lignes est désigné par Δx et l'espacement le long des colonnes par Δy, tandis que l'espacement entre les couches est Δz. Le nœud est situé dans une cellule ou un bloc DF (voir Figure 2.21 b et c). Les charges sont définies uniquement aux nœuds et la charge à un nœud représente la charge moyenne dans la cellule/bloc DF.

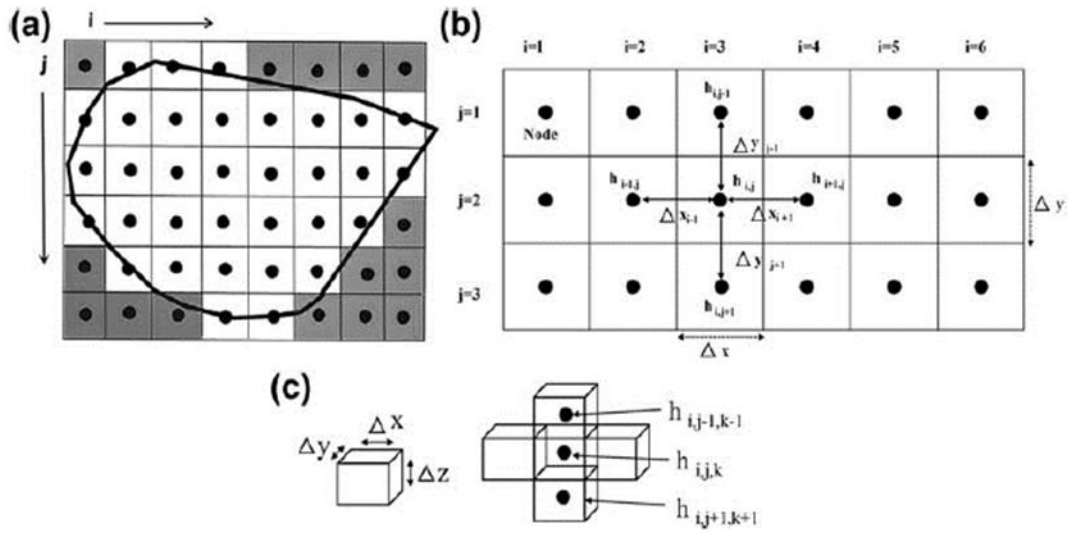


Figure 2.21 Maillages et notation en différence finie (FD) (tiré de Anderson et al., 2015).

Une forme approximative de l'équation générale est écrite en remplaçant les dérivés partiels de l'équation 40 par des différences. Par exemple, pour un nœud représentatif, i, j, k, dans une grille avec un espacement nodal uniforme dans la direction *x* (Δx = a constante), l'approximation à la première dérivée de h par rapport à *x* est :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_{i+1,j,k} - h_{i-1,j,k}}{2\Delta x} \tag{2.43}$$

Où $2\Delta x$ est la distance entre les nœuds $h_{i+1,j,k}$ et $h_{i-1,j,k}$ sous un espacement nodal uniforme dans la direction *x*, la seconde dérivée est :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{\Delta x}\left[\frac{h_{i+1,j,k} - h_{i,j,k}}{\Delta x} - \frac{h_{i,j,k} - h_{i-1,j,k}}{\Delta x}\right] = \frac{h_{i-1,j,k} - 2h_{i,j,k} + h_{i+1,j,k}}{(\Delta x)^2} \tag{2.44}$$

Des expressions similaires sont écrites pour les dérivés dans les directions, *y* et *z*.

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{h_{ij}^{n+1} - h_{ij}^{n}}{\Delta t} \tag{2.45}$$

Où les exposants *n* et *n+1* désignent respectivement les niveaux de temps actuel et subséquent.

Une fois toutes les expressions sont écrites, un système d'équations est formé et en résolvant ce système d'équations, on peut calculer une approximation de la solution qui reflète l'évolution de la variable h dans le temps, permettant ainsi de prédire son comportement futur.

2.4.2.2 Éléments finis (EF)

La méthode EF est moins simple que la méthode DF. Dans la méthode des EF, le domaine du problème est subdivisé en éléments (voir Figure 2.22) qui sont définis par nœuds. Dans la méthode EF, les emplacements des nœuds sont désignés en utilisant les coordonnées spatiales (x, y, z) dans un maillage. Sur la Figure 2.22 est présenté le maillage horizontal en deux dimensions avec éléments triangulaires et leur notation : a) un élément triangulaire représentatif avec des nœuds i, j et m, étiquetés dans le sens antihoraire, avec des coordonnées spatiales (x, y); b) des éléments triangulaires, avec des numéros d'éléments à l'intérieur de cercles, sont définis par des nœuds numérotés. Les éléments sont ajustés à la limite du domaine du problème.

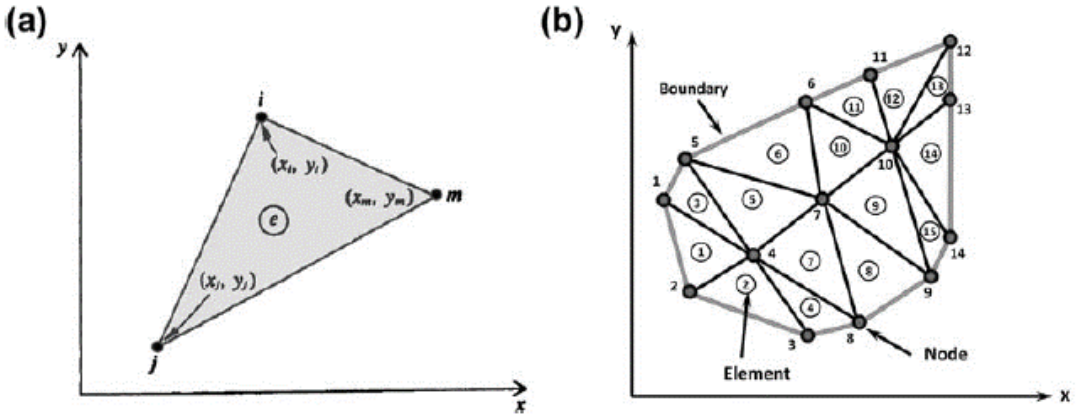


Figure 2.22. Maillage horizontal en deux dimensions avec éléments triangulaires et notation (tiré de Anderson et al., 2015).

La variable dépendante (par exemple la charge hydraulique) est définie comme une solution continue à l'intérieur des éléments (Figure 2.23a) contrairement à la méthode des DF où la charge est définie uniquement aux nœuds et qui est considérée comme constante par morceaux entre les nœuds (Figure 2.23b).

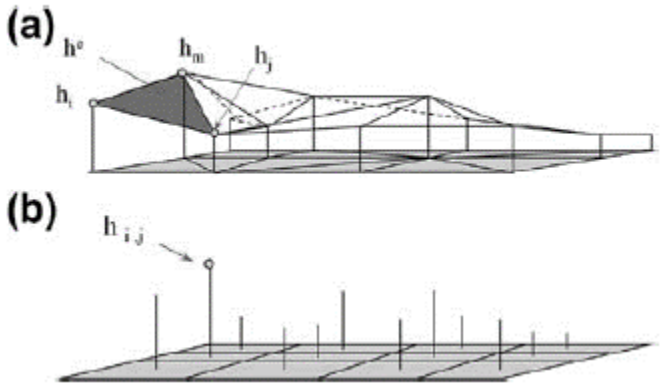


Figure 2.23. Représentation de la charge hydraulique dans les méthodes : (a) par éléments finis, et (b) par différences finies.

Dans la méthode des EF, la charge hydraulique (he) est une fonction continue dans chaque élément. Dans le maillage de la méthode des EF montré dans la Figure 2.23, les éléments sont triangulaires avec des charges à des nœuds désignés hi, hj, et hm. (b) Dans la méthode DF, la charge (hi,j) est définie uniquement au niveau des nœuds.

La solution au niveau de la méthode des EF est continue dans le domaine, car les éléments individuels sont joints le long des bords. Une grande variété de formes d'éléments et d'emplacements nodaux est possible, bien que les éléments les plus courants sont triangulaires et quadrilatéraux. La méthode des EF les emplacements nodaux sont plus considérés que dans la méthode des DF puisque non seulement les coordonnés *x, y, z* de chaque nœud sont requis, mais également le numéro d'élément et les numéros des nœuds formant l'élément doivent être entrés dans le code pour générer le maillage.

Les équations dans la méthode des éléments finis sont générées en introduisant une solution itérative de charge dans l'élément. Par exemple, pour l'élément triangulaire de la Figure 2.22 (a), la solution itérative est définie par des fonctions d'interpolation, habituellement appelées *fonctions de base*, qui relient la charge aux nœuds à l'intérieur de l'élément. Typiquement, une fonction d'interpolation linéaire est choisie, bien que des fonctions plus complexes soient possibles.

En deux dimensions, la forme générale de la fonction d'interpolation linéaire est :

$$h^e(x, y) = a_0 + a_1 x + a_2 y \tag{2.46}$$

Où $h^e(x, y)$ représente la charge dans l'élément et a_0, a_1 et a_2 sont des coefficients. Ensuite, la charge dans l'élément est calculée en utilisant des charges aux trois nœuds (*i, j ,m*; numéroté dans le sens antihoraire) formant l'élément triangulaire,

$$\begin{aligned} h_i &= a_0 + a_1 x_i + a_2 y_i \\ h_j &= a_0 + a_1 x_j + a_2 y_j \\ h_m &= a_0 + a_1 x_m + a_2 y_m \end{aligned} \tag{2.47}$$

2.4.3 Logiciel SEEP/W

Le code de calculs numériques SEEP/W simule le mouvement de l'eau à travers des matériaux poreux saturés ou non saturés en utilisant la méthode des éléments finis pour des problèmes en 2D, en régime permanent ou transitoire. L'utilisation de ce logiciel a montré que les résultats des simulations sont en accord avec les mesures de laboratoire ou de terrain pour des recouvrements de type CEBC ou CCE (Aubertin et al., 2009; Pabst, 2011; Lanoix, 2017; Dubuc, 2018; Ait Khouia, 2018; Hotton, 2019).

SEEP/W résout l'équation de Richards en 2D, exprimée en fonction de la charge.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right) + Q \tag{2.48}$$

Avec θ la teneur en eau volumique, $k_{x,y}$ la conductivité hydraulique selon les axes (x,y) dans un système de coordonnées cartésiennes, H la charge hydraulique totale et Q les conditions de flux appliquées (GEO-SLOPE, 2020).

Pour que l'équation de Richards soit valide, il faut respecter certaines hypothèses : la matrice du sol doit être indéformable, homogène et isotrope, le fluide (eau) considéré comme incompressible, la loi de Darcy doit être applicable, c'est-à-dire que le fluide suit un mouvement laminère et que la relation entre la vitesse de flux et le gradient de pression est linéaire, et enfin, la capacité de stockage c(ψ) est égale à 0 en zone saturée (Cherry et Freeze, 1979; Musy et Soutter, 1991).

Pour résoudre numériquement l'équation de Richards, il est nécessaire de connaître les fonctions c(ψ) et k(ψ) sous forme analytique, la condition initiale h0(x, y, z) au temps t = 0, ainsi que les conditions aux limites durant le processus.

Afin de construire le modèle numérique avec le logiciel SEEP/W, il faut principalement définir :

- Géométrie et maillage
- Propriétés des matériaux
- Conditions aux frontières.

2.4.3.1 Géométrie et maillage

Dans SEEP/W, la géométrie du modèle est définie dans son intégralité avant d'envisager la discrétisation ou le maillage. La définition de la géométrie et du maillage est une étape centrale de la construction d'un modèle numérique. Le maillage consiste en une discrétisation des régions en éléments de plus petite taille et ce qui dépend de la géométrie des objets inclus au modèle. Dans SEEP/W, la géométrie des objets est constituée de régions, de lignes et de points. Une région est délimitée par des lignes et des points et une ligne est délimitée par des points; par conséquent un seul type de matériel peut être inclus à une région, cela implique que chaque région du modèle doit être associée à un matériel dont les caractéristiques et propriétés hydrauliques sont imposées (Anderson et al., 2015; GEO-SLOPE, 2020).

2.4.3.2 Propriétés des matériaux

SEEP/W définit les propriétés des matériaux pour deux conditions d'écoulement : saturée et saturée/non saturée. Pour la condition saturée, les variations des propriétés en fonction de la charge hydraulique ne sont pas prises en compte, ce qui peut conduire à une surestimation des écoulements en zone non saturée. D'autre part, la condition saturée/non saturée considère les relations entre la pression (succion), la teneur en eau et la conductivité hydraulique, offrant ainsi une meilleure représentation des écoulements en zone non saturée. Le Tableau 2.1 récapitule les données d'entrée nécessaires pour ces modèles.

Tableau 2.1. Paramètres d'entrée pour les modèles de matériaux saturés/non saturés dans le logiciel SEEP/W

Paramètre	Symbole	Unité
Fonction de conductivité hydraulique	k	$m.s^{-1}$
Compressibilité du sol	β	m².kN-1 (kPa^{-1})
Fonction de teneur en eau volumique	θ	
Ratio d'anisotropie	K'y/K'x	
Angle de rotation	α	Degrés

Courbes de rétention d'eau (CRE)

Le logiciel SEEP/W propose plusieurs méthodes pour prédire les courbes de rétention d'eau (CRE), incluant les équations de van Genuchten (1980) et Fredlund et Xing (1994) (GEO-SLOPE, 2015). Le logiciel offre des CRE typiques pour divers types de sols, de l'argile au gravier. Il est également possible d'entrer directement les données de teneur en eau volumique et de succions issues d'essais en laboratoire ou de la littérature.

Fonction de perméabilité

SEEP/W fournit également plusieurs méthodes afin de prédire les fonctions de conductivité hydraulique des matériaux modélisés à partir de leur conductivité hydraulique saturée et de leur courbe de rétention d'eau (GEO-SLOPE, 2015, 2020) :

- Le modèle de Fredlund et Xing (1994), et
- Mualem (1976) et modifié par van Genuchten (1980) (voir section 2.2.3)

2.4.3.3 Conditions aux frontières

La résolution des équations par la méthode des éléments finis nécessite des conditions aux limites spécifiques. Pour l'écoulement de l'eau, la condition de 1er type se réfère à la charge hydraulique totale, et celle de 2ème type au débit d'eau (Anderson et al., 2015; GEO-SLOPE, 2015). SEEP/W peut simuler les interactions entre le sol, la végétation et l'atmosphère en utilisant la condition «

interaction sol-climat » (LCI), adaptée pour des sols nus, enneigés ou végétalisés. Cette condition permet de calculer le bilan hydrique et la percolation nette à travers un système de recouvrement (GEO-SLOPE, 2015, 2020).

CHAPITRE 3 DÉMARCHE MÉTHODOLOGIQUE

Ce projet vise à évaluer l'impact de divers paramètres sur la performance des boues-scories en tant que couche de contrôle des écoulements (CCE). Utilisant une approche expérimentale en laboratoire et des simulations numériques, la validité des hypothèses formulées a été testée à l'échelle d'un modèle de laboratoire, en analysant l'influence de l'inclinaison, de l'intensité des précipitations et de l'épaisseur de la CCE.

Ce chapitre présente les scénarios testés et les méthodes de caractérisation des matériaux.

3.1 Modélisation physique

Le processus de modélisation physique en laboratoire, les matériaux et les instruments utilisés sont décrits ci-après.

3.1.1 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental se compose d'une boîte de 2,5 m de longueur, 0,6 m de largeur et 1,5 m de hauteur qui sera rempli par des matériaux afin de simuler des milieux ou des configurations prédéterminés. Il est doté d'un axe de rotation permettant de varier son inclinaison jusqu'à une pente maximale de 20°, pour cet essais deux pentes ont été utilisée : 2,5° et 5°.

Le plancher de la boîte est perforé à des endroits bien choisis et des drains y sont installés afin de récupérer les eaux d'infiltration et les eaux de ruissellement. Ces drains sont espacés de 0,30 m et entre deux drains, un obstacle étanche est installé dans le but de récupérer toute la quantité d'eau qui rentre dans la zone de chaque drain et de ce fait son évacuation est limitée en utilisant des chemins prédéfinis. Aussi, un simulateur de pluie a été conçu et construit et permet de simuler différentes intensités de pluies.

Pour ces travaux de recherche les boues-scories provenance du parc à résidus Quémont 2 ont été utilisées, avec lesquelles la couche de contrôle est construite. Différentes épaisseurs de CCE ont été testées : 25 cm, 50 cm et 75 cm. Dans un premier temps une CCE de boues-scories de 25 cm a été placée au-dessus des graviers, et après avoir terminé les différents essais une deuxième couche de 25 cm de boues-scories a été installée et de ce fait l'épaisseur d'est devenue égale à 50 cm et les essais ont été réalisés pour cette nouvelle épaisseur de la CCE. Cette procédure a été répétée pour compléter l'épaisseur de 75 cm de la CCE et ensuite les différents essais ont été réalisés.

Afin d'assurer un drainage homogène des boues-scories, une couche de 50 cm de gravier commercial non réactive a été installée (couche drainante) au-dessous de la CCE, également une couche verticale de 30 cm des graviers non réactives avec une fonction drainante a été installée entre les couches de boues-scories et la façade du modèle physique. Il est important de souligner que les graviers installés ne font pas partie du modèle étudié. Son seul rôle est de permettre le drainage de la CCE.

Des géotextiles ont été également installés dans les interfaces entre les boues-scories et les graviers drainantes, afin d'éviter la migration des particules fines de boues-scories dans la matrice du gravier.

Figure 3.1. Modèle physique de laboratoire

3.1.2 Simulateur de pluie

Un simulateur de pluie a été conçu et construit pour évaluer l'influence du taux de précipitation sur le comportement hydrogéologique de la CCE à base de boues-scories. Le simulateur est composé d'un système d'irrigation avec des buses de brumisation connectées à un débitmètre à l'entrée du circuit. Plusieurs essais ont été faits afin de trouver la meilleure distribution des buses de brumisation permettant un arrosage aussi homogène que possible uniquement sur la CCE (voir Figure 3.2).

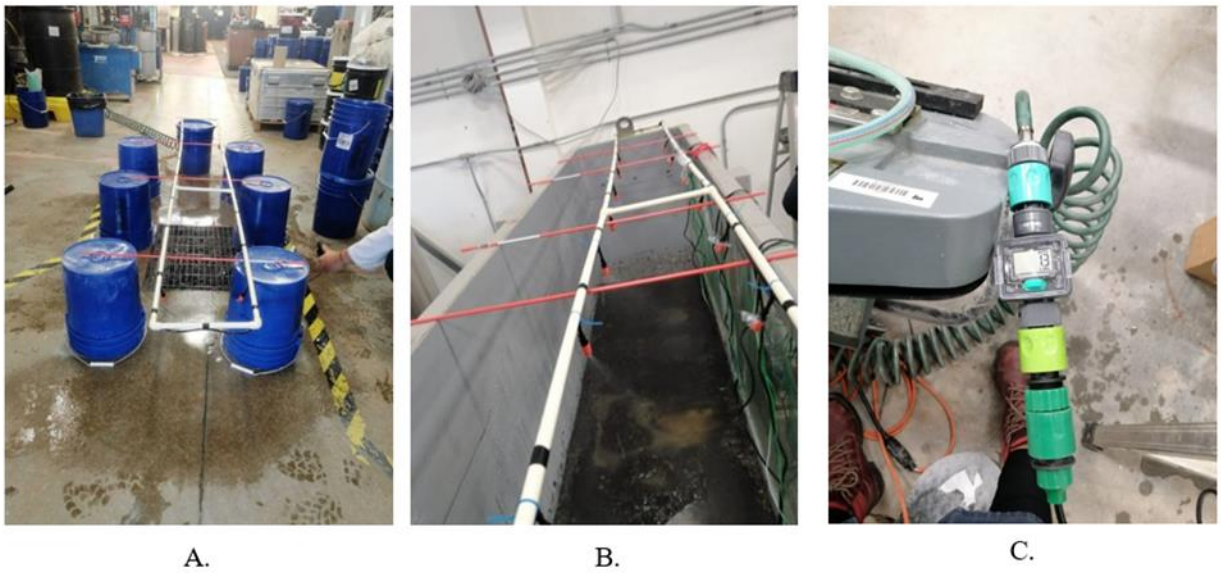


Figure 3.2. A) Simulateur de pluie, B) différents essais, C) débitmètre du simulateur de pluies.

La distribution des buses dans le simulateur de pluie final est une ligne de buses de brumisation située au centre du dispositif expérimental avec une séparation 30 cm.

Pour choisir les différents taux d'infiltration à évaluer, les courbes intensité-durée fréquence (IDF) ont été utilisées. Les courbes IDF sont des courbes statistiques qui établissent les relations entre les intensités, les durées et la fréquence d'apparition des pluies dans une région. Elles fournissent la probabilité qu'une intensité de pluie moyenne sur une durée donnée soit dépassée dans un endroit précis chaque année. Environnement et Changement climatique Canada (ECCC) produit des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) à l'aide de techniques statistiques avancées basées sur des données d'observations provenant de stations météorologiques à long terme. Ces courbes représentent la relation entre l'intensité des précipitations, leur durée et la fréquence à laquelle elles se produisent. Les courbes IDF sont un outil essentiel pour la gestion des infrastructures, l'aménagement du territoire et l'évaluation des risques liés aux précipitations extrêmes, notamment les inondations. Elles sont largement utilisées dans des domaines comme l'ingénierie civile pour la conception de systèmes de drainage, de barrages et de digues, ainsi que pour la planification des mesures d'adaptation aux changements climatiques. ECCC met régulièrement à jour ces courbes pour s'assurer qu'elles reflètent les tendances climatiques actuelles, en particulier l'augmentation

de la fréquence et de l'intensité des événements météorologiques extrêmes attribués aux changements climatiques.

Pour la région de l'Abitibi-Témiscamingue, les stations météorologiques avec les courbes IDFs sont : La Sarre, Rivière Héva, Amos, Val-d'Or et Barrage Angliers. Pour le site Quémon 2, les courbes IDF de la station météorologique de Rivière Héva ont été utilisées (voir Figure 3.3).

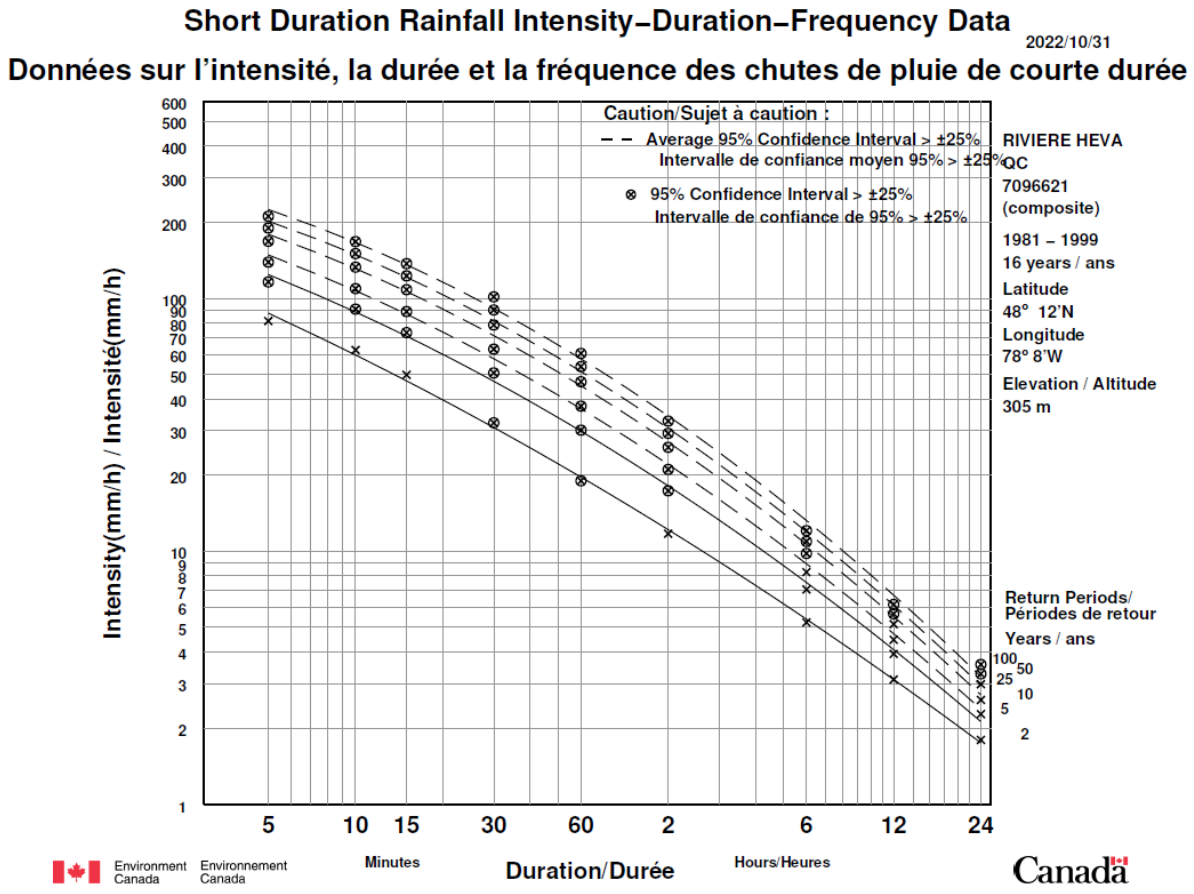


Figure 3.3. Courbe IDF de la station météorologique de Rivière Heva (ECCC 2022).

Pour cette recherche les périodes de retour de 25 et 100 ans ont été utilisées. Les taux de précipitation pour la période de retour de 25 ans corresponde à 46,8 mm/h et pour la période de 100 ans elle correspond à 60,6 mm/h (voir Figure 3.3).

Pour garantir les différents taux de précipitations un débitmètre a été installé à l'entrée du simulateur de pluie. Le débitmètre permet de contrôler les taux d'arrosage ainsi que le moment où la précipitation cible est atteinte (voir Figure 3.2 C).

3.1.3 Instruments de mesure

La CCE de boues - scories a été instrumentée à l'aide de 12 sondes de mesure des teneurs en eau volumiques de type Echo EC5 (voir Figure 3.4) et de 12 sondes de mesure des succions de type Watermark (voir Figure 3.4). Ces capteurs sont connectés à des dataloggers (voir Figure 3.4C et D) permettant d'enregistrer les données en continu.

Figure 3.4. Instruments de mesure : A) sondes de type Echo EC5 pour les mesures des teneurs en eau volumiques, B) sondes de succion type Watermark pour les mesures de succions, C) système d'acquisition des données METER ZL6 pour les mesures de teneurs en eau volumiques, D) système d'acquisition des données IRROMETER 900M-O pour les succions.

La première CCE de 25 cm de boues – scories a été instrumentée au moyen de 6 sondes de teneurs en eau volumiques et de 6 sondes de succion, les sondes 1.1, 2.1 et 3.1 ont été installés près de la base de la CCE afin d'évaluer le comportement hydrogéologique près de l'interface gravier-boues-scories comme le montre la Figure 3.5. Les autres couches de boues-scories (couche 50 cm et 75 cm), ont également été instrumentées avec 3 sondes de succions et 3 sondes de teneurs en eau volumiques comme la montre la Figure 3.5.

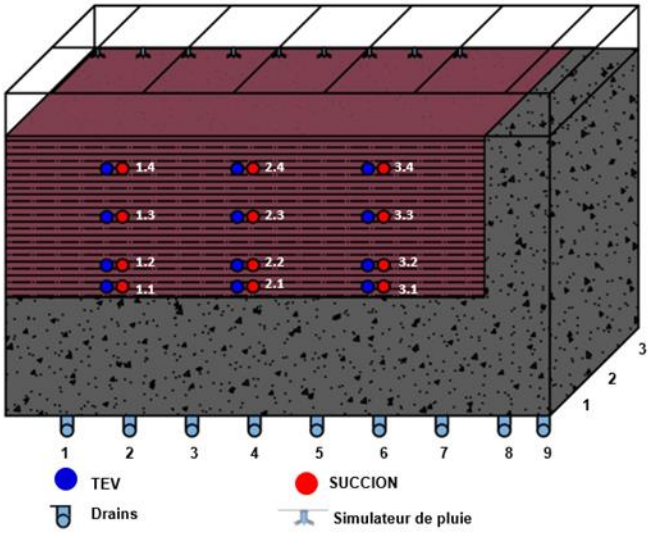


Figure 3.5. Dispositif expérimental avec les équipements de mesure (succion et TEV) et les drains de récupérations des eaux d'infiltration et de ruissellement.

Il est important de mentionner que les drains de gravier ne sont pas instrumentés étant donné que son seul rôle est de permettre le drainage homogène de la CCE.

Les sondes permettant les mesures des teneurs en eau volumiques ont été calibrées pour les boues-scories (voir Figure 3.6). La courbe de calibration a été utilisée pour corriger les valeurs mesurées par les sondes installées dans les couches composant le modèle physique. La courbe de calibration est présentée ci-dessous.

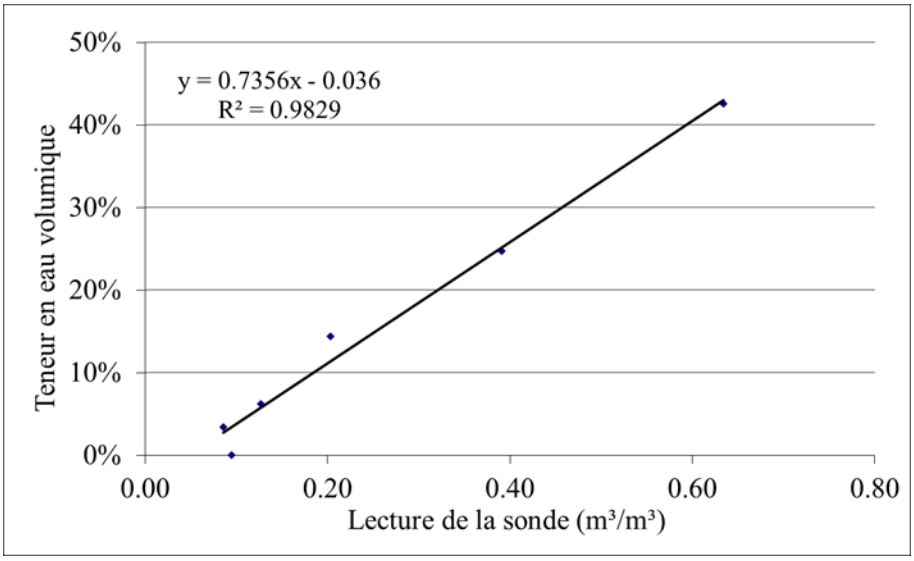


Figure 3.6. Courbe de calibration des teneurs en eau volumiques pour les boues-scories.

3.1.4 Mesures d'infiltration et de ruissellement

Les mesures de l'infiltration et de ruissellement ont été réalisées à partir de la quantité d'eau récupérée dans les drains installés en dessous du dispositif expérimental (voir Figure 3.5). Le dispositif expérimental compte 9 rangées de drains et au niveau de chaque rangée on trouve 3 drains, soit au total 27 drains.

L'eau a été récupérée dans des chaudières de 2 gallons (voir Figure 3.7), qui sont connectées aux drains du dispositif expérimental. Ces chaudières sont pesées pour évaluer le volume d'eau qui s'est infiltrée et qui s'est ruisselés.

Figure 3.7. Pesage de chaudières pour la mesure de l'infiltration et le ruissellement.

Sur la couche drainante frontale de 30 cm, les buses de brumisation ne sont pas installées afin de garantir que les drains 8-9 (qui sont situés au-dessous de cette couche) ne soient pas affectés par les précipitations.

Afin de démontrer que les drains 8 et 9 n'ont pas été affectés par l'eau des précipitations, un arrosage a été réalisée sur la couche drainante de gravier de 50 cm sans la CCE. Les résultats des mesures de l'eau de ruissellement (drains 8-9) et de l'infiltration (drains 1-7) dans les différents drains (voir localisation de draines dans la Figure 3.5) au cours de cet essai sont présentés au Tableau 3.1. Les résultats montrent que l'eau a était uniquement collectée au niveau des chaudières 1 à 6 et qui correspondent à la zone d'arrosage.

Cela montre aussi qu'il n'y a pas de ruissellement (drains 8-9), c'est-à-dire que l'eau traverse le gravier (tel que prévu) sans influencer l'écoulement de l'eau. Il est important de noter que le taux de récupération des drains 1-7 est de 99%, ces mesures ont été réalisées 30 minutes après la fin de l'essai. Ce qui indique que la couche drainante ne retient pas de l'eau.

Tableau 3.1. Résultats de l'eau ruissellement et d'infiltration dans les différents drains pour la couche drainante de gravier

	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
3	1%	5%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
2	13%	26%	17%	10%	14%	3%	0%	0%	0%
1	1%	4%	1%	0%	0%	3%	0%	0%	0%
Total (%)	**14%**	**35%**	**19%**	**11%**	**14%**	**6%**	**0%**	**0%**	**0%**

À partir de ce constat, cette même procédure a été adoptée pour les différents essais (chaque essai a été réalisé deux fois), afin de quantifier l'infiltration à travers les boues-scories (draines 1-7) et de ruissellement (draines 8-9). Ainsi les eaux récoltées permettent d'évaluer le pourcentage de récupération d'eau par rapport à l'eau de pluie injectée pour chaque essai réalisé (voir Annexe A pour tous les essais).

3.1.5 Scenarios de modélisation physique

Cette étude vise à évaluer l'efficacité des boues-scories comme couche de contrôle d'écoulement d'eau (CCE), avec pour objectif de dévier l'eau vers les côtés du site et d'éviter l'infiltration profonde vers les rejets miniers. Basé sur des travaux antérieurs, les systèmes utilisant des CCE

sont influencés par plusieurs paramètres intrinsèques tels que l'épaisseur de la couche, l'inclinaison et le taux de précipitations. Dans ce projet, 12 scénarios différents seront testés pour évaluer l'influence de chaque paramètre. Pour chaque scénario, un seul paramètre est varié tandis que les autres sont maintenus constants afin de déterminer son impact sur le comportement hydrogéologique de la CCE (voir Tableau 3.2). Chaque scénario a été évalué deux fois.

Tableau 3.2. Scénarios de modélisation physique au laboratoire.

Scenarios	**Épaisseurs (cm)**	**Pente (°)**	**Précipitation (mm/h)**
1	25 cm	2,5	46,8
2			60,6
3		5	46,8
4			60,6
5	50 cm	2,5	46,8
6			60,6
7		5	46,8
8			60,6
9	75 cm	2,5°	46,8
10			60,6
11		5°	46,8
12			60,6

En plus des scénarios présentés en haut, 5 scenarios supplémentaires ont été testés. Les deux premiers scenarios additionnels ont pour but d'évaluer l'influence d'une pente plus élevée (10°); ces scenarios ont été réalisés en utilisant une CCE de 25 cm. Le troisième scenario a été fait pour évaluer l'influence d'un temps de précipitation plus long (2 h) et en utilisant une CCE de 25 cm. Les deux derniers scenarios ont pour but d'évaluer l'influence d'une couche de protection contre l'érosion. Ces deux derniers scenarios ont été simulés avec une CCE de 75 cm.

Tableau 3.3. Scénarios additionnels de modélisation physique au laboratoire.

Scenarios	**Épaisseurs (cm)**	**Pente (°)**	**Précipitation (mm/h)**
1	25 cm	10	46,8
2			60,6
3		5	32,7 (pendant 2 h)
4	75 cm	10	46,8
5		10 (avec gravier)	46,8

3.2 Caractérisation des matériaux

La construction de la CCE a été réalisée en utilisant les boues-scories prélevées sur le site Quémont 2. Ces boues-scories ont fait l'objet d'une caractérisation détaillée. La caractérisation des matériaux comprend des essais physiques et hydrogéologiques au laboratoire. La caractérisation physique inclut la distribution de la taille des particules, la densité des solides, les limites d'Atterberg et la courbe ce compactage. La caractérisation hydrogéologique comprend les essais de la conductivité hydraulique saturée et la détermination de la courbe de rétention d'eau (CRE).

3.2.1 Caractérisation physique et classification des sols

La caractérisation physique a inclus les essais de granulométrie, les limites d'Atterberg, la densité relative des grains et l'essai Proctor.

3.2.1.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique vise à déterminer quantitativement la distribution des particules de sol par classes de diamètres. Pour les boues-scories, cette analyse a été réalisée avec un équipement de diffraction laser (voir Figure 3.8), permettant de mesurer la taille des particules (ASTM, 2008), tandis que pour le gravier, elle a été effectuée par tamisage (ASTM, 2009).

Le diffractomètre laser mesure la distribution granulométrique en observant la variation angulaire d'un rayon laser traversant un liquide avec des particules en suspension. La taille des particules influence l'angle de diffraction : les grandes particules provoquent des angles faibles, tandis que les particules fines produisent des angles élevés. Les données collectées sont ensuite analysées pour calculer la distribution granulométrique de l'échantillon.

A.

B.

Figure 3.8. Équipement pour l'analyse granulométrique. A. Diffractomètre laser, B. Série de tamis.

Pour le gravier, l'essai a été fait en suivant la norme ASTM D 6913-04 (ASTM, 2009). Une série de tamis avec des dimensions de mailles (en mm) suivantes ont été utilisés : 50, 20, 14, 10, 5, 28, 1.25, 0.63. Les fractions inférieures à 0,425 mm ont été analysées au granulomètre laser de façon similaire aux boues-scories.

La Figure 3.9 présente les courbes granulométriques des boues-scories et du gravier et le Tableau 3.4 résume les résultats de l'analyse granulométrique en présentant les différentes fractions de sable (< 5 mm), silt (< 75 μm) et argile (< 2 μm), les diamètres effectifs (D_{10}, D_{30}, D_{60}) et les coefficients d'uniformité (C_U) et de courbure (C_C).

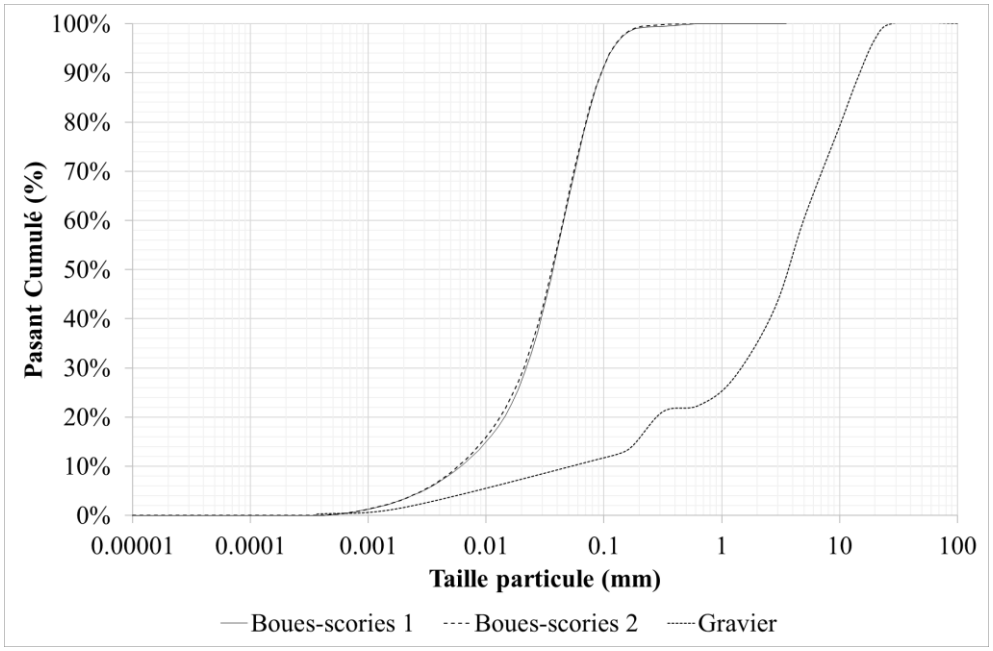


Figure 3.9. Courbes granulométriques.

À partir des courbes granulométriques, le mélange de boues-scories peut être classé comme un silt à faible plasticité, ML, et le gravier, comme un sable bien gradué avec silt (SW-SM).

Tableau 3.4. Analyse granulométrique de matériaux.

Matériau	**% Argile**	**% Silt**	**% Sable**	**% Gravier**	**D_{10} (mm)**	**D_{30} (mm)**	**D_{60} (mm)**	**C_U**	**C_C**
Boues-scories	3	82	15	-	0,006	0,02	0,04	7,6	1,7
Gravier	2	9	49	40	0,11	1,5	5	45,4	4,1

Les résultats des analyses granulométriques (Tableau 3. 4 et Figure 3.9) montrent que les pourcentages de la fraction argileuse sont très faibles dans les deux matériaux. La fraction de silt des boues-scories correspond à 82%. Finalement, le gravier possède une fraction de sable de 49% et une fraction de gravier de 40%.

3.2.1.2 Densité relative des grains solides (D_R ou Gs)

La densité des solides des boues-scories a été déterminée à l'aide d'un pycnomètre à hélium Micromeritics Accupyc 1330, suivant la norme ASTM D5550-06 (ASTM, 2006). L'essai consiste à introduire une masse connue de solides dans un cylindre de volume connu, puis à y injecter de l'hélium et mesurer sa pression. En appliquant la loi des gaz parfaits, le volume des solides est calculé et leur densité en est déduite. La densité relative mesurée pour les boues-scories est de 3,88.

3.2.1.3 Limites d'Atterberg

Pour les boues-scories, la limite de liquidité (W_L) et la limite de plasticité (*Wp)* ont été calculées. La limite de liquidité représente le contenu en eau minimum à partir duquel un sol est dans son état liquide et il est déterminée selon la méthode Casagrande ASTM D4318-17e1 (ASTM, 2017). La limite de plasticité, représente le contenu en eau en dessous duquel un sol cesse d'être plastique et devient rigide (en se fissurant lorsqu'il est soumis à des faibles charges). Elle a été déterminée à l'aide de la méthode du rouleau (ASTM, 2017). Les résultats présentés dans le Tableau 3.5 montrent qu'il s'agit d'un sol à faible plasticité.

Tableau 3.5. Limites d'Atterberg. Boues-scories

Matériau	Limite de plasticité	Limite de liquidité	Indice de plasticité
Boues-scories	17	22	5

3.2.1.4 Essais Proctor

Pour déterminer les conditions optimales de teneur en eau et de densité de compactage, deux essais Proctor (ASTM, 2021) ont été réalisés. Ces essais mesurent la masse volumique sèche d'un échantillon compacté dans un moule de volume connu à l'aide d'un marteau de 2,49 kg avec une hauteur de chute de 305 mm. En variant la teneur en eau de l'échantillon et en répétant l'essai, une courbe de compactage est tracée (Figure 3.10), permettant de déterminer la masse volumique sèche et la teneur en eau optimales.

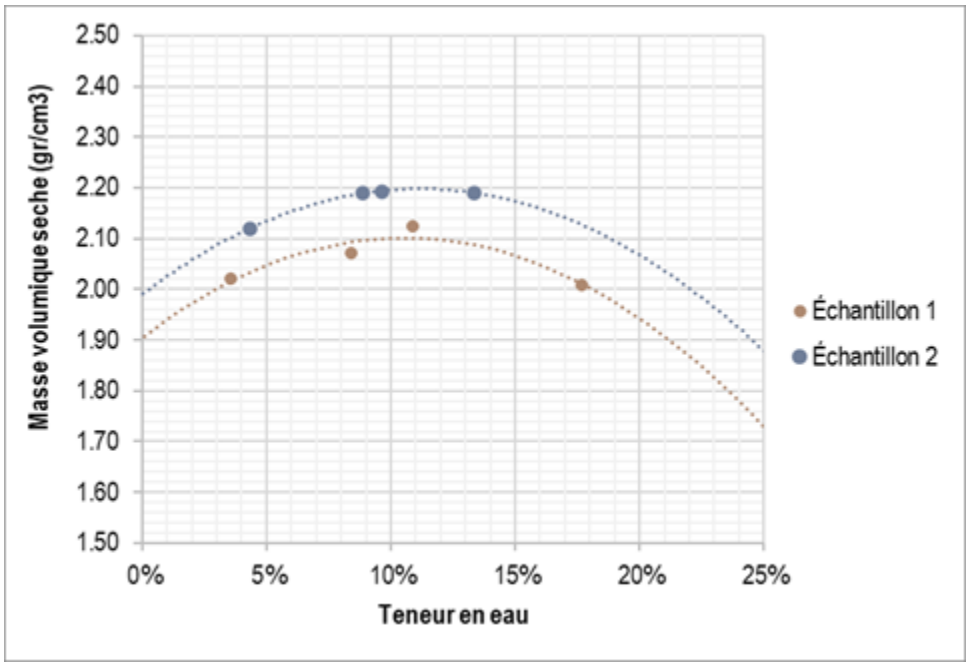


Figure 3.10. Courbes de compactage réalisées avec l'essai Proctor.

Les valeurs optimales obtenues lors des essais de compactage sont résumées dans le Tableau 3.6.

Tableau 3.6. Les résultats montrent que la masse volumique sèche maximale des boues-scories est de 2,15 g/cm^3, avec une teneur en eau optimal de 10,5%.

Échantillon	**Matériau**	γ_{d_opt} **(g/cm^3)**	w_{opt} **(%)**	$e_{\gamma opt}$	$n_{\gamma opt}$
1	Boues-scories	2,10	11	0,85	0,46
2	Boues-scories	2,20	10	0,76	0,43

Les résultats montrent que la masse volumique sèche maximale des boues-scories est de 2,15 g/cm^3, avec une teneur en eau optimal de 10,5%.

3.2.2 Caractérisation hydrogéologique

La caractérisation hydrogéologique a compris des essais de conductivité hydraulique saturée et des essais de détermination de la CRE.

3.2.2.1 Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) pour les boues-scories a été mesurée au laboratoire à l'aide d'un perméamètre à paroi rigide à charge constante (ASTM, 2022) et pour le gravier elle a été prédite à l'aide du modèle prédictif de Kozeny-Carman sur la base des propriétés géotechniques.

Boues-scories

Pour mesurer la k_{sat} en laboratoire, un échantillon de boues-scories a été placé dans le perméamètre, et en appliquant une différence de charge hydraulique à travers l'échantillon, on observe combien d'eau peut passer à travers l'échantillon dans un intervalle de temps déterminé (voir Figure 3.11).

Figure 3.11. Montage d'essai de perméabilité a paroi rigide.

En appliquant la loi de Darcy et connaissant la géométrie de l'échantillon, la valeur de k_{sat} a été calculée (voir Tableau 3.7). La valeur moyenne de k_{sat} obtenue est de 1,00 x 10^{-4} cm/s pour les boues-scories.

Tableau 3.7. k_{sat} mesurée au laboratoire pour le boues-scories.

Échantillon	k_{sat} (cm/s)
Boues-scories 1	8,93 x 10^{-5}
Boues-scories 2	1,12 x 10^{-4}

Graviers

Pour les graviers la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) a été prédite à l'aide du modèle de Kozeny-Carman (voir Équation 3.1). Ce modèle utilise les propriétés géotechniques de base.

$$k_{sat} = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^{3+x}}{(1+e)} C_U^{1/3} D_{10}^2 \tag{3.1}$$

Ave**c,** $\boldsymbol{C_G}$: 0.1, γ_w :10kN/m^3, μ_w :10^{-3} Pa.s, D_{10} en cm et $x \approx 2$.

La valeur k_{sat} estimée correspond à 2,18 x 10^{-1} cm/s.

3.2.2.2 Courbe de rétention d'eau

Boues-scories

La méthode utilisée pour déterminer la courbe de rétention d'eau (CRE) des boues-scories implique l'utilisation d'une cellule de pression Tempe. Initialement, l'échantillon est saturé avec de l'eau, puis placé dans la cellule où une pression d'air spécifique est appliquée pour faire écouler l'eau du sol (ASTM, 2016). Après équilibration des pressions d'air et d'eau, et une fois l'évacuation de l'eau terminée, la masse de l'échantillon est mesurée sous cette pression. Ce processus est répété avec des paliers de pression successifs jusqu'à ce que le sol soit complétement désaturé ou que les limites des équipements en termes de pression soient atteintes.

Le résultat mesuré est présenté à la Figure 3.12. De plus, cette CRE a été ajustée à l'aide du modèle van Genuchten (1980) et les paramètres d'ajustement (teneur en eau volumique à saturation θs, teneur en eau volumique résiduelle θr, a_{vG}, n_{vG} et m_{vG}) sont présentés au Tableau 3.8.)

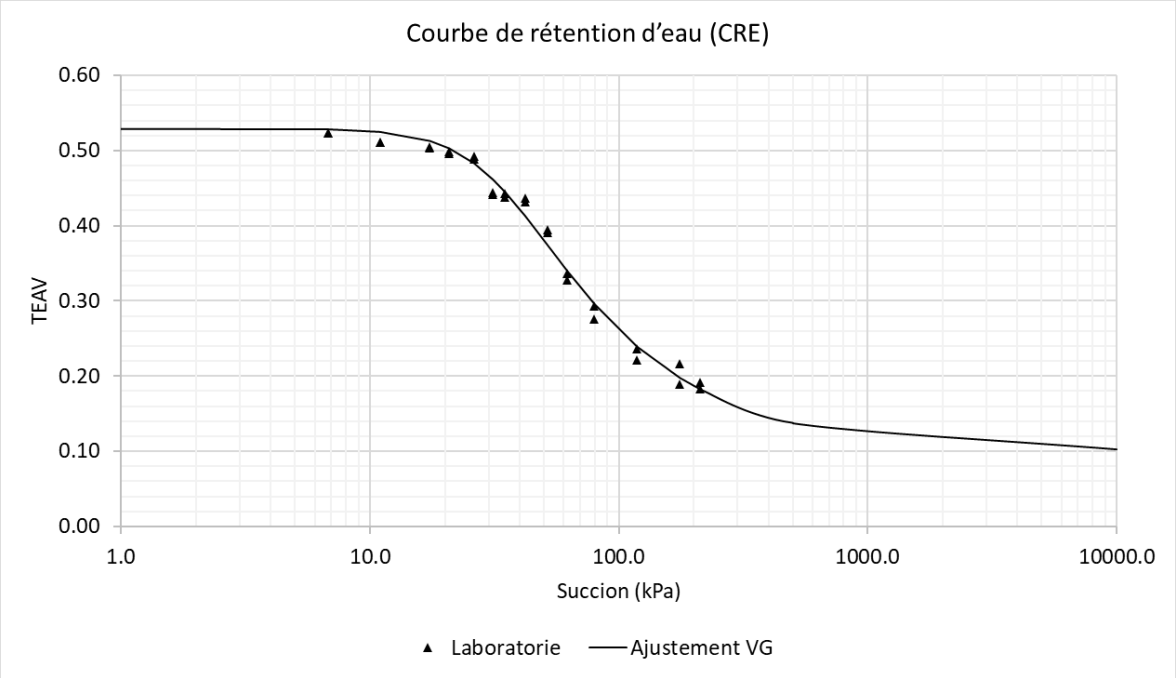


Figure 3.12. Courbe de rétention d'eau des boues-scories.

Ce dernier tableau indique également que la pression d'entrée d'air (AEV), évaluée à l'aide de la méthode des tangentes correspond à 22 kPa (voir Figure 3.12 et Tableau 3.8).

Tableau 3.8. Paramètres de la courbe de rétention d'eau des boues-scories.

Matériau	**AEV (kPa)**	α **(kPa^{-1})**	n_{VG}	m_{VG}	θ_S **(cm^3/cm^3)**	θ_r **(cm^3/cm^3)**
Boues-scories	22	0,029	2,911	0,313	0,530	0,100

<u>Gravier</u>

Dans le cas des graviers, la CRE a été estime avec le modèle de Kovacs modifié (MK). La CRE des graviers est présentée dans la Figure 3.13, avec les points de la courbe prédite par le modèle de Kovacs modifié (MK) et l'ajustement du modèle de van Genuchten (vG). Pour la réalisation de la courbe prédictive, les valeurs granulométriques obtenues en laboratoire (D_{10} = 0,11 mm, Cu= 45,50), la valeur de *n* (0,32) et *e* (0,52) ont été calculées en fonction des valeurs de la mise en place et la valeur de Gs (2,75) a été obtenue à partir des spécifications techniques du gravier. Les paramètres d'ajustement sont présentés au Tableau 3. 9.

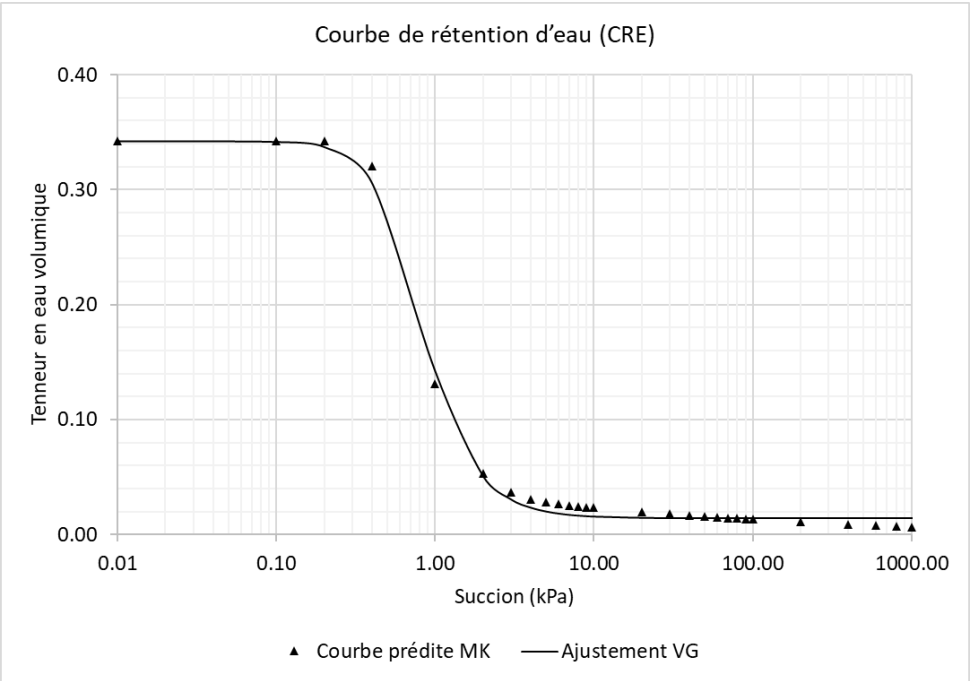


Figure 3.13. Courbe de rétention d'eau gravier prédite à l'aide du modèle prédictif de Kovács Modifié (MK) et lissée par le modèle de van Genuchten (VG).

Tableau 3.9. Paramètres de la courbe de rétention d'eau des graviers.

Matériau	**AEV (kPa)**	α **(kPa^{-1})**	n_{VG}	m_{VG}	θ_S **(cm^3/cm^3)**	θ_r **(cm^3/cm^3)**
Graviers	0,4	0,145	3,032	0,670	0,342	0,014

3.2.3 Simulations numériques

Les simulations numériques réalisées dans le cadre de ce travail visent à évaluer l'effet de divers paramètres comme la pente, les précipitations et l'épaisseur de la couche de contrôle des écoulements (CCE) sur sa performance du recouvrement. Ainsi les simulations permettent de de suivre l'évolution du degré de saturation de la CCE au fil du temps. Pour cela, le logiciel SEEP/W 2021 a été utilisé, un outil basé sur la méthode des éléments finis (FEM) et l'équation de Richards pour modéliser l'écoulement en régime permanent ou transitoire tout en prenant en compte les propriétés hydrogéologiques des matériaux.

Des modèles, en deux dimensions (2D), ont été construits. Les modèles représentent les différents scénarios à modéliser et ils comprennent les différentes épaisseurs de la couche de boues-scories

(25 cm, 50 cm, 75 cm) et les couches drainantes de gravier (en jaune Figure 3.14, Figure 3.15, Figure 3.16). En ce qui concerne le maillage, le modèle avec une CCE de 25 cm est constitué de 816 nœuds et 750 éléments quadrilatéraux (Figure 3.14), le modèle avec une CCE de 50 cm est constitué de 1071 nœuds et 1000 éléments quadrilatéraux (Figure 3.15), et finalement le modèle avec une CCE de 75 cm est constitué de 1326 nœuds et 1250 éléments quadrilatéraux.

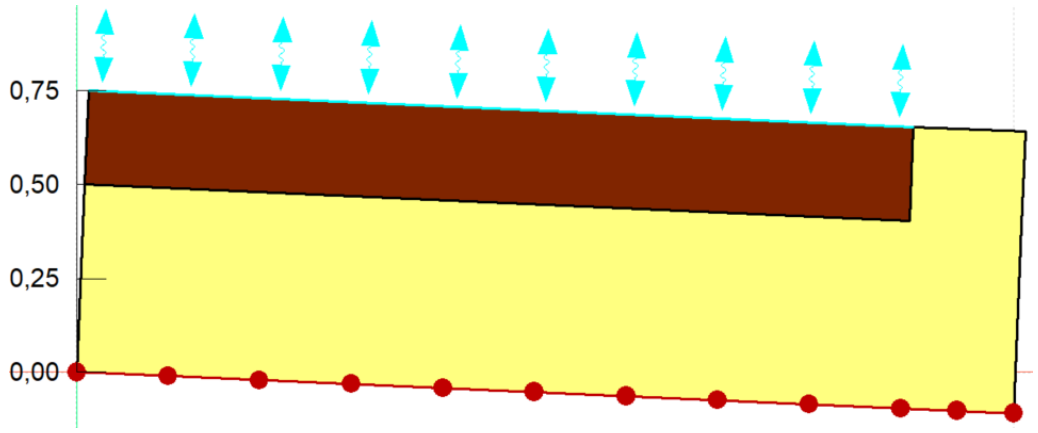


Figure 3.14. Modèle numérique bidimensionnel avec une CCE de 25 cm

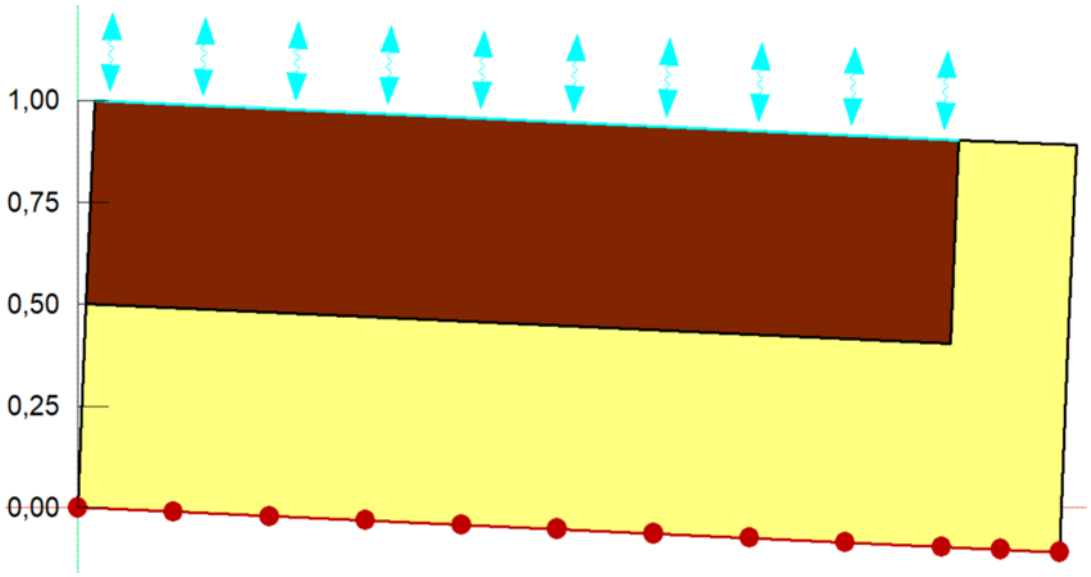


Figure 3.15. Modèle numérique bidimensionnel avec une CCE de 50 cm

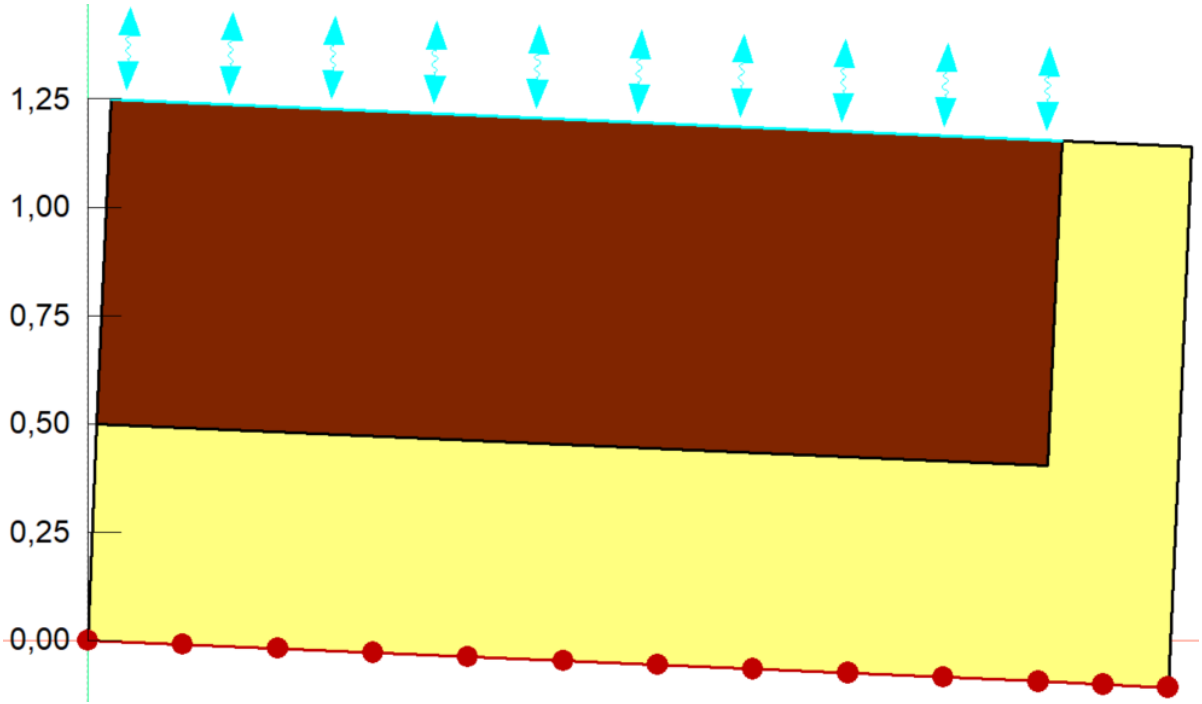


Figure 3.16. Modèle numérique bidimensionnel avec une CCE de 75 cm.

Propriétés des matériaux du modèle numérique

Pour la construction du model numérique il faut attribuer les propriétés de chaque matériau sur SEEP/W en lui associant une courbe de rétention d'eau (CRE) et une fonction de perméabilité (voir Tableau 3 10). Le modèle de van Genuchten (1980) a été utilisé dans ce projet pour décrire les CRE. Comme il a été mentionné plus haut, la CRE des boues-scories a été obtenue à partir des essais de laboratoire alors que celle CRE des graviers a été estimée à l'aide modèle prédictif de MK (voir section 3.2.2).

Tableau 3.10. Paramètres des matériaux utilisés dans les simulations numériques.

Matériau	**AEV (kPa)**	n_{VG}	θ_S **(cm³/cm³)**	θ_r **(cm³/cm³)**	**k_{sat} (cm/s)**
Boues-scories	22	2,911	0,530	0,100	$1{,}00 \times 10^{-4}$
Graviers	0,4	3,032	0,342	0,014	$2{,}18 \times 10^{-1}$

Les figures ci-dessous (Figure 3.16 et Figure 3.18) présentent les CRE et les fonctions de perméabilité des boues-scories et du gravier utilisées dans les simulations numériques. Comme on

peut l'observer à la Figure 3.18, les effets de barrière capillaire peuvent être crées au niveau de l'interface entre les graviers et les boues-scories.

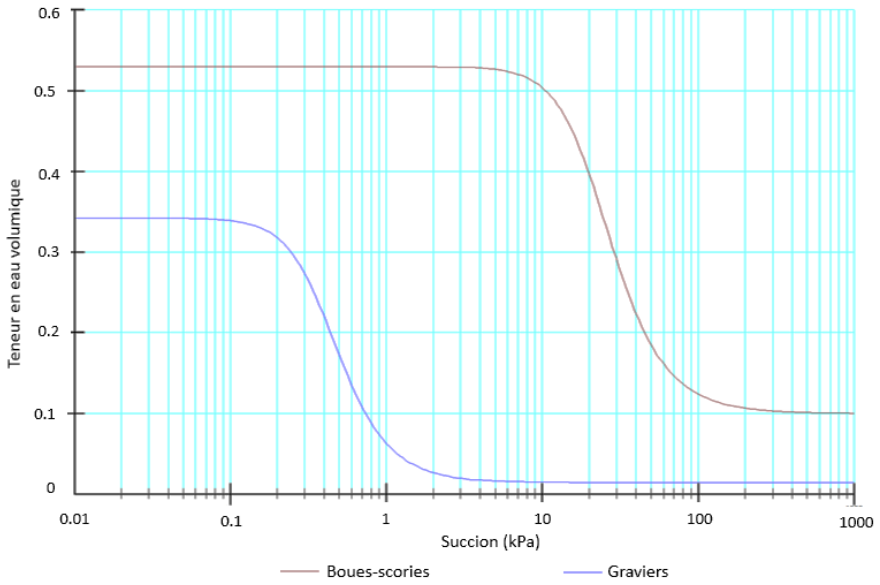


Figure 3.17. Courbe de rétention d'eau des matériaux utilisés dans les modélisations numériques à l'aide du logiciel SEEP/W

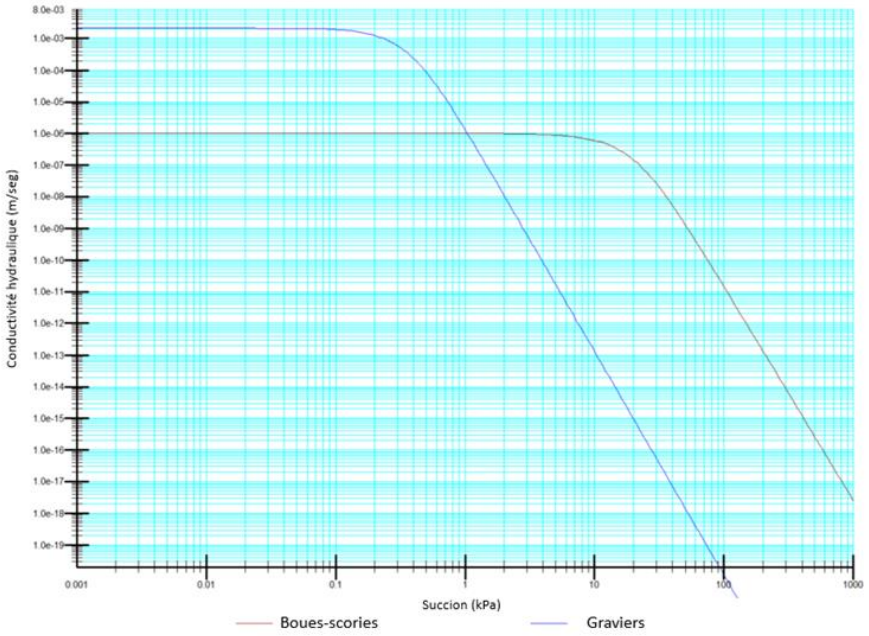


Figure 3.18. Fonction de perméabilité des matériaux utilisés dans les modélisations numériques. SEEP/W.

Conditions initiales et aux limites

Une analyse en régime permanent a été effectuée, afin d'obtenir les conditions initiales. En ce qui concerne les conditions aux limites, une condition type surface d'infiltration potentielle a été appliquée à la base du modèle numérique, et sur la frontière supérieure, on a imposé une condition du type interaction sol-climat. Les paramètres météorologiques correspondent aux conditions de laboratoire qui ont été appliquées comme condition frontière de surface grâce à la condition land-climat-interaction (LCI) : Les précipitations de 46,8 mm/h et 60,6 mm/h, l'humidité relative de 50%, la température de l'air à 20°C, et une vitesse du vent zéro. Aussi, ce type de condition permet de calculer le bilan hydrique et la percolation nette à travers les différentes CCE simulées.

Les résultats de ces simulations sont présentés au chapitre relatif aux résultats

3.3 Stabilité interne boues-scories

L'efficacité des boues-scories en tant que couche de contrôle d´écoulement (CCE) est influencée par leur capacité à maintenir leur stabilité interne face à l'infiltration d'eau. La stabilité interne se réfère à la capacité de la fraction la plus grossière d'un sol à prévenir la perte de la fraction plus fine lors de l'infiltration. Dans le cas d'un sol instable, une fois que les particules fines sont éliminées, la perméabilité du sol augmente localement, ce qui pourrait entraîner des modifications des conditions hydrogéologiques des boues-scories. Par conséquent, une évaluation de la stabilité interne des boues-scories a été réalisée en utilisant les critères granulométriques décrits dans la section 2.3.3 dans le but de mieux comprendre leur comportement et leurs performances dans des conditions d'infiltration d'eau.

Pour la classification de Terzaghi (1939), qui est basée sur un coefficient de rétention $D_{15}/D_{85} < 4$, les boues-scories peuvent être considérés comme stables vis-à-vis de l'érosion interne, en considérant que son coefficient de rétention est égal à 0,12.

D'après Istomina (1957), l'évaluation de la stabilité interne est basée sur le coefficient d'uniformité (C_U) d'un sol et peut être utilisé comme indicateur de la stabilité interne du sol. Selon Istomina (1957), les sols dont le C_U est inférieur à 10 sont stables. Pour les boues-scories la valeur de C_U est de 7,6 et de ce fait les boues-scories peuvent être considérées comme un matériau stable.

Pour évaluer les matériaux en termes de suffusion, Burenkova (1993) s'est basé sur le concept des facteurs conditionnels d'uniformité (voir section 2.3.3), et sa relation. Pour les boues- scories, *h*'

est égal à 2 et *h*" est égal à 9 (échantillon 1) et 10 (échantillon 2). Selon cette classification les boues-scories ont une granulométrie stable (voir Figure 3.19).

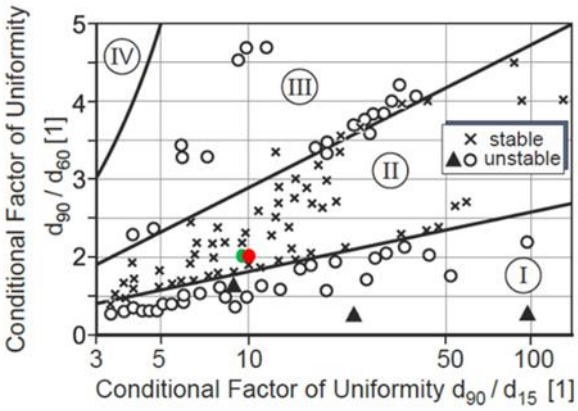


Figure 3.19. Stabilité interne pour boues-scorie selon Burenkova (1993).

L'évaluation de la stabilité interne est indiquée sur les figures suivantes avec les autres méthodes de prédiction qui sont basés sur la forme de la courbe granulométrique tels que Sherard (1979) et Kenney et Lau (1985).

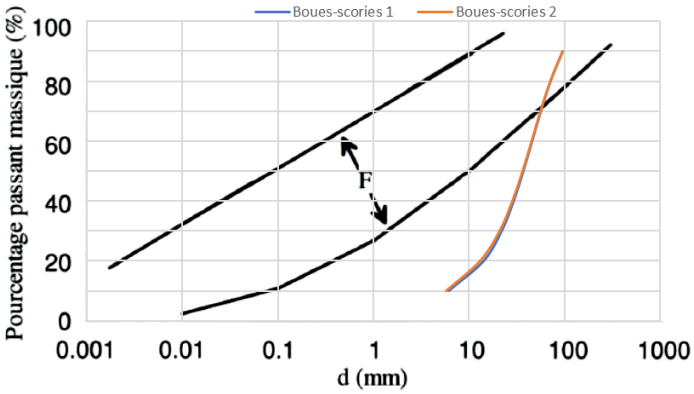


Figure 3.20. Évaluation de la stabilité interne pour la méthode de Sherard(1979)

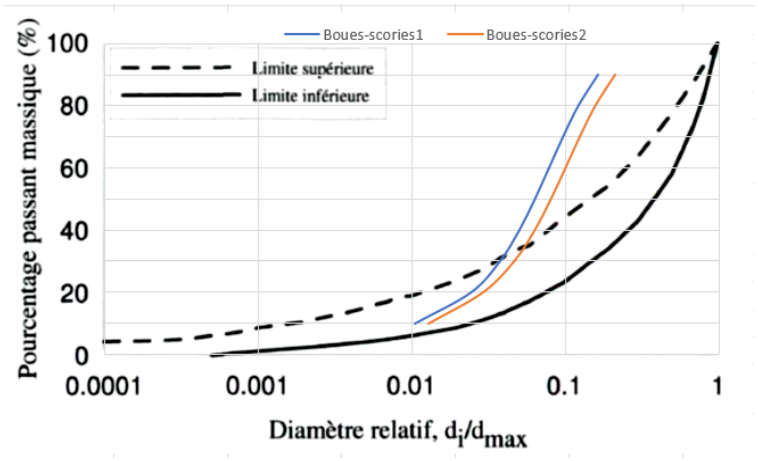


Figure 3.21. Évaluation de la stabilité interne pour la méthode de Kenney et Lau (1985).

Ces résultats montrent que les boues-scories peuvent être considérés comme un matériau instable vis-à-vis de l'érosion interne selon Kenney (Figure 3.19, Figure 3.20 et Figure 3.21).

3.4 « Down dip limit » (DDL)

Pour le calcul de la distance d'infiltration de la pente on va utiliser la formule de Ross (1990) pour la longueur horizontale maximale (L) :

$$L < \frac{k_{sat_2}\, tan\alpha}{Pa_{s2}} \tag{3.2}$$

Les calculs ont été faits pour les deux taux de précipitations (46,8 mm/h et 60,6 mm/h) et les pentes de 2,5° et 5°, la valeur de α est la valeur moyenne présentée- par Phillips (1969).

Les résultats des calculs montrent que la longueur horizontale maximale effective (voir Tableau 3.11) correspond à 5,1 et 3,9 m lorsque la pente utilisée est de 2,5° alors qu'elle correspond à 10,2 m et 7,9 m lorsque la pente utilisée est de 5°.

Tableau 3.11. Longueur horizontale maximale (L) .

k_{sat} (m/s) (boues-scories)	a	P (m/s)	α (m^{-1})	L(m)
1,00E-06	2,5°	1,72E-05	5,00E-04	5,1
		2,22E-05		3,9
	5°	1,72E-05		10,2
		2,22E-05		7.9

CHAPITRE 4 ARTICLE: PHYSICAL AND NUMERICAL MODELING OF A FLOW CONTROL LAYER MADE WITH A SLUDGE AND SLAG MIXTURE FOR USE IN WASTE ROCK PILE RECLAMATION.

4.1 Abstract

The reclamation of waste rock piles (WRP) is complex, requiring adaptation of existing mine site reclamation techniques. An alternative approach has been developed for waste rock piles reclamation which involves installing finer material on the top of the waste rock pile. These finer layers, (flow control layers - FCLs), redirect water flowing inside the pile toward its slope and limits water infiltration into the reactive waste rocks.

In the context of sustainable development, a mixture material made with sludge and slag can be used as FCL in the reclamation of waste rock pile. To assess the effectiveness of this material, a physical model was used and instrumented with sensors for monitoring volumetric water content and suction and equipped with 1) a rain simulator and 2) drains that allow the recovery of water that infiltrates through the system.

The physical model was tested with various cover layer thickness, inclinations, and precipitation rates. Investigation results showed that the water infiltration across a system is very low leading to the conclusion that the sludge and slug mixture performed well as a flow control layer in the reclamation of waste rock pile.

Keywords: acid mine drainage, waste rock piles, reclamation, flow control layers.

4.2 Introduction

Quémont 2 tailings storage facility (TSF) is an active site located approximately 2.5 km northeast of the Horne smelter plant, positioned between Osisko and Dufault Lakes, as illustrated in Figure 1. Its area is estimated to be 105 hectares. Deposition of tailings at this TSF began in 1949. Initially, sulfide tailings, which contributed to acidi-ty, were deposited at this site. Subsequently, they were overlaid with a mixture of slag tailings and treatment sludge (UTAF sludge), which did not produce acidity. Between 1949 and 2018, approximately 7.6 Mt of sulfide tailings, 14.2 Mt of slag and 1.1 Mt of UTAF sludge were deposited. These materials originated from the Quémont mine, the Gallen

mine, and the slag and hydrometallurgical treatment (UTAF) circuit [1]. It is important to note that some of these materials may contribute to acid mine drainage.

Acid mine drainage (AMD) is widely acknowledged as one of the foremost environmental challenges linked with the mining industry. To limit the generation of AMD, numerous waste management options and site reclamation strategies are available. Among these approach on can find oxygen barrier and hydraulic barrier covers [2].

Figure 4.1. Quémont 2 mine site location (https://mapamundi.online/Google maps images).

Indeed, store and release covers (SRC) represent another approach used to control water infiltration into reactive tailings particularly in arid environments [3-6].

In the context of sustainable development, the aim is to utilize sludge and slag materials derived from metallurgical treatment by integrating them into construction materials for engineering covers, especially as flow control layers (FCL). To achieve this objective, this study intends to test sludge and slag material as FCLs using a physical model. The study will involve varying the layer thickness, the slope, and the intensity of precipitation to assess their effect on cover performance. It is important to recall that the sludge and slag material were tested to evaluate their geochemistry

using humidity cells kinetic tests and results showed that these materials can be considered as not AMD generating with the pH close to the neutrality [7].

In this paper, we begin with an overview of mine site reclamation techniques followed by the sludge and slag material characterizations, along with descriptions of the physical model configurations used in our study. Subsequently, investigation results obtained from physical and numerical modelling are presented. Finally, this paper ends by a brief discussion and conclusion.

4.3 Mine site reclamation

The reclamation of mine sites is indeed a crucial aspect of mining practices, with the primary goal of minimizing the environmental impact caused by mining activities. The reclamation of mine sites is indeed a crucial aspect of mining practices, with the primary goal of minimizing the environmental impact caused by mining activities.

One of the principal purposes of reclamation methods is to mitigate AMD by eliminating or reducing the presence of reactive elements involved in the acidification process, as presented in equation 4.1.

$$FeS_2 + \frac{15}{4}O_2 + \frac{7}{2}H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 2H_2SO_4 \tag{4.1}$$

Various methods of the prevention and control of AMD are available, and the se-lection of the most suitable method depends on the specific characteristics of each mine site. Below is a summary of the major methods used for the prevention and control of AMD.

4.3.1 Oxygen barrier

The objective of this method is to minimize or prevent the oxygen flow towards the sulfide tailings There are several techniques commonly used to exclude oxygen to achieve this objective, including [2]:

Water covers can effectively act as an oxygen barrier due to the lower concentration of oxygen and lower diffusion coefficient in water compared to air [8,9];

The elevated water table combined with a monolayer cover technique aims to maintain the reactive tailings saturated or close to saturation (Sr = 1) by keeping the water table at a higher level and

close to the interface cover-reactive tailings. This technique is similar to water covers in that it provides a barrier to oxygen migration [10-12];

Covers with capillary barrier effect (CCBEs) are multilayer covers whose aim to maintain at least one of the layers at high degree of saturation (Sr > 85 %) to control the migration of gases to reactive waste and limit water infiltration [13-15];

Oxygen-consuming materials (wood chips water, treatment sludge … etc), can also control oxygen migration by placing them on the reactive tailings. Oxygen-consuming materials limit the availability of oxygen that can reach the underlying materials [16,17].

4.3.2 Hydraulic barrier

In contrast, hydraulic barriers are specifically designed to prevent the water infiltration. In regions with humid climates, these barriers can be constructed using a combination of natural and/or synthetic materials. Examples of such materials include clay, geosynthetic clay liners, and geomembranes.

This method relies on the installation of covers composed materials with a saturated hydraulic conductivity (ksat) lower than $1x10^{-9}$ m/s. These covers typically made from natural soils such as clays or compacted tills, as well as synthetic materials (geo-textiles, geomembranes, or geosynthetic clay liners), act as physical barriers to control water infiltration into mine waste [2,18-20].

4.3.3 Flow control layer

This method aims to limit water infiltration into the waste rock by redirecting precipitation water along inclined layers. Precipitation is temporarily stored in the flow control layer (FCL) and then evacuated by evaporation or lateral drainage, there-by preventing the contact with waste rock materials [21-25].

Various laboratory works, and numerical modeling have validated the effective-ness of this method, including experiments conducted on waste rock pile of Lake Tio Mine. Factors such climatic conditions, thickness of FCL, inclination, and cover mate-rial properties influence the FCL performance [26-30].

The FCL will be tested in laboratory by using a mixture material made with sludge and slag.

In the following sections, materials and method used in this evaluation are presented

4.4 Materials and methods

The characterization of the material both physical and hydrogeological testing in the laboratory. Physical characterization includes assessing particle size distribution and specific gravity, while hydrogeological characterization involves determining parameters such as saturated hydraulic conductivity (ksat) and the water retention curve (WRC).

4.4.1 Physical characterization

The purpose of particle size analysis is to quantitatively determine the distribution of soil particles based on their diameter classes. For the sludge and slag mixture, particle size distribution testing was conducted using a Malvern analytical Mastersizer 3000 laser particle sizer. The results of the grain size distributions (GSD) are illustrated in Figure 2, which displays the size distribution of particles in the mixture. The results of the GSD analyses indicate very low percentages of the clay fraction (lower than 2 µm) in both materials. The sludge-slag mixture has a silt fraction of 82% (fraction included between 2 and 80 µm). Additionally, the gravel material comprises a sand fraction of 49% and a gravel fraction of 40%.

According to [31], sludge and slag mixture and gravel materials can be categorized as like low plasticity silt (ML) and well graded sand with silt (SW-SM) respectively.

Key parameters were extracted from the GSD curves and listed in Table 4.1. D_{10} , D_{30} and D_{60} represent the diameters corresponding to 10%, 30% and 60% passing on the cumulative GSD curve, respectively (see Table 4.1). The coefficient of uniformity was calculated as $C_U = D_{60}/D_{10}$. The CU of the sludge-slag mixture and gravel materials were 7.6 and 45.4, respectively. According to [31], these values (between 5 and 20) would lead to a classified sludge and slug materials as having a poorly graded GSDs. In contrast, the gravel would be classified as having a well graded GSD.

Table 4.1. Grain size distribution parameters of used materials.

Material	% Clay	% Silt	% Sand	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	C_U	C_C
Sludge and slag	3	82	15	0.006	0.02	0.04	7.6	1.7
Gravel	2	9	49	0.11	1.5	5	45.4	4.1

The liquid limit (WL) corresponds to the water content at which the behavior of a material changes from the plastic state to the liquid state. The WL was determined using the Casagrande method, following ASTM D4318-17e1 [30]. The plastic limit (WP) is the water content at which a material sample begins to disintegrate into pieces 3 to 10 mm long when rolled into a cylinder with a diameter of 3 mm. The WP was determined using the rolling method [32].

For the sludge–slag mixture the WL corresponds to 22 % and WP is about 17 %. These values were used to calculate the plasticity index (PI). This index corresponds to the difference between the WL and WP. The calculated PI corresponds to 5% allowing to conclude that this material can be considered as low plastic material.

The proctor tests is a method allowing to evaluate the optimal water content at which a given soil type will become most dense and achieve its maximum dry density [33]. Protector test results show that from the compaction curves the maximum dry unit weight (γdopt), the optimum water content =, wopt (%) =, the optimum void ration (eγopt) and the optimum porosity (nγopt) corresponds to 2.5 g/cm3, 10 %, 0.80 and 0.44 respectively.

In this case, the sludge and slag mixture can be categorized as silt ML.

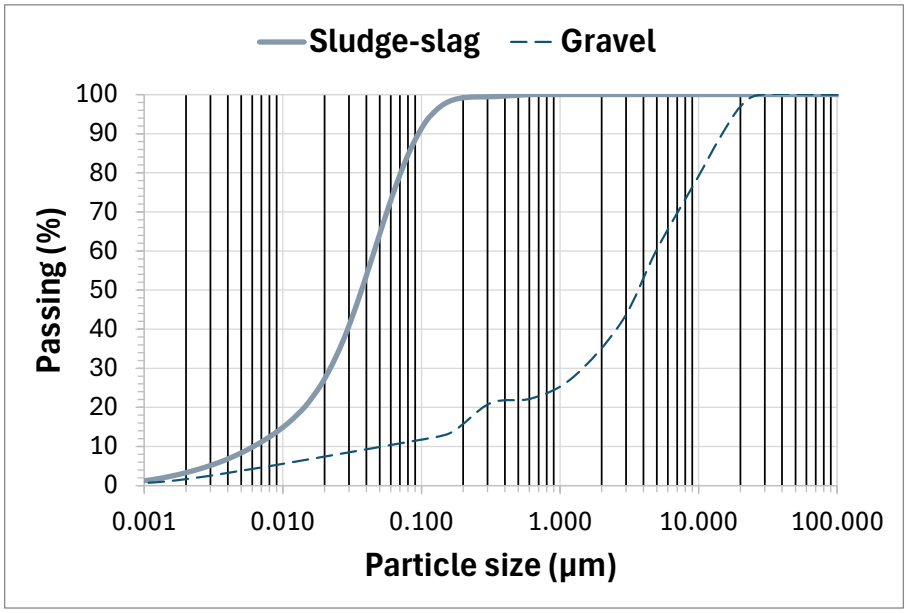


Figure 4.2. Particle size distribution of materials.

4.4.2 Hydrogeological characterization

For the sludge and slag mixture, the water retention curve (WRC) was measured in laboratory using the Tempe Cell. Laboratory testing using the "Tempe cell" method is conducted at 20°C on a single sample in a ceramic cylinder with a diameter of 85 mm and a height of 60 mm. The Tempe cell is an instrument for assessing the volumetric water content of a saturated sample, which desaturates after the application of suction. Desaturation occurs when the applied suction pressures begin to force the water present in the pores of the sample to move and, consequently, to be extracted downwards from the cylinder [34, 35].

Measurement results are presented in Figure 3 and fitted using the van Genuchten model [36]. The fitting parameters for the sludge-slag mixture include volumetric water content at saturation θs

(0.53), residual volumetric water content θr (0.10), αvG (0.029 cm^{-1}) and nvG (2.911). The AEV calculated using the tangent method [see 36] is about 22 kPa.

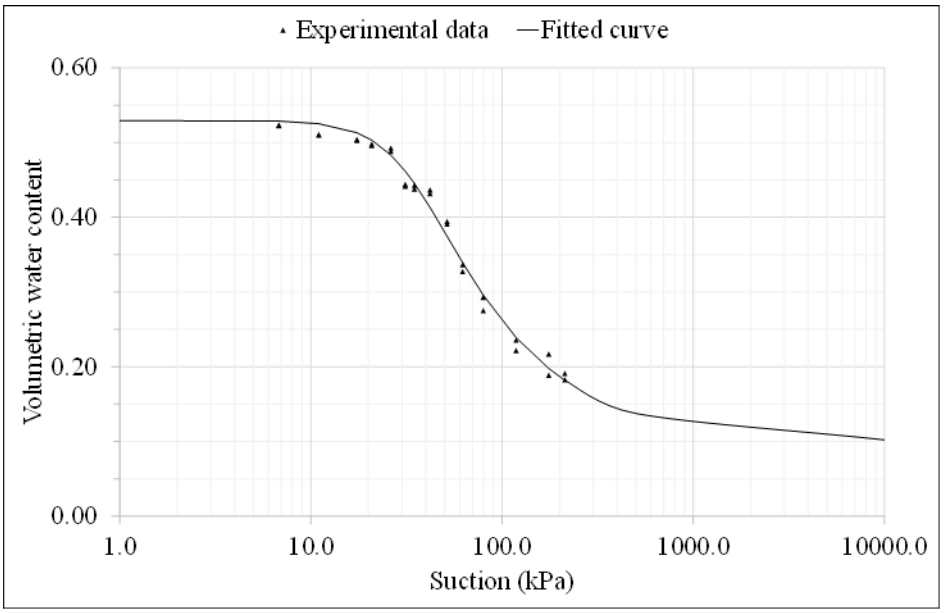


Figure 4.3. Measured and fitted water retention curves of sludge and slag mixture.

Saturated hydraulic conductivity (ksat) for sludge-slag was measured in the labora-tory using a constant-load rigid-wall permeameter [31]. The permeameter used has a diameter of 11.4 cm and a height of 24 cm. It consists of a Plexiglas cylinder, two perfo-rated plates, seals, a base and a plastic cap fitted with a drainage valve. The sludge-slag material was placed in the permeameter, and by applying a hydraulic load differ-ence across the sample, water can pass through the sample in a given time interval. The saturated ksat of sludge-slag was calculated using the following equation 4.2:,

$$k_{sat} = \frac{QL}{\Delta h\ A\ t} \tag{4.2}$$

Where Q is the quantity of water flowed (L3), L: height of material (L), Δh: hydraulic head difference (L), A: flow area (L), t: time (T).

The averages measured values of ksat of the sludge-slag material is about 1.00 x 10-4 cm/s.

For the gravel, the ksat was estimated using the predictive modified Kozeny-Carman model (see Equation 4.3 [38]). In this model only basic geotechnical properties are used (see Table 4.1).

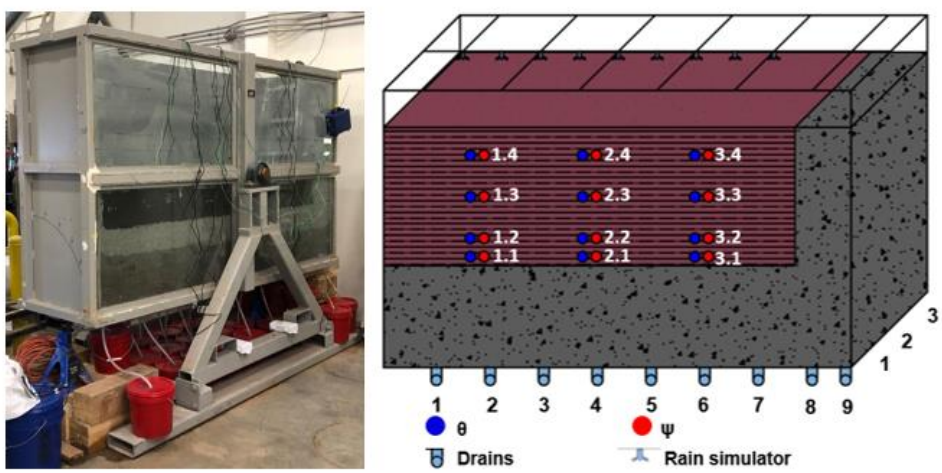
$$k_{sat} = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^{3+x}}{(1+e)} C_U^{1/3} D_{10}^2 \tag{4.3}$$

Where e is the void ratio, C_U is the coefficient of uniformity, D_{10} represent the diameters corresponding to 10% (in cm), C_G is the porous space geometry constant = 0.1, γw is the unit weight of the water (N/m^3), μw is the dynamic viscosity of water and x≈2.

The estimated ksat corresponds to 2.18 x 10^{-1} cm/s.

4.4.3 Experimental setup and physical modeling

To assess the effectiveness of the FCL method in the waste rock pile reclamation, a laboratory physical model is utilized. This model has dimensions of 2.5 meters in length, 0.6 meters in width, and 1.5 meters in height (see Figure 4.4). Equipped with a rotation axis, the physical model allows for adjustment and variation of inclination with angles ranging up to 20 degrees [39]. Specific perforation in lower part of the model along with drains enable the separate recovery of infiltration and runoff water. Drain-pipes are used to strain and collect infiltration water and runoff water independently.



A. B.

Figure 4.4. Experimental setup: A). Laboratory physical model, B). location of different devices used for volumetric water content (θ) and suction (ψ) measurements and drains used to recover infiltration and runoff.

The experimental model was equipped with sensors for volumetric water content (θ) and suction (ψ) measurements (see Figure 4 for sensor locations).

A water dispersion device serves as rain simulator ensuring the homogeneous distribution of precipitation and preventing the formation of preferential infiltration paths. Additionally, a flow meter is installed to maintain the specific flow rate. In the tests precipitation rates for return period of 100 and 25 years for Abitibi region (Québec, Canada) were used.

The FCL physical model was constructed in three 25 cm layers of slag-sludge to evaluate the impact of FCL thicknesses on the cover performance (25 cm, 50 cm and 75 cm). A non-reactive gravel layer with a draining function has been installed at the bottom of the device; this layer has a thickness of 50 cm; another layer was also installed in the front of the FCL to facilitate water drainage from the FCL (see Figure 4.2).

In the first 25 cm layer, 6 volumetric water content probes (5TM) and 6 suction probes (Watermark) are installed to monitor the sludge-slag layer near the top and near the gravel-sludge-slag interface (see Figure 4.4). For the other layers (when FCL thickness is about 50 cm and 75 cm, only one level of instrumentation was installed (see Figure 4.4).

Two slope values are used: 2.5° and 5°; the 2.5° slope represents the average slope of various tailings storage facilities measured using satellite images. Conversely, the 5° slope was utilized in an experimental cell constructed at the Lac Tio mine in 2014 to investigate the hydrogeological behavior of an FCL under field conditions [23,25].

The proposed modelling aimed to assessing the impact of certain parameters on the hydrogeological behavior of a FCL composed of sludge-slag mixture. The elements tested using the physical model are: i) the FCL thickness, ii) the model slope and iii) the intensity of precipitations. Considering the different variables to test (thickness of the layer, slope, and the intensity of precipitation), a total of 12 scenarios are performed as shown in the Table 4.2.

Table 4.2. simulated scenarios conditions.

Layers	Slope	Precipitation (mm/h)
25 cm 50 cm 75 cm	2.5° 5°	60.6 (100 years) 46.8 (25 years)

In each tested scenario, all parameters were kept constant except for one, which was varied to highlight its influence. In the first series of tests, a 25 cm layer of sludge-slag mixture was used as FCC. Two inclinations were tested: 2.5° and 5°. For each inclination of the physical model, two different rates of precipitation were applied: 46.8 mm/h and 60.6 mm/h.

In the second series of tests, the thickness of the slag-sludge layer was increased to 50 cm by adding an additional 25 cm. For this configuration, the same scenarios were tested with the same slopes and precipitation rates as for the 25 cm layer. In the third series of tests, the thickness of the sludge-slag layer was further increased by adding another 25 cm, resulting in a total thickness of 75 cm. For this new thickness, the same scenarios as in the previous cases were tested. Each series of tests lasted approximately three weeks, with precipitation conducted for 1 hour and a drainage period of about 21 days. This period was left between successive tests to allow the system to equilibrate.

4.4.4 Numerical modeling

Simulations were conducted using SEEP/W 2021. This software employs the finite element method (FEM) to simulate the movement of liquid water or water vapor through both saturated and unsaturated porous media. Water flow modeling with SEEP/W is based on Richards' equation, and simulations can be performed in either steady state or transient mode, considering the hydrogeological conditions [40].

Two-dimensional (2D) models were constructed. These models represent various scenarios and include different thicknesses of sludge-sludge layers (25 cm, 50 cm, 75 cm) and gravel drainage layers (highlighted in yellow in Figure 5). Regarding the mesh size of the models, the 25 cm FCL model comprises 816 nodes and 750 quadrilateral elements, the 50 cm FCL model comprises 1071 nodes and 1000 quadrilateral elements, and finally, the 75 cm FCL model comprises 1326 nodes and 1250 quadrilateral elements.

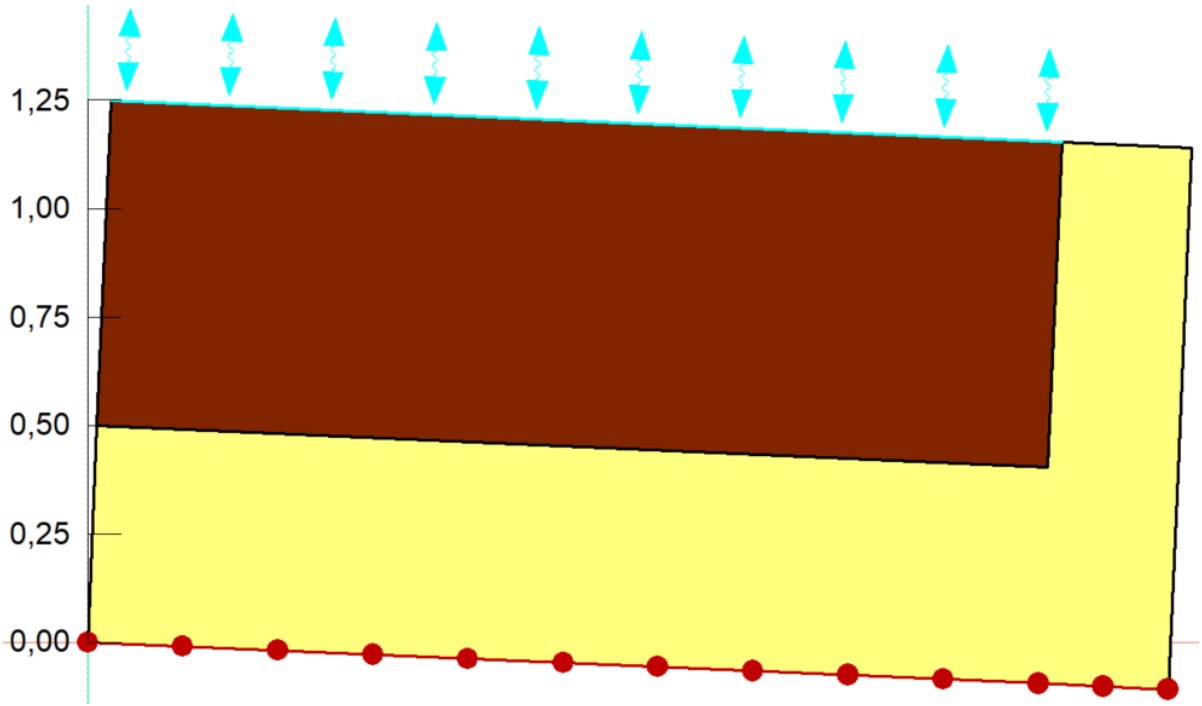


Figure 4.5. Two-dimensional numerical model for the 75 cm FCL using SEEP/W software.

4.5 Results

4.5.1 Infiltration and runoff

After each test, seepage and runoff water were collected, measured and compared with the volume of water injected. Results expressed as a percentage of injected water are presented in the Figure 6. This last Figure 4.6 presents the average ratio of infiltration percentage (drains 1-7) and runoff (drains 8, 9) for the different drains across various tested scenarios, encompassing variations in precipitation, slope, and FCL thickness.

Figure 4.6. Infiltration and runoff rates for different drains and for different slope and thickness scenarios: A) thickness of 25 cm, B) thickness of 50 cm and C) thickness of 75 cm.

The yellow columns in Figure 6 represent the results of the initial infiltration tests, conducted solely on the gravel layer, aiming to demonstrate that the infiltration system does not impact drains 8 and 9, which capture runoff water. The green columns depict precipitation at a rate of 60.6 mm/h, while the blue columns represent precipitation at 46.8 mm/h. Generally, the results indicate that runoff

(drains 8 and 9) is higher with a 5° slope. Similarly, a 2.5° slope shows a higher infiltration rate on drain 7 by comparison to the other drains (1 to 6).

For the various scenarios tested, total infiltration and total runoff were calculated. Results of these calculations are presented in Figure 4.7. The Figure indicates that the lowest infiltration rates correspond to 8, 5 and 4% respectively for the FCL thickness of 25, 50 and 75 cm where the inclination is 5° and precipitation rate of 60.6 mm/h. In the same way we can observe that the infiltration values are lower for the 75 cm layer compared to the 25 cm layer infiltration values.

For the runoff, one can observe that this parameter increases with an increase in inclination. The higher values were observed with the precipitation rate of 60.6 mm/h.

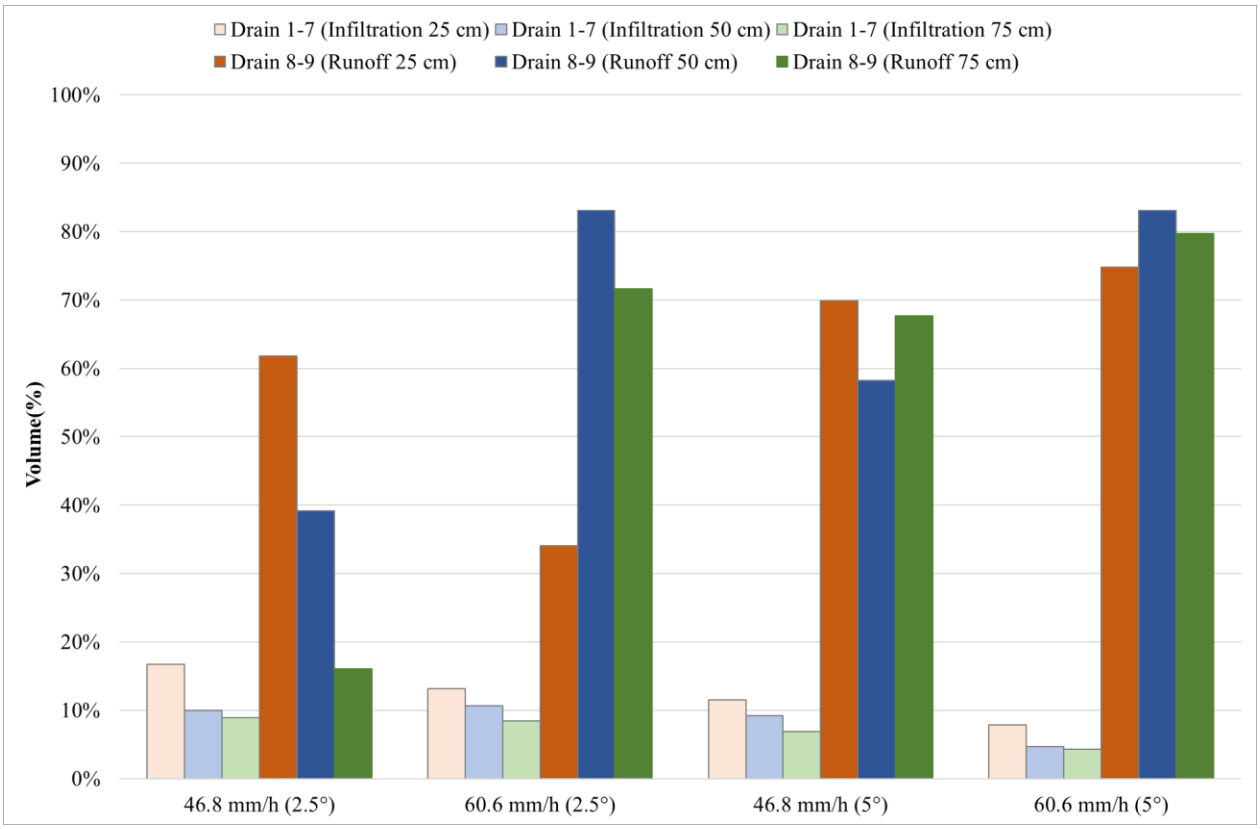


Figure 4.7. Infiltration- and runoff rates for different slope and thickness scenarios.

4.5.2 Volumetric water content and suction

Figure 4.8 and Figure 4.9 shows the follow-up of saturation degree and suction data measured in the physical model. After infiltration test, a drying process occurred over 20 days. The scenario

presented here correspond to FCL with 25 cm thick, 2.5° slope and a precipitation rate of 60.6 mm/h. Figure 8 shows that during infiltration test, the saturation degree increased rapidly. During drainage period a decrease in saturation degree (Sr) were observed at different level.

The significant decrease was observed at location 2.1 (near the middle of the model. However, for all the sensors, the saturation degree remains higher than 90% indicating that this layer was maintained at a high degree of saturation. This saturation is favorized by the capillary barrier effect created between gravel layer and FCL.

Also, this effect is created near the front of the model due to the presence of gravel material.

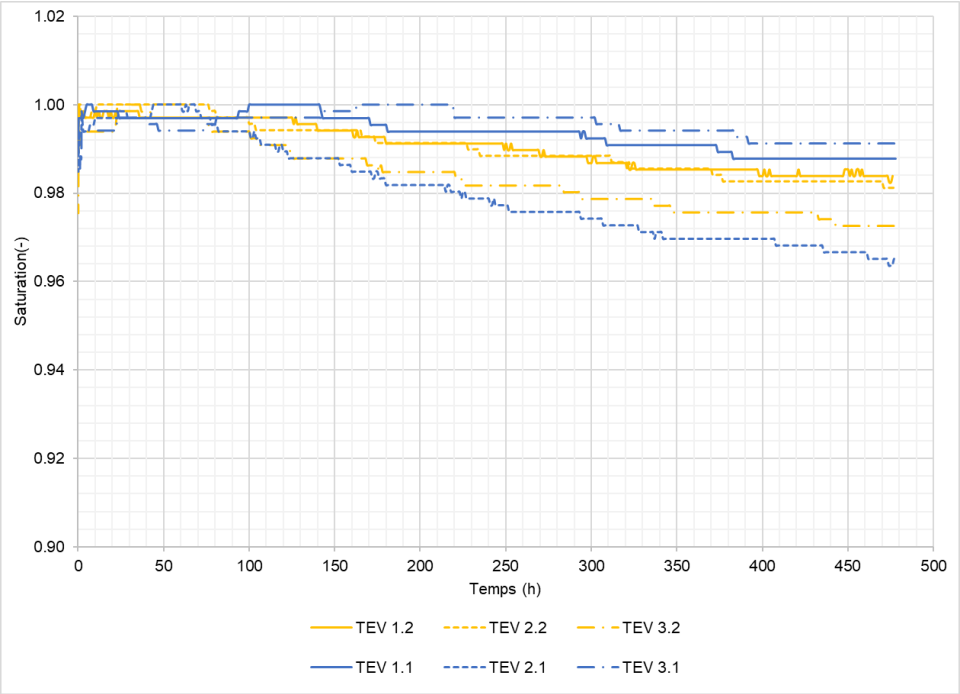


Figure 4.8. Saturation profiles for scenario with FCL thickness of 25 cm and slope 2.5°.

Figure 4.9 illustrates the evolution of suctions where one can observe after the drop in suction following the wetting test, an increase in suction was observed at various sensors. The highest suction, 14 kPa, was measured at sensor 3.2. The lowest suctions, not exceeding 6 kPa, were measured at sensor 2.1. It is worth mentioning that all measured suctions remained below the Air Entry Value (AEV) of 22 kPa. These results agree with measurements of volumetric water content.

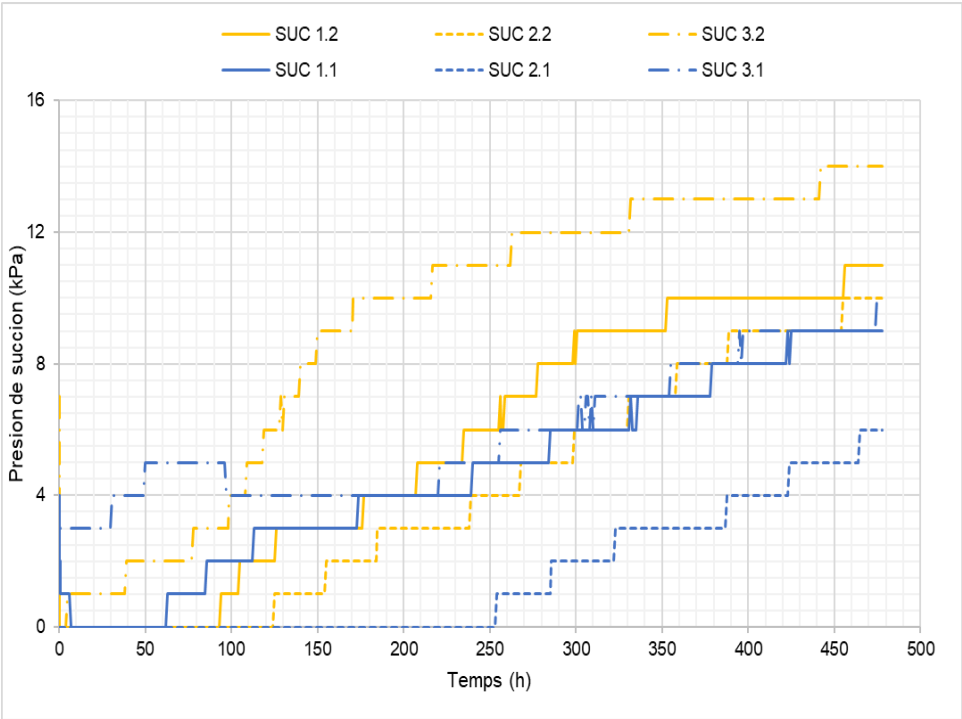


Figure 4.9. Suction profiles for scenario with FCL thickness of 25 cm and slope 2.5.

Results for the scenario with FCL that is 50 cm thick with 5° slope and a precipita-tion rate of 60.6 mm/h are presented in Figure 4.10 and Figure 4.11, showing volumetric water content and suction. The saturation degrees for a drainage period of 31 days in-dicate that desaturation isn't significative. The volumetric water content at sensor 1.3, located near to the surface layer, shows the lowest degree of saturation at 97%. The other sensors display saturation degrees equal to or greater than 98%. These saturation values show a good retention capacity of the sludge-slag, similarly to the previous case. The saturation of FCL is favorized by the capillary barrier effect created between FCL and gravel layer due the to contrast in the hydraulic properties of used materials. It is worth mentioning that the FCL had some saturation at the start of this test, which contributes to explaining the high saturation measured during this period.

At the end of the drainage period, the highest suction, 11 kPa, was measured at sensor 3.2. The lowest suctions, not exceeding 2 kPa, were measured at sensor 2.1. It is worth mentioning that all measured suctions remained below the AEV of 22 kPa (calculated using the tangent method in the water retention curve). These results agree with measurements of volumetric water content.

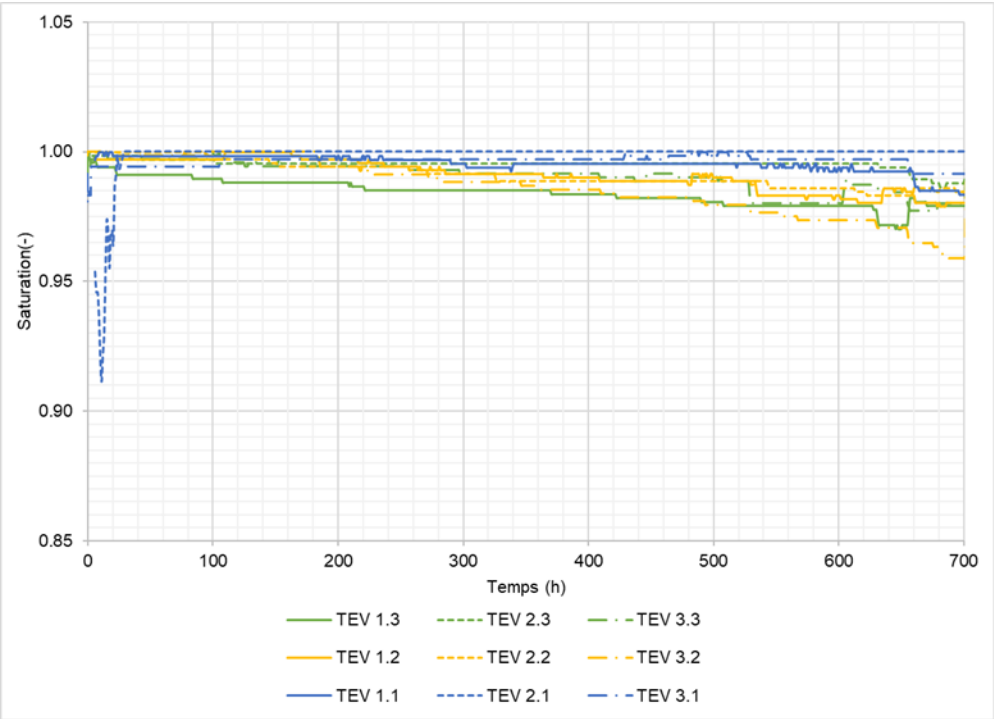


Figure 4.10. Saturation profile for scenario with FCL thickness of 50 cm and slope 5°.

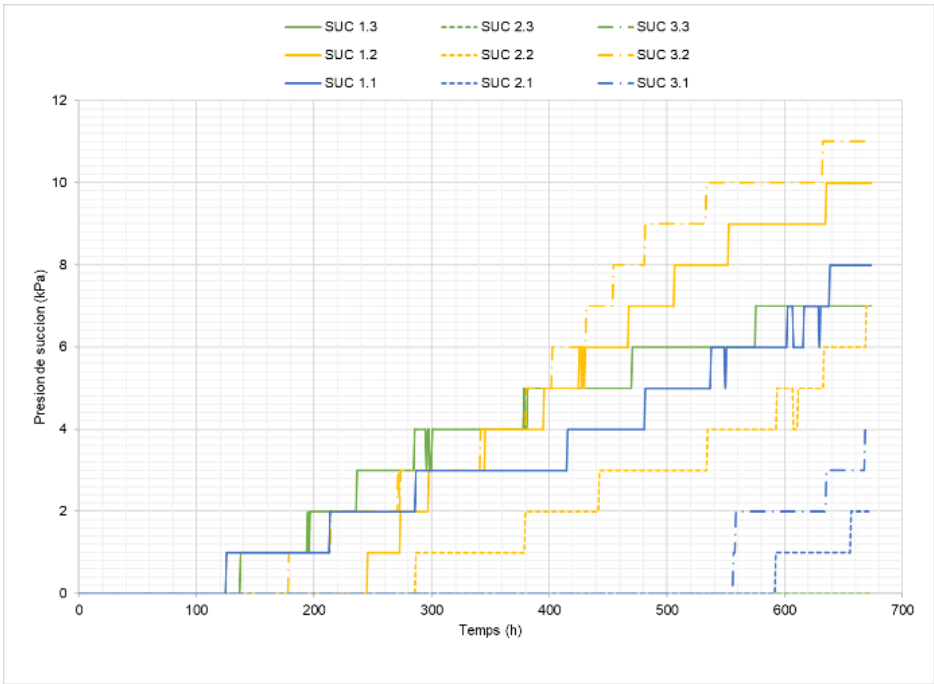


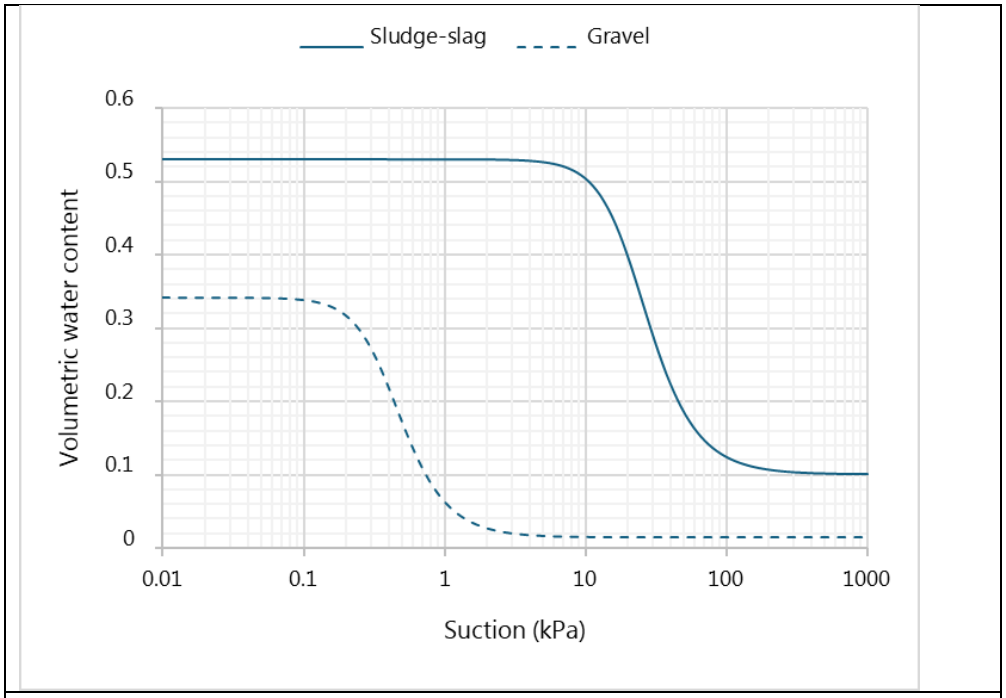
Figure 4.11. Suction profiles for scenario with FCL thickness of 50 cm and slope 5°.

Measurement results showed that infiltration rates through the model were lower than runoff rates, and the FCL layer remained highly saturated. It is important to note that the drain layer positioned at the model's end enhanced water retention, potentially affecting diversion capacity. This hypothesis will be further evaluated using numerical modeling. Measurement results showed that infiltration rates through the model were lower than runoff rates, and the FCL layer remained highly saturated. It is important to note that the drain layer positioned at the model's end enhanced water retention, potentially affecting diversion capacity. This hypothesis will be further evaluated using numerical modeling.

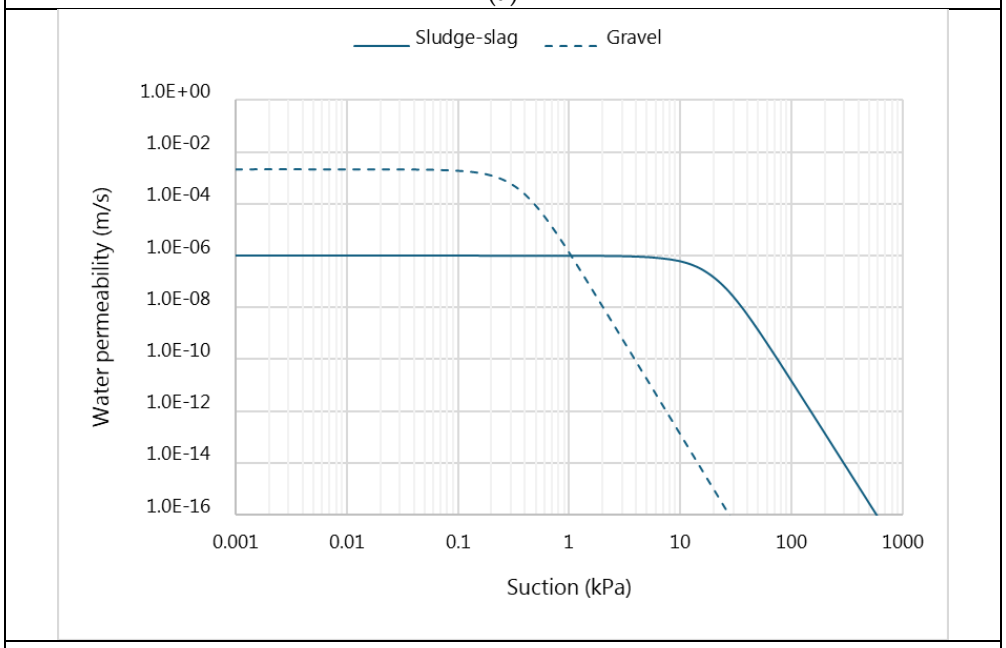
4.5.3 Numerical modeling

2D numerical model was constructed using SEEP/W software [40]. The model simulates FCLs was built with the same dimensions as the laboratory physical model and include hydrogeological properties of the materials measured in laboratory. The van Genuchten (1980) model was chosen to describe the WRC and Mualem (1976) model to predict unsaturated hydraulic conductivity function.

The used functions are presented in the Figure 12. This last figure clearly shows the contrast in hydraulic properties between used materials allowing to create the capillary barrier effects.



(a)



(b)

Figure 4.12. (a) WRC and (b) hydraulic permeability function of gravel and sludge-slag materials.

The following figures show the results of volumetric water content simulations for a precipitation of 46.8 mm/h. The evolution of volumetric water content shows that it increases only during the

first hour (period of precipitation event), and then it begins to decrease. The time in which the volumetric water content begins to decrease is less for 5° slopes, compared to the slopes of 2.5°.

For the layer thickness of 25 cm (see Figure 4.13 to Figure 4.17), both sensors are affected by precipitation. However, for the thickness of 50 cm (see Figure 4.18 to Figure 4.21) it is observed that the most superficial sensors are affected by precipitation, while the sensors near the bottom of the FCL show no variation in volumetric water content.

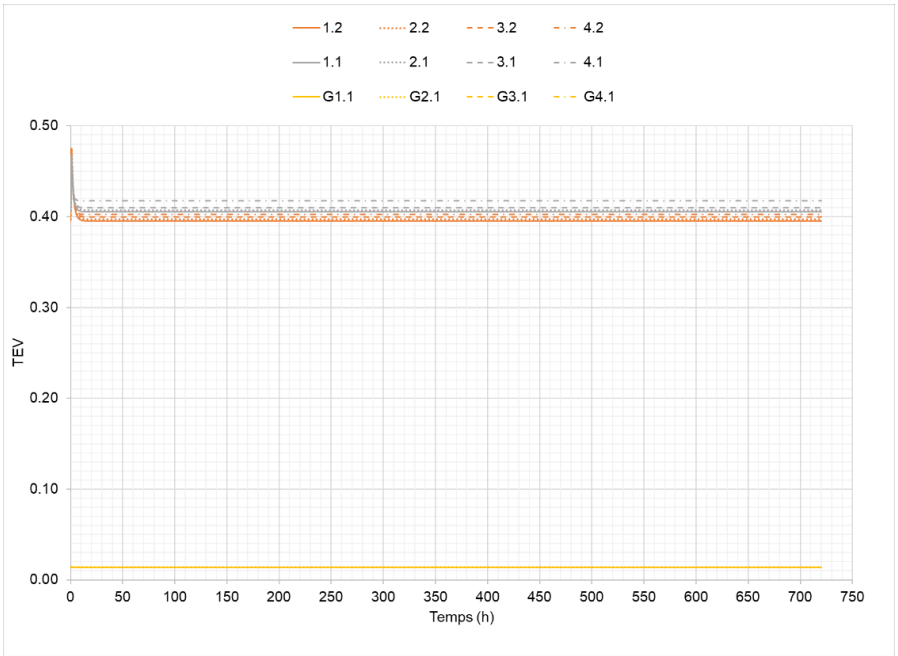


Figure 4.13. Volumetric water content results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° and 25 cm. For a period of 720 hours (30 days).

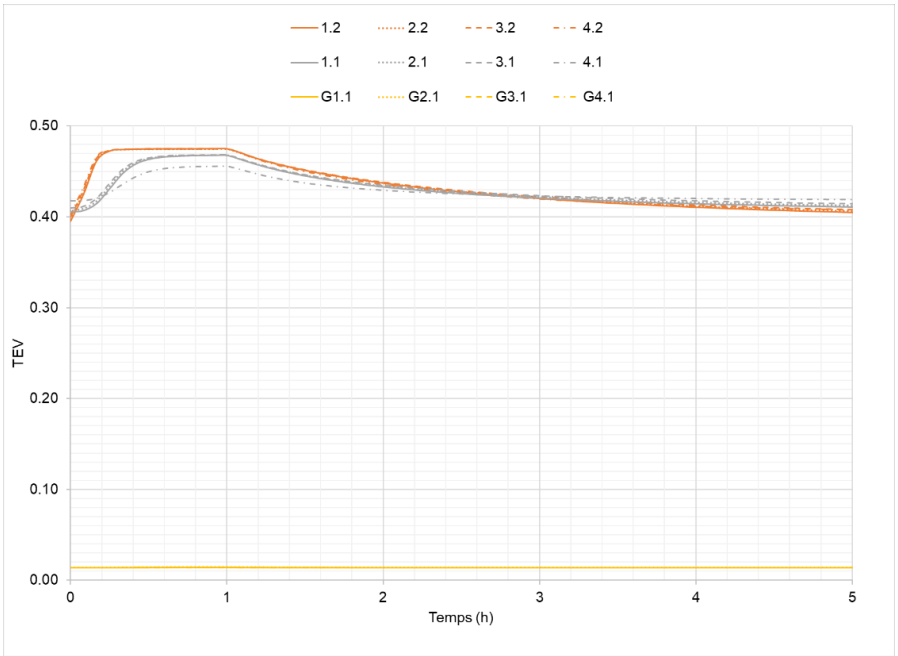


Figure 4.14. Volumetric water content results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° and 25 cm. For a period of 5 hours.

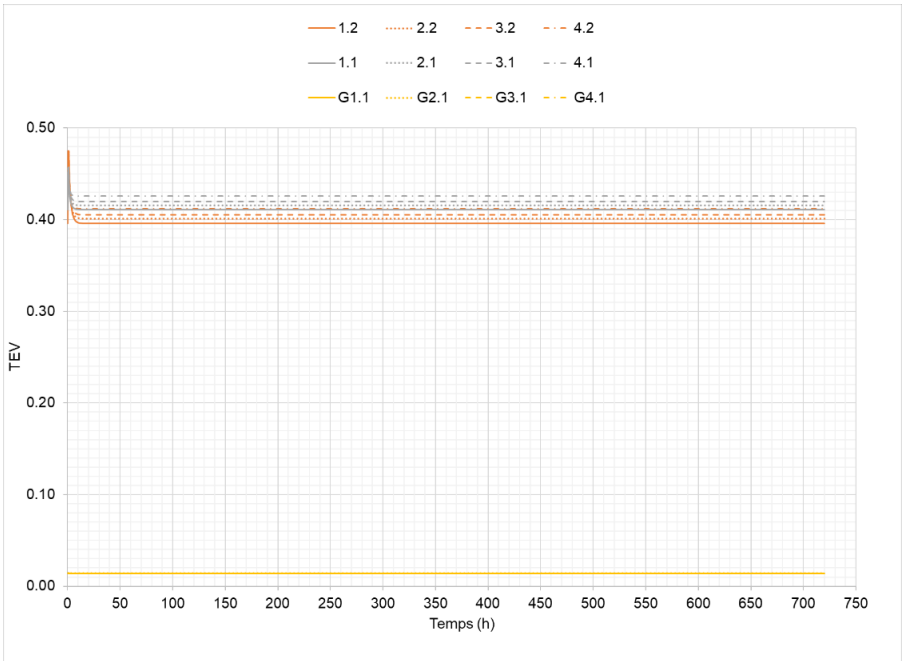


Figure 4.15. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 25 cm. For a period of 720 hours (30 days).

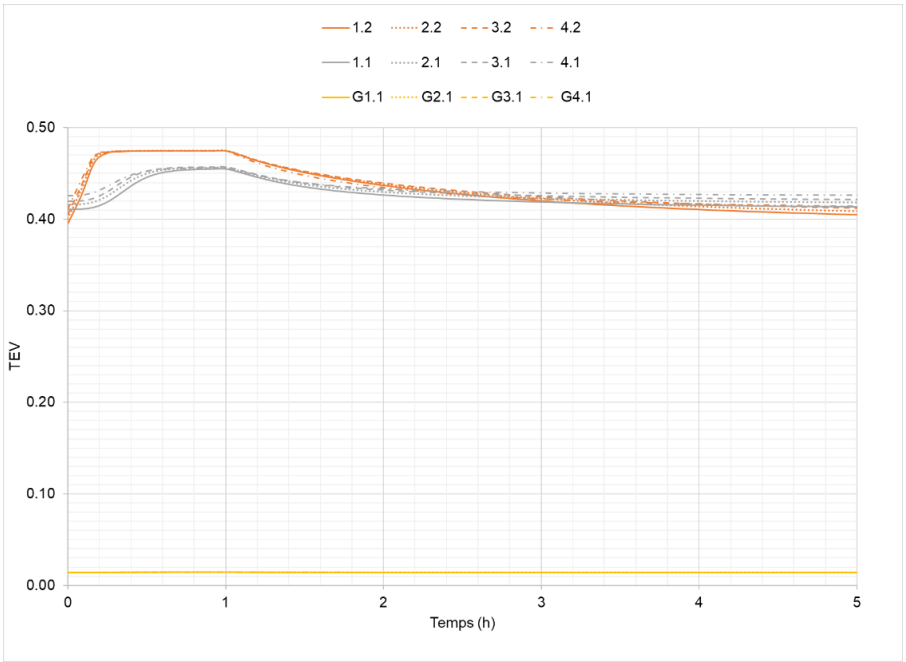


Figure 4.16. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 5° for a layer of 25 cm. For a period of 5 hours.

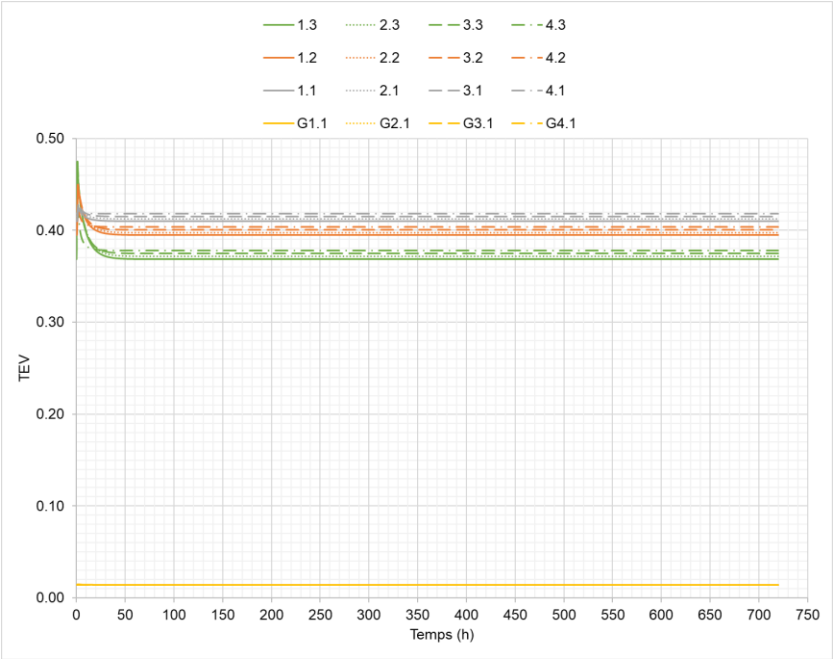


Figure 4.17. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° for a layer of 50 cm. For a period of 720 hours (30 days).

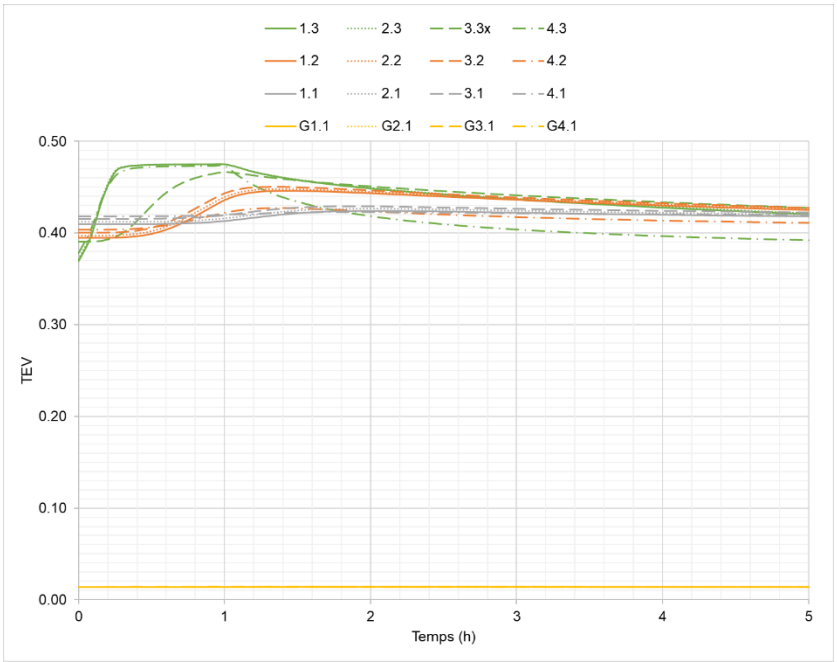


Figure 4.18. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° for a layer of 50 cm. For a period of 5 hours.

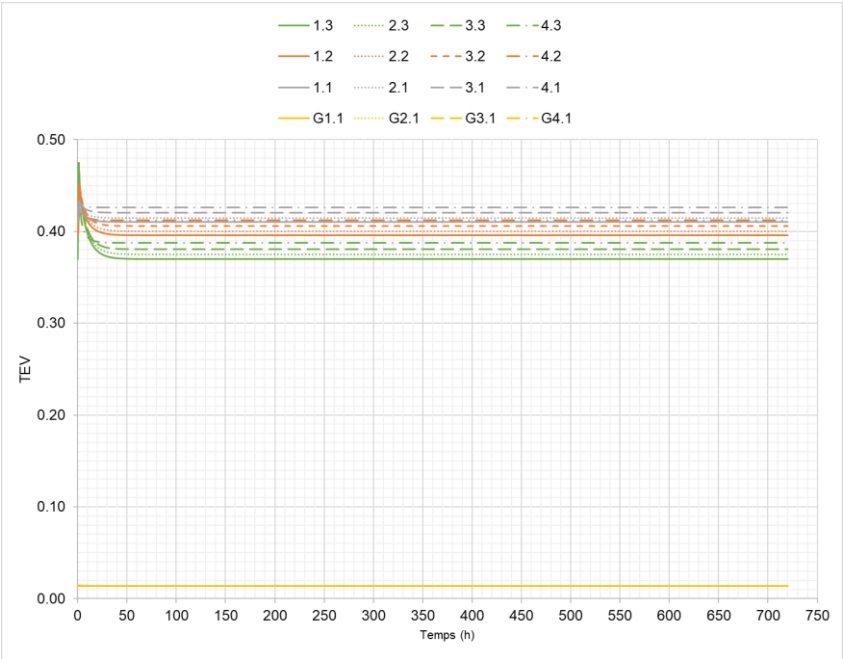


Figure 4.19. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 50 cm. For a period of 720 hours (30 days).

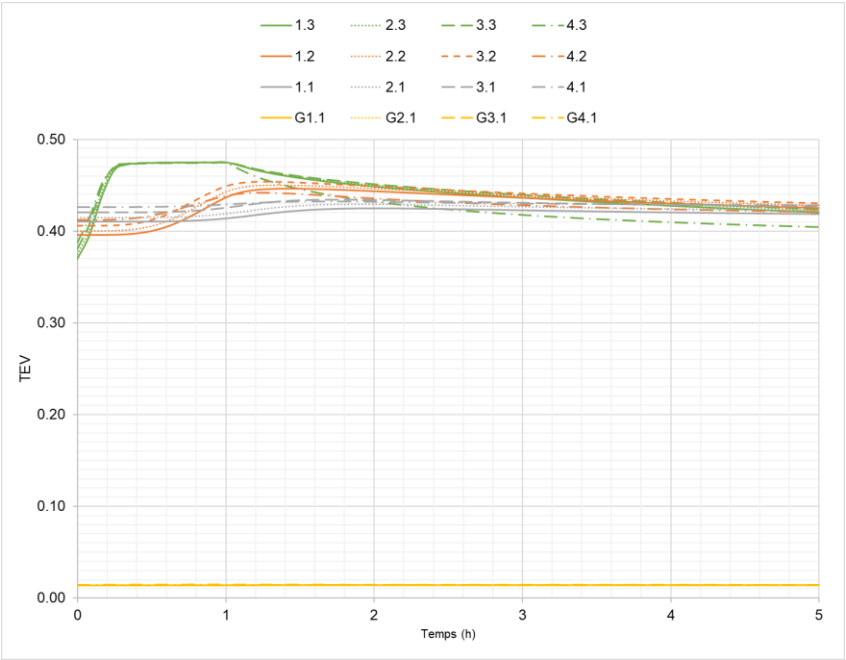


Figure 4.20. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 50 cm. For a period of 5 hours.

For the layer thickness of 75 cm, (see Figure 4.23 to Figure 4.26) it is observed that the sensors most affected by precipitation are the ones closest to the superficial. Additionally, it is evidenced that the deeper sensors show little, or no variation induced by precipitation.

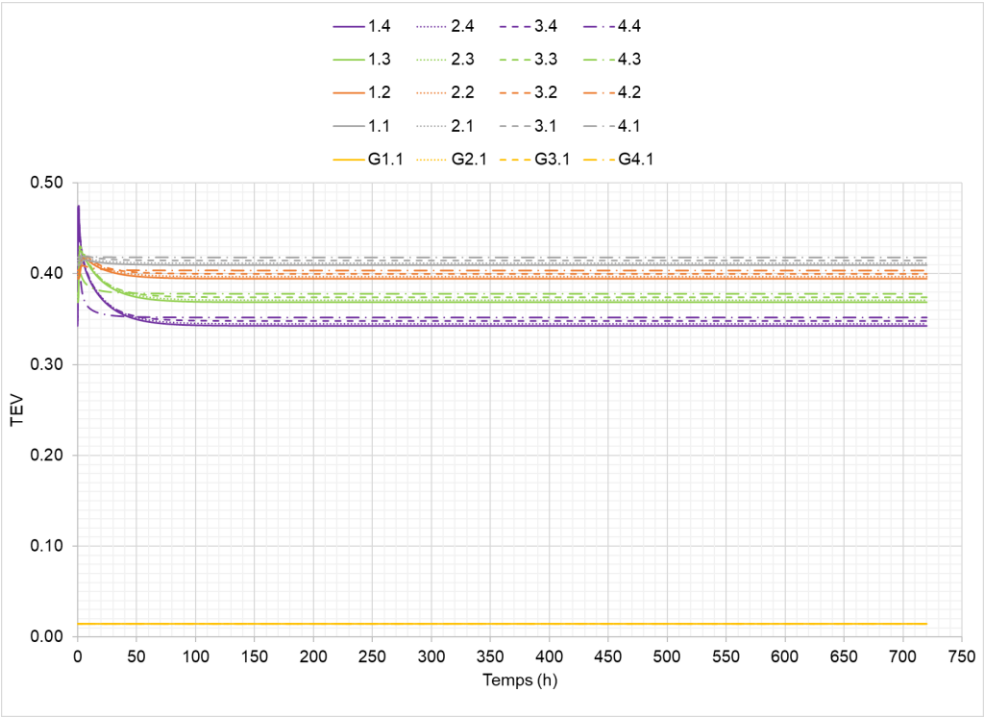


Figure 4.21. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and slope of 2.5° for a layer of 75 cm. For a period of 720 hours (30 days).

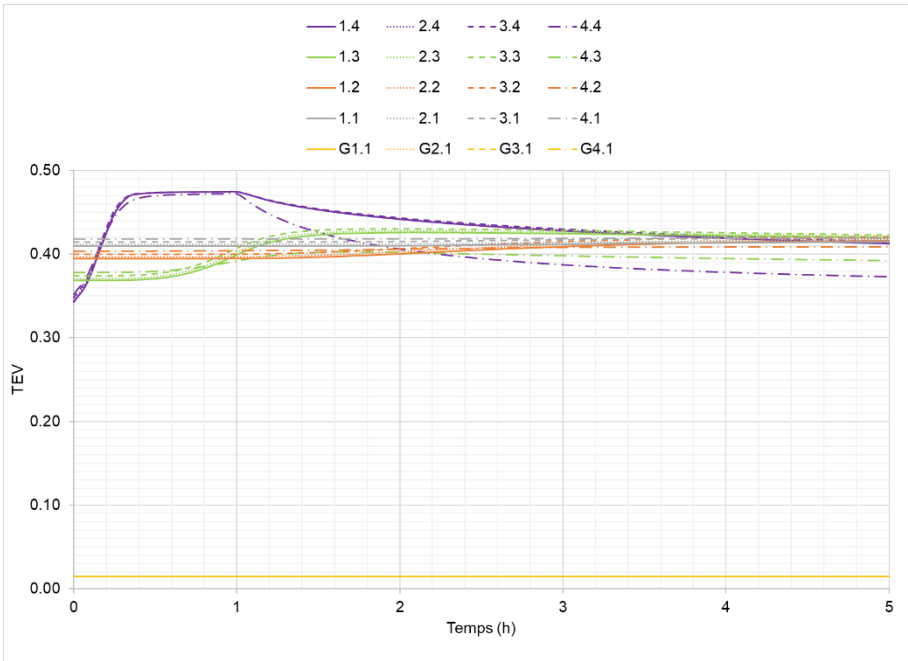


Figure 4.22. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 2.5° for a layer of 75 cm. For a period of 5 hours.

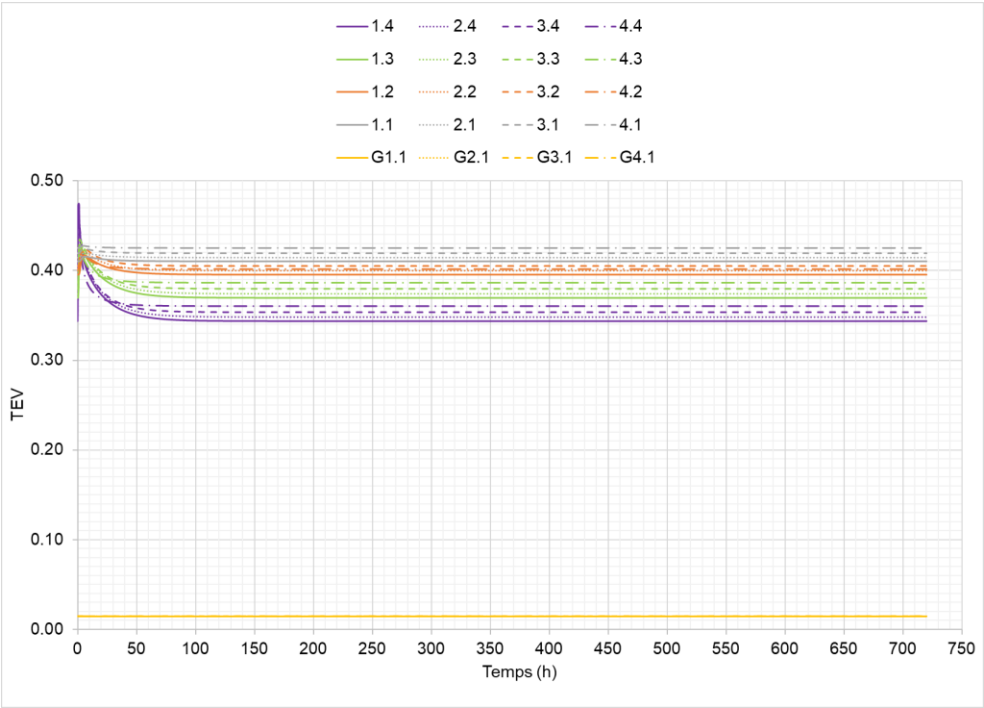


Figure 4.23. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 75 cm. For a period of 720 hours (30 days).

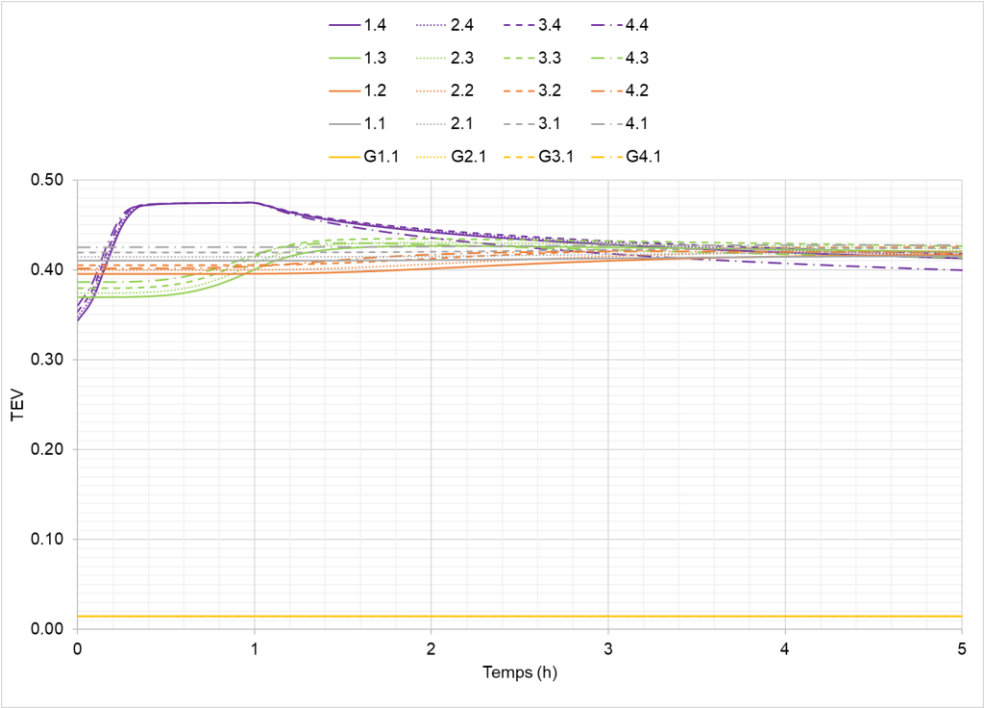


Figure 4.24. Volumetric water content. Results for precipitation of 46.8 mm/h and a slope of 5° for a layer of 75 cm. For a period of 5 hours.

In the gravel layer and near the interface (G1-1, G2-1, G3-1 and G4-1), volumetric water content showed no variation in any of the performed tests (different precipitation rates, thickness and slopes). This numerical simulation result indicates that water infiltration did not reach the gravel layer. These results obtained at the gravel layer level contradict those from physical modeling. However, the infiltration water collect-ed at the base of the model could be explained by the presence of preferential flow along the walls of the physical model.

This hypothesis could be verified by numerical simulation or artificial chemical tracing. For numerical simulations, an additional boundary condition corresponding to vertical flow along the wall could be included. For chemical tracing, a tracer could be placed along the walls, and its presence at the bottom of the model could be monitored to confirm the preferential flow.

4.6 Final remark

During laboratory tests, slope of 2.5° and 5° showed no visible superficial erosion (see Figure 4.25). However, additional tests conducted with a 10° slope demonstrate a significant increase in water velocity and visible superficial erosion (see Figure 4.26). These findings suggest that high slopes are unsuitable for FCLs unless protective measures are implemented to safeguard the FCL.

Figure 4.25. 2.5° and 5° slope not affected by superficial erosion.

Due to the erosion observed with the 10° slope (see Figure 26), an additional test was conducted with 10 cm gravel layer for protection of FCL. This measure successfully prevented superficial erosion. Subsequently, in this test involving an FCL with a thickness of 75 cm, the measured infiltration rate was 2%.

Figure 4.26. Visible superficial erosion for FCL with 10° slope.

As a final remark, the FCL remains saturated after the various tests, aided by the capillary barrier effects created at the interface between gravel layer and FCL. This capillary barrier effect is also present along the front of the FCL. This concept can be ap-plied to the inclined CEBC where the retention layer shows significant desaturation, thereby reducing their performance.

4.7 Concluding

The sludge and slag mixture present a good performance as FCL. Once saturated, the mixture demonstrates effective water diversion at laboratory-scale. Measurements performed during different tests indicate strong water retention capabilities in this material under controlled laboratory conditions (constant temperature and humidity and no wind).

Laboratory-scale investigation revealed low water infiltration rates for slopes of 5° and thicknesses of 50 cm and 75 cm.

In simulations for return periods of 25 and 100 years, both in laboratory experiments and SEEP/W simulations, precipitation effects were immediately observed during the testing period, after which the system tended to reach equilibrium. In both cases, the saturation level in the Final Cover Layers (FCLs) did not decrease below 85%.

The sludge and slag mixture has been classified as ML, indicating a texture that suggests low permeability behavior, as confirmed by the hydraulic conductivity test (ksat = 1.00 x 10^{-4} cm/s). This characterization leads to the expectation of a low infiltration rate.

Investigation results, demonstrate that a steeper slope correlates with lower infiltration rates. For instance, in the scenario with a rainfall intensity of 46.8 mm/h and an FCL thickness of 25 cm, the infiltration rate is 17% for a 2.5° slope and 12% for a 5° slope. With a thicker FCL layer of 75 cm and the same rainfall intensity, the infiltration rate was reduced to 9% and 7% respectively for 2.5° and 5° slopes.

Similarly, when considering a rainfall intensity of 60.6 mm/h and a soil thickness of 0.25 m, the infiltration rate varies from 13% to 8% respectively for 2.5° and 5° slopes. For a scenario with FCL thickness of 0.75 m, the rate decreases to 8% and 4% respectively for the same slope angles.

Furthermore, the results indicate that greater FCL thickness corresponds to lower infiltration rates. For instance, with a 2.5° slope and a rainfall intensity of 60.6 mm/h, the infiltration rates are 13%, 9%, and 7% for FCL thicknesses of 0.25 m, 0.5 m, and 0.75 m, respectively. Similarly, with a 5° slope and a rainfall intensity of 46.8 mm/h, the in-filtration rates are 12%, 9%, and 7% for the same respective FCL thicknesses of 0.25 m, 0.5 m, and 0.75 m.

In terms of rainfall intensity, the lowest infiltration rates occurred during heavier precipitation. For instance, on a 2.5° slope and a FCL thickness of 0.25 m, the infiltration rate decreased from 17% at rain intensity of 46.8 mm/h to 13% at rain intensity of 60.6 mm/h. Similarly, on a 5° slope, infiltration rates dropped from 12% to 8% when rainfall intensity increase from 46.8 mm/h to 60.6 mm/h.

For the runoff, one can observe that this parameter increases with an increase in inclination. The higher values were observed with the precipitation rate of 60.6 mm/h.

The monitoring data indicate that sludge and slag possess a higher water retention capacity. Even, after three weeks without rainfall under laboratory condition, the minimum observed volumetric water content corresponds to 96% of saturation. This high saturation degree effectively restricts oxygen migration to reactive tailings.

The different results of simulated infiltration test indicate that precipitation rates significantly influence outcomes. For instance, during 100-years return period rain event, infiltration rates were 13%, 8% for slope of 2.5°, and 5°. Conversely, during 25-years return period rain event, infiltration rates were 17% and 14%, respectively, with a FCL thickness of 25 cm.

The sludge and slag mixture present a good performance as FCL. Once saturated, the mixture demonstrates effective water diversion at laboratory-scale. Measurements performed during different tests indicate strong water retention capabilities in this material under controlled laboratory conditions (constant temperature and humidity and no wind).

The numerical simulations confirm the experimental results allowing to conclude that this material can be used as FCC layer or can be used as component in the cover with capillary barrier effect.

REFERENCES

1. Kahlaoui S. Évaluation des échanges hydrogéochimiques entre un parc à résidus miniers et les aquifères périphériques. Polytechnique Montréal; 2022.
2. Aubertin M, Pabst T, Bussière B, James M, Mbonimpa M, Benzaazoua M, Maqsoud A. Revue des meilleures pratiques de restauration des sites d'entreposage de rejets miniers générateurs de DMA. In: Proceedings of the Symposium 2015 sur l'environnement et les mines; 2015.
3. Bossé B, Bussière B, Hakkou R, Maqsoud A, Benzaazoua M. Field experimental cells to assess hydrogeological behaviour of store-and-release covers made with phosphate mine waste. Can Geotech J. 2015;52(9):1255-1269.
4. Knidiri J, Bussière B, Hakkou R, Bossé B, Maqsoud A, Benzaazoua M. Hydrogeological behaviour of an inclined store-and-release cover experimental cell made with phosphate mine wastes. Can Geotech J. 2017;54(1):102-116.
5. Wilson GW, Williams DJ, Rykaart EM. The integrity of cover systems—an update. In: Proceedings of the 6th International Conference for Acid Rock Drainage; 2003; Queensland, Australia. Australian Institute of Mining & Metallurgy; p. 445-451.
6. Zhan G, Mayer A, McMullen J, Aubertin M. Capillary cover design for a spent leach pad. In: Proceedings of the International Symposium on Hydrogeology and the Environment; 2000; Wuhan, China. p. 17-21.
7. El Hamidi M-J, Maqsoud A, Belem T, Viger M-E. A Kinetic test method to assess the long-term acid generation behavior of sludge/slag and mine tailings of Quemont 2 (Quebec, Canada). In: Çiner, A., et al. Recent Research on Sedimentology, Stratigraphy, Paleontology, Geochemistry, Volcanology, Tectonics, and Petroleum Geology, Advances in Science, Technology & Innovation. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-48758-3_43, 2024.
8. Amyot, Vézina. Flooding as a reclamation solution to an acidic tailings pond-the Solbec case. In: Proceedings 4th International Conference on Acid Rock Drainage; 1997; vol 31. p. 681-696.

9. Awoh AS. Étude expérimentale du comportement géochimique de résidus miniers hautement sulfureux sous un recouvrement en eau. Universite du Quebec en Abitibi-Temiscamingue (Canada); 2012.
10. Demers I. Performance d'une barrière à l'oxygène constituée de résidus miniers faiblement sulfureux pour contrôler la production de drainage minier acide. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue; 2008.
11. Ethier M-P. Évaluation de la performance d'un système de recouvrement monocouche avec nappe surélevée pour la restauration d'un parc à résidus miniers abandonné. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue; 2018.
12. Ouangrawa M, Aubertin M, Molson J, Zagury G, Bussière B. An evaluation of the elevated water table concept using laboratory columns with sulphidic tailings. In: Proceedings of Geosask2005, 58th Canadian Geotechnical conference and 6th Joint IAHC-NC; 2005; Saskatoon.
13. Aubertin M, Chapuis R. Considérations hydro-géotechniques pour l'entreposage des résidus miniers dans le nord-ouest du Québec. In: Proceedings of the Second International Conference on the Abatement of Acidic Drainage; 1991; Montreal. MEND/Canmet; vol. 3. p. 1-22.
14. Nicholson RV, Gillham RW, Cherry JA, Reardon EJ. Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers. Can Geotech J. 1989;26(1):1-8.
15. Ricard J, Aubertin M, Firlotte F, Knapp R, McMullen J, Julien M. Design and construction of a dry cover made of tailings for the closure of Les Terrains Aurifères site, Malartic, Québec, Canada. In: Proceedings of the 4th international conference on acid rock drainage; 1997; Vancouver, BC. vol. 31. p. 1515-1530.
16. Rakotonimaro TV, Neculita CM, Bussière B, Benzaazoua M, Zagury GJ. Recovery and reuse of sludge from active and passive treatment of mine drainage-impacted waters: a review. Environ Sci Pollut Res. 2017;24:73-91.
17. Tassé N, Germain D, Dufour C, Tremblay R. Le recouvrement de résidus organiques au parc East Suillivan: au-delà de la barrière d'oxygène. In: Colloque sur le Programme de Neutralisation des Eaux de drainage dans l'Environnement Minier; 1996; Rouyn-Noranda. p. 106-128.
18. Albright WH, Benson CH, Gee GW, Abichou T, McDonald EV, Tyler SW, Rock SA. Field performance of a compacted clay landfill final cover at a humid site. J Geotech Geoenviron Eng. 2006;132(11):1393-1403.
19. Maqsoud A, Bussière B, Mbonimpa M. Low saturated hydraulic conductivity covers. In: Bussière B, Guittonny M, editors. Hard Rock Mine Reclamation: From Prediction to Management of Acid Mine Drainage; 2021.
20. Rarison RF. Évaluation des propriétés chimiques, mécaniques et hydrogéologiques de géomembranes utilisées comme matériaux de recouvrement pour restaurer des sites miniers en milieu froid et acide. Polytechnique Montréal; 2021.

21. Aubertin M, Cifuentes E, Apithy S, Bussière B, Molson J, Chapuis R. Analyses of water diversion along inclined covers with capillary barrier effects. Can Geotech J. 2009;46(10):1146-1164.
22. Bussière B, Plante B, Broda S, Aubertin M, Chen D, Medina F. Contrôle des infiltrations d'eau dans les haldes à stériles à l'aide des effets de barrière capillaire: Design, construction et instrumentation de la halde expérimentale de la mine Tio. In: Proceedings of the Symposium sur l'environnement et les mines; 2015; Rouyn-Noranda, QC, Canada. p. 14-17.
23. Dimech A, Chouteau M, Aubertin M, Bussière B, Martin V, Plante B. Three-dimensional time-lapse geoelectrical monitoring of water infiltration in an experimental mine waste rock pile. Vadose Zone J. 2019;18(1):1-19.
24. Ait Khouia A. Évaluation de la capacité de déviation latérale de la couche de contrôle des écoulements d'eau dans un modèle physique au laboratoire. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada); 2018.
25. Martin V, Bussière B, Plante B, Pabst T, Aubertin M, Medina F, et al. Controlling water infiltration in waste rock piles: Design, construction, and monitoring of a large-scale in-situ pilot test pile. In: Proceedings of the 70th Canadian Geotechnical Society Conference; 2017; vol. 70.
26. Crouzal T, Pabst T. A black-box automated approach to calibrate numerical simulations and optimize cover design: Application to a flow control layer constructed on an experimental waste rock pile. Vadose Zone J. 2021;20(3).
27. Dubuc J. Étude du comportement hydrogéologique d'une couche de contrôle des écoulements placée à la surface d'une halde à stériles expérimentale. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada); 2018.
28. Poaty B, Plante B, Bussière B, Benzaazoua M. Assessment of hydrogeochemical behavior of layered waste rock stockpiles: A meso-scale laboratory experiment. Appl Geochem. 2022;136:105154.
29. Raymond KE, Seigneur N, Su D, Poaty B, Plante B, Bussière B, Mayer KU. Numerical modeling of a laboratory-scale waste rock pile featuring an engineered cover system. Minerals. 2020;10(8):652.
30. Rossit M. Utilisation des stériles miniers concassés et compactés comme couche de contrôle des écoulements pour contrôler le DMA. Polytechnique Montréal; 2020.
31. Robitaille V, Tremblay D. Mécanique des sols : théorie et pratique. Ed. Modulo, 652.
32. ASTM. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM D4318-17e1. American Society for Testing of Materials (ASTM); 2017; West Conshohocken, PA.
33. ASTM. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 (2,700 kN-m/m3)). ASTM D1557-12(2021). American Society for Testing of Materials (ASTM); 2021; West Conshohocken, PA.
34. Delage P and Cui Y-J. L'eau dans les sols. Edition Technique de l'ingénieur, Paris, Vol C2, 2000.

35. ASTM. Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Coarse-Grained Soils. ASTM D2434-22. American Society for Testing of Materials (ASTM); 2022; West Conshohocken, PA.
36. Van Genuchten M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, *44*(5), 892-898, 1980.
37. Aubertin M. Mbonimpa M. Bussière B. Chapuis R-P. A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, *40*(6), 1104-1122, 2003.
38. Mbonimpa M. Aubertin M. Bussière B. Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the modified Kovacs (MK) model and statistical models. *Canadian Geotechnical Journal*, *43*(8), 773-787, 2006.
39. Otalora C, Maqsoud A, Belem T. Evaluation of the sludge and slag mixture to act flow control layer in the waste rock pile reclamation, A Springer book series Advances in Science, Technology & Innovation, to be published in 2024.
40. GEOSLOPE I. Heat and mass transfer modeling with GeoStudio 2020 (First Edition). GEOSLOPE International Ltd.; 2020.

Disclaimer/Publisher's Note: The statements, opinions and data contained in all publications are solely those of the individual author(s) and contributor(s) and not of MDPI and/or the editor(s). MDPI and/or the editor(s) disclaim responsibility for any injury to people or property resulting from any ideas, methods, instructions or products referred to in the content.

CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre présente les résultats des essais visant à compléter ceux présentés au Chapitre 4. Dans ce chapitre, on présente les résultats de l'ensemble des scenarios expérimentaux (voir Tableau 5.1) réalisés au laboratoire afin d'évaluer la performance des boues-scories comme CCE. Dans ce sens des mesures des taux de ruissellement et d'infiltration sont présentés, afin de mettre en évidence l'influence des différents paramètres étudiés (épaisseur, pente, intensité des précipitations). Ensuite, les résultats du suivi des instruments installés sont également présentés principalement sous forme de graphiques qui décrivent la variation des teneurs en eau volumiques pour les différentes épaisseurs des couches (25 cm, 50 cm, 75 cm).

Finalement, les résultats des simulations numériques des différents scénarios réalisés à l'aide du logiciel SEEP/W sont présentés afin de les comparer aux résultats des essais au laboratoire.

5.1 Modélisation physique en laboratoire

Dans cette section, on présente les données des volumes d'eau mesurées à la sortie du dispositif expérimental et les données collectées pendant le suivi. Les données du suivi sont illustrées sous forme de figures afin de mettre en évidence l'évolution des teneurs en eau volumiques et des succions dans le temps et dans l'espace.

5.1.1 Taux d'infiltration et de ruissellement

Les différentes analyses des taux d'infiltration et de ruissellement par rapport aux différents drains sont présentées ici.

<u>Cas où la CCE est de 25 cm</u>

La Figure 5.1 (pente 2,5°) et la Figure 5.2 (pente 5°) présentent les taux d'infiltration et de ruissellement évalués pour les différentes intensités de précipitation utilisées (46,8 et 60,6 mm/h). Les colonnes jaunes correspondent aux résultats obtenus après le premier test d'infiltration et qui a été réalisé uniquement sur la couche de gravier afin de montrer que le système d'arrosage n'affecte pas les drains 8 et 9, qui sont les drains qui captent l'eau de ruissellement.

La Figure 5.1 montre que lorsque la pente utilisée est de 2,5° les taux d'infiltration sont inférieurs ou égaux à 4% au niveau des drains de 1 à 6, mais au niveau drain 7 le taux d'infiltration est d'environ 7% pour une intensité de 60,6 mm/h. Pour les drains de 8 et 9, les taux des eaux de

ruissellement correspondent à 34 % lorsque les précipitations utilisées sont de 60,6 mm/h. Ainsi pour ce scénario les taux de ruissellement sont plus faibles au niveau des drains de ruissellement du fait que cet essai correspond au 1er arrosage qui a été réalisé lorsque les boues- scories étaient désaturées. Cette différence est principalement attribuée au volume d'eau qui est stocké dans la CCE.

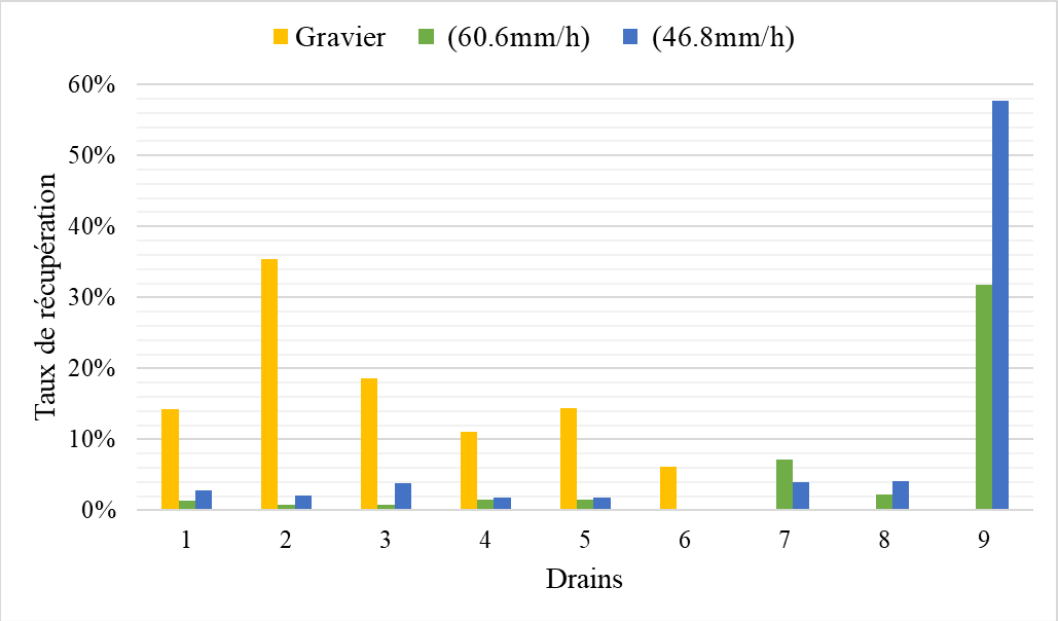


Figure 5.1. Taux d'infiltration et de ruissellement : Cas de la CCE de 25 cm avec une pente 2,5°.

Pour la pente de 5° (voir Figure 5.2), le taux d'infiltration maximum mesuré au niveau des drains 1 à 6 est de 3%. On observe également une baisse significative du taux d'infiltration au niveau drain 7 (de 7 à 1%). Pour le ruissellement, le pourcentage de récupération a considérablement augmenté au drain 8 (> 8%) et drain 9 (> 65%).

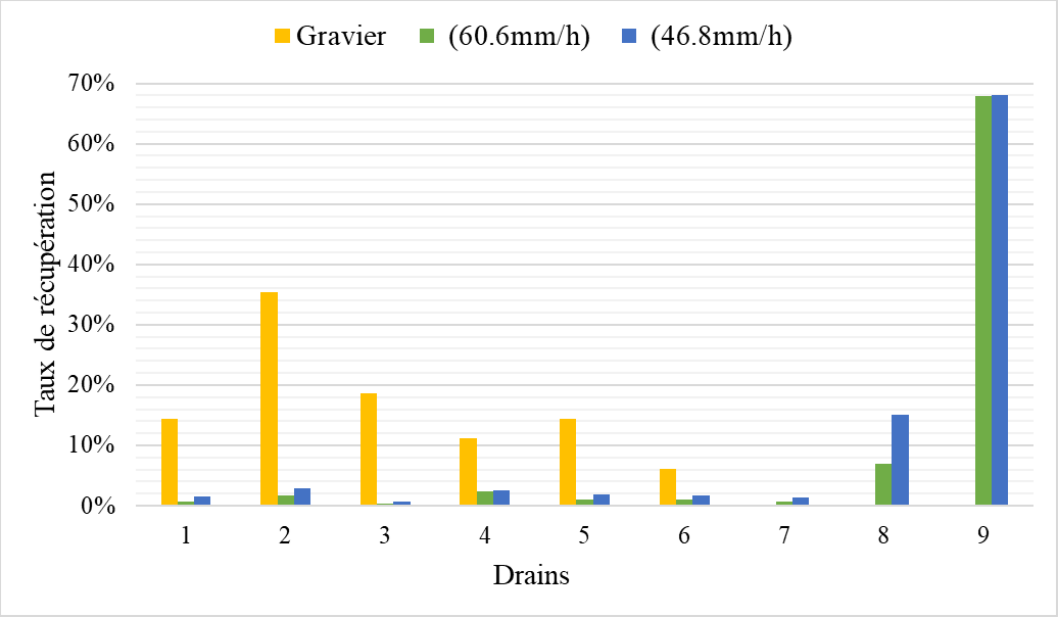


Figure 5.2. Taux d'infiltration et de ruissellement : cas de CCE de 25 cm avec une pente 5°.

Cas où la CCE est de 50 cm

Pour une CCE de 50 cm, la Figure 5.3 (pente 2,5°) et la Figure 5.4 (pente 5°) présentent la variation des taux d'infiltration et de ruissellement au niveau des différents drains, pour les deux intensités de précipitation utilisées (46,8 et 60,6 mm/h).

La Figure 5.3 montre que pour une pente de 2,5° et une précipitation de 60,6 mm/h, les taux d'infiltration pour les drains 1 à 6 se situent entre 0% et 1% alors qu'au niveau du drain 7 le taux d'infiltration a atteint 3%. Cependant lorsque le taux de précipitation est de 46,8 mm/h, les taux d'infiltration évalués au niveau des drains 1 à 6 varient entre 0% et 2% alors qu'au niveau du drain 7 le taux d'infiltration a atteint 7%.

Pour le ruissellement et plus particulièrement au niveau du drain 8, l'augmentation du taux de précipitation a engendré une augmentation notable du ruissellement. Ainsi le taux de ruissellement est passé de 51 à 64 % respectivement pour les taux de précipitation de 46,8 et 60,6 mm/h.

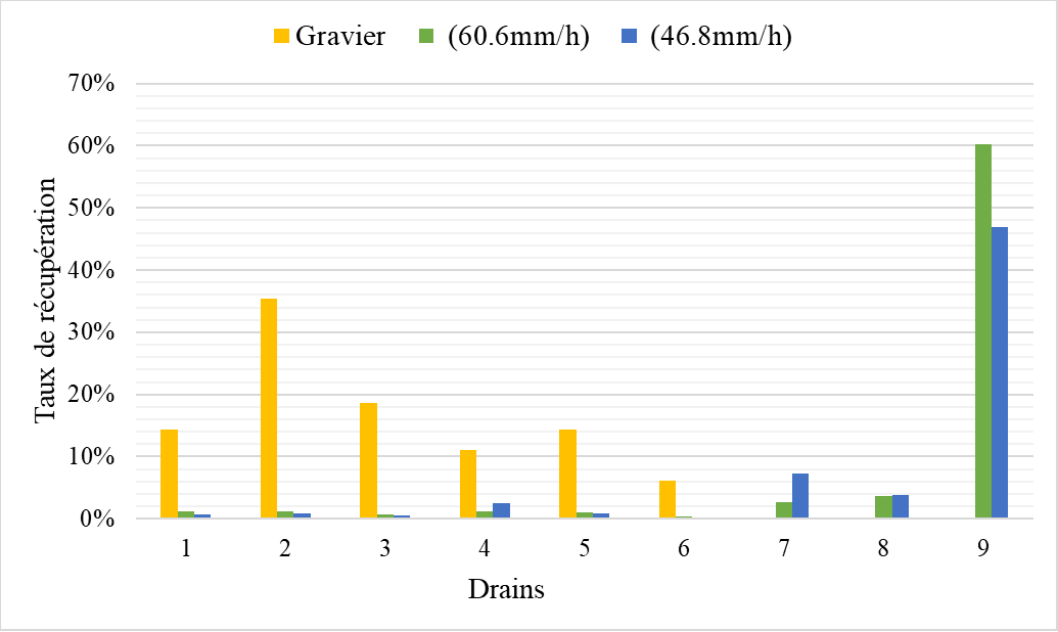


Figure 5.3. Taux d'infiltration et de ruissellement : cas de CCE de 50 cm avec une pente 2,5°.

Pour une pente de 5° (voir Figure 5.4), le taux d'infiltration au niveau des drains 1 à 7 et pour le taux de précipitation de 46,8 mm/h se situe entre 0% et 3%. Cependant, le taux d'infiltration au niveau des drain 1 à 7 et pour un taux de précipitation de 60,6 mm/h varient entre 0% et 2%. Cette tendance (drain 7) est similaire à celle qui a été observé avec une CCE de 25 cm lorsque la pente est passée de 2,5 à 5°.

Le taux de ruissellement est passé de 53 à 89% respectivement pour les taux de précipitation de 46,8 et 60,6 mm/h.

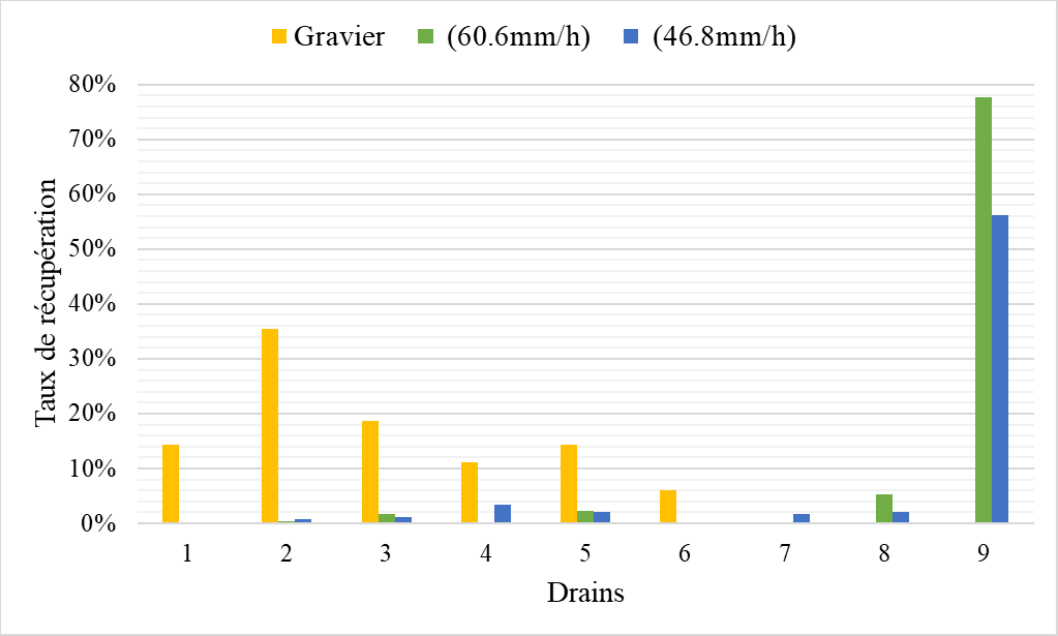


Figure 5.4. Taux d'infiltration et de ruissellement : Cas de CCE de 50 cm avec une pente 5°.

<u>Cas ou la CCE est de 75 cm</u>

La Figure 5.5 (pente 2,5°) et la Figure 5.6 (pente 5°) présentent les taux d'infiltration et de ruissellement au niveau de chaque drain et pour les deux taux de précipitation (46,8 et 60,6 mm/h).

La Figure 5.5 montre que pour la pente de 2,5°, le taux d'infiltration pour le taux de précipitation de 46,8 mm/h au niveau des drains 1 à 6 varient entre 0% et 1% alors qu'au niveau du drain 7 le taux d'infiltration est de 9 %. Pour les taux de précipitation de 60,6 mm/h, les taux d'infiltration au niveau des drains 1 à 6 varient entre le 0% et 1% tandis qu'au du drain 7 le taux d'infiltration est de 4 %.

Pour ce cas, l'augmentation du taux de précipitation a engendré également une augmentation du taux de ruissellement; ce dernier est passé de 21 à 55 % respectivement pour les taux de précipitation de 46,8 et 60,6 mm/h.

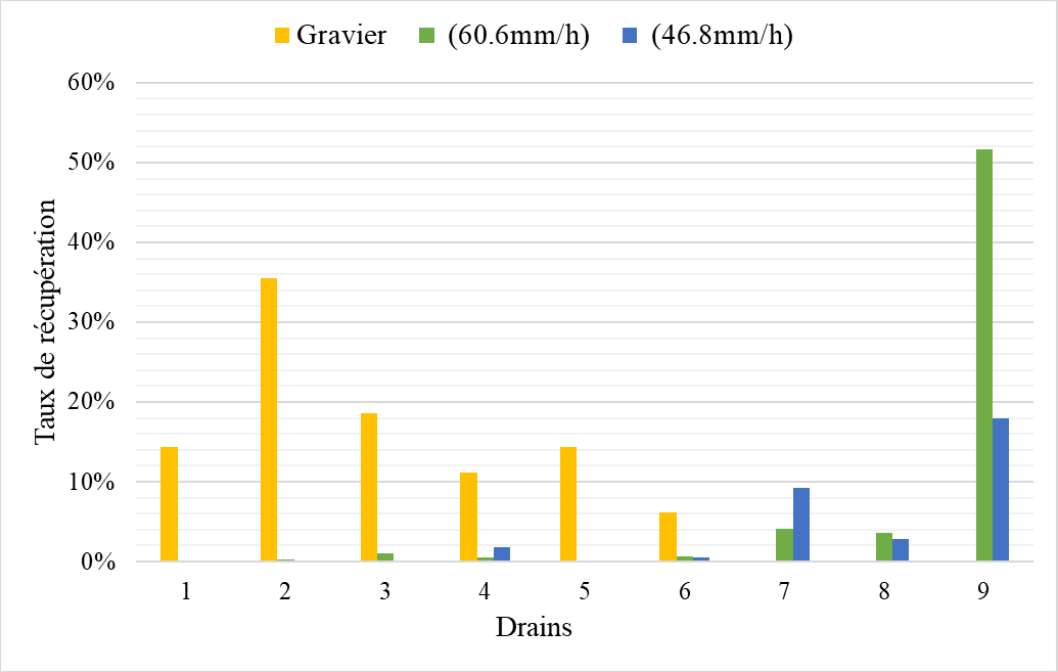


Figure 5.5. Taux d'infiltration et de ruissellement pour la CCE de de 75 cm avec une pente 2,5°.

Pour la pente de 5° (voir Figure 5.6), le taux d'infiltration mesuré au niveau des drain 1 à 6 avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h se situe entre 0% et 2% alors qu'au niveau du drain 7, le taux obtenu est de 4 %. Pour le taux de précipitation de 60,6 mm/h, le taux d'infiltration au niveau des drains 1 à 6 se situe entre 0% et 1% alors qu'au niveau du drain 7, il est de 2 %. Ainsi, une tendance à la baisse du taux d'infiltration dans le drain 7 a été observée avec l'augmentation de la pente; ce comportement est similaire à ceux qui ont été observés au niveau des CCE de 25 cm et 50 cm.

Pour le ruissellement, le pourcentage de récupération a augmenté et a atteint 80% pour le taux de précipitation de 60,6 mm/h et de 68% pour le taux de précipitation de 46,8 mm/h.

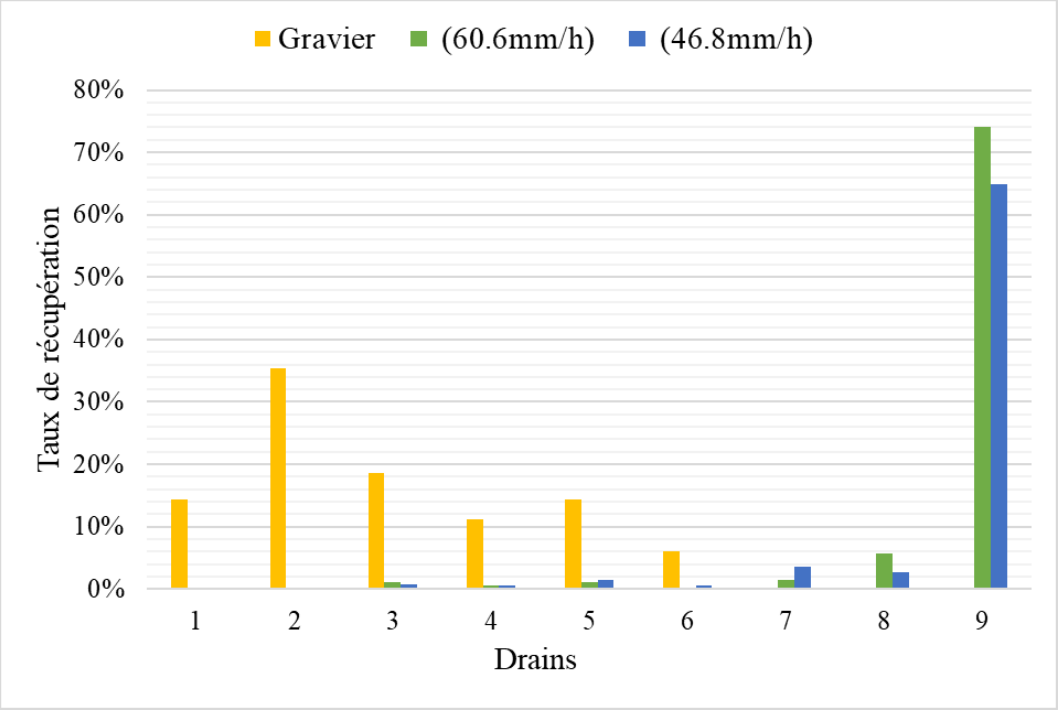


Figure 5.6. Taux d'infiltration et de ruissellement : cas de CCE de de 75 cm avec une pente 5°.

Tableau 5.1. Pourcentage d'infiltration et écoulement pour les différents scenarios.

Scenarios	Épaisseurs	Pente	Précipitation	Infiltration	Ruissellement
1	25 cm	2,5°	46,8 mm/h	17%	62%
2			60,6 mm/h	13%	34%
3		5°	46,8 mm/h	14%	73%
4			60,6 mm/h	8%	75%
5	50 cm	2,5°	46,8 mm/h	10%	39%
6			60,6 mm/h	11%	83%
7		5°	46,8 mm/h	9%	58%
8			60,6 mm/h	5%	83%
9	75 cm	2,5°	46,8 mm/h	9%	16%
10			60,6 mm/h	8%	72%
11		5°	46,8 mm/h	7%	68%
12			60,6 mm/h	4%	80%

L'analyse de l'infiltration et du ruissellement a été réalisée sur la base des mesures de quantité d'eau collectée au niveau des différents drains (voir Chapitre 3). Ainsi après chaque essai, les eaux d'infiltration et de ruissellement ont été collectées et leur volume a été mesuré. Ensuite, les volumes collectés sont comparés au volume d'eau irrigué. Les résultats sont exprimés en termes de

pourcentage du volume d’eau irrigué. Le Tableau 5. 1 et la Figure 5.7 montrent le pourcentage de récupération d’eau d’infiltration (draines 1-7) et de ruissellement (8-9).

La Figure 5.7 montre que la moyenne du pourcentage d’infiltration (drains 1-7) et de ruissellement (drains 8-9) évalués pour les différents scénarios testés (précipitations de 46,8 et 60,6 mm/h, pente de 2,5° et 5°, et épaisseurs de 25 cm, 50 cm et 75 cm t). Cette figure indique que les valeurs d’infiltration les plus faibles (5 % et 4 %) ont été mesurées pour les scénarios testés avec une épaisseur de CCE de 50 cm et 75 cm et une pente de 5°. On peut également remarquer que les valeurs d'infiltration lorsque la couche de CCE est de 75 cm sont plus faibles par rapport à celles des couches de 25 cm et de 50 cm d'épaisseur. En général, lorsque l’épaisseur de la CCE augmente on remarque une réduction du taux d’infiltration.

En ce qui concerne l’inclination du modèle, lorsque la pente augmente on assiste à une réduction du volume d’eau infiltrée. Ainsi, lorsque l’inclination passe de 2,5° à 5° on observe une diminution de l’infiltration de 17% à 13% et de 8% à 4 % respectivement lorsqu’on passe du scénario 1 et 3 et du scénario 10 à 13.

Il est important de mentionner que lorsque les précipitations augmentent, l’infiltration diminue également. Ainsi, l’infiltration passe de 17% à 13% respectivement pour les scénarios 1 et 2 (25 cm d’épaisseur et 2,5° d’inclination) et de 9% à 5% respectivement pour les scenarios 7 et 8 (50 cm d´épaisseur et 5° d´inclination), cette diminution est plus importante lorsque la pente est plus prononcée. Cela est probablement attribuable à la saturation accrue de la couche supérieure, ce qui entraîne une augmentation de l'écoulement et une diminution de l'infiltration.

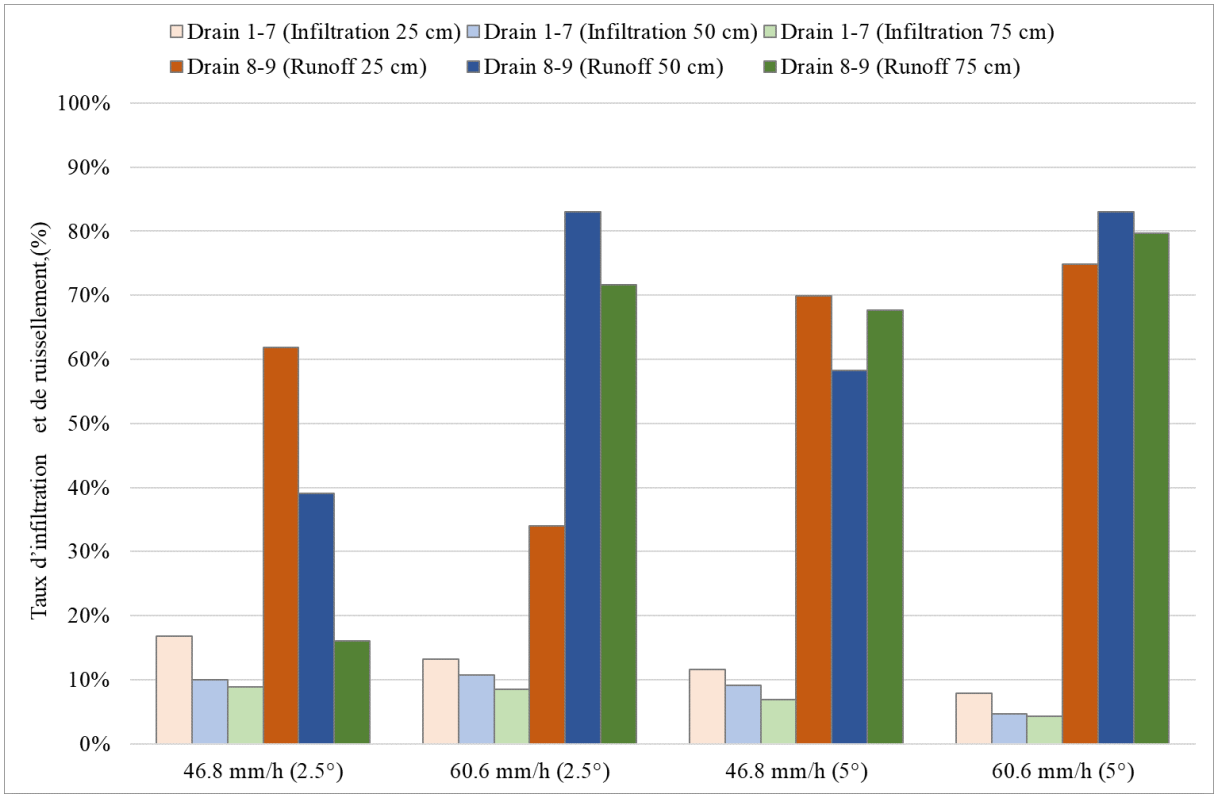


Figure 5.7. Taux d'infiltration et du ruissellement pour différents scénarios testés.

5.1.2 Teneurs en eau volumiques et succions

Les résultats des mesures des teneurs en eau volumiques et des succions réalisées lors des scénarios avec une pente de 2,5° et pour des taux de précipitation de 46,8 et 60,8 mm/h sont présentées respectivement à la Figure 5.8 et 5.9. Ces dernières montrent l'évolution des teneurs en eau volumiques (θ) et des succions (ψ) pour les différents scénarios testés.

Il est important de rappeler que les capteurs 1.1, 2.1 et 3.1 sont situées dans la partie inférieure de la CCE et à proximité de l'interface gravier-boues-scories (voir section 3.1.3 pour la localisation des sondes).

La Figure 5.8 montre que pour les différentes épaisseurs de la CCE, on assiste au début de l'infiltration à une augmentation des θ. Ensuite, une certaine stabilité a été observée malgré les faibles fluctuations qui restent à l'intérieur de la marge d'erreur des équipements de mesures utilisés. Les ψ mesurées indiquent une baisse qui sont liées au processus de mouillage.

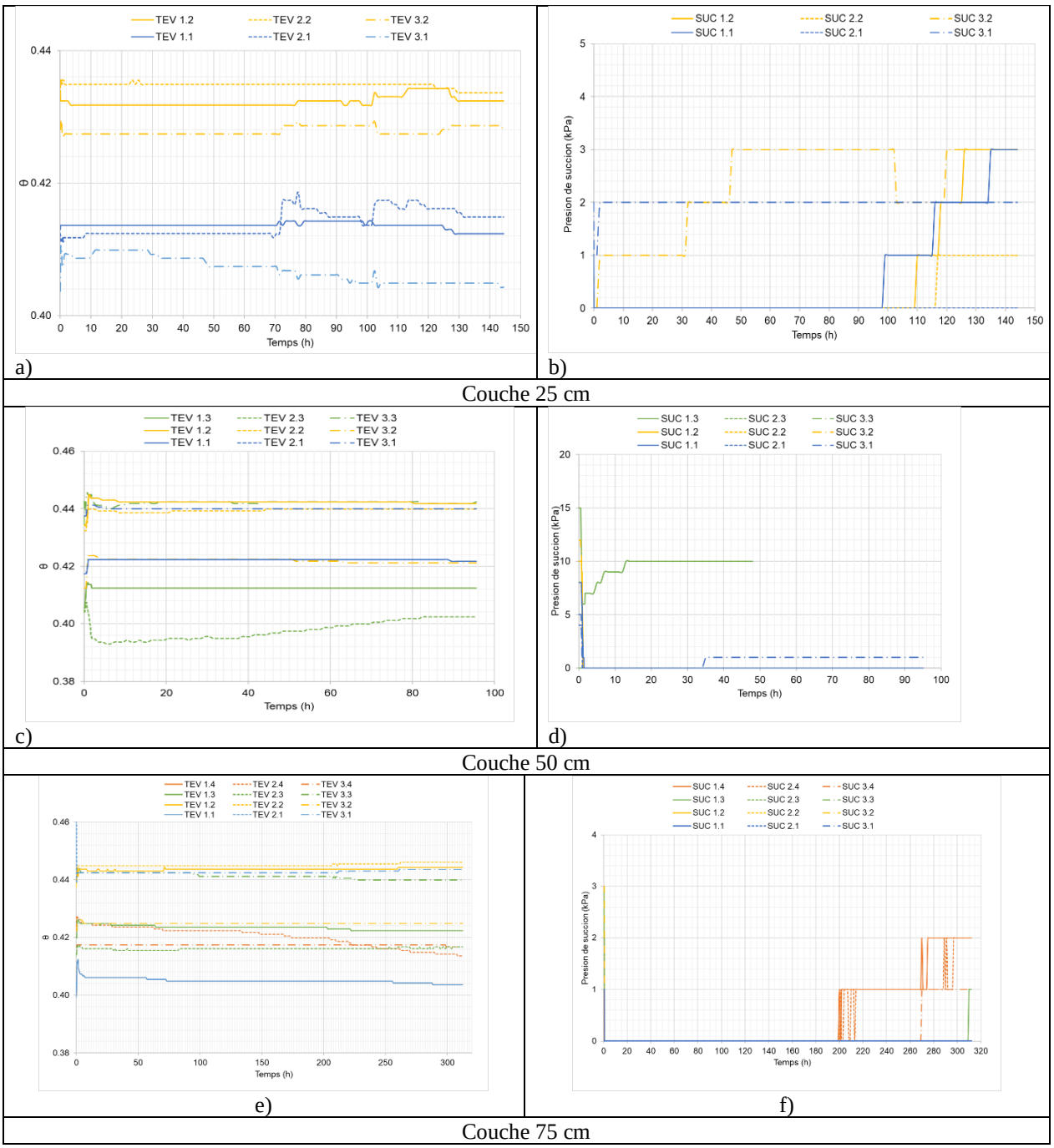


Figure 5.8. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5°.

La Figure 5.9 montre que pour une période de 20 jours, dans les deux scenarios (Figure 5.9a et 9b), les θ au niveau 2.1 présente la diminution la plus forte. On constate aussi que les ψ ont montré une augmentation progressive. Ces ψ sont plus importantes par rapport à celles qui ont été mesurées lors du scénario avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h. Cependant, après une période de drainage de 20 jours les ψ sont demeurées en dessous de la AEV.

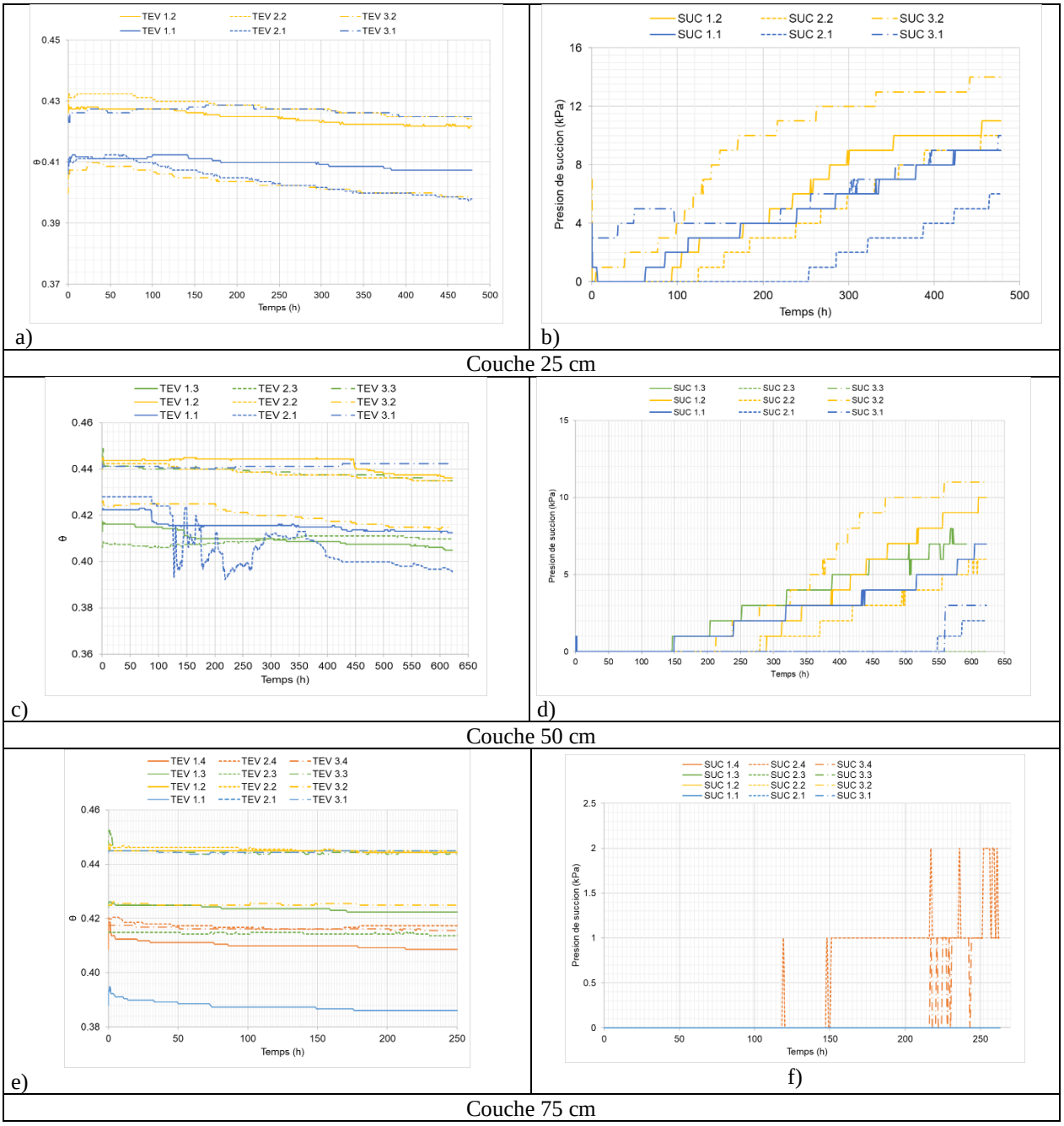


Figure 5.9. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 60,6 mm/h et une pente de 2,5°.

Pour les tests réalisés avec une inclinaison de 5° et un taux de précipitation de 46,8 mm/h, les résultats des mesures de θ et ψ sont présentées à la Figure 5.10. Cette dernière montre que les θ au niveau 2.1 (Figure 5.10c) présentent une réduction plus importante par rapport aux autres niveaux. Cependant les ψ mesurées ont demeurée faible voire nulles plus particulièrement lors de l'essai

avec une CCE de 50 cm. De ce fait on suppose que la sonde des θ au niveau 2.1 est devenu défectueuse.

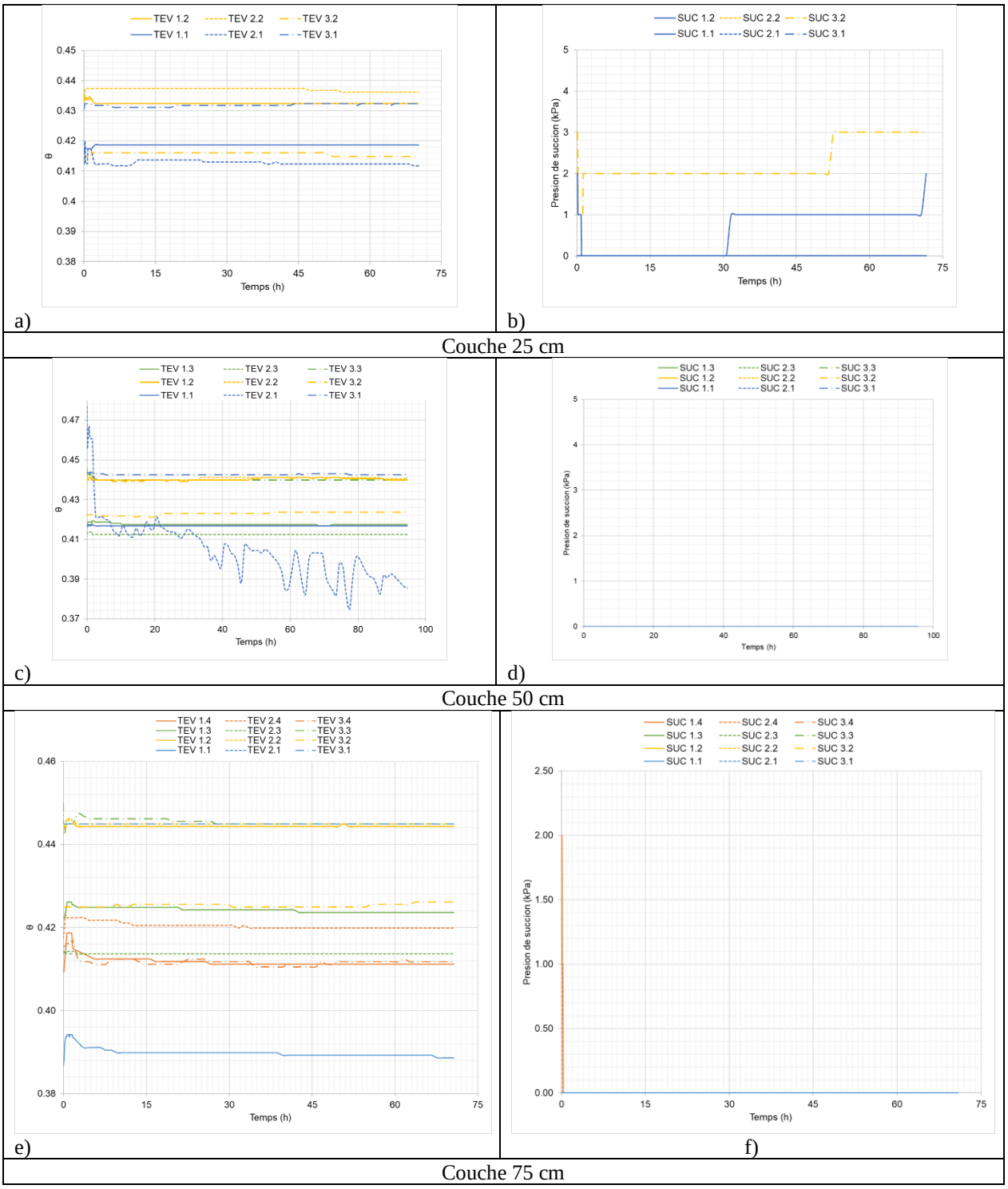


Figure 5.10. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 5°.

La Figure 5.11 montre les scenarios pour une pente de 5° et une précipitation de 60,6 mm/h. Les résultats des mesures montrent que ces scenarios ont un comportement similaire aux scenarios précédents en ce qui concerne les succions mesurées (figure 5.11b et 37c).

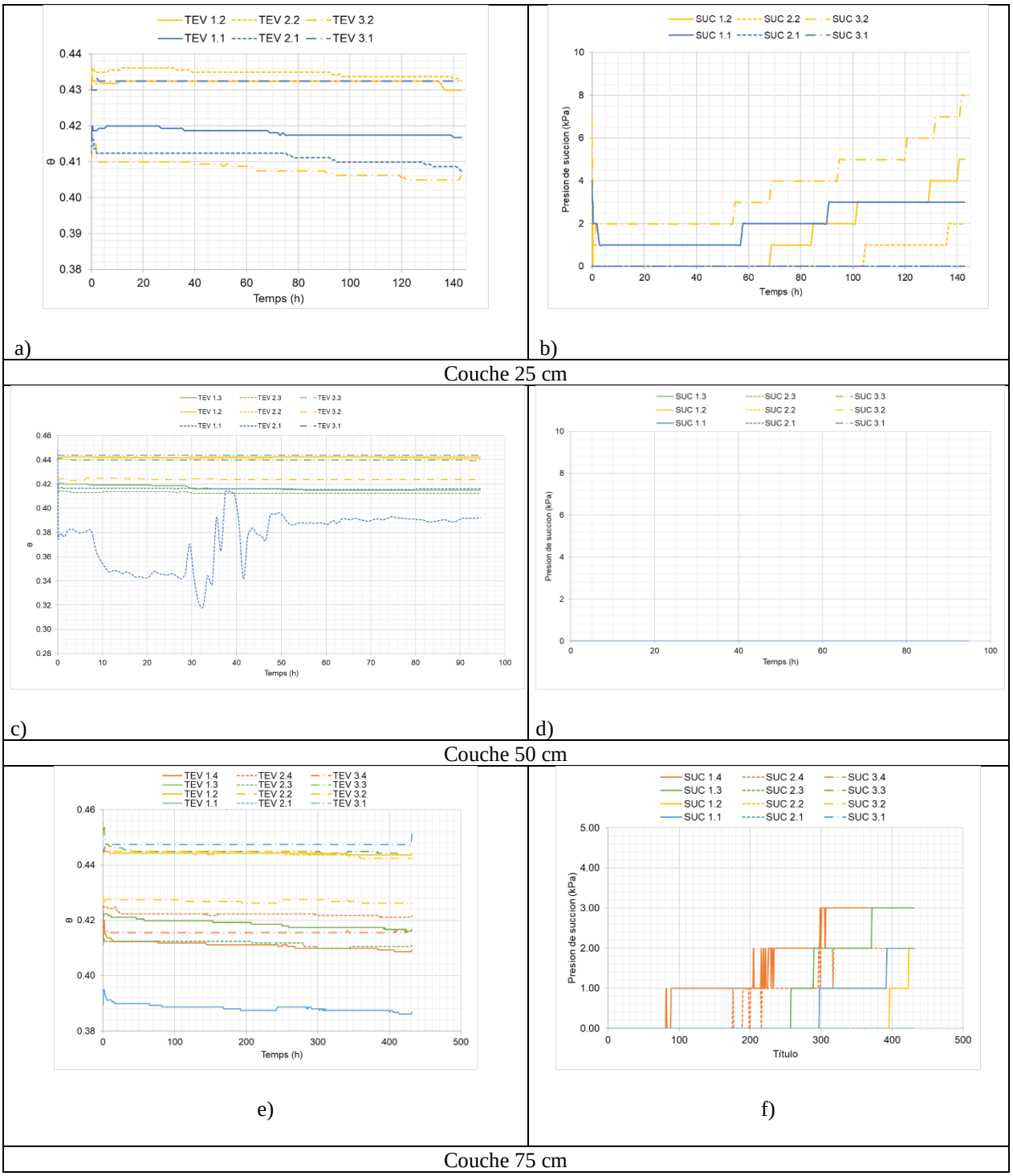


Figure 5.11. Mesures des θ et ψ lors des essais réalisés avec un taux de précipitation de 60,6 mm/h et une pente de 5°.

5.1.2.1 Interpolations de la teneur en eau volumique

Dans ce qui suit, on présente les profils des θ, réalisés à partir des interpolations des donnés réalisées lors des suivis des θ. Ce type de graphique permet d'analyser les variations des θ à travers la CCE. Les interpolations ont été réalisées à des intervalles de temps spécifiques et permettent d'identifier les tendances et des variations qui ne sont pas immédiatement apparentes dans les données brutes. Ces interpolations ont été effectuées pour les précipitations les plus élevées de 60,6 mm/h, car avec ce taux de précipitation les taux d'infiltration mesurées sont les plus faibles.

Épaisseur de couche 25 cm

La Figure 5.12 montre l'évolution des θ pour le scénario avec une CCE de 25 cm d'épaisseur et une pente 2,5°. La Figure 5.12A correspond à l'état initial de la première couche de boues-scories dans un état non saturé (t=0). Pour ce scenario, les θ varient entre 0,35 et 0,43. Aussi, on observe qu'à partir de 60 minutes (fin de l'arrosage) les valeurs des θ sont restées constantes.

La Figure 5.13 montre l'évolution des θ pour le scénario avec une CCE de 25 cm d'épaisseur et une pente 5°, pour les mêmes périodes. Dans ce scénario, on observe que les θ se situent entre 0,407 à 0,437. De ce fait, l'effet de l'augmentation de la pente est bien visible et qui a contribué à réduire au drainage de la CCE.

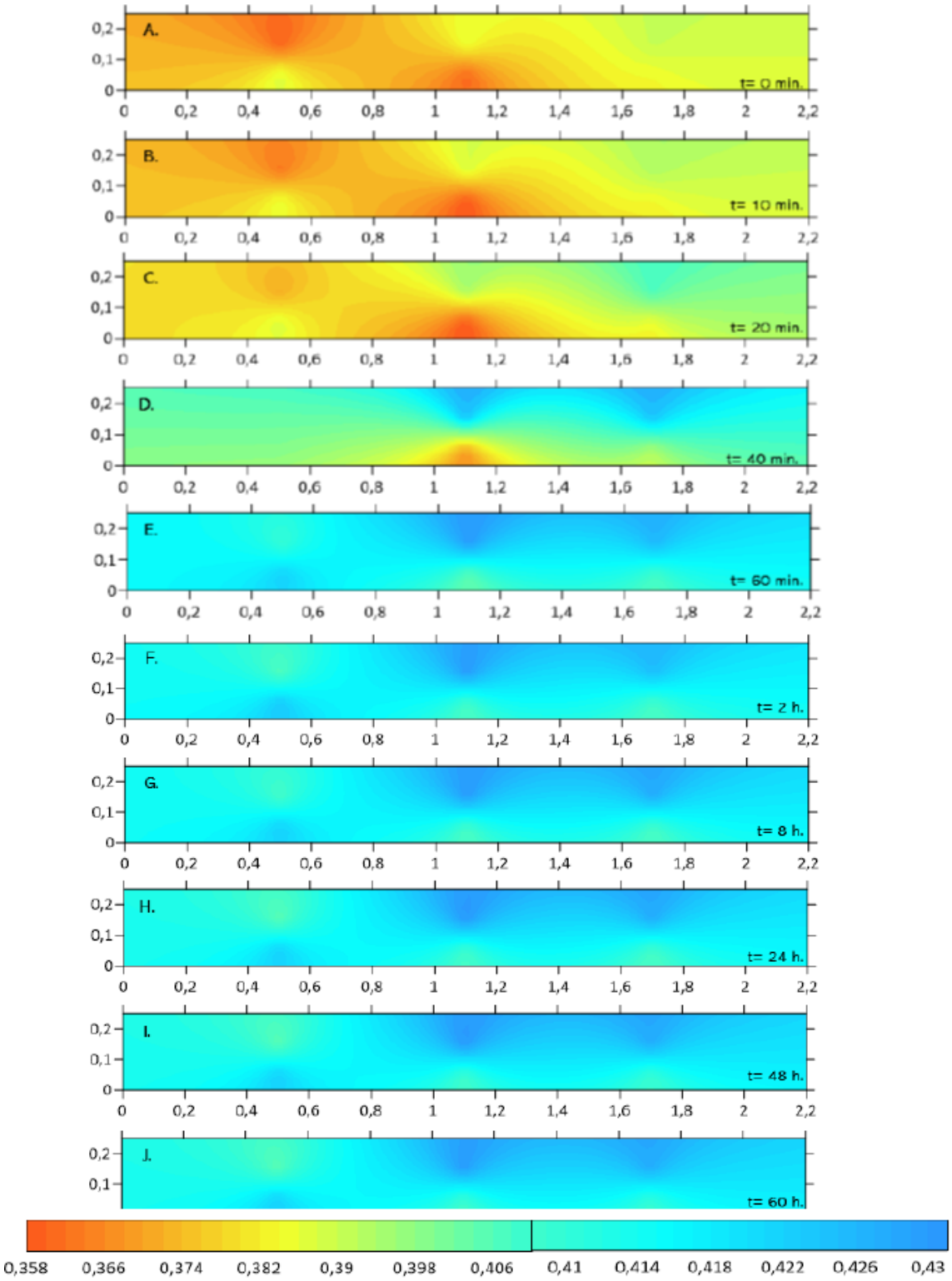


Figure 5.12. Profils des θ pour une CCE de 25 cm et une pente 2,5°.

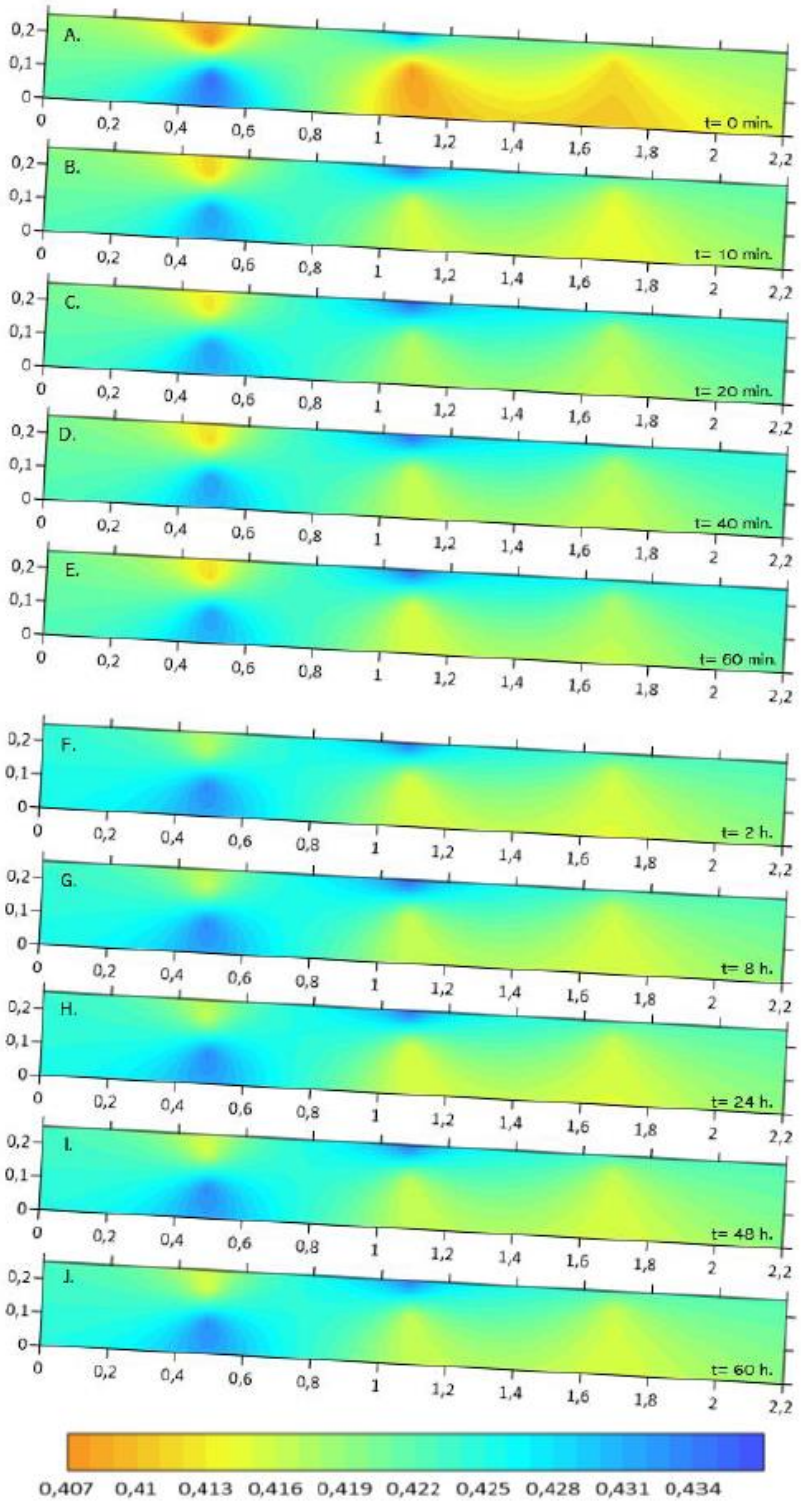


Figure 5.13. Profils des θ pour une CCE de 25 cm et une pente 5°.

Épaisseur de couche 50 cm

La Figure 5.14 montre l'évolution des θ pour le scénario avec une CCE de 50 cm d´épaisseur et une pente 2,5°. La Figure 5.14A correspond à l'état initial de la couche de 50 cm au temps 0 min. Pour ce scenario des θ varient entre 0,40 et 0,48. À partir de 2 heures, les valeurs des θ n'ont pas présenté de changements significatifs (voir Figure 5.14F a Figure 5.14J). Il est important de mentionner d'une part que les θ les plus faibles étaient proches de la surface et au milieu du modèle et d'autre part à la base du modèle et plus particulièrement à environ 1 m de l'extrémité amont du modèle des θ les plus élevées ont été observées.

La Figure 5.15 montre que l'évolution des θ pour le scénario avec une CCE de 50 cm d'épaisseur et une pente 5°. Ainsi pour ce scénario les θ varient entre 0,38 et 0,44. Comme pour le scénario avec une pente de 2,5°, on observe qu'à partir de 2 heures les valeurs θ sont restées constantes.

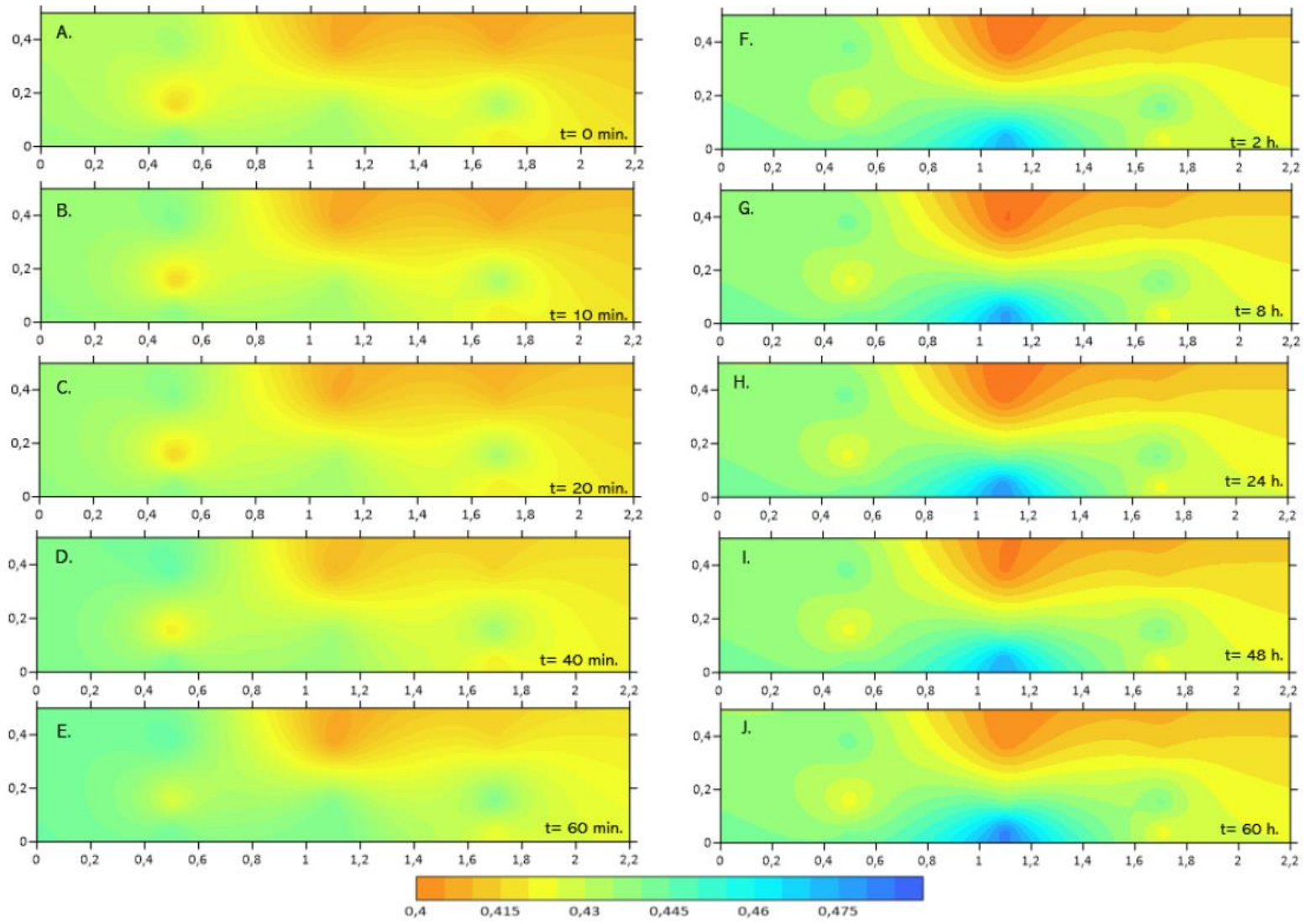


Figure 5.14. Profils des teneurs en eau volumiques pour une CCE de 50 cm et une pente 2,5°.

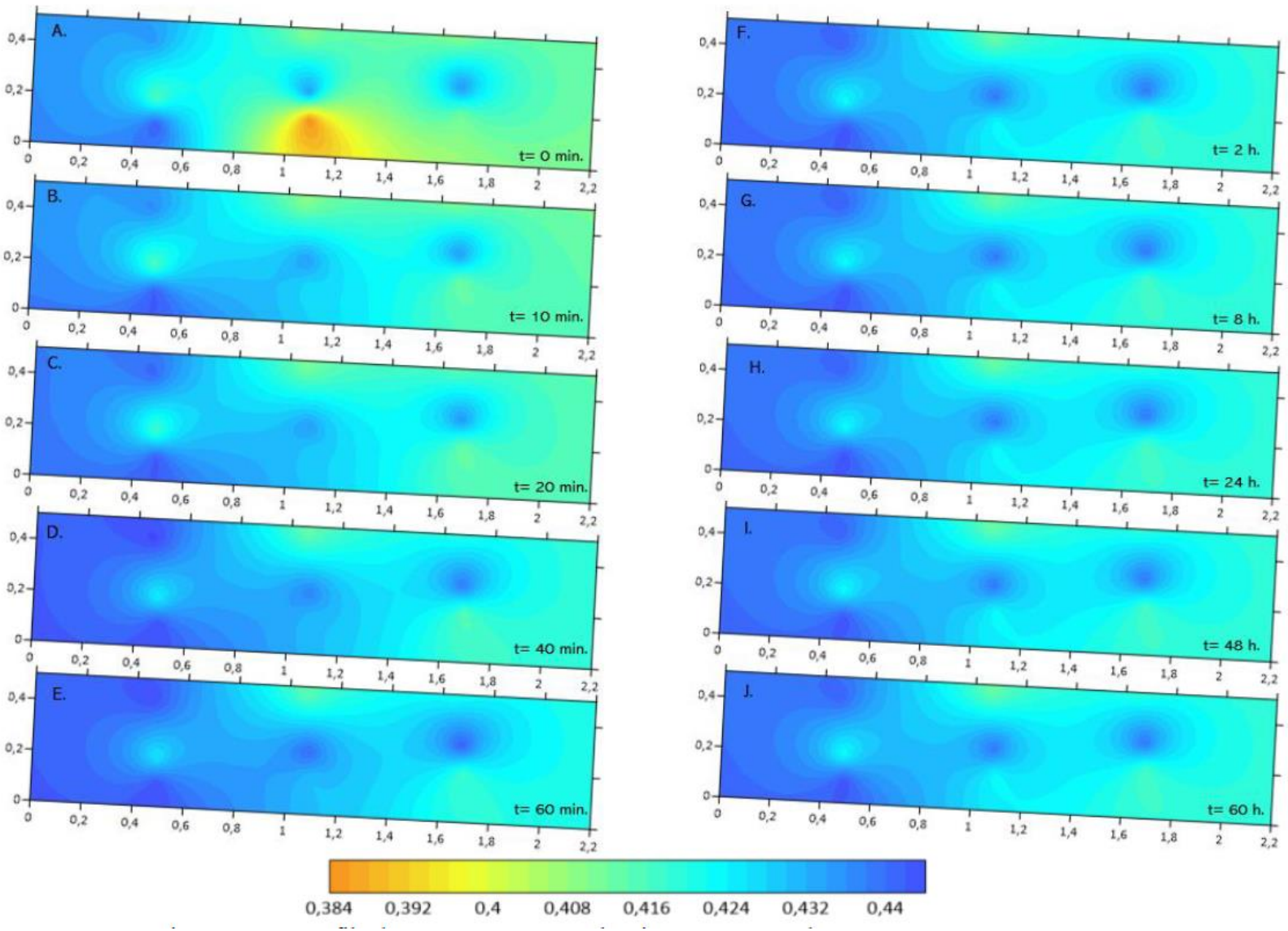


Figure 5.15. Profils des teneurs en eau volumiques pour couche 50 cm et une pente 5°.

Épaisseur de couche 75 cm

La Figure 5.16 montre l'évolution des θ pour le scénario avec une CCE de 75 cm d'épaisseur et une pente 2,5°. La Figure 5.16A présente les valeurs des θ au temps initial (0 min). Pour ce scenario des teneurs en eau volumiques varient entre 0,35 et 0,5. Toutefois, il est important de mentionner que des θ élevées ont été observées à la base du modèle et à environ 1 m de son extrémité amont. Ensuite à on a observé une réduction des θ. Finalement, après 48 heures, les valeurs des θ sont restées constantes (varient entre 0,38 et 0,45).

La Figure 5.17 montre l'évolution des θ pour le scénario avec une CCE de 75 cm et une pente 5°. Dans cette figure les θ varient entre 0,38 et 0,45. Dans ce cas, après 2 heures, les valeurs θ sont restées constantes.

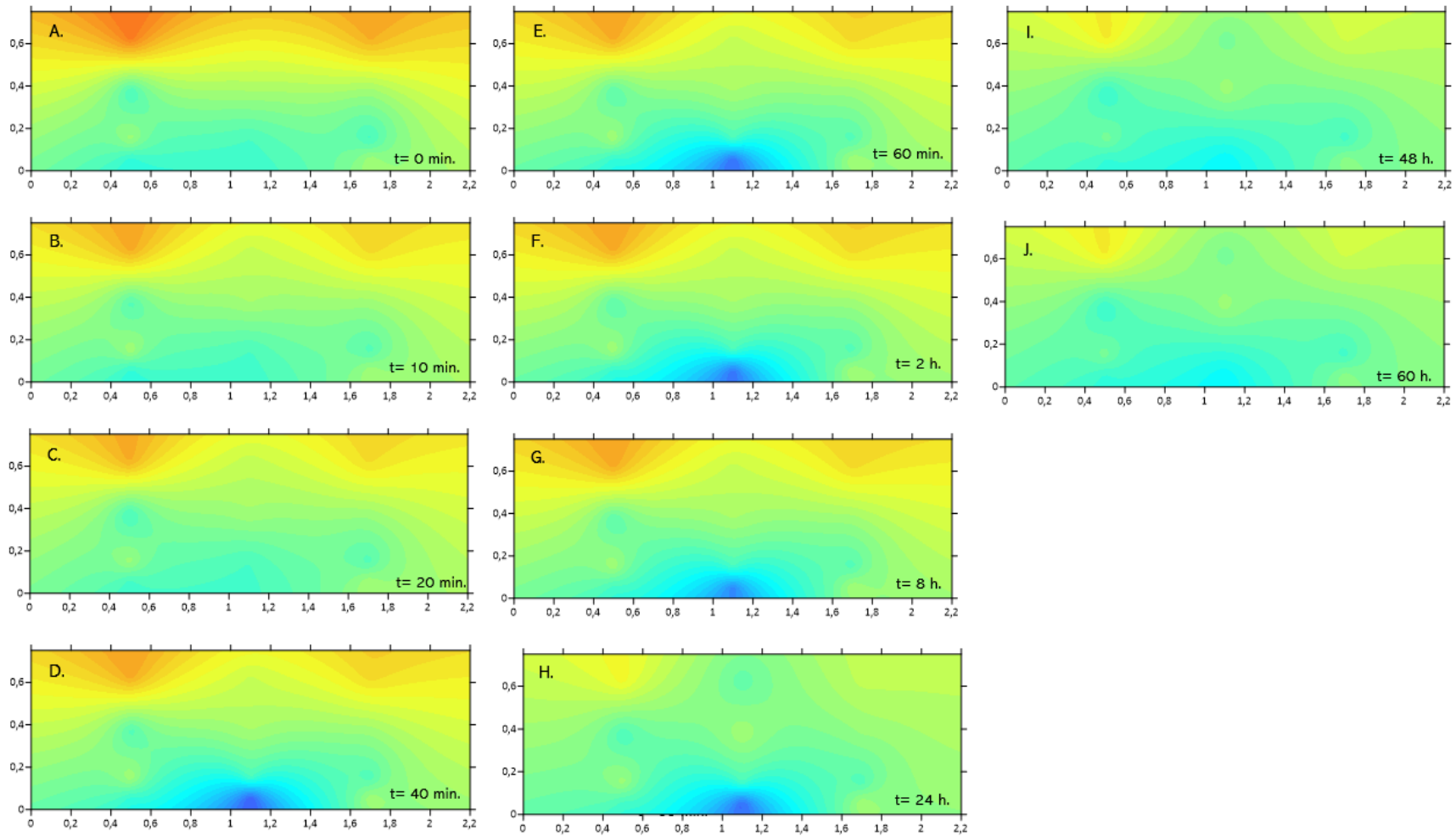


Figure 5.16. Profils des teneurs en eau volumiques pour couche 75 cm et une pente 2,5°.

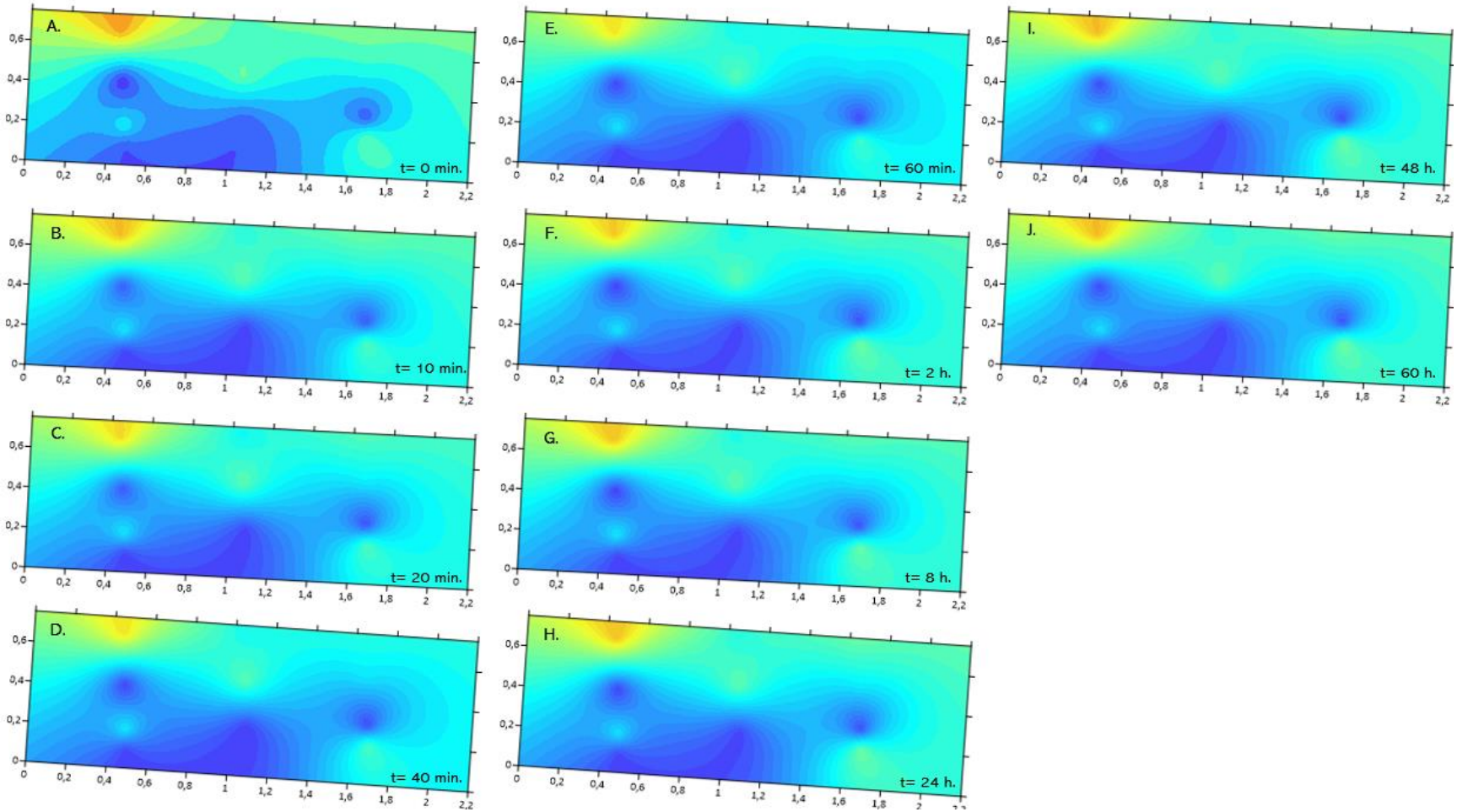


Figure 5.17. Profils des teneurs en eau volumiques pour couche 75 cm et une pente 5°.

5.1.3 Scenarios additionnels

Comme indiqué dans le chapitre 3.1.5, cinq scénarios additionnels ont été élaborés pour évaluer différents facteurs influençant la performance de la CCE dans des conditions spécifiques. Leur importance réside dans la capacité à explorer différents paramètres pour mieux comprendre les effets qu'ils peuvent avoir sur la stabilité et la durabilité de la CCE.

CCE de 25 cm d'épaisseur avec une pente de 10°

Les deux premiers scenarios additionnels ont été simulés avec une CCE de 25 cm d'épaisseur et avaient pour but d'évaluer l'influence d'une pente plus élevée (10°) sur le comportement hydrique du recouvrement. La Figure 5.18 présente l'évolution des taux d'infiltration et de ruissellement au niveau de chaque drain, pour le scénario avec une CCE de 25 cm d'épaisseur et pour les deux taux de précipitation (46,8 et 60,6 mm/h) et une pente de 10°. Les colonnes jaunes montrent l'arrosage de la couche drainante de gravier. Les drains 4, 5 et 7 présentent des taux d'infiltration compris entre 1 et 6 % alors que les taux de ruissellement sont supérieurs à 75 %.

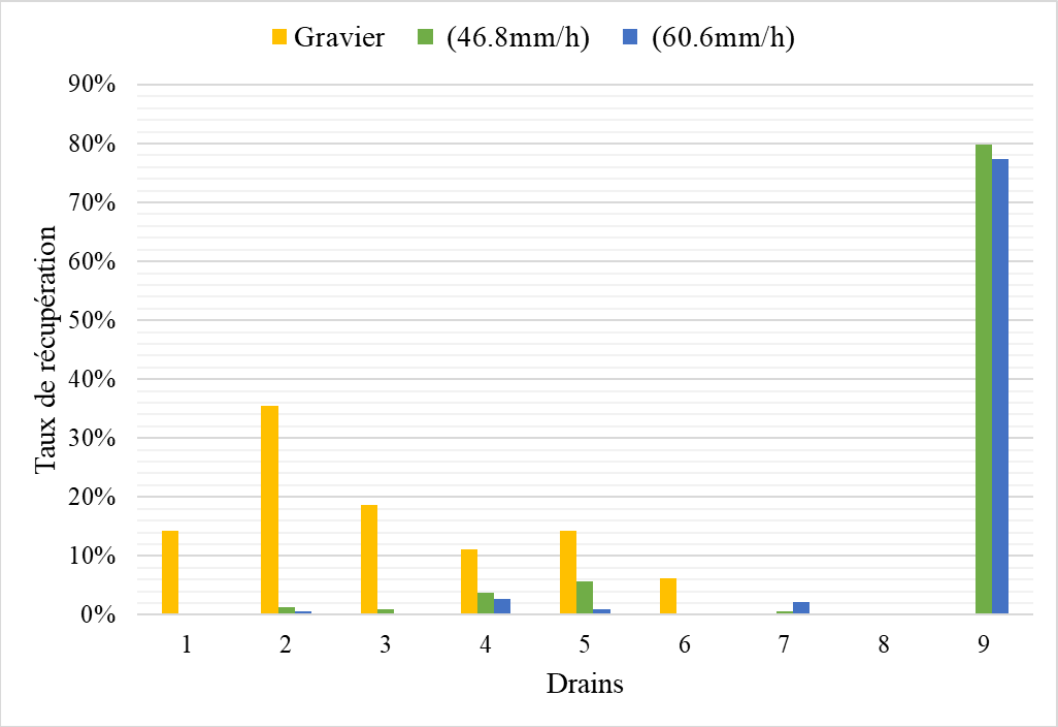


Figure 5.18. Taux d'infiltration et de ruissellement pour la CCE de 25 cm d'épaisseur et une pente 10°.

CCE de 75 cm d'épaisseur avec une pente de 10°

Ces scenarios ont été réalisés afin d'évaluer l'influence d'une couche de protection contre l'érosion (constituée de graviers) pour les pentes plus prononcée (10°). La Figure 5.19 présent les résultats des essais avec une pente de 10° où la CCE est de 75 cm d'épaisseur et qui est surmontée d'une couche de protection contre l'érosion constituée de 10 cm de gravier (colonne bleue) et sans couche protectrice (colonne verte).

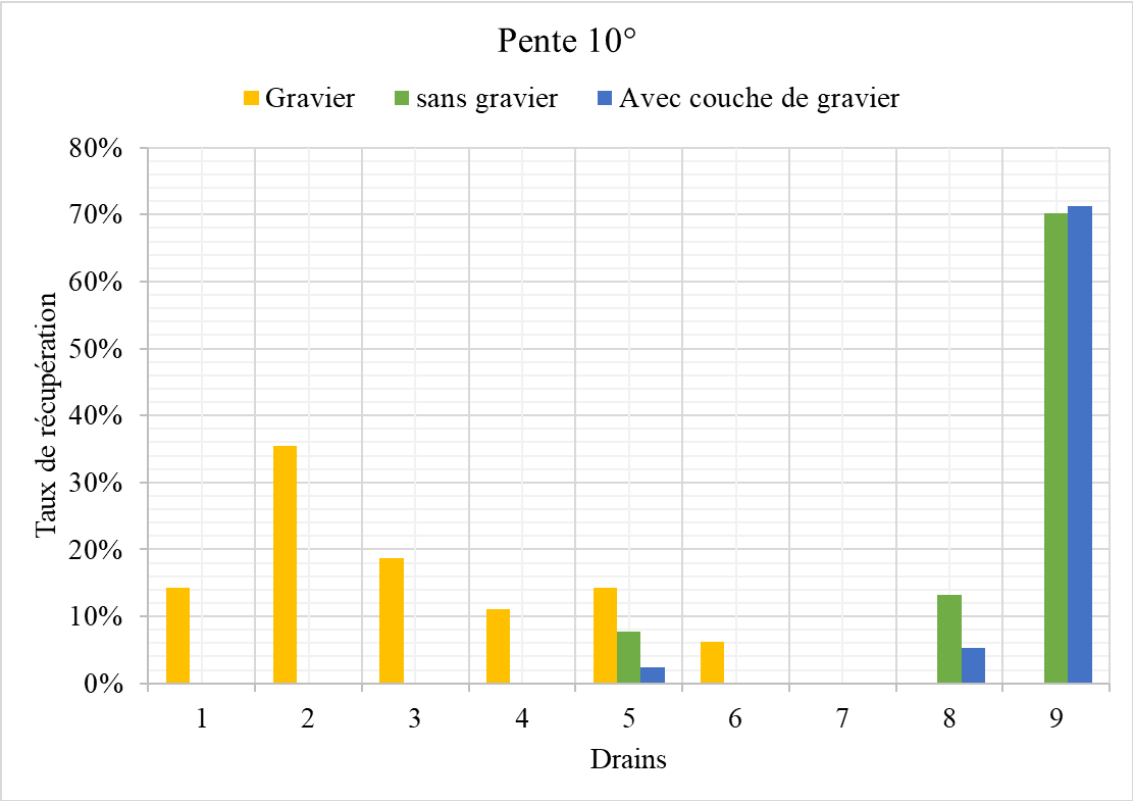


Figure 5.19. Taux d'infiltration et de ruissellement pour une CCE de 75 cm d'épaisseur et une pente 10°.

Ces essais ont été réalisés avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h afin d'éviter l'usure du modèle due à l'érosion superficielle et à la création de chemins préférentielles. Pour ces deux scénarios, les résultats ont montré que l'érosion a été contrôlée grâce à la couche protectrice de gravier (voir Figure 5.20). Il est important de mentionner que les scénarios testés avec une pente de 2,5° (Figure 5.20A) et 5° (Figure 5.20B), n'ont présenté aucun signe d'érosion superficielle ni de transport de sédiments comme il a été mis en évidence lors de l'examen de l'eau récupérée dans les drains et le géotextile installé sur les graviers drainants.

Figure 5.20. Érosion superficielle : A. Essai en pente 2,5°, B. Essai en pente 5°, C. Essai en pente 10°, D. Essai en pente 10° et une couche protectrice de gravier de 10°.

Il est important de remarquer que le scénario avec la couche de protection de gravier de 10 cm a présenté le plus faible taux d'infiltration (2 %) de tous les scénarios évalués (voir Figure 5.19 et Tableau 5.2), même si le taux de ruissellement n'est pas le plus élevé (77 %).

<u>CCE de 25 cm d'épaisseur avec une pente de 5° et une précipitation plus longue (2 h).</u>

Ce scenario a été réalisés afin d'évaluer l'influence d'une précipitation avec une durée plus longue (2 h). La Figure 5.21 présent les résultats des essais avec une précipitation de 2 heures. Dans cette dernière on peut observer l'évolution des taux d'infiltration et de ruissellement au niveau de chaque drain, pour le scénario avec une CCE de 25 cm d'épaisseur et pour le taux de précipitation plus prolongé (2 h) et une pente de 5°. Les colonnes jaunes montrent l'arrosage de la couche drainante de gravier. Les drains d'infiltration (1-7) présentent des taux d'infiltration compris entre le 1% et le 3%. Alors que les taux de ruissellement sont du 67%.

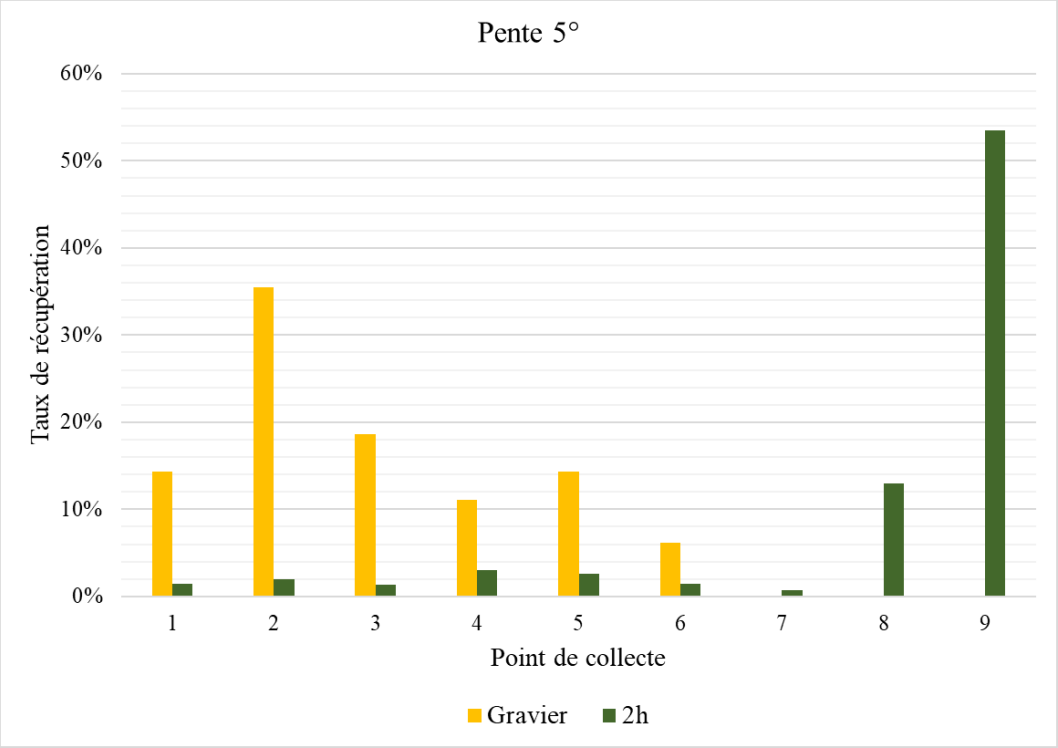


Figure 5.21. Taux d'infiltration et de ruissellement pour une CCE de 25 cm d'épaisseur et une pente 5°.

Finalement le comportement hydrique de la CCE de 25 cm a été évaluée pour trois pentes (2,5°, 5° et 10°) et la Figure 5.22 présente les résultats obtenus pour ces scénarios. Cette Figure montre que les essais réalisés avec des pentes de 5 et 10 degrés ont un comportement similaire en termes de taux d'infiltration (variant entre 7% et 12%) et de ruissellement (entre 75% et 83%). Cependant, ces taux d'infiltration sont largement inférieurs à ceux obtenus pour les scénarios avec une pente de 2,5° (13%-17%) alors que les taux de ruissellement sont plus élevés par rapport à ceux obtenus lors de l'essai avec 2,5° (34% - 62%). Ces effets sont probablement liés aux faits que le matériau était désaturé et une partie de la précipitation a été stockée au sein des boues et scories.

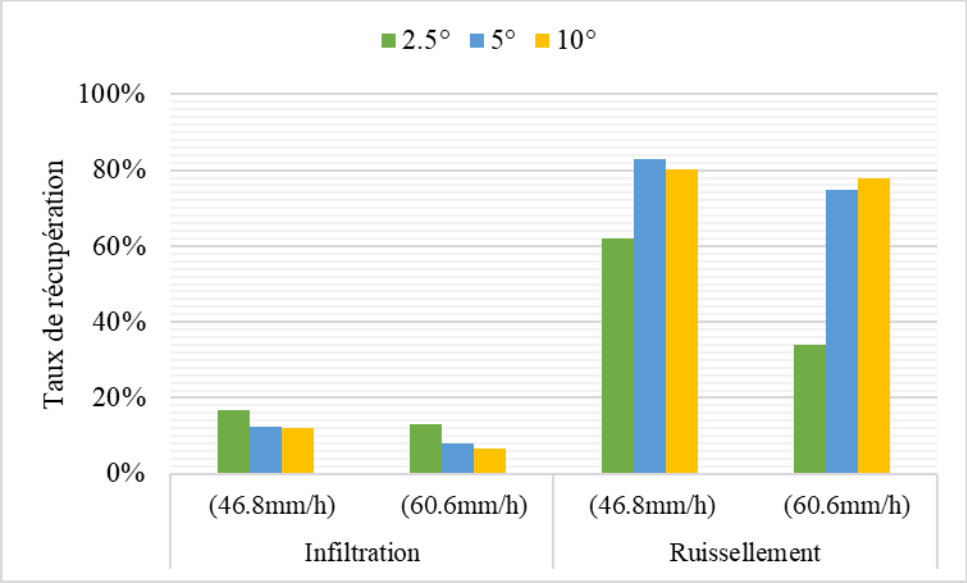


Figure 5.22. Taux d'infiltration et ruissellement obtenus pour une CCE de 25 cm d'épaisseur.

En complément, la Figure 5.23 présent les différents essais avec une pente de 10°. Ainsi le taux d'infiltration le plus petit correspond au scénario avec une couche de protection de gravier alors que le taux d'infiltration le plus élevé correspond à une épaisseur de 25 cm (12%). Les taux de ruissellement varient entre 77% et 83%.

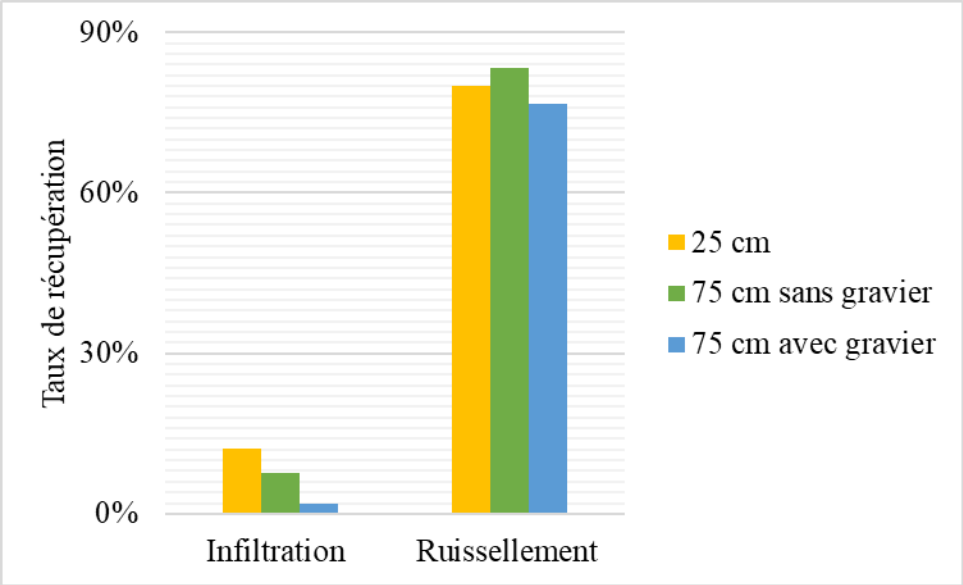


Figure 5.23. Taux d'infiltration et ruissellement obtenus pour une CCE de 75 cm d'épaisseur et une pente de 10°.

Quant à l'effet de la durée de la précipitation, les résultats obtenus (pour 2 h) ont montré que les taux infiltration et de ruissellement correspondent à 13% et 67% respectivement. En comparant ce cas au cas 5 (voir Tableau 5.1), on peut conclure que l'étalement de la précipitation durant une période plus longue a favorisée l'augmentation de l'infiltration (8 % pour le cas 5 – voir Tableau 5.1) au dépend du ruissellement (75 % pour le cas 5 – voir Tableau 5.1).

La synthèse relative aux résultats complémentaires est présentée au Tableau 5. 2. Ce dernier montre de façon systématique que le taux d'infiltration (drains 1-7) est inférieur au taux de ruissellement (drains 8-9).

Tableau 5.2. Pourcentages d'infiltration et écoulement pour les scénarios additionnels modélisés.

Épaisseurs	**Pente**	**Précipitation**	**Infiltration**	**Écoulement**
25 cm	10°	46,8 mm/h	12%	80%
		60,6 mm/h	7%	78%
	5°	65,4 mm/h (en 2h)	13%	67%
75 cm	10°	46,8 mm/h	8%	83%
	10° (avec gravier)	46,8 mm/h	2%	77%

5.2 Simulations numériques

Des simulations numériques 2D du comportement hydrique de la CCE composé de boues-scories ont été réalisées, à l'aide du logiciel SEEP/W. Elles ont permis de simuler les conditions de laboratoire. Une analyse en régime permanent a tout d'abord été effectuée afin d'obtenir les conditions initiales des simulations en régime transitoire. La Figure 5.24 montre la localisation des nœuds où les θ et des ψ ont été évaluées lors des simulations réalisées à l'aide de SEEP/W. les résultats des simulations sont présentés dans les sections suivantes.

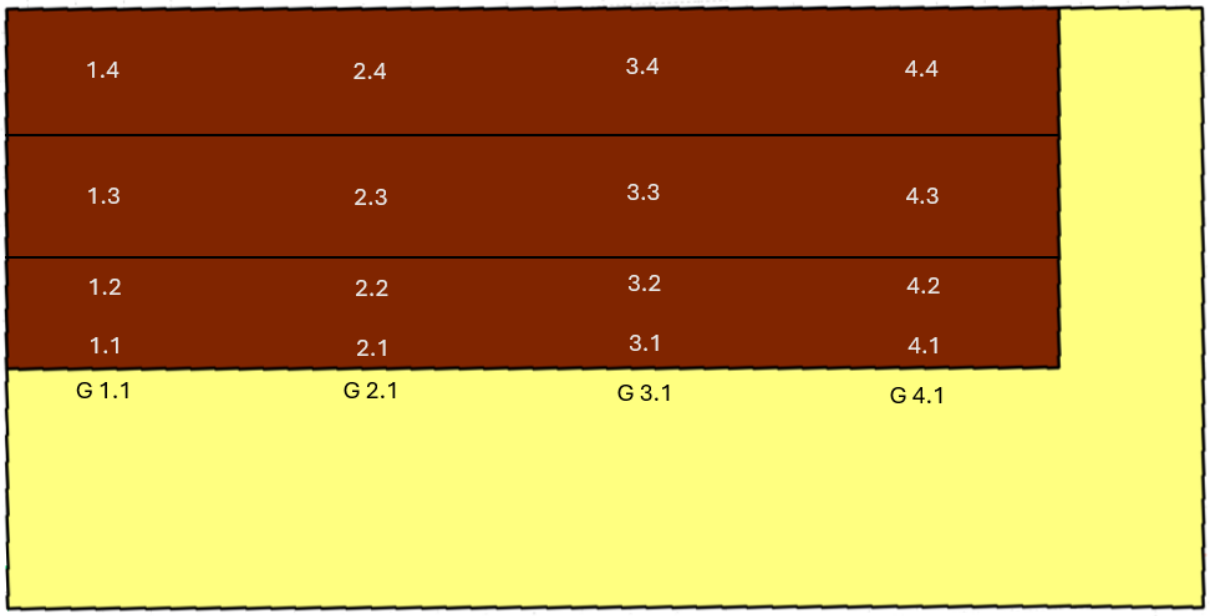


Figure 5.24. Localisation des nœuds de lecture des paramètres dans SEEP/W.

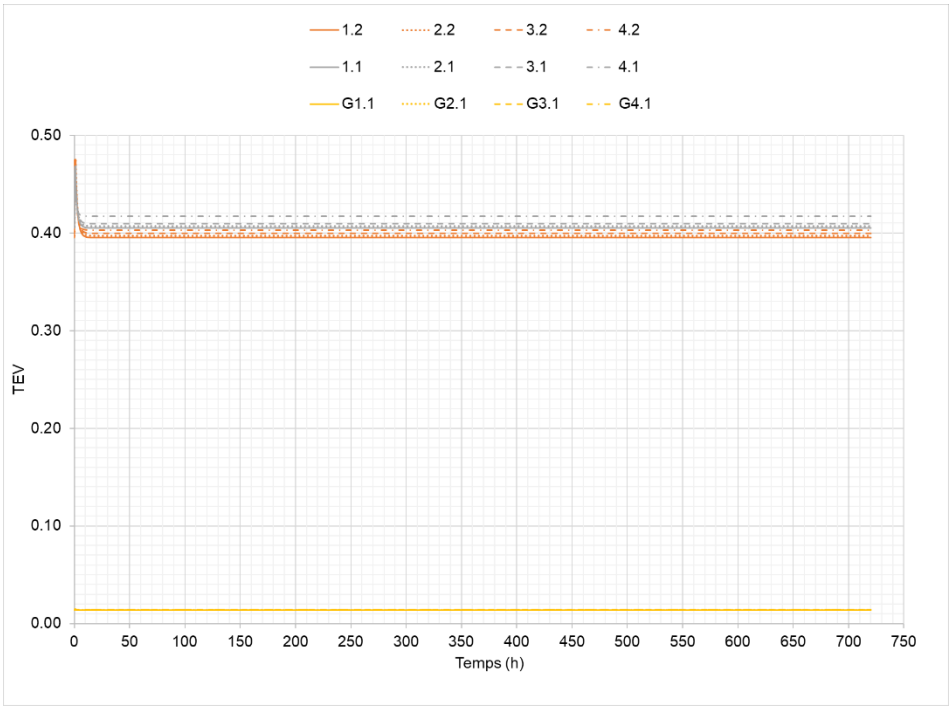
5.2.1 Teneurs en eau volumiques SEEP/W

<u>Couche de control d'écoulement de 25 cm d'épaisseur</u>

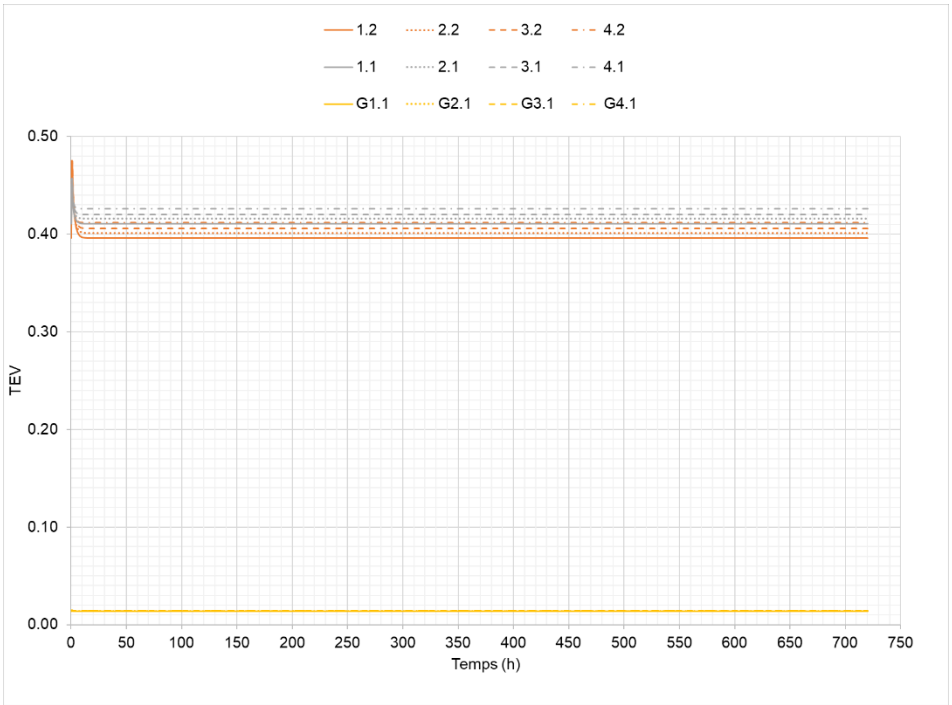
Les Figures ci-dessous montrent les résultats des simulations pour la CCE de 25 cm pour les deux taux de précipitations. Ainsi la Figure 5.31 montre les simulations pour une période de 30 jours et la Figure 5.25 montre les résultats lors des 5 premières heures de la même simulation.

La Figure 5.25 montre que les θ augmentent pendant le temps d'arrosage et ensuite descendent jusqu'à se stabiliser 5 heures après le début du mouillage; ensuite ces θ se sont maintenues constantes pour le reste de période de simulation (31 jours).

Dans la Figure 5.25, on observe que les θ simulées au niveau de couche de graviers drainants n'ont présenté aucune variation durant la simulation. Ce résultat laisse supposer que les θ dans le gravier n'ont pas été affectées par l'essai d'infiltration ou que le pas de temps qui a été utilisé n'était pas adapté pour mettre en évidence les variations au niveau des θ. Dans la Figure 5.26A, on observe que dans le scénario avec une pente de 2,5° les lectures faites dans la partie inférieure de la CCE (nœuds 1.1, 2.1, 3.1 et 4.1), atteignent des valeurs similaires aux valeurs lues dans sur nœuds supérieures (nœuds 1.2, 2.2, 3.2 et 4.2), contrairement au scénario avec une pente de 5°(voir Figure 5.26 B), où l'on observe que les sondes les plus profonds au niveau de la CCE sont moins affectés par l'arrosage; de même que la recharge était plus lente.

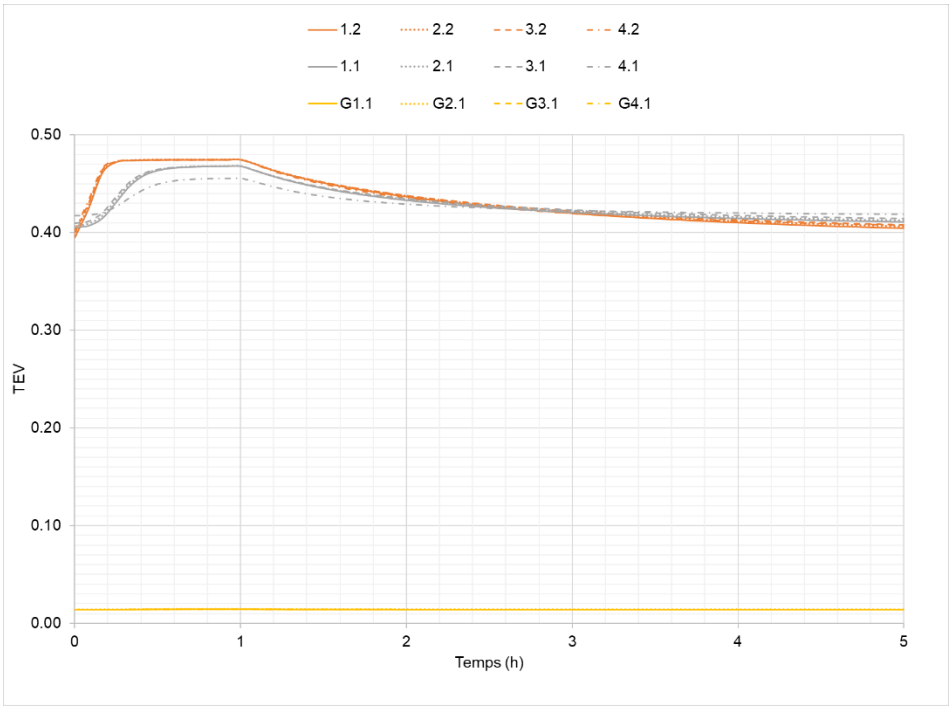


A.

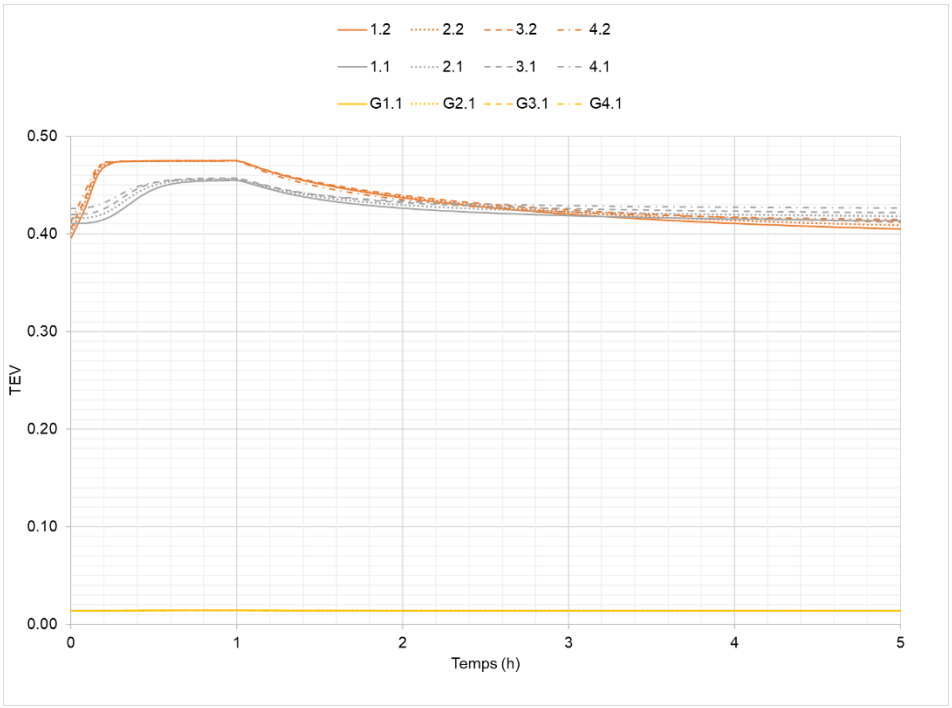


B.

Figure 5.25. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2.5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 25 cm. 30 jours.



A.

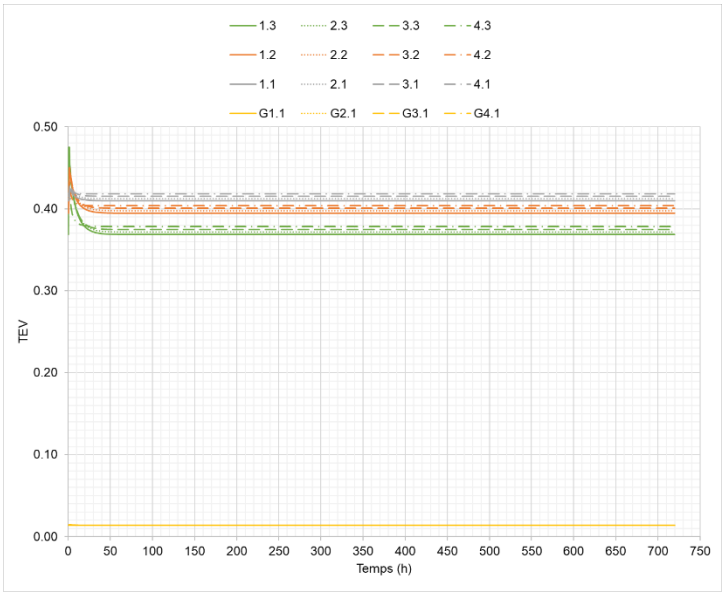


B.

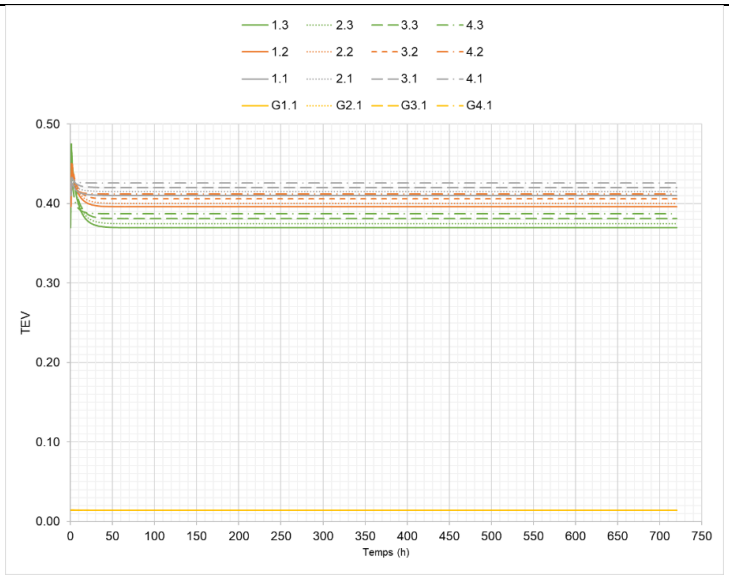
Figure 5.26. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2.5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 25 cm. 5 heures.

Couche de control d'écoulement de 50 cm d'épaisseur

Les Figures ci-dessous montrent les résultats des simulations pour la CCE de 50 cm. La Figure 5.27 montre les simulations pour une période de simulation de 30 jours. Comme le montre cette figure, durant cette période, et après les premières heures aucune réduction notable des θ n'a été observée.



A.

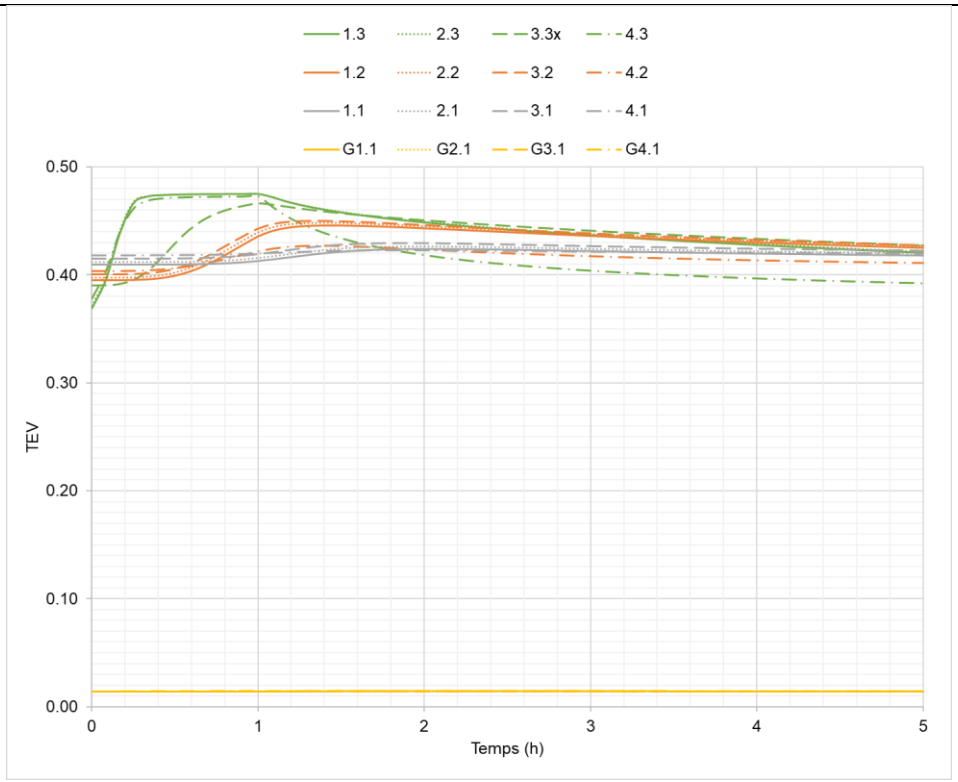


B.

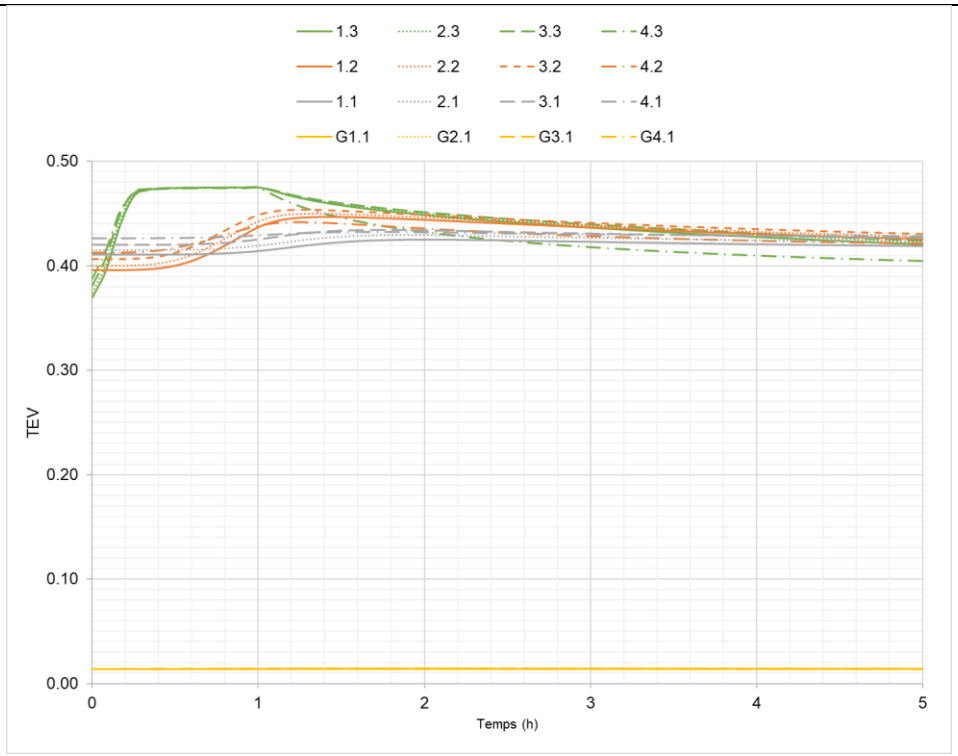
Figure 5.27. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2.5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 50 cm. 30 jours.

Dans la Figure 5.28, les 5 premières heures des simulations de la CCE sont présentées. La Figure 5.28 A présente le scénario avec une pente de 2,5°; cette Figure montre que les nœuds situés près de la surface (1.3, 2.3, 3.3 et 4.3) présentent les variations les plus importantes des θ lors de l'arrosage, tandis que les nœuds situés dans la partie inférieure (près du contact avec les graviers : 1.1, 2.1, 3.1 et 4.1) ont une variation plus faible.

La Figure 5.28B montre les simulations avec la pente de 5°. Les résultats des simulations sont similaires à ceux du cas précédent.



A.

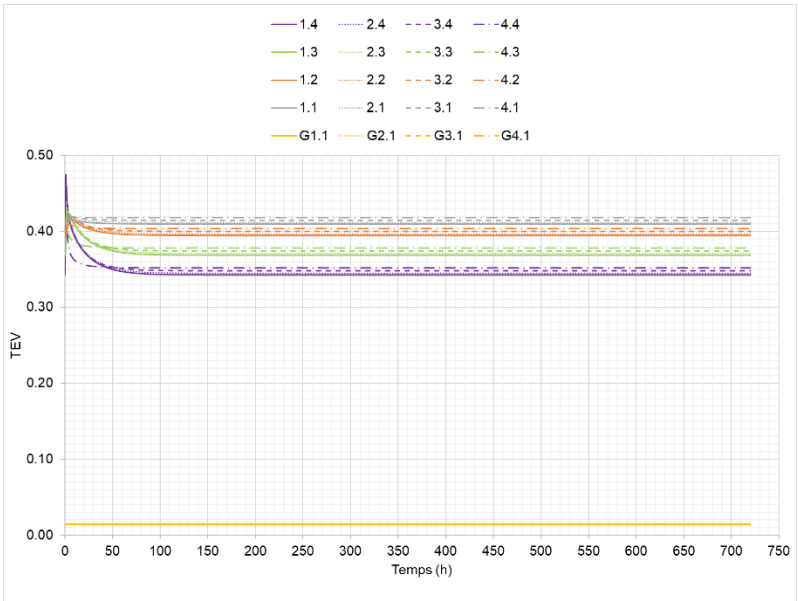


B.

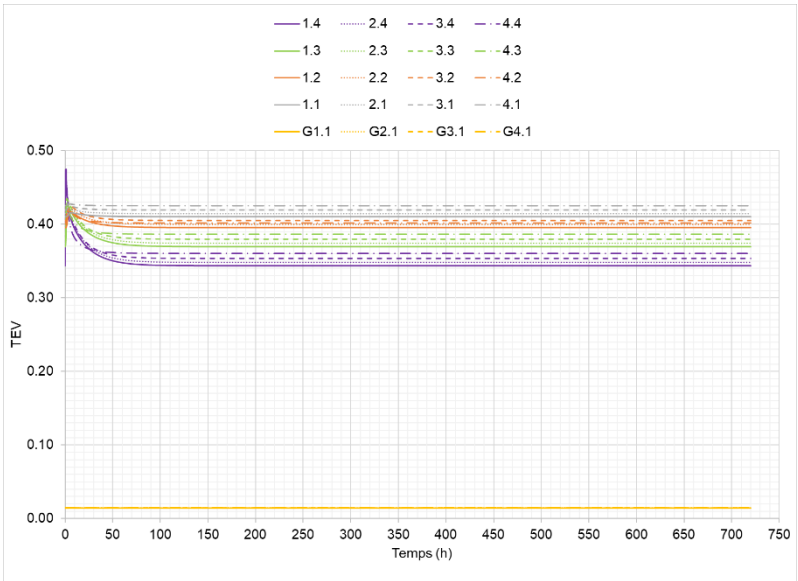
Figure 5.28. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 50 cm. 5 heures.

Couche de control d´écoulement de 75 cm d'épaisseur

Les figures présentées ci-après présentent les résultats des simulations réalisées avec une CCE de 75 cm. Durant cette période de simulation, on remarque qu'après la baisse des θ une stabilisation a été observée. Il faut mentionnée que les θ ont atteint des valeurs plus faibles par rapport autres cas simulés. Quant aux θ dans le gravier, aucune variation n'a été observée.



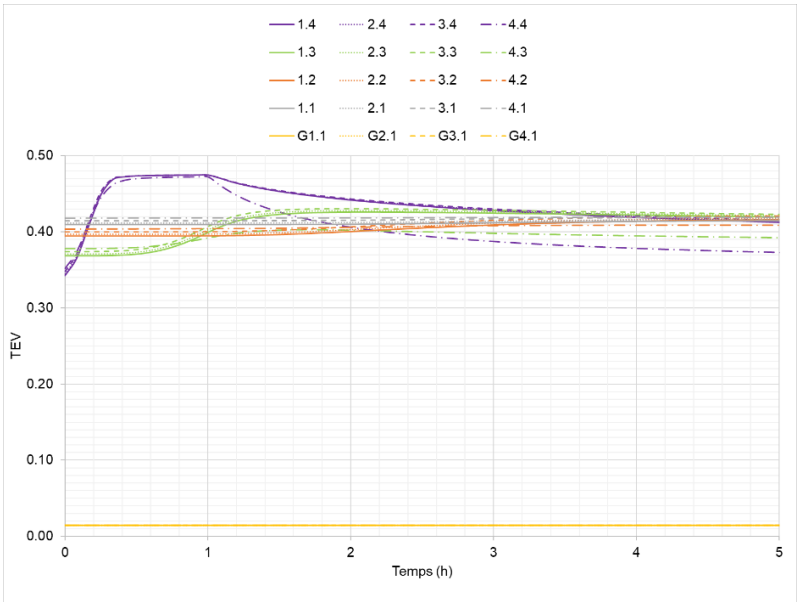
A.



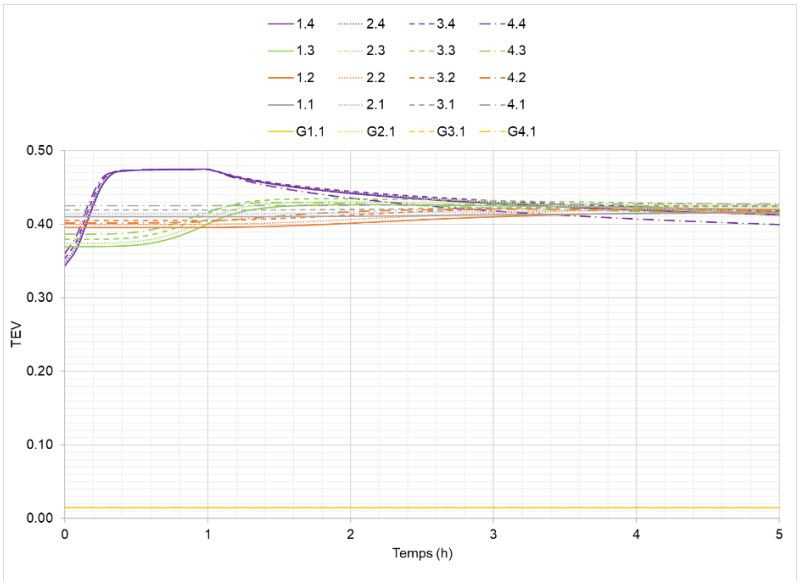
B.

Figure 5.29. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 75 cm. 30 jours.

Dans la Figure 5.30 les 5 premières heures des simulations de la CCE sont présentées. Cette Figure montre une relation entre l'arrosage et le temps où les nœuds atteignent les θ les plus élevées. Les premiers nœuds ont atteint cette valeur sont les nœuds situés près de la surface (1.4, 2.4, 3,4 et 4,4), suivis des nœuds 1.5, 2.5,5 et 4,5, et ainsi de suite. D'autre part les valeurs de θ au niveau des nœuds les plus superficiels sont plus élevées que celles des nœuds localisés dans les niveaux les plus bas.



A.



B.

Figure 5.30. θ simulées avec un taux de précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 2,5° (A) et une pente de 5° (B), pour une couche de 75 cm. 5 heures.

La Figure 5.30 A, présente le scénario avec une pente de 2,5°. De manière similaire aux cas précédentes, les nœuds situés près de la surface sont ceux qui présentent la plus forte variation de teneur en eau. La Figure 5.30 B montre que les résultats avec une pente de 5° présentent la même tendance.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Dans ce chapitre, on présente les conclusions et les recommandations issues des travaux de recherche relatifs à l'évaluation de la performance des boues-scories du site minier Quémont 2 comme une couche de contrôle d'écoulement (CCE). Cette étude visait à évaluer la capacité des boues-scories à contrôler l'infiltration de l'eau à l'aide de la modélisation physique et numérique.

D'après les méthodes d'évaluation de la stabilité interne de Terzaghi (1939), Istomina (1957) et Burenkova (1993), les boues-scories utilisés dans le cadre de cette recherche, peuvent être considérées comme un matériau stable. Néanmoins, en considérant les méthodes de Lubochkov (1969), Sherard (1979) et Kenney et Lau (1985), les boues-scories sont catalogués comme instables.

Dans le cadre de cette étude 12 scénarios ont été testés et dans lesquels des variables telles que l'inclinaison, l'épaisseur de la CCE et l'intensité des précipitations ont été considérés.

Les résultats de ces travaux ont montré que l'épaisseur de la CCE a un impact direct sur la performance du recouvrement, comme cela a été mis en évidence lors des essais d'infiltration – ruissellement, où les faibles taux d'infiltration ont été obtenus avec une CCE de 75 cm (9%, 8%, 7% et 4%) alors que les taux d'infiltration les plus élevés (17%, 13%, 14% et 8%) ont été obtenus avec une CCE de 25 cm.

Le degré d'inclinaison a un effet majeur sur le taux d'infiltration lors des différents essais qui ont été réalisés. Ainsi, lors des essais réalisés avec une pente de 5,°les taux d'infiltration (14%, 8%, 9%, 5% 7% et 4%) sont inférieures aux taux mesurés lors des essais avec une pente de 2,5° (17%, 13%, 10%, 11%, 9% et 4%). En plus, le scenario additionnel avec une pente de 10° présente le plus faible taux d'infiltration (2%) avec un taux de ruissellement de 77%. Finalement, les résultats de l'essai à l'échelle du laboratoire ont montré que l'infiltration d'eau à travers le système est très faible pour les pentes de 5° et 10° et les épaisseurs de 50 cm et 75 cm.

Les taux de ruissellement les plus faibles (34%, 39% et 16%) sont associées aux premiers arrosages, lorsque la couche n'était pas saturée. Cependant, lorsque la CCE avait un degré de saturation élevé, les valeurs de ruissellement ont augmenté de façon considérable (75%, 83% et 80%).

Lorsque l’inclinaison du modèle est de 10°, l’érosion s’est développée à surface de la CCE. Afin d’atténuer cette érosion superficielle, une couche protection de 10 cm de gravier a été ajoutée et qui a permis de contrôler efficacement ce phénomène.

Les teneurs en eau volumiques et les succions mesurées lors des essais (incluant les scénarios additionnels) ont montré que le dégrée de saturation dans le CCE s’est maintenu en permanence au-dessus de 85%. Les succions mesurées ont été maintenues en permanence en bas de la pression d’entrée d’air qui est de 22 kPa. Sur cette base et sous les conditions de laboratoire, les boues-scories possèdent une bonne capacité de rétention d’eau. Les simulations numériques ont confirmé les résultats de ces ses modélisations physiques.

En effet les teneurs en eau volumiques obtenues lors des simulations numériques ont montré une augmentation lors de l’arrosage, jusqu’à atteinte de leur valeur maximale (associé à la saturation complète). Une fois l’arrosage s’est terminé, les teneurs en eau volumiques ont commencé à baisser ensuite elle se sont stabilisées pour le reste de la période de l’essai. Les différentes simulations permettent d’établir qu’à mesure que la pente augmente, le temps requis pour l’atteinte de de l’équilibre est relativement court.

Pour les périodes de retour de 25 et 100 ans, et qui ont été utilisées pour les simulations, il est observé que l’effet des précipitations est immédiat. L’avancement du front mouillage (c.-à-d. la saturation de la CCE) commence une fois que l’arrosage commence, il n’y pas de délai au niveau du comportement hydrique des boues-scories.

Les résultats des différentes simulations (physiques et numériques) permettent de conclure que les boues-scories du parc a résidus de Quémont 2 ont permis de limiter l’infiltration et ont favorisé le ruissellement de l’eau. Une fois saturée, la CCE montre une capacité de déviation d'eau satisfaisante dans le cadre d'expérimentations au laboratoire. Ces résultats positifs ouvrent des perspectives quant à l'utilisation de ces matériaux dans la gestion des résidus miniers et leur valorisation dans le cadre de la restauration des sites minières.

RÉFÉRENCES

Ahlinhan, M. F., Koube, M. B., & Adjovi, C. E. (2016). *Assessment of the internal instability for granular soils subjected to seepage*. Journal of Geoscience and Environment Protection, 4(06), 46.

Ait khouia A. (2018). *Évaluation de la capacité de déviation latérale de la couche de contrôle des écoulements d'eau dans un modèle physique au laboratoire* Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)]. https://publications.polymtl.ca/3697/.

Albright WH, Benson CH, Gee GW, Abichou T, McDonald EV, Tyler SW, Rock SA. *Field performance of a compacted clay landfill final cover at a humid site*. J Geotech Geoenviron Eng. 2006;132(11):1393-1403

Amar, H. (2020). *Tri des stériles miniers comme nouvelle approche de gestion intégrée : contrôle du drainage minier et valorisation* [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. https://publications.polymtl.ca/4194/

Amyot, et Vézina. (1997). *Flooding as a reclamation solution to an acidic tailings pond-the Solbec case*. Proceedings 4th International Conference on Acid Rock Drainage,

Anderson, M. P., Woessner, W. W., et Hunt, R. J. (2015). *Applied groundwater modeling: simulation of flow and advective transport*. Academic press.

Andrianatrehina, L., Souli, H., Fry, J.-J., Phan, Q. T., et Fleureau, J.-M. (2012). Internal stability of granular materials in triaxial tests. *ICSE Paris*.

Andrianatrehina, L., Souli, H., Rech, J., Taibi, S., Fry, J.-J., Ding, L., et Fleureau, J.-M. (2016). *Analysis of the internal stability of coarse granular materials according to various criteria*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 20(8), 936-953. https://doi.org/https://doi.org/10.1080/19648189.2015.1084385

Andrina J. (2009). *Physical and geochemical behavior of mine rock stockpiles in high rainfall environments* University of British Columbia]. http://hdl.handle.net/2429/24652

ASTM. (2006). Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer. ASTM D5550-14. In *2006*. American Society for Testing of Materials (ASTM) West Conshohocken, PA.

ASTM. (2008). Particle Size Distribution of Powders by Laser Light Scattering. ASTM UOP856-07. In: American Society for Testing of Materials (ASTM) West Conshohocken, PA.

ASTM. (2016). Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, or Centrifuge. ASTM D6836-16. In: American Society for Testing of Materials (ASTM) West Conshohocken, PA.

ASTM. (2017). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM D4318-17e1. In: American Society for Testing of Materials (ASTM) West Conshohocken, PA.

ASTM. (2021). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 (2,700 kN-m/m3)). ASTM D1557-12(2021). In: American Society for Testing of Materials (ASTM) West Conshohocken, PA.

ASTM. (2022). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Coarse-Grained Soils. ASTM D2434-22. In: American Society for Testing of Materials (ASTM) West Conshohocken, PA.

ASTM, D. (2009). 6913-04. Standard test methods for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve analysis.

Aubertin, Bussière B, et Bernier 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.

Aubertin M., Bussière B., et Bernier L. (2002a). *Environnement et gestion des rejets miniers*. Presses internationales Polytechnique. http://www.presses-polytechnique.ca/fr/environnement-et-gestion-des-rejets-miniers.

Aubertin M., Bussière B., et Bernier L. (2002b). *Environnement et gestion des rejets miniers (CD-ROM)*.

Aubertin M., Bussière B., et Bernier L. (2002c). *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.

Aubertin M., Chapuis, R., Aachib, M., Bussière, B., Ricard, J., et Tremblay, L. (1995). *Evaluation en Laboratoire de Barrières Sèches Construites à partir de résidus miniers*: rapport final. In: Partir de Résidus Miniers.

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. https://doi.org/https://doi.org/10.1139/T09-050

Aubertin M., Pabst T., Bussière B., James M., Mbonimpa M., Benzaazoua M., et Maqsoud A. (2015). *Revue des meilleures pratiques de restauration des sites d'entreposage de rejets miniers générateurs de DMA.* Symposium 2015 sur l'environnement et les mines,

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.

Awoh, A. S. (2012). *Étude expérimentale du comportement géochimique de résidus miniers hautement sulfureux sous un recouvrement en eau*. Universite du Quebec en Abitibi-Temiscamingue (Canada).

Benzaazoua, M., Bussière, B., Kongolo, M., McLaughlin, J., et Marion, P. (2000*). Environmental desulphurization of four Canadian mine tailings using froth flotation*. International journal of mineral processing, 60(1), 57-74.

Blowes, Jambor, J., et Weisener, C. (2005). *The geochemistry of acid mine drainage*. Environmental geochemistry, *9*, 149.

Blowes, Ptacek, C. J., Jambor, J. L., Weisener, C. G., Paktunc, D., Gould, W. D., et Johnson, D. B. (2014). 11.5 - *The Geochemistry of Acid Mine Drainage*. In H. D. Holland et K. K. Turekian (Eds.), *Treatise on Geochemistry (Second Edition)* (pp. 131-190). Elsevier. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-08-095975-7.00905-0

Bonelli, S. (2012). *Erosion of geomaterials*. John Wiley et Sons.

Bonelli, S. (2013). Erosion in geomechanics applied to dams and levees. https://doi.org/10.1002/9781118577165

Bossé, B. (2014). *Évaluation du comportement hydrogéologique d'un recouvrement alternatif constitué de rejets calcaires phosphatés en climat semi-aride à aride* Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue]. https://depositum.uqat.ca/id/eprint/576

Bossé, B., Bussiere, B., Hakkou, R., Maqsoud, A., et Benzaazoua, M. (2013). Assessment of phosphate limestone wastes as a component of a store-and-release cover in a semiarid climate. *Mine Water and the Environment*, *32*(2), 152-167.

Brooks, R., et Corey, A. (1964). Hydraulic properties of porous media. Hydrology Paper No. 3. *Civil Engineering Department, Colorado State University, Fort Collins, CO*.

Burdine, N. (1953). Relative permeability calculations from pore size distribution data. *Journal of Petroleum Technology*, *5*(03), 71-78. https://doi.org/https://doi.org/10.2118/225-G

Bussière, et Wilson. (2021). Store-and-release covers. In *Hard Rock Mine Reclamation: From Prediction to Management of Acid Mine Drainage* (pp. 115-134).

Bussière, B., et Guittonny, M. (2020). *Hard rock mine reclamation: from prediction to management of acid mine drainage*. CRC press.

Bussière B. (1999). *Étude du comportement hydrique de couvertures avec effets de barrières capillaires inclinées à l'aide de modélisations physiques et numériques*. École Polytechnique de Montréal. https://publications.polymtl.ca/8726/

Bussière B., Aubertin, M., et Chapuis, R. P. (2003). The behavior of inclined covers used as oxygen barriers. *Canadian Geotechnical Journal*, *40*(3), 512-535.

Bussière B., Plante B., Broda S., Aubertin M., Chen D., et Medina F. (2015*). Contrôle des infiltrations d'eau dans les haldes à stériles à l'aide des effets de barrière capillaire: Design, construction et instrumentation de la halde expérimentale de la mine Tio.* Proceedings of the Symposium sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda, QC, Canada,

Campbell, G. S. (1974). A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data. *Soil science*, *117*(6), 311-314.

Chang, D., et Zhang, L. (2011). A stress-controlled erosion apparatus for studying internal erosion in soils. *Geotechnical Testing Journal*, *34*(6), 579-589.

Chapuis R., Bussière, Aubertin, M., Mbonimpa, M., et Molson, J. W. (2007). Field experimental cells to evaluate the hydrogeological behaviour of oxygen barriers made of silty materials. *Canadian Geotechnical Journal*, *44*(3), 245-265.

Charbonneau, P. (2014). *Analyse des pratiques de valorisation des rejets miniers*. Université de Sherbrooke.

Cherry, J. A., et Freeze, R. A. (1979). *Groundwater*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.

Childs, E. C., et Collis-George, N. (1950). The permeability of porous materials. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, *201*(1066), 392-405. https://doi.org/https://doi.org/10.1098/rspa.1950.0068

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*.

Crouzal, T., et Pabst, T. (2021). A black-box automated approach to calibrate numerical simulations and optimize cover design: Application to a flow control layer constructed on an experimental waste rock pile. *Vadose Zone Journal*, *20*(3), e20130. https://doi.org/ https://doi.org/10.1002/vzj2.20130

Dagenais, A.-M., Aubertin, M., & Bussière, B. (2006). Parametric study on the water content profiles and oxidation rates in nearly saturated tailings above the water table. Proceedings of the 7th International Conference on Acid Rock Drainage (ICARD).

De Mello, V. (1975). Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. Proceedings 6th Regional Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference for Afrika,

Delage P & Cui Y-J. L'eau dans les sols. Edition Technique de l'ingénieur, Paris, Vol C2, 2000

Delage P., Le, T.-T., Tang, A.-M., Cui, Y.-J., et Li, X.-L. (2011). Suction effects in deep Boom Clay block samples. Stiff Sedimentary Clays: Genesis and Engineering Behaviour: Géotechnique Symposium in Print 2007,

Demers, I. (2008). *Performance d'une barrière à l'oxygène constituée de résidus miniers faiblement sulfureux pour contrôler la production de drainage minier acide* Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue].

Demers, I., et Pabst, T. (2021). Covers with capillary barrier effects. *Hard Rock Mine Reclamation: From Prediction to Management of Acid Mine Drainage; Bussière, B., Guittonny, M., Eds*, 167-186.

Dimech A., Chouteau M., Aubertin M., Bussière B., Martin V., et Plante B. (2019). Three-dimensional time-lapse geoelectrical monitoring of water infiltration in an experimental mine waste rock pile. *Vadose Zone Journal*, *18*(1), 1-19. https://doi.org/ https://doi.org/10.2136/vzj2018.05.0098

Domenico, P., et Schwartz, F. (1998). *Physical and chemical hydrogeology*.

Driouky, Z. (2020). *Étude de L'impact de la ségrégation Hydraulique des résidus Miniers Sur la Performance de la Technique de la Nappe phréatique surélevée*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada).

Dubuc J. (2018). *Étude du comportement hydrogéologique d'une couche de contrôle des écoulements placée à la surface d'une halde à stériles expérimentale* Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)].

El Hamidi M-J, Maqsoud A, Belem T, Viger M-E. (2022). A Kinetic test method to assess the long-term acid generation behavior of sludge/slag and mine tailings of Quemont 2 (Quebec, Canada). In:Recent Research on Sedimentology, Stratigraphy, Paleontology,

Geochemistry, Volcanology, Tectonics, and Petroleum Geology, Advances in Science, Technology & Innovation. Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-031-48758-3_43, 2024.

El Mrabet, E. (2021). Développement d'approches géophysiques, d'imagerie thermique et de modélisation pour l'évaluation des processus hydrologiques au sein d'un parc à résidus miniers. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada).

Enemark, T., Peeters, L. J., Mallants, D., et Batelaan, O. (2019). Hydrogeological conceptual model building and testing: A review. *Journal of Hydrology*, *569*, 310-329. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.12.007

Ethier, M.-P. (2018). *Évaluation de la performance d'un système de recouvrement monocouche avec nappe surélevée pour la restauration d'un parc à résidus miniers abandonné* Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue].

Evangelou, V. P., et Zhang, Y. (1995). A review: pyrite oxidation mechanisms and acid mine drainage prevention. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, *25*(2), 141-199.

Fell, R., et Fry, J.-J. (2007). *Internal Erosion of Dams and Their Foundations: Selected and Reviewed Papers from the Workshop on Internal Erosion and Piping of Dams and their Foundations, Aussois, France, 25-27 April 2005*. CRC Press.

Fredlund, D. G., et Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, *31*(4), 521-532. https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t94-06

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.

Genuchten, v. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal, 44(5), 892-898.

GEO-SLOPE. (2015). Seepage modeling with SEEP/W. SEEP/W user manual. In: GEO-SLOPE International Ltd Calgary, Canada.

GEO-SLOPE. (2020). *Heat and mass transfer modeling with GeoStudio 2020 (First Edition)*. GEOSLOPE International Ltd.

Hama, N. A. (2016). *Comportement mécanique des sols granulaires et critères de stabilité: Application à l'érosion interne* Université du Havre].

Honjo, Y., Haque, M., et Tsai, K. (1996). Self-filtration behaviour of broadly and gap-graded cohesionless soils. Geofilters' 96. In: BiTech Publishers, Montreal, Canada.

Hotton, G. (2019). *Influence des changements climatiques sur la performance de couverture à effets de barrière capillaire: étude du cas Lorraine*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada). https://publications.polymtl.ca/3851/

Istomina, V. S. (1957). Filtration Stability of Soils.Gostroizdat, Moscow, Leningrad (in Russian).

Kahlaoui, S. (2022). *Évaluation des échanges hydrogéochimiques entre un parc à résidus miniers et les aquifères périphériques* [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. https://publications.polymtl.ca/10242/

Kalonji A.K. (2014). Étude du comportement hydrogéologique de couvertures avec effet de barrière capillaire faites entièrement de matériaux miniers. *Mémoire de Maîtrise, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, Rouyn-Noranda, QC, Canada, 277p*. https://doi.org/https://publications.polymtl.ca/1597/

Kämpf, M., Holfelder, T., et Montenegro, H. (2003). Identification and parameterization of flow processes in artificial capillary barriers. *Water Resources Research*, *39*(10). https://doi.org/ https://doi.org/10.1029/2002WR001860

Kenney, T., et Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, *22*(2), 215-225.

Kezdi, A. (1969). *Increase of protective capacity of flood control dikes. Technical University, Department of Geotechnique, Budapest*.

Khouia, A. A. (2018). *Évaluation De La capacité De déviation latérale De La Couche De contrôle Des écoulements D'eau Dans Un modèle Physique Au Laboratoire* Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)].

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].

Knidiri, J., Bussière, B., Hakkou, R., Bossé, B., Maqsoud, A., & Benzaazoua, M. (2017). *Hydrogeological behaviour of an inclined store-and-release cover experimental cell made with phosphate mine wastes*. *Canadian Geotechnical Journal*, *54*(1), 102-116.

Kovács, G. (1981). Seepage Hydraulics. Elsevier. In (pp. 729): Amsterdam, Pays-Bas.

Lanoix, M.-L. B. (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*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada). https://publications.polymtl.ca/2590/

Lawrence, R. W., et Wang, Y. (1997). Determination of neutralization potential in the prediction of acid rock drainage. Proc. 4th International Conference on Acid Rock Drainage, Vancouver, BC,

Li, M. (2008). *Seepage induced instability in widely graded soils* University of British Columbia]. http://hdl.handle.net/2429/862

Liu, J. (2005). Seepage control of earth-rock dams theoretical basis, engineering experiences and lessons. *China Water et Power Press, Beijing, PR China*.

Lowson, R. T. (1982). Aqueous oxidation of pyrite by molecular oxygen. *Chemical reviews*, *82*(5), 461-497.

Lubočkov, E. (1969). The calculation of suffosion properties of non-cohesive soils when using the Non-suffosion analogue (russisch). International Conference on Hydraulic Research. Brno, Czeckoslovakia,

Mao, C. (2005). Study on piping and filters: part I of piping. *Rock and Soil Mechanics*, *26*(2), 209-215.

Maqsoud, Bussière, B., Mbonimpa, M., Aubertin, M., et Wilson, W. (2007). *Instrumentation and monitorings techniques for oxygen barrier covers used to control acid mine drainage*. Mining Industry Conference, CIM, Montréal CD-rom,

Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., Plante, B., & Cyr, J. (2012). *Tracer tests to evaluate hydraulic residence time in limestone drains: Case study of the Lorraine site, Latulipe, Québec, Canada*. International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 26(4), 275-291.

Maqsoud A., Bussière, B., Aubertin, M., et Mbonimpa, M. (2012). Predicting hysteresis of the water retention curve from basic properties of granular soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, *30*(5), 1147-1159.

Maqsoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., & Aubertin, M. (2017). *Comparison between the predictive modified Kovács model and a simplified one-point method measurement to estimate the water retention curve.* Archives of Agronomy and Soil Science, 63(4), 443-454.

Maqsoud A., Bussière, B., et Mbonimpa, M. (2021). Low Saturated Hydraulic Conductivity Covers. In B. Bussière et M. Guittonny (Eds.), *Hard Rock Mine Reclamation: From Prediction to Management of Acid Mine Drainage*. CRC Press.

Martin V., Bussière, B., Plante, B., Pabst, T., Aubertin, M., Medina, F., Bréard-Lanoix, M., Dimech, A., Dubuc, J., et Poaty, B. (2017). Controlling water infiltration in waste rock piles: Design, construction, and monitoring of a large-scale in-situ pilot test pile. Proceedings of the 70th Canadian Geotechnical Society Conference,

Mbonimpa M. Aubertin M. Bussière B. (2006) *Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the modified Kovacs (MK) model and statistical models*. Canadian Geotechnical Journal, 43(8), 773-787, 2006.

Mbonimpa M., Aubertin, 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. https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t03-05

MELCC. (2020). *Guide de caractérisation des résidus miniers et du minerai*. https://www.environnement.gouv.qc.ca/Industriel/secteur-minier/guide-caracterisation-minerai.pdf

Morel-Seytoux, H. (1994). Steady-state effectiveness of a capillary barrier on a sloping interface. 14 th Hydrology Days, Hubert J. Morel-Seytoux. *Hydrology Days Publications*, *57*, 94027-93926.

Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, *12*(3), 513-522.

Mualem Y. (2009). General scaling rules of the hysteretic water retention function based on Mualem's domain theory. *European journal of soil science*, *60*(4), 652-661.

Musy, A., et Soutter, M. (1991). *Physique du sol* (Vol. 6). PPUR presses polytechniques.

Mylona, Xenidis, A., et Paspaliaris, I. (2000). Inhibition of acid generation from sulphidic wastes by the addition of small amounts of limestone. *Minerals Engineering*, *13*(10-11), 1161-1175.

Nicholson, et Scharer. (1994). A combined kinetic and diffusion model for pyrite oxidation in tailings: a change in controls with time. *Journal of Hydrology*, *157*(1-4), 47-60.

Nicholson RV, Gillham RW, Cherry JA, Reardon EJ. (1989). Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers. Can Geotech J.;26(1):1-8.

Nordstrom, Blowes, D. W., et Ptacek, C. J. (2015). Hydrogeochemistry and microbiology of mine drainage: An update. *Applied Geochemistry*, *57*, 3-16.

O'kane, M., Wilson, G., et Barbour, S. (1998). Instrumentation and monitoring of an engineered soil cover system for mine waste rock. *Canadian Geotechnical Journal*, *35*(5), 828-846.

Omuto, C. (2009). Biexponential model for water retention characteristics. *Geoderma*, *149*(3-4), 235-242. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2008.12.001

Otalora C, Maqsoud A, Belem T. Evaluation of the sludge and slag mixture to act flow control layer in the waste rock pile reclamation, A Springer book series Advances in Science, Technology & Innovation, to be published in 2024.

Ouangrawa, M., Aubertin, M., Molson, J., Zagury, G., et Bussière, B. (2005). An evaluation of the elevated water table concept using laboratory columns with sulphidic tailings. Proceedings of Geosask2005, 58th Canadian Geotechnical conference and 6th Joint IAHCNC, Saskatoon,

Pabst, T. (2011). *Étude expérimentale et numérique du comportement hydro-géochimique de recouvrements placés sur des résidus sulfureux partiellement oxydés*. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada). https://publications.polymtl.ca/673/

Pabst, T. (2021). Elevated water table with monolayer covers. *Hard Rock Mine Reclamation. From Prediction to Management of Acid Mine Drainage; Bussière, B., Guittonny, M., Eds*.

Peregoedova. (2012). *Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire* École Polytechnique de Montréal].

Philip, J. R. (1969). *Theory of infiltration*. In Advances in hydroscience (Vol. 5, pp. 215-296). Elsevier.

Plante, Schudel, G., et Benzaazoua, M. (2021). Generation of acid mine drainage. *Hard Rock Mine Reclamation: From Prediction to Management of Acid Mine Drainage*, 1-20.

Poaty B., Plante, B., Bussière, B., et Benzaazoua, M. (2022). Assessment of hydrogeochemical behavior of layered waste rock stockpiles: A meso-scale laboratory experiment. *Applied Geochemistry*, *136*, 105154.

Rakotonimaro TV, Neculita CM, Bussière B, Benzaazoua M, Zagury GJ.(2017) Recovery and reuse of sludge from active and passive treatment of mine drainage-impacted waters: a review. Environ Sci Pollut Res. 2017;24:73-91.

Rarison RF. (2021) Évaluation des propriétés chimiques, mécaniques et hydrogéologiques de géomembranes utilisées comme matériaux de recouvrement pour restaurer des sites miniers en milieu froid et acide. Polytechnique Montréal.

Raymond KE, Seigneur N, Su D, Poaty B, Plante B, Bussière B, Mayer KU (2020). Numerical modeling of a laboratory-scale waste rock pile featuring an engineered cover system. Minerals.10(8):652

Ricard J, Aubertin M, Firlotte F, Knapp R, McMullen J, Julien M.(1997) Design and construction of a dry cover made of tailings for the closure of Les Terrains Aurifères site, Malartic, Québec, Canada. In: Proceedings of the 4th international conference on acid rock drainage; Vancouver, BC. vol. 31. p. 1515-1530.

Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *physics*, *1*(5), 318-333. https://doi.org/https://doi.org/10.1063/1.1745010

Robitaille V, Tremblay D.(1997) Mécanique des sols : théorie et pratique. Ed. Modulo, 652.

Ross B. (1990). The diversion capacity of capillary barriers. *Water Resources Research*, *26*(10). https://doi.org/ https://doi.org/10.1029/WR026i010p02625

Rossit M. (2020). *Utilisation des stériles miniers concassés et compactés comme couche de contrôle des écoulements pour contrôler le DMA* Polytechnique Montréal]. https://publications.polymtl.ca/5557/

Sherard, J. L. (1979). Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils Trans., . *13th Congress on Large Dams, 2, 25–35, New Delhi, India*.

Sherard, J. L., et Dunnigan, L. P. (1986). Internal stability of granular filters: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, *23*(3), 418-420. https://doi.org/10.1139/t86-067

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.

Sun, B. C.-B. (1989). *Internal stability of clayey to silty sands*. University of Michigan.

Suter, G. W., Luxmoore, R. J., et Smith, E. D. (1993). Compacted soil barriers at abandoned landfill sites are likely to fail in the long term. *Journal of Environmental Quality*, *22*(2), 217-226.

Tassé N, Germain D, Dufour C, Tremblay R. Le recouvrement de résidus organiques au parc East Suillivan: au delà de la barrière d'oxygène. (1996). In: Colloque sur le Programme de Neutralisation des Eaux de drainage dans l’Environnement Minier; Rouyn-Noranda. p. 106-128.

Terzaghi, K. (1939). 45th james forrest lecture, 1939. soil mechanics-a new chapter in engineering science. *Journal of the Institution of Civil Engineers*, *12*(7), 106-142.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, *44*(5), 892-898. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

Verburg, Bezuidenhout, N., Chatwin, T., et Ferguson, K. (2009). The global acid rock drainage guide (GARD Guide). *Mine Water and the Environment*, *28*, 305-310.

Wan, C. F., et Fell, R. (2008). Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *134*(3), 401-407. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:3(40

Wilson GW, Williams DJ, Rykaart EM. (2003). The integrity of cover systems—an update. In: Proceedings of the 6th International Conference for Acid Rock Drainage; Queensland, Australia. Australian Institute of Mining & Metallurgy; p. 445-451.

Zhan, G., Mayer, A., McMullen, J., et Aubertin, M. (2000). Capillary cover design for a spent leach pad. Proceedings of the International Symposium on Hydrogeology and the Environment, Wuhan, China.

ANNEXE A MESURES DE RECUPERATION DES EAUX D'INFILTRATION ET DE RUISSELLEMENT.

Couche de control d´écoulement 25 cm pente 2,5° et une précipitation de 46,8 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	3%
2	2%	0%	3%	1%	1%	0%	4%	1%	2%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	41%
Total (%)	**2%**	**1%**	**3%**	**1%**	**1%**	**0%**	**4%**	**4%**	**45%**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	5%
2	4%	1%	5%	2%	3%	0%	3%	2%	3%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	62%
Totale (%)	4%	3%	5%	2%	3%	0%	4%	5%	70%

Couche de control d´écoulement 25 cm pente 2,5° et une précipitation 60,6mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	5%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	5%
Totale (%)	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**1%**	**2%**	**11%**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	1%	0%	0%	0%	0%	1%	2%	1%
2	3%	0%	1%	2%	3%	0%	11%	0%	3%
1	0%	1%	0%	1%	0%	0%	2%	1%	49%
Totale (%)	**3%**	**2%**	**2%**	**3%**	**3%**	**0%**	**14%**	**3%**	**53%**

Couche de control d´écoulement 25 cm pente 5° et une précipitation 46,8 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	0%
2	1%	1%	0%	3%	1%	1%	1%	10%	0%
1	1%	1%	1%	0%	0%	0%	0%	5%	68%
	1%	**2%**	**1%**	**3%**	**2%**	**2%**	**1%**	**20%**	**68%**
	1	2	3	4	5	6	7	8	9

3	0%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	1%
2	2%	2%	0%	2%	2%	1%	1%	2%	1%
1	0%	1%	1%	0%	0%	0%	0%	3%	67%
	2%	3%	1%	2%	2%	1%	2%	10%	68%

Couche de control d´écoulement 25 cm pente 5° et une précipitation 60,6mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	0%
2	1%	0%	0%	2%	1%	0%	1%	0%	5%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	6%	62%
	1%	**1%**	**0%**	**2%**	**1%**	**1%**	**1%**	**7%**	**67%**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	5%	0%
2	1%	2%	0%	2%	1%	0%	1%	0%	2%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	66%
	1%	**2%**	**0%**	**2%**	**1%**	**1%**	**1%**	**7%**	**69%**

Couche de control d´écoulement 50 cm pente 2,5° et une précipitation 46,8 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
2	0%	0%	0%	1%	0%	0%	6%	2%	0%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	3%	33%
Totale (%)	**0%**	**0%**	**0%**	**1%**	**0%**	**0%**	**7%**	**5%**	**34%**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	1%	1%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%
2	0%	1%	1%	4%	0%	0%	7%	0%	0%
1	1%	0%	0%	0%	2%	0%	0%	2%	57%
Totale (%)	**2%**	**2%**	**1%**	**4%**	**2%**	**0%**	**8%**	**2%**	**60%**

Couche de control d´écoulement 50 cm pente 2,5° et une précipitation 60,6 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	1%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	0%	1%
2	0%	1%	0%	2%	0%	0%	1%	4%	0%
1	1%	0%	1%	0%	1%	0%	0%	2%	58%
Totale (%)	**1%**	**2%**	**1%**	**2%**	**1%**	**1%**	**2%**	**6%**	**59%**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	1%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
2	0%	0%	0%	1%	0%	0%	2%	0%	0%
1	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%	2%	60%
Totale (%)	1%	1%	0%	1%	1%	0%	3%	2%	61%

Couche de control d´écoulement 50 cm pente 5° et une précipitation 46,8 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%
2	0%	0%	2%	3%	0%	0%	1%	1%	1%
1	0%	0%	0%	0%	2%	0%	0%	3%	40%
	0%	1%	2%	3%	2%	0%	1%	4%	42%

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%
2	0%	1%	0%	3%	0%	0%	2%	0%	1%
1	0%	0%	1%	0%	2%	0%	0%	0%	67%
	0%	1%	1%	4%	2%	0%	3%	1%	70%

Couche de control d´écoulement 50 cm pente 5° et une précipitation 60,6 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	1%
1	0%	0%	1%	0%	2%	0%	0%	0%	73%
	0%	1%	1%	0%	2%	0%	0%	1%	74%

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%	0%	1%
2	0%	0%	2%	0%	0%	0%	0%	2%	1%
1	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%	6%	79%
	0%	0%	2%	0%	2%	0%	0%	9%	82%

Couche de control d´écoulement 75 cm pente 2,5° et une précipitation 46,8 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	0%	0%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%
Totale (%)	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**0%**	**2%**	**0%**	**2%**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%	1%
2	0%	0%	0%	4%	0%	0%	15%	3%	0%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	3%	33%
Totale (%)	**0%**	**0%**	**0%**	**4%**	**0%**	**1%**	**16%**	**6%**	**34%**

Couche de control d´écoulement 75 cm pente 2,5° et une précipitation 60,6 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
2	0%	0%	0%	1%	0%	0%	3%	2%	0%
1	0%	0%	1%	0%	0%	0%	0%	3%	41%
Totale (%)	**0%**	**0%**	**1%**	**1%**	**0%**	**1%**	**4%**	**5%**	**42%**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	4%	0%	1%
1	0%	0%	1%	0%	0%	0%	0%	2%	60%
Totale (%)	0%	0%	1%	0%	0%	1%	4%	2%	61%

Couche de control d´écoulement 75 cm pente 5° et une précipitation 46,8 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%	0%	2%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	0%	0%
1	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	3%	57%
	0%	0%	0%	0%	1%	0%	2%	3%	59%

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	1%	1%	1%	0%	1%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	3%	0%	0%
1	0%	0%	1%	1%	2%	0%	1%	2%	70%
	0%	0%	1%	1%	2%	1%	5%	2%	71%

Couche de control d´écoulement 75 cm pente 5° et une précipitation 60,6 mm/h

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%	1%	2%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	0%	0%
1	0%	0%	1%	1%	1%	0%	0%	3%	68%
	0%	0%	1%	1%	1%	0%	2%	5%	70%

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%
2	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	0%
1	0%	0%	1%	0%	0%	0%	0%	6%	78%
	0%	0%	1%	1%	1%	0%	1%	7%	79%

ANNEXE B SUIVI DE L'INSTRUMENTATION

Les figures présentées ci-après illustrent la variation des teneurs en eau volumique et des succions pour des scénarios supplémentaires. Cette analyse permet d'évaluer l'évolution de ces deux paramètres dans le temps de drainage qui suit le rosage du modèle. La localisation des capteurs se trouve dans la Figure 3.5.

La Figure A.1, Figure A.2 et la Figure A.3 montrent que le TEV pour la pente de 10° présente un comportement similaire aux autres pentes (2,5° et 5°), sans mettre en évidence une désaturation inférieure al 85%. Selon le rapport, même si la pente est élevée, la valeur de l'AEV 22 kPa n'est pas atteinte.

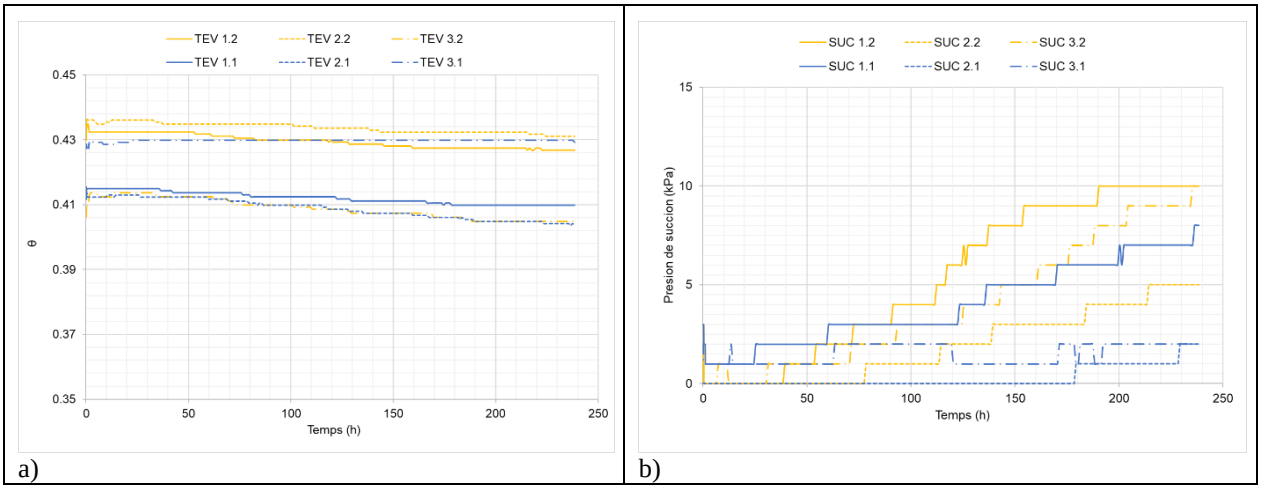
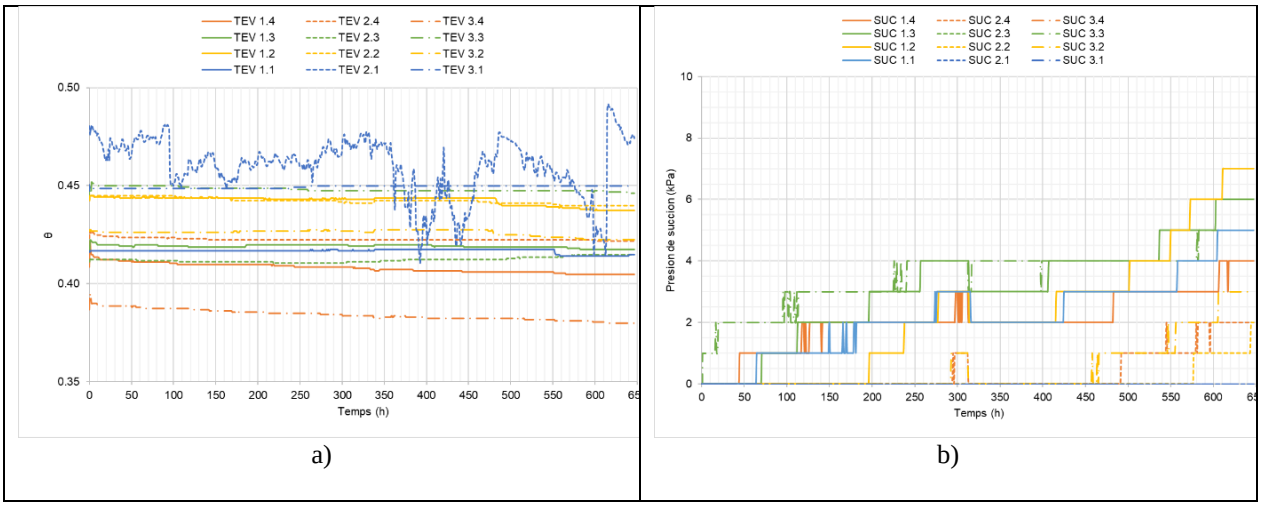
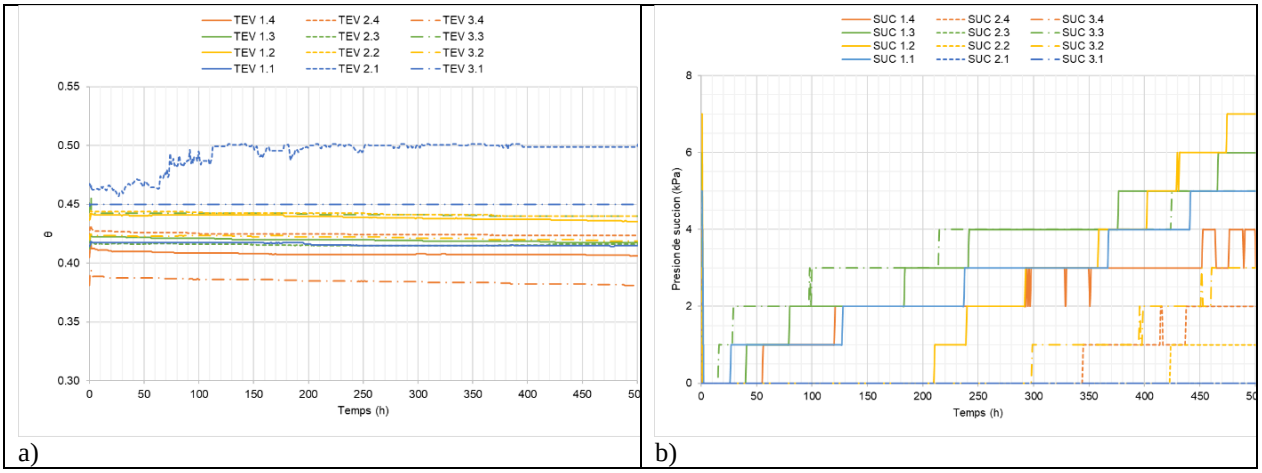


Figure A. 1. Résultats de teneur en eau volumétrique (TEV) et succion (SUC) pour la précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 10°, pour une couche de 25 cm.



a) b)

Figure A. 2. Résultats de teneur en eau volumétrique (TEV) et succion (SUC) pour la précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 10°, pour une couche de 75 cm.



a) b)

Figure A. 3. Résultats de teneur en eau volumétrique (TEV) et succion (SUC) pour la précipitation de 46,8 mm/h et une pente de 10°, pour une couche de 75 cm avec une couche de protection de graviers.

ANNEXE C SCENARIOS ADDITIONNELS

Ci-dessous, les résultats des simulations des scenarios avec une pente de 10 dégrées sont présentés. Les figures montrent l'évolution des teneurs en eau volumiques pour ces scenarios.

Couche de control d'écoulement de 25 cm

Les simulations pour la CCE de 25 cm avec une pente de 10° pour un période de 30 jours et les 10 premières heures. Les simulations montrent que certains nœuds ont des faibles variations de θ en contraste avec des autres qu'atteignent la valeur des θ proche de la saturation Également, il est observé que les nœuds les plus profondes ont des variations plus faibles. Aussi qu'après 3 jours les valeurs de TEV ne varient pas.

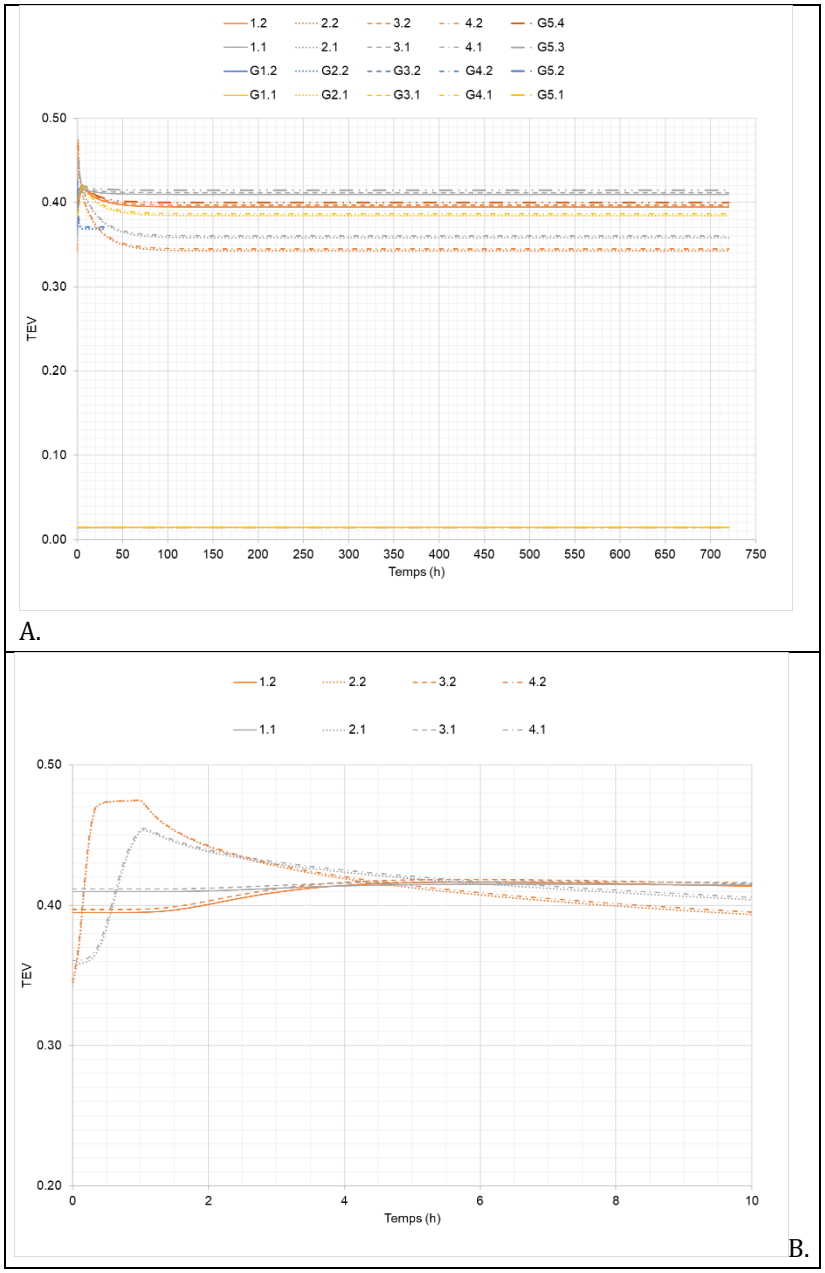


Figure A. 4. Évolution de la TEV pour la précipitation de 46,8 mm/h, une pente de 10° et une épaisseur de 25 cm.

<u>Couche de control d´écoulement de 75 cm sans protection</u>

Les simulations pour la CCE de 75 cm avec une pente de 10°, pour un période de 30 jours, il montre que seulement les nœuds localisés dans la moitié supérieur de la CCE ont des variations importantes des valeurs de TEV. Les nœuds localisés au milieu de la CCE montrent leurs variations avec un certain délais par rapport à l'arrosage.

Finalement, les nœuds localisés dans la moitié inferieure montrent des faibles variations. Pareillement au cas précédent, après 3 jours les valeurs de TEV ne varient pas.

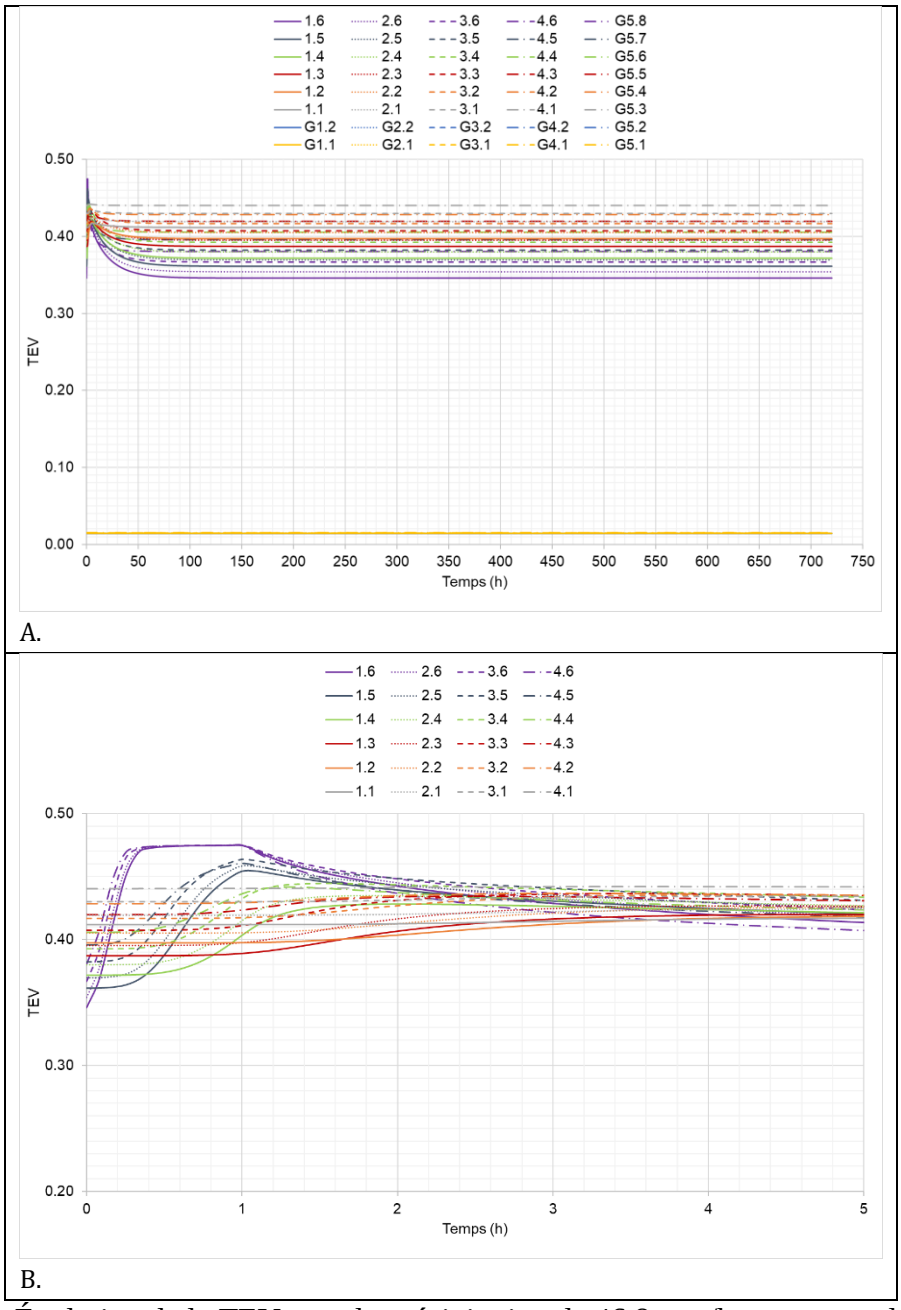


Figure A. 5. Évolution de la TEV pour la précipitation de 46,8 mm/h, une pente de 10° et une épaisseur de 75 cm.

Couche de control d´écoulement de 75 cm avec protection

Finalement, les résultats des simulations pour la CCE de 75 cm avec une pente de 10°; avec une couche de 10 cm de gravier par-dessus de la CCE, simulant la couche protectrice considéré dans le modèle du laboratoire. Les simulations pour un période de 30 jours il montre que seulement les nœuds localisés dans le niveau proche à la superficie montrent des variations importantes des valeurs de TEV. Les nœuds localisés dans le reste de l'épaisseur de la CCE montrent des faibles variations. Au contraire aux cas précédents, seulement en 4 heures les valeurs de TEV atteignent sa valeur d'équilibre (sans variation).

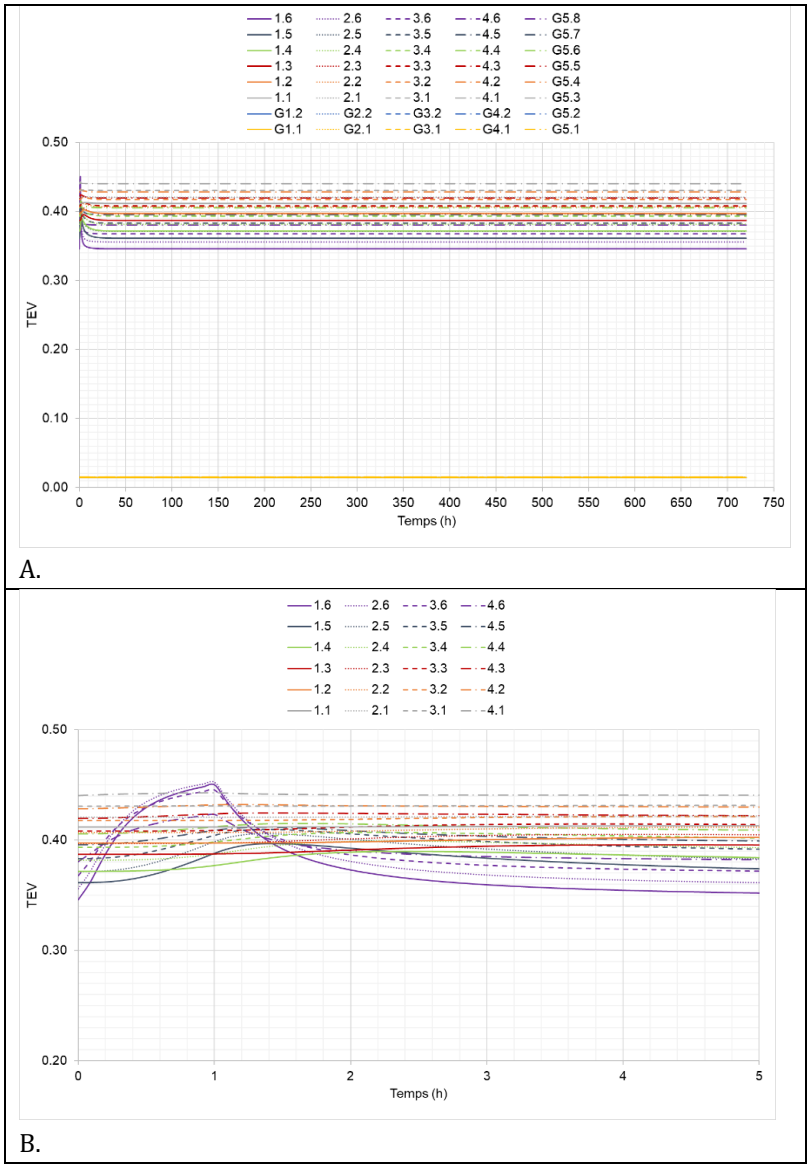
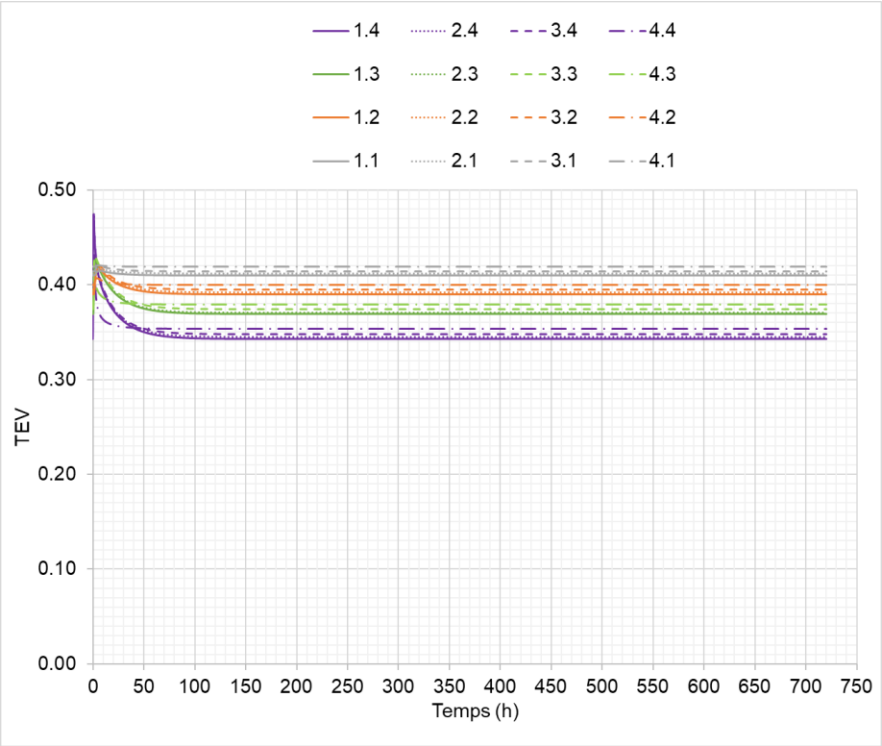
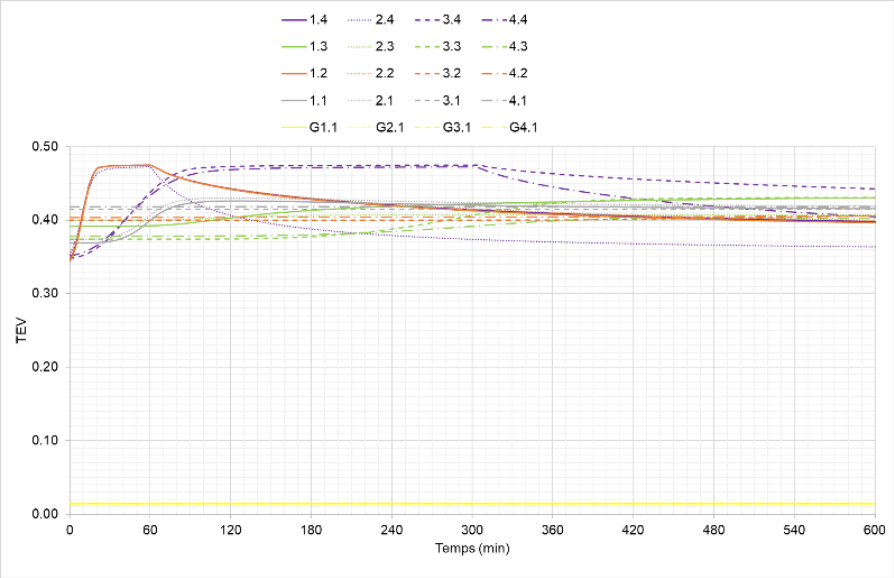


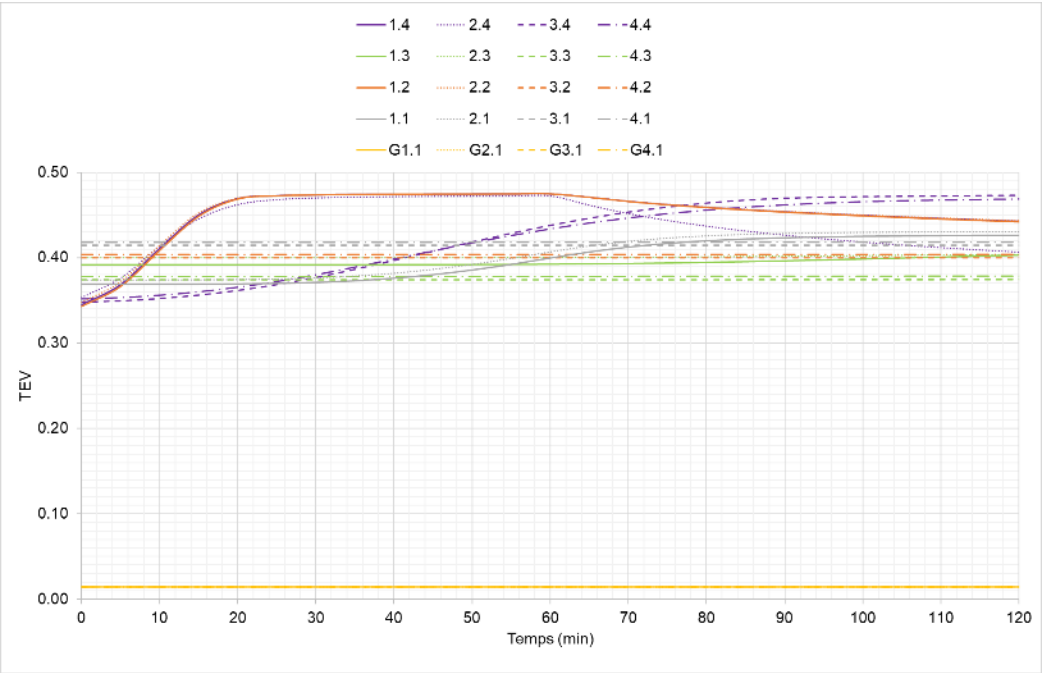
Figure A. 6. Évolution de la TEV pour la précipitation de 46,8 mm/h, une pente de 10° et une épaisseur de 75 cm, avec une couche protectrice de 10 cm de gravier.

- Résultats de la modélisation CCE, sans couche de gravier



- Résultats de la modélisation de la CCE, avec une discrétisation dans le temps




1.4
2.4
3.4
4.4
1.3
2.3
3.3
4.3
1.2
2.2
3.2
4.2
1.1
2.1
3.1
4.1
G1.1
G2.1
G3.1
G4.1
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.00
TEV
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
Temps (min)