PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Étude numérique du drainage souterrain des chaussées en contexte urbain et rural
Auteur: Author:	Ghassan Abou-Samra
Date:	2005
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Abou-Samra, G. (2005). Étude numérique du drainage souterrain des chaussées en contexte urbain et rural [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/7326/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/7326/
Directeurs de recherche: Advisors:	Jean Lafleur
Programme: Program:	Unspecified

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE NUMÉRIQUE DU DRAINAGE SOUTERRAIN DES CHAUSSÉES EN CONTEXTE URBAIN ET RURAL

GHASSAN ABOU-SAMRA
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
AVRIL 2005

© Ghassan Abou-Samra, 2005

Library and Archives Canada

Published Heritage Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et Archives Canada

Direction du Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 0-494-01269-2
Our file Notre référence
ISBN: 0-494-01269-2

NOTICE:
The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:
L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE NUMÉRIQUE DU DRAINAGE SOUTERRAIN DES CHAUSSÉES EN CONTEXTE URBAIN ET RURAL

présenté par : ABOU-SAMRA Ghassan

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

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

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., président

M. LAFLEUR Jean, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. SAVARD Yves, M.Sc., membre

REMERCIEMENTS

Mes vifs remerciements s'adressent à Monsieur Jean Lafleur, professeur à l'École Polytechnique de Montréal et directeur de recherche de ce mémoire. Son assistance, sa mise en ma disposition des moyens informatiques et de sa propre bibliographie, l'aide financière qu'il m'a accordée, sa collaboration, son esprit scientifique, ses qualités humaines, sa disponibilité, sa longue expérience dans le domaine de la géotechnique et la confiance qu'il m'a toujours témoignée m'ont été d'un grand secours pour l'accomplissement de ce travail. Je lui en suis très reconnaissant.

Ma reconnaissance s'adresse également à M. Michel Aubertin, président du jury et professeur à l'École Polytechnique de Montréal pour l'examen de ce mémoire ainsi que pour les conseils et commentaires instructifs concernant différents aspects reliés à ce travail de recherche.

Que Monsieur Yves Savard, Ingénieur au Ministère de Transport de Québec, trouve ici l'expression de ma gratitude pour avoir examiné ce travail. Ses publications, m'ont été d'un grand profit.

Je tiens à exprimer mes remerciements à Monsieur Vincenzo Silvestri, Professeur à l'École Polytechnique de Montréal. J'ai eu la chance de suivre ses cours de maîtrise et je dois dire que c'était une expérience fructueuse.

Je voudrais remercier Monsieur André Ducharme, technicien du laboratoire de géotechnique à l'École Polytechnique de Montréal, ses remarques techniques au cours de nombreux entretiens m'ont été d'un grand profit.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur Marc Lebeau, Doctorant à l'Université Laval pour son assistance. Ses publications et son mémoire de recherche sont bien appréciés.

Au cours de ce travail, il m'a été particulièrement agréable de bénéficier du soutien moral et amical de tous mes collègues en département surtout M. Badr Benabdellah. Qu'ils soient assurés de mon amicale sympathie.

RÉSUMÉ

Pour décrire et comprendre l'infiltration et l'écoulement souterrain dans l'infrastructure de la route en milieux urbain et rural, il est nécessaire de modéliser les écoulements souterrains par la méthode des éléments finis.

Les systèmes de drainage étudiés sont ceux utilisés au Ministère des Transports du Québec. Dans un milieu urbain, on a utilisé un tuyau de drainage perforé à différentes profondeurs, un tuyau de drainage enfoui à une position alternée et un tapis drainant géocomposite simplement posé au niveau de la ligne d'infrastructure. Finalement, on a étudié le système de drainage formé en combinant un tapis et un écran géocomposite, les deux associés à un tuyau de drainage perforé.

Dans un milieu rural, on a considéré un écran drainant géocomposite à la ligne de rive, un tuyau de drainage perforé au niveau de la ligne d'infrastructure à la limite de l'accotement et une extension partielle de la sous-fondation jusqu'à la face du talus latéral.

Les simulations bidimensionnelles isothermes dans un milieu saturé/non saturé sont effectuées avec le logiciel SEEP/W et pour les conditions estivales et en considérant un profil transversal typique utilisé dans les milieux urbain et rural. On a exécuté cinq séries de simulations en étudiant différentes combinaisons de profil et de matériaux pour couvrir toutes les situations possibles.

Dans un profil urbain qui présente des fissures dans la couche bitumineuse et en faisant varier le positionnement du tuyau enfoui dans le matériau de fondation (i.e., gravier), on a déterminé la position optimale pour laquelle le volume des matériaux saturés dans la

fondation est minimal et par suite, cette chaussée offre une plus grande capacité portante. L'analyse de la contribution individuelle et d'ensemble des paramètres qui ont une incidence directe sur la saturation de la chaussée, a permis une meilleure compréhension du phénomène d'infiltration des eaux dans la fondation.

Cette étude conclut finalement que dans un milieu rural et en adoptant des matériaux typiques dont les propriétés hydrauliques sont similaires à celles utilisées dans ces simulations, le drainage d'une chaussée par extension de la sous-fondation est jugé suffisant.

Par contre, dans un milieu urbain et en présence de matériaux similaires aux matériaux représentatifs du milieu urbain, l'implantation d'un système de drainage est toujours nécessaire et justifiée. Dans le cas où le sol d'infrastructure est composé de matériaux représentatifs du milieu urbain et la fondation est composée de matériaux représentatifs du milieu rural, un système de drainage est souhaitable pour minimiser le volume des matériaux saturés de la fondation au voisinage de la rive de chaussée.

La présente étude fait sortir des recommandations pour l'adoption d'un système de drainage approprié pour chaque cas étudié en tenant compte des différentes conditions de modélisation.

Mots clé : routes, drainage, écoulement transitoire souterrain dans un milieu saturé/non saturé, modélisation d'écoulement souterrain, perméabilité en place, fonction de perméabilité.

ABSTRACT

Understanding and describing drainage and infiltration of subsoil of urban and rural roadways is based on modeling the ground water by the finite elements method.

This study was focused on the drainage systems used by the Ministry of Transport of Québec. In an urban context, we considered a perforated drainage pipe buried at different depths at the edge of a highway and at an alternate location, a geocomposite drainage mat placed at the level of the subbase and combined to a perforated drainage pipe. Finally we studied the drainage system formed of a drainage géocomposite mat combined to a vertical geocomposite sheet drain edge, both associated with a perforated drainage pipe.

In a rural context, we used a vertical geocomposite drain edge at the edge of road, a perforated drainage pipe on the level of the infrastructure, on the limit of sideway; and finally the partial extension of the subbase to the face of the slope.

Two dimensional isothermal simulations have been made considering a typical urban and rural roadway cross section during summer season. Five sets of simulations have been made to investigate all possible situations. We examined different combinations of profils and materials.

In a typical urban road cross section presenting cracks in the asphalt layer, and by varying the geometrical positioning of a perforated drainage pipe located in a granular foundation material, we were able to determine the optimal position for which the granular base is kept unsaturated for the longest time and consequently, offers the highest bearing capacity. Analysis of individual and simultaneous contribution of

parameters having direct incidence on the saturation of the section permitted a better understanding of the infiltration phenomenon through base.

It is finally concluded from this study that in a rural context, and by adopting typical country materials, the drainage of a country road with the partial extension of the subbase to the face of the slope seems to be sufficient.

On the other hand, the analysis has shown that in an urban context the implantation of a drainage system at the optimal position is necessary and justified. In the particular case of a subgrade soil composed of typical urban materials and a base composed of typical rural materials, the implantation of a drainage system is desirable to minimise the volume of saturated materials in the neighbourhood of the edge of the roadway.

This research brings recommendations for adoption of the appropriate drainage system for each investigated case.

Key words: roadway design, subsoil transient seepage in saturated/non saturated medium, seepage modeling, field permeability measurements, conductivity function.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... **IV**

RÉSUMÉ ..... **VI**

ABSTRACT ..... **VIII**

TABLE DES MATIÈRES ..... **X**

LISTE DES TABLEAUX ..... **XVI**

LISTE DES FIGURES ..... **XVII**

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS ..... **XXVI**

LISTE DES ANNEXES ..... **XXXIII**

AVANT-PROPOS **1**

CHAPITRE 1 INTRODUCTION **3**

1.1 Généralités 3

1.2 Le drainage routier 3

1.3 Le projet de recherche 4

CHAPITRE 2 LES CHAUSSÉES **5**

2.1 Les chaussées 5

2.1.1 Structures de chaussées 5

2.1.2 Les drains 8

2.1.3 Tapis et écrans drainant géocomposites 12

2.2 Importance du drainage routier 12

CHAPITRE 3 ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS LES MATÉRIAUX POREUX NON SATURÉS **15**

3.1 Définitions 15
3.1.1 Teneur en eau volumique 15
3.1.2 Coefficient de perméabilité relatif et teneur en eau normalisée 15
3.1.3 Teneur en eau volumique (sans changement de volume) 16
3.2 Équation de continuité 16
3.3 Equation générale de Fredlund et Morgenstern pour un écoulement bidimensionnel dans un milieu saturé–non saturé. 20
3.4 Loi d'écoulement et équations de base 23
3.5 La méthode des éléments finis appliquée aux écoulements souterrains. 25
3.5.1 Système de coordonnées. 25
3.5.2 Distribution de la charge totale dans le champ. 26
3.5.3 Les dérivées de la fonction d'interpolation. 26
3.5.4 Formulation des éléments finis 27
3.6 Courbes de rétention d'eau 28
3.7 Fonctions de perméabilité 33
3.8 Effets d'hystérésis 36
3.9 L'infiltration 38

CHAPITRE 4 CONDITIONS DE MODÉLISATION ET PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX 41

4.1 Présentation du code numérique utilisé 41
4.2 Hypothèses générales 42
4.3 Définitions et conventions 44
4.4 Profil urbain PU 45
4.4.1 Nomenclature et dimensions 45
4.4.2 Conditions frontières. 47
4.5 Profil rural PR. 50
4.5.1 Nomenclature et dimensions 50
4.5.2 Conditions frontières 51

4.6 Propriétés et fonctions hydriques des matériaux utilisés pour les simulations 52
4.6.1 Généralités 52
4.6.2 Gravier (Gr.1) 52
4.6.2.1 Courbe de rétention 53
4.6.2.2 Fonction de conductivité hydraulique 53
4.6.3 Silts 55
4.6.3.1 Courbe de rétention 55
4.6.3.2 Fonction de conductivité hydraulique 56
4.6.4 Tapis drainant géocomposite dans le profil urbain 57
4.6.5 Gravier (Gr.2) et sable uniforme (Sbl) 59

CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES SIMULATIONS AVEC LE PROFIL URBAIN 62

5.1 Simulations étudiées avec les MU (PU-MU) 62
5.1.1 Modèle de base 62
5.1.2 Modélisations en régime transitoire et conditions initiales 65
5.1.3 Les paramètres de convergence 66
5.1.4 Caractéristiques des simulations (S-1 à S-7) 67
5.1.5 Validation des résultats 69
5.1.6 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-1 à S-7) 71
5.1.7 Simulation S-1 : Profil sans système de drainage 73
5.1.8 Simulation S-2 : Tuyau de drainage perforé enfoui au niveau de la ligne d'infrastructure (cas de base) 75
5.1.9 Simulation S-3 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 150 mm 76
5.1.10 Simulation S-4 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 300 mm 77
5.1.11 Simulation S-5 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 450 mm 77

5.1.12 Simulation S-6 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une position alternée 79
5.1.13 Simulation S-7 : Tapis drainant géocomposite associé à un D(300 mm) 80
5.1.14 Analyse et discussion des résultats : Variation de la surface d'eau normalisée de la fondation en fonction du système de drainage 81
5.1.14.1 Utilisation du système de drainage Ta+D(300 mm) 82
5.1.14.2 Utilisation du tuyau de drainage perforé 83
5.1.15 Contributions relatives à l'infiltration 84
5.1.15.1 Autres simulations sur l'effet de la surcharge et du débit (S-8 à S-14) 85
5.1.15.2 Variation de la surface d'eau normalisée de la fondation 87
5.1.15.3 Débit du tuyau de drainage perforé 89
5.1.16 Corrélation entre $a_w(max)$ de la fondation et la profondeur d'enfouissement d'un TDP. 93
5.1.17 Pression interstitielle 95
5.1.18 Infiltration et exfiltration à travers les fissures 97
5.1.19 Conditions quasi stationnaires 99
5.2 Simulations étudiées avec sol d'infrastructure composé de MU et fondation composée de MR (série B), PU(IU, FR) 100
5.2.1 Caractéristiques des simulations (S-15 à S-22) 100
5.2.2 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-15 à S-22) 100
5.2.3 Simulation S-15 : Profil sans système de drainage 101
5.2.4 Simulation S-16 : Tuyau de drainage perforé enfoui au niveau de la ligne d'infrastructure 102
5.2.5 Simulation S-17 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 150 mm 102
5.2.6 Simulation S-18 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 300 mm 103

5.2.7 Simulation S-19 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 450 mm 104
5.2.8 Simulation S-20 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une position alternée 104
5.2.9 Simulation S-21 : Tapis drainant géocomposite associé à un D(300 mm) 105
5.2.10 Simulation S-22 : Écran et tapis drainants géocomposites associés à un D(300 mm) 106
5.2.11 Étude comparative de la variation de la surface d'eau normalisée en fonction du système de drainage : PU(IU, FR) et PU-MU 107
5.3 Simulations étudiées avec les MR (PU-MR) 112
5.3.1 Caractéristiques des simulations (S-23 à S-28) 112
5.3.2 Résultats des simulation S-23 à S-28 112
5.3.3 Pression interstitielle 114
5.3.4 Courbes de rétention 117
5.4 Comparaison de l'infiltration à travers les MU et les MR. 119

CHAPITRE 6 RÉSULTATS DES ANALYSES EN PROFIL RURAL 123

6.1 Simulations étudiées avec les MU (S29 à S-31) 123
6.1.1 Caractéristiques des simulations (S29 à S-31) 123
6.1.2 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-29 à S-31) 123
6.1.2.1 Simulation S-29 : Extension partielle de la sous-fondation ESF 123
6.1.2.2 Simulation S-30 : Tuyau de drainage perforé au niveau de la ligne d'infrastructure TDI 126
6.1.2.3 Simulation S-31 : Écran drainant géocomposite EDRC 127
6.1.2.4 Surface d'eau normalisée, pression interstitielle et courbes de rétention 128
6.2 Simulations étudiées avec les MR (S-32 à S-34) 130
6.2.1 Caractéristiques des simulations (S-32 à S-34) 130
6.2.2 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-32 à S-34) 131
6.2.3 Pressions interstitielles et courbes de rétention 133

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 135

7.1 Données de base du drainage routier 135

7.1.1 Facteurs d'origine matérielle 135

7.1.2 Facteurs d'origine géométrique 135

7.1.3 Surcharges hydrauliques 136

7.2 Conclusion 136

7.2.1 Coefficient de perméabilité des matériaux 136

7.2.2 Système de drainage 137

7.2.3 Nombre de fissures et positionnement, PU-MU 140

7.2.4 Recommandation pour un meilleur design 140

7.3 Recommandations pour travaux futurs 142

LISTE DES RÉFÉRENCES 143

ANNEXE RÉSULTATS DES SIMULATION ÉFFECTUÉES EN MILIEU URBAIN 157

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 Pression d'entrée d'air (ψ_a) approximative pour différents types de sols (tiré d'Aubertin et al., 1998)..... 30
Tableau 3-2 Équations des principaux modèles pour la description de la courbe de rétention d'eau à partir de points expérimentaux (tiré de Bussière, 1999)..... 32
Tableau 4-1 Principales caractéristiques du logiciel SEEP/W (adapté de Bussière 1999)..... 42
Tableau 4-2 Coefficient de perméabilité à saturation des matériaux Silt.1, Silt.2 et Silt.3 formant les différentes couches du sol d'infrastructure utilisé pour les simulations..... 56
Tableau 4-3 Caractéristiques hydriques des matériaux utilisés pour les simulations..... 61
Tableau 5-1 Caractéristiques des simulations étudiées en utilisant différents systèmes de drainage..... 68
Tableau 5-2 Différentes combinaisons de la surcharge et de débit pour un D(450 mm)..... 86
Tableau 5-3 Différentes combinaisons de la surcharge et de débit pour un D(alter.). ... 86
Tableau 5-4 Conditions quasi stationnaires pour différents systèmes de drainage. 99
Tableau 5-5 Echelle qualitative de l'efficacité des systèmes de drainage étudiés dans les deux cas : PU(IU, FR) et PU-MU. 110
Tableau 5-6 Comparaison de a_w(max) dans les deux cas : PU(IU, FR) et PU-MU. 110

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 Terminologie relative aux chaussées (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 5
Figure 2-2 Accotement revêtu (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 6
Figure 2-3 Structure de chaussée rigide, autoroute en milieu rural (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 7
Figure 2-4 Accotement rigide (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 7
Figure 2-5 Section droite d'une autoroute urbaine avec un système de drainage formé d'un tuyau de drainage perforé enfoui en rive de chaussée au niveau de la ligne d'infrastructure (adapté de Cyr et Chiasson, 1999)..... 8
Figure 2-6 Drain en tuyau rigide ou semi-rigide (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 9
Figure 2-7 Drain en pierre (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 9
Figure 2-8 Drain en tuyau flexible, installation par excavation (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 10
Figure 2-9 Drain en tuyau flexible, installation par enfouissement mécanique (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004)..... 11
Figure 3-1 Conservation de la masse dans un volume élémentaire de référence, représentation bidimensionnelle (adapté de Delleur, 1999)..... 17
Figure 3-2 Courbes de rétention d'eau schématisées pour un sable et un silt (tiré de Aubertin et al., 1995)..... 29
Figure 3-3 Fonctions de perméabilité schématisées pour un sable et un silt (tiré d'Aubertin et al., 1995)..... 33

Figure 3-4 Représentation schématique des courbes de rétention avec des effets d'hystérésis (adapté de Maqsoud et al., 2004)..... 36
Figure 3-5 Taux de précipitation et infiltration potentielle par rapport au temps. (a) : $i(t) < F$ et (b) : $i(t)$ devient supérieure à F 38
Figure 4-1 Section droite typique du profil en travers d'une autoroute urbaine symétrique à deux voies. Illustration de différents tuyaux de drainage à différentes positions (adapté de Cyr et Chiasson, 1999). 46
Figure 4-2 Écran et tapis drainant géocomposites en combinaison ; les deux associés à un TDP enfoui à une profondeur de 300 mm : Ta+Éc+D(300 mm)..... 47
Figure 4-3 Condition frontière (CF-1) utilisée pour modéliser la précipitation sur le terrain avoisinant (débit de précipitation q en fonction du temps). 48
Figure 4-4 Condition frontière (CF-2) utilisée pour modéliser la charge totale H appliquée à la fissure intermédiaire en fonction du temps. 48
Figure 4-5 Condition frontière (CF-3) utilisée pour modéliser la charge totale H appliquée à la fissure de bord en fonction du temps..... 49
Figure 4-6 Maillage et condition frontière utilisée pour modéliser le tuyau de drainage perforé (nœuds représentés par les triangles bleues formant une surface de suintement circulaire où u = 0 kPa)..... 49
Figure 4-7 Section transversale typique, d'une autoroute rurale à deux voies, utilisée pour les simulations bidimensionnelles (tiré de Lebeau, 1999)..... 50
Figure 4-8 Courbes granulométriques des matériaux de graviers Gr.1 utilisés pour la fondation (Cyr et Chiasson, 1999)..... 53
Figure 4-9 (a) : Courbe de rétention d'eau mesurée sur le gravier Gr.1 et (b) : Courbes de conductivité hydraulique non saturée éstimées des graviers Gr.1 et Gr.2 (Cyr et Chiasson, 1999)..... 54
Figure 4-10 (a) : Courbe de rétention des Silt.1, Sil.2 et Silt.3. (b) : Courbes de conductivité hydraulique non saturée des Silt.1, Sil.2 et Silt.3. 55

Figure 4-11 Courbe de rétention du matériau drainant géocomposite utilisé pour les simulations (adapté de Park et Fleming, 2004). 58
Figure 4-12 Courbe de conductivité hydraulique non saturée du matériau drainant géocomposite utilisé pour les simulations (adapté de Park et Fleming, 2004). 58
Figure 4-13 Courbes granulométriques et propriétés physiques des MR (tirées de Lebeau, 1999). 59
Figure 4-14 Courbe de rétention du gravier Gr.2 et du sable uniforme Sbl (adapté de Lebeau, 1999). 60
Figure 4-15 Courbes de conductivité hydraulique non saturée du Gr.2 et du Sbl (adapté de Lebeau, 1999) 60
Figure 5-1 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique du modèle de base 63
Figure 5-2 Maillage des éléments finis utilisé pour la modélisation numérique au voisinage du D(0 mm) avec la condition au frontières. Cas de base. 63
Figure 5-3 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique au voisinage de la fissure intermédiaire. Cas de base. 64
Figure 5-4 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique au voisinage de la fissure de bord. Cas de base. 64
Figure 5-5 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique au voisinage de la surface du terrain avoisinant. Cas de base. 65
Figure 5-6 Conditions de modélisation à l'état initial (t = 0 s) utilisées pour toutes les simulations avec le PU. 65
Figure 5-7 Courbes de la conductivité hydraulique (m/s) vs la succion (kPa) introduites dans le modèle et ressorties avec les résultats suite à une heure de précipitation. Cas de la simulation S-2. 69
Figure 5-8 Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique du silt.2 rentrée dans le modèle et les résultats obtenus suite à une heure de précipitation. Cas de la simulation S-2. 70

Figure 5-9 Comparaison entre la courbe de rétention d'eau du silt.2 rentrée dans le modèle et les résultats obtenus suite à une heure de précipitation. Cas de la simulation S-2. 70
Figure 5-10 Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique du gravier Gr-1 rentrée dans le modèle et les résultats obtenus suite à 26 heures de drainage (t = 50 heures). Cas de la simulation S-2 71
Figure 5-11 Surface d'eau normalisée de la fondation versus le temps (h) pour différents systèmes de drainage, PU-MU. 72
Figure 5-12 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-1 74
Figure 5-13 Vecteurs vitesse et position de la ligne phréatique suite à 2 heures de précipitation. Cas de la simulation S-1. 74
Figure 5-14 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 116 heures de drainage (t = 25 h jusqu'à t = 140 h). Cas de la simulation S-1. 74
Figure 5-15 Isobares [kPa] à t = 24 heures. Cas de la simulation S-1 75
Figure 5-16 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-2 75
Figure 5-17 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation de base S-2. 76
Figure 5-18 Positions de la lignes phréatiques au temps t = 4h, 24h et 26 heures. Cas de la simulation S-3. 76
Figure 5-19 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-4 77
Figure 5-20 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-5 77
Figure 5-21 Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle et du temps du point de cote altimétrique 2.216m appartenant à la fondation et au plan vertical passant par la fissure intermédiaire. Cas de la simulation S-5. 78

Figure 5-22 Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle et du temps du point interception de la ligne moyenne de la fondation avec le plan vertical passant par la fissure intermédiaire. Cas de la simulation S-6. 79
Figure 5-23 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-6. 80
Figure 5-24 Isobares [kPa], à 24 heures. Cas de la simulation S-6. 80
Figure 5-25 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-7. 81
Figure 5-26 Surface d'eau normalisée de la fondation en fonction du temps (h) pour les différents cas de surcharges et du débit pour un D(450 mm) et pour un D(alter.). 87
Figure 5-27 Diagramme comparatif des débits pour différents cas de fissuration et de surcharges pour un D(450 mm) et un D(alter.). 91
Figure 5-28 Diagramme comparatif des débits pour différentes profondeurs d'enfouissement d'un TDP en rive de chaussée. Section présentant deux fissures. 92
Figure 5-29 Variation de la surface d'eau normalisée maximale dans la fondation [%] versus la profondeur d'enfouissement (cm) d'un TDP en rive de chaussée, la relation $a_w - p$ déduite est linéaire. 94
Figure 5-30 Pression interstitielle [kPa] versus la profondeur [m], à la fin de la précipitation, pour différents systèmes de drainage : (a) dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire. (b) dans un plan vertical passant par la fissure de bord. 96
Figure 5-31 Ligne phréatique et vecteurs vitesse à 3 heures. Cas de la simulation S-1. 97
Figure 5-32 Ligne phréatique et vecteurs vitesse à 24 heures. Cas de la simulation S-1. 97

Figure 5-33 Surface d'eau normalisée de la fondation en fonction du temps (h) pour différents systèmes de drainage, PU(IU, FR). 100
Figure 5-34 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-15..... 101
Figure 5-35 Isobares [kPa] à t = 24 heures. Cas de la simulation S-15..... 101
Figure 5-36 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-16..... 102
Figure 5-37 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-16..... 102
Figure 5-38 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-17..... 103
Figure 5-39 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-18..... 103
Figure 5-40 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-19..... 104
Figure 5-41 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-20..... 104
Figure 5-42 Isobares [kPa], à 24 heures. Cas de la simulation S-20..... 105
Figure 5-43 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-21..... 105
Figure 5-44 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-22..... 106
Figure 5-45 Comparaison de a_w pour différents systèmes de drainage dans les deux cas : PU(IU, FR) et PU-MU. 107
Figure 5-46 Pression interstitielle [kPa] versus la profondeur [m], à la fin de la précipitation, pour différents systèmes de drainage : (a) dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire. (b) : dans un plan passant par la fissure de bord ; PU(IU, FR). 109
Figure 5-47 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-23..... 112

Figure 5-48 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-24. 113
Figure 5-49 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-25. 113
Figure 5-50 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-26. 113
Figure 5-51 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-27. 114
Figure 5-52 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-28. 114
Figure 5-53 Pression interstitielle en fonction de la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire, pour différents systèmes de drainage. 115
Figure 5-54 Pression interstitielle en fonction de la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure de bord, pour différents systèmes de drainage. 116
Figure 5-55 S_r versus la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire pour différents systèmes de drainage..... 118
Figure 5-56 S_r versus la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure de bord pour différents systèmes de drainage..... 118
Figure 5-57 Diagramme d'infiltration durant la précipitation. Cas de la simulation S-5..... 119
Figure 5-58 Diagramme d'infiltration durant la précipitation. Cas de la simulation S-27..... 120
Figure 5-59 Volumes cumulatifs qui caractérisent le processus d'infiltration en fonction du temps durant la précipitation. Cas de la simulation S-5..... 121
Figure 5-60 Volumes cumulatifs qui caractérisent le processus d'infiltration en fonction du temps durant la précipitation. Cas de la simulation S-27..... 121

Figure 6-1 Section transversale (accotement revêtu) montrant les matériaux et les conditions aux frontières. Cas de la simulation S-29. 124
Figure 6-2 Géométrie et maillage de la fissure en rive de chaussée. Cas de la simulation S-29. 124
Figure 6-3 Géométrie et maillage de l'arrondi du talus. Cas de la simulation S-29. . 125
Figure 6-4 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps en heures (montré par les chiffres sur les lignes phréatiques) durant une précipitation de 24 heures. Cas de la simulation S-29. 125
Figure 6-5 Isobares [kPa] correspondants aux conditions quasi stationnaires. Cas de la simulation S-29. 125
Figure 6-6 Maillage des éléments finis utilisé pour la modélisation numérique au voisinage du TDP avec la condition aux frontières (représentée par les triangles, $u_w = u_a$). Cas de la simulation S-30. 126
Figure 6-7 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-30. 127
Figure 6-8 Isobares [kPa] correspondantes aux conditions quasi stationnaires. Cas de la simulation S-30. 127
Figure 6-9 Position de la ligne phréatique correspondante aux conditions quasi stationnaires. Cas de la simulation S-31. 128
Figure 6-10 Surface d'eau normalisée dans la fondation, en pourcentage versus temps (h) pour différents systèmes de drainage, PR-MU. 129
Figure 6-11 Degré de saturation et pression interstitielle versus la profondeur pour différents systèmes de drainage dans un plan vertical situé à 1850 mm de l'axe de symétrie de l'autoroute. Les courbes correspondent aux conditions quasi stationnaires. 130
Figure 6-12 Position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-32. .. 131
Figure 6-13 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-32. 131
Figure 6-14 Position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-33. .. 132
Figure 6-15 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-33. 132

Figure 6-16 Position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-34. .. 132
Figure 6-17 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-34. 133
Figure 6-18 Degré de saturation (a) et pression interstitielle (b) versus profondeur à 24 heures pour différents systèmes de drainage, dans un plan vertical situé à 1850 mm de l'axe de symétrie. 133

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Symbole	Propriété
AEV	Pression d'entrée d'air (de l'anglais « Air Entry Value »).
A_{dw}	La portion de la surface de la fondation au-dessous de la ligne phréatique et délimitée par le contour de la fondation.
A_{tw}	Surface totale de la fondation.
a_f	Approximativement le AEV du matériau pour le modèle de Fredlund et Xing [M/LT^2].
a_G	Constante du modèle de Gardner (1958)
a_s	Paramètre du sol (appelé «Sorptive number»).
$a_w = A_{dw} / A_{tw}$	Surface d'eau normalisée de la fondation.
a_w(max)	Surface d'eau normalisée maximale de la fondation.
$[B]$	Matrice des gradients.
$[C]$	Matrice de conductivité hydraulique de l'élément.
$C(\psi)$	Facteur de correction qui assure que $\theta_w = 0$ lorsque $\psi_0 = 10^7 cm$ dans les modèles de Fredlund et Xing et MK.
D, TDP	Tuyau de drainage perforé.
D(alter.)	Tuyau de drainage perforé enfoui à une position alternée.
D_R	Densité relative des grains.
D(x mm)	Tuyau de drainage perforé enfoui en rive de chaussée à une profondeur de x mm.
D(0 mm)	Tuyau de drainage perforé enfoui à la ligne d'infrastructure en rive de chaussée.

Symbole	Propriété
d	Débit rentrant dans un TDP.
$\det[J]$	Déterminant du jacobien.
ESF	Extension de la sous-fondation.
ÉDRC (LR)	Écran drainant géocomposite en rive de chaussée, à la ligne de rive.
e	Indice des vides.
F	Capacité d'infiltration.
G_s	Densité des grains.
g	Accélération terrestre [L/T^2].
H	Charge hydraulique totale.
$\{H\}$	Vecteur de charges hydrauliques totales aux nœuds dans le repère global.
$\{H\},t$	Matrice de variation de la charge hydraulique totale avec le temps.
h	Charge hydraulique totale d'un point à l'intérieur d'un élément fini dans le repère local.
h_{we}	Pression d'entrée d'eau.
h_{ae}	Pression d'entrée d'air.
$I(t)$	Précipitation cumulative.
$i(t)$	Intensité de précipitation.
i	Identification des intervalles sur la courbe θ - ψ (i = 1,2,…,m).
i	Gradient hydraulique à un point et un temps donnés.
i_x, i_y, i_z	Gradient hydraulique dans les directions x, y, z.
j_{cc}	Numéro de l'intervalle dans le modèle de Fredlund et al. (1994).
$[J]$	Jacobien.
$[K]$	Matrice caractéristique des éléments.

Symbole	Propriété
k	Conductivité hydraulique [L/T].
$k(\psi)$	Conductivité hydraulique pour une succion quelconque du sol [L/T].
k_1	Coefficient de perméabilité principale maximal.
k_2	Coefficient de perméabilité principale minimal.
k_{rel} ou k_r	Conductivité hydraulique relative par rapport à k_{sat} [L/T].
k_s ou k_{sat}	Conductivité hydraulique à saturation [L/T].
k_x, k_y, k_z	Conductivité hydraulique dans les directions principales de x, y, z [L/T].
L	Longeur [L].
l	Paramètre de connexion des pores tenant compte de la tortuosité.
MU	Matériaux représentatifs du milieu urbain.
MR	Matériaux représentatifs du milieu rural.
$[M]$	Matrice de masse.
m	Masse [M].
m_f	Paramètre de contrôle de la teneur en eau résiduelle pour le modèle de Fredlund et Xing.
m_v	Paramètre mathématique des modèles de Burdine et Mualem.
m_{vG}	Constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten.
α_{vG}	Constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten
m_w	Coefficient de changement de volume d'eau par rapport à un changement de pression interstitielle [$F^{-1}.L^2$].

Symbole	Propriété
m_1^w	Changement de la teneur en eau volumique par rapport à un changement de contrainte normale nette.
m_2^w	Changement de teneur en eau volumique par rapport à un changement de succion matricielle.
N	Nombre total d'intervalles calculé entre la teneur en eau volumique à saturation et la teneur en eau volumique nulle (modèle de Fredlund et al., 1994).
$< N >$	Vecteur d'interpolation des fonctions de forme.
n , $n(\%)$	Porosité, porosité en pourcentage [L^3/L^3].
n_f	Paramètre de contrôle de la pente pour le modèle de Fredlund et Xing.
n_G	Constante du modèle de Gardner (1958)
n_v	Paramètre mathématique des modèles de Burdine et Mualem.
n_{vG}	Constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten
PU	Profil en travers d'une autoroute urbaine.
PU(IU, FR)	Profil en travers d'une autoroute urbaine. Le sol 'infrastructure est composé de MU et la fondation est composée de MR.
PR	Profil en travers d'une autoroute rurale.
Q	Flux appliqué aux frontières.
$\{Q\}$	Vecteur flux appliqué aux frontières.
q_x , q_y , q_z	Débit spécifique dans les directions x, y, z [L^3/L^2T] = [L/T].
q	Débit spécifique dans le sol, flux unitaire à travers le côté d'un élément fini [L^3/L^2T] = [L/T].
R_{max}	Rayon maximal des pores dans le sol [L].

Symbole	Propriété
$R_{\min}$	Rayon minimal des pores dans le sol [L].
r	Abscisse d'un point dans le repère local
r	Rayon du pore.
$S_r(\%)$	Degré de saturation en pourcentage.
s	Ordonnée d'un point dans le repère local.
Ta+D(x mm)	Tapis drainant géocomposite associé à un tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de x mm en rive de chaussée.
Ta+Éc+D(x mm)	Tapis et écran drainants géocomposites associés à un tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de x mm en rive de chaussée.
TDI (LA)	Tuyau de drainage perforé au niveau de la ligne d'infrastructure à la limite de l'accotement.
t	Temps [T].
t	Épaisseur d'un élément fini.
u_a	Pression interstitielle de l'air.
$(u_a - u_w)$	Succion matricielle [F/L^2].
$(u_a - u_w)_{aev}$	Succion matricielle correspondant à la valeur d'entrée d'air [F/L^2].
$(u_a - u_w)_{res}$	Succion matricielle correspondant à la teneur en eau résiduelle [F/L^2].
u_w	Pression interstitielle de l'eau [F/L^2].
V	Volume total [L^3].
V_c	Volume cumulatif rentrant dans un TDP [L^3].
V_v	Volume des vides [L^3].
V_w	Volume d'eau [L^3].
W_w	Poids de l'eau.

Symbole	Propriété
W_{ws}	Poids de l'eau à saturation.
v	Vitesse darcienne.
w	Teneur en eau massique pour une succion quelconque du sol [M/M].
w_s	Teneur en eau massique à saturation [M/M].
w_r	Teneur en eau massique résiduelle [M/M].
X	Abscisse d'un nœud dans le repère global.
x	Abscisse d'un point dans le repère global.
Y	Ordonnée d'un nœud dans le repère global.
y	Ordonnée d'un point dans le repère global, charge de podition.
$\overline{y_i}$	Point milieu de la $i_{cc}^{ème}$ intervalle dans le modèle de Fredlund et al. (1994).
α	Angle d'inclinaison de la direction principale majeure de la conductivité hydraulique avec l'horizontale.
α_m	Coefficient de compressibilité élastique du milieu poreux [L^2/F].
α_v	Constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten associé au AEV du matériau par la relation $\psi_a = 1/\alpha_v$.
β_w	Coefficient qui représente le taux de diminution de la résistance au cisaillement effective avec l'augmentation de la succion matricielle [L^2/F].
γ_w	Poids volumique de l'eau.
Δq	Variation du débit spécifique dans un volume élémentaire [L/T].
δ	Paramètre mathématique du modèle de Mualem (1986). Valeur variable de 2 à 4

Symbole	Propriété
η	Coefficient d'uniformité.
θ_e	Teneur en eau volumique normalisée ou bien le degré de saturation relatif [L^3/L^3].
θ	Teneur en eau volumique [L^3/L^3].
$\theta(R)$	Teneur en eau volumique quand tous les pores qui ont un rayon inférieur ou égal à R sont remplis d'eau.
θ_r	Teneur en eau volumique résiduelle ou d'adhésion [L^3/L^3].
θ_s	Teneur en eau volumique à saturation [L^3/L^3].
λ_{BC}	Facteur de distribution des pores qui affecte la pente de la courbe de rétention d'eau du modèle de Brooks et Corey
ρ	Masse volumique du sol.
ρ_w	Masse volumique de l'eau.
σ	Contrainte normale totale [F/L^2].
$(\sigma - u_a)$	Contrainte normale nette [F/L^2].
$(\sigma - u_w)$	Contrainte normale effective [F/L^2].
τ	Résistance au cisaillement.
ψ	Succion matricielle totale du sol [M/LT^2].
ψ_a	Pression d'entrée d'air [M/LT^2]
ψ_r	Succion correspondant à la teneur en eau résiduelle [M/LT^2]
$\psi_{\max}$	Succion qui correspond au rayon minimal des pores.
ψ_r	Succion qui correspond à la teneur en eau résiduelle.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE Résultats des simulations éffectuées en milieu urbain.....157

AVANT-PROPOS

Dans ce mémoire, on a tenté de fournir des résultats numériques représentatifs, réalistes et vraisemblables. La clarté et les résultats en accord avec les observations réelles, ont été les premiers de nos soucis.

On a jugé qu'il est fructueux de s'éloigner de la reproduction des théories et des résultats jugés largement connus et qui constituent un classique de base pour toute littérature géotechnique. Une conséquence directe en découle, on admet que le logiciel utilisé SEEP/W de Geo-Slope International est largement testé par les chercheurs à travers le monde et qu'il est implicitement supposé valide.

Le domaine de la géotechnique routière offre de nouvelles opportunités de recherche qui ont pour objectifs de résoudre des vrais problèmes qui émanent de l'industrie de la construction routière.

La présente étude est justifiée du fait qu'on a trouvé une dispersion considérable des résultats qui touchent au comportement hydraulique de la chaussée en géotechnique routière. Ces résultats dérivent de plusieurs études, mémoires de recherche universitaire, papiers de recherche et des publications scientifiques basées sur des logiciels professionnels spécialisés pour la résolution des problèmes des écoulements souterrains.

Pour pouvoir comprendre et interpréter le comportement hydraulique d'une chaussée en période estivale dans deux milieux différents, notamment rural et urbain, il a été jugé nécessaire de mener une étude comparative basée sur des simulations numériques. L'objectif de cette étude, est de vérifier et comparer les paramètres qui ont une incidence directe ou indirecte sur le comportement hydraulique de la chaussée en période estivale

et d'interpréter la divergence des résultats. Les simulations et les comparaisons porteront sur deux milieux différents, notamment le milieu rural et le milieu urbain. Les résultats numériques obtenus au moyen du logiciel spécialisé SEEP/W (version 5.15 de Geo-Slope International) ont permis de mieux évaluer le comportement hydraulique des chaussées en période estivale.

Chapitre 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

Avec la croissance des populations dans les pays développés, le volume du trafic routier est devenu plus dense et les véhicules routiers sont devenus plus lourds. Une route est généralement exposée aux actions climatiques de la nature (e.g., gel, dégel, précipitation...) et à l'intensité croissante des charges dynamiques des véhicules routiers. Les études ont conclu que durant le temps où l'eau libre provenant de la surface d'infiltration est présente dans la section structurale (i.e., la couche de fondation), les dégâts causés par les charges lourdes des roues sont beaucoup plus importants que dans la période de temps où l'eau est absente dans cette fondation.

Le souci d'un ingénieur travaillant dans la géotechnique routière est de concevoir une chaussée qui peut assurer la serviabilité, la qualité de la circulation routière et la longévité de la chaussée. Aujourd'hui, on reconnaît de plus en plus le besoin de drainer les chaussées. L'entretien des chaussées formant un réseau routier constitue un vrai investissement et le coût de réparation de ces dernières devient de plus en plus important. Cedergren (1987) note que le coût de réparation des chaussées dans le monde a haussé d'environ 30 à 40 milliards de dollars par an (estimation 1986).

1.2 Le drainage routier

Une des raisons principales qui est à l'origine des pathologies des fondations des chaussées est la présence d'une surface phréatique élevée dans la fondation, pour remédier à cet inconvénient, l'objectif primordial est de rabattre cette ligne par des moyens économiques et pratiques. La méthode la plus commode adoptée pour atténuer les pressions interstitielles de l'eau dans la fondation est de drainer la chaussée. Le choix

du système de drainage est un facteur qui régit le dimensionnement d'une chaussée. Plusieurs facteurs et paramètres peuvent affecter la réponse hydraulique d'une chaussée suite à l'implantation d'un élément drainant dans une section typique d'une autoroute. Ces facteurs peuvent être classés en trois catégories principales : les facteurs d'origine matérielle, géométrique et les surcharges hydrauliques

1.3 Le projet de recherche

La démarche suivie dans le mémoire est la suivante. Après l'introduction, on présente au chapitre 2 une documentation sur les chaussées (structures et systèmes de drainage) et la problématique du drainage routier. Au chapitre 3, on présente les théories fondamentales de l'écoulement de l'eau dans un milieu poreux non saturé. Le chapitre 4 présente les propriétés hydrauliques des matériaux utilisés dans les simulations ultérieures. Les résultats et analyses de modélisation numérique effectués en utilisant un profil urbain et un profil rural sont présentés aux chapitres 5 et 6 respectivement. Dans ces chapitres, on a évalué différents systèmes de drainage ainsi que leur positionnement optimal dans les chaussées soumises à des précipitations. De même, on a mené une étude comparative entre l'efficacité du drainage routier dans un milieu urbain et dans un milieu rural. Ceci est fait par la comparaison de plusieurs profils de sections en utilisant plusieurs matériaux représentatifs des deux milieux et en adoptant des conditions de simulations différentes.

Suite à ces points, on développera une synthèse pour faire sortir des recommandations applicables dans le domaine de drainage routier en milieux urbain et rural.

Chapitre 2 LES CHAUSSÉES

2.1 Les chaussées

2.1.1 Structures de chaussées

On appelle chaussée toute surface spécialement aménagée, sur le sol ou sur un ouvrage, pour le stationnement ou la circulation des personnes et des véhicules (Jeuffroy, 1974). La figure 2-1 montre la terminologie relative aux chaussées.

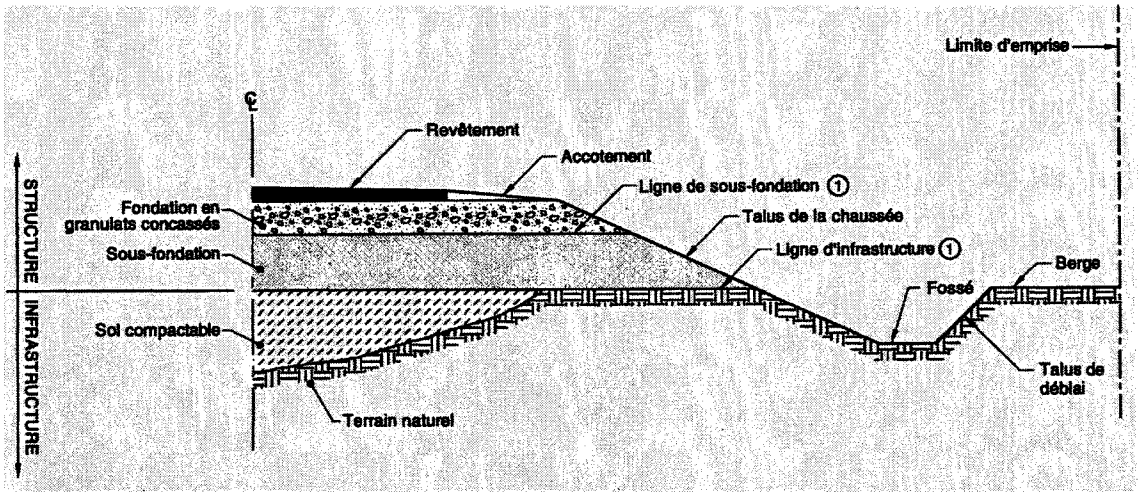


Figure 2-1 Terminologie relative aux chaussées (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

Les principaux types de structure de chaussées (Ministère des Transports de Québec 2004) sont les suivants :

Structure de chaussée souple : La structure d'une chaussée souple est généralement composée d'une sous-fondation en matériaux granulaire (MG 112) composé de granulats naturels ou recyclés, d'une fondation granulaire (MG 20) en granulats concassés naturel ou recyclés et d'un revêtement en enrobé posé en une ou plusieurs couches.

Structure de chaussée rigide : une chaussée rigide se compose généralement d'un revêtement en béton de ciment, d'une fondation en granulat concassé et d'une sous-fondation.

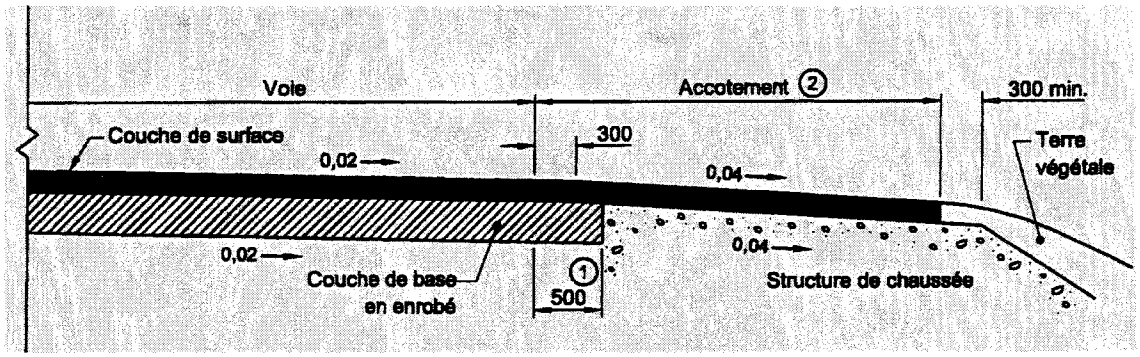


Figure 2-2 Accotement revêtu (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

Lorsque l'accotement est revêtu, l'épaisseur totale de l'enrobé de la voie de circulation doit être prolongée de 500 mm à l'intérieur de l'accotement. La figure 2-2 montre le dessin normalisé d'un accotement revêtu.

La figure 2-3 montre une structure de chaussée rigide d'une autoroute rurale avec les désignations suivantes :

- 1 : revêtement en béton de ciment, épaisseur et type spécifiés aux plan et devis.
- 2 : Fondation en MG 20, épaisseur de 150 mm.
- 3 : Fondation en MG 112, épaisseur spécifiée aux plans et devis.
- 4 : Remblais en sol compactable, épaisseur variable.

L'accotement rigide d'une chaussée est représenté à la figure 2-4. Le chiffre 1 désigne un revêtement en béton de ciment dont le type et l'épaisseur sont spécifés aux plans et devis.

La figure 2-5 montre la section droite du profil transversale d'une chaussée urbaine munie d'un système de drainage formé d'un tuyau de drainage enfoui au niveau de la ligne d'infrastructure en rive de chaussée.

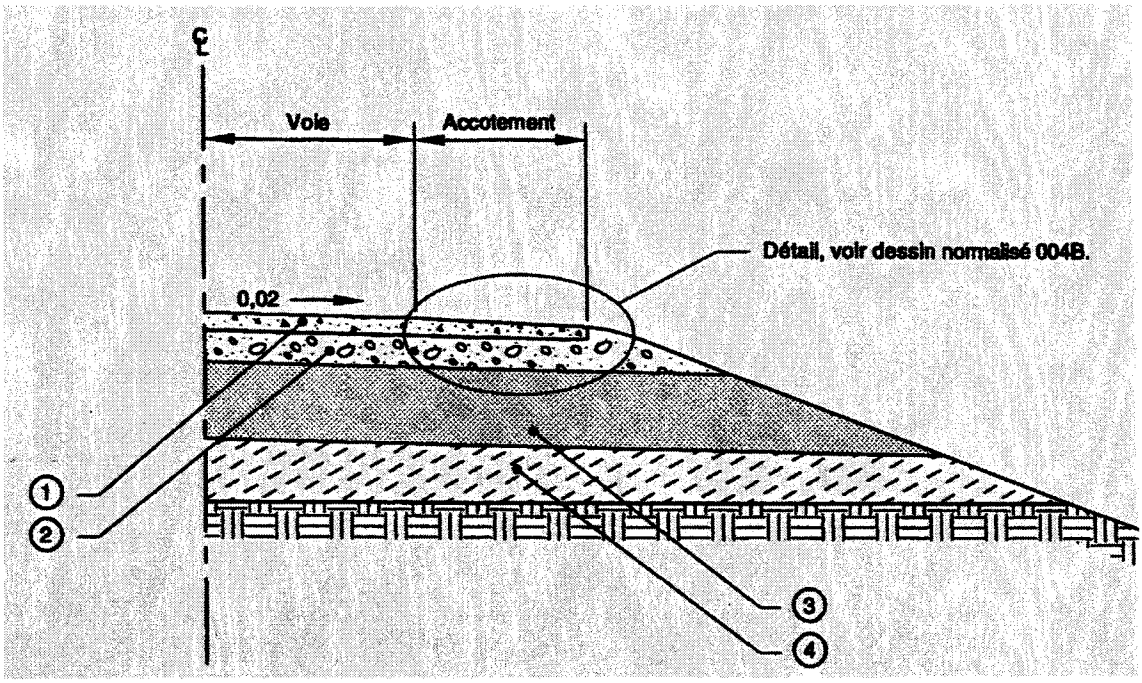


Figure 2-3 Structure de chaussée rigide, autoroute en milieu rural (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

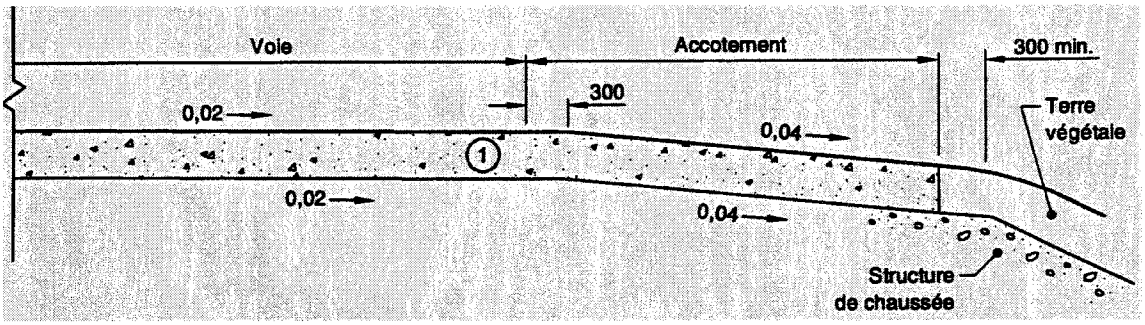


Figure 2-4 Accotement rigide (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

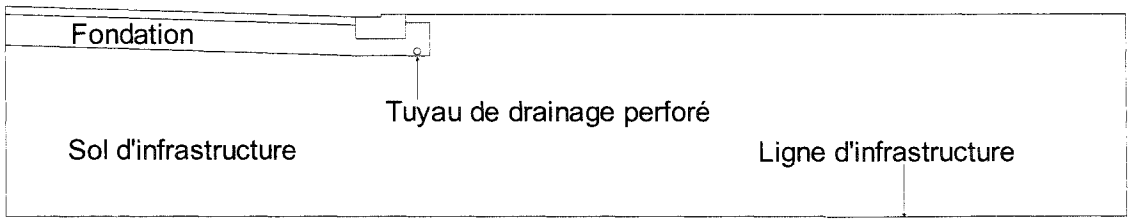


Figure 2-5 Section droite d'une autoroute urbaine avec un système de drainage formé d'un tuyau de drainage perforé enfoui en rive de chaussée au niveau de la ligne d'infrastructure (adapté de Cyr et Chiasson, 1999).

2.1.2 Les drains

Le drain sert à abaisser le niveau de la nappe phréatique ou à évacuer les eaux d'infiltration vers un fossé. Ce drain doit être situé sous la profondeur de gel ou être adéquatement protegé contre le gel (Ministère des Transports de Québec, 2004). Les trois types de drains normalisés sont les suivants :

- Le drain en tuyau rigide ou semi rigide ;
- Le drain en pierre ;
- Le drain en tuyau flexible.

Le drain en tuyau rigide ou semi-rigide (figure 2-6) est utilisé pour drainer la structure d'une route lorsque les sols sont homogènes sur l'épaisseur et dans l'axe de la tranchée. Il est constitué d'un tuyau perforé (les perforations peuvent être sous forme de trous circulaires ou de fentes), d'une membrane géotextile et d'un matériau filtrant. La membrane géotextile qui entoure le tuyau doit avoir des ouvertures de filtration qui tiennent compte de la granulométrie du matériau filtrant. La norme spécifie qu'un sol est conforme à la loi des filtres s'il satisfait les conditions suivantes:

- $5d_{15}$ (sol à drainer) $\leq$ d_{15} (matériau filtrant) $\leq$ $5d_{85}$ (sol à drainer) ;
- d_{50} (matériau filtrant) $\leq$ $25d_{50}$ (sol à drainer).

Le terme d_i signifie diamètre des grains correspondant à i% de passant.

Le drain en pierre est principalement utilisé dans les sols fins stratifiés et les sols hétérogènes dans l'axe de la tranchée. Il est composé d'une membrane géotextile et d'un matériau filtrant. Le dessin normalisé (figure 2-7) montre les détails de ce type de drain.

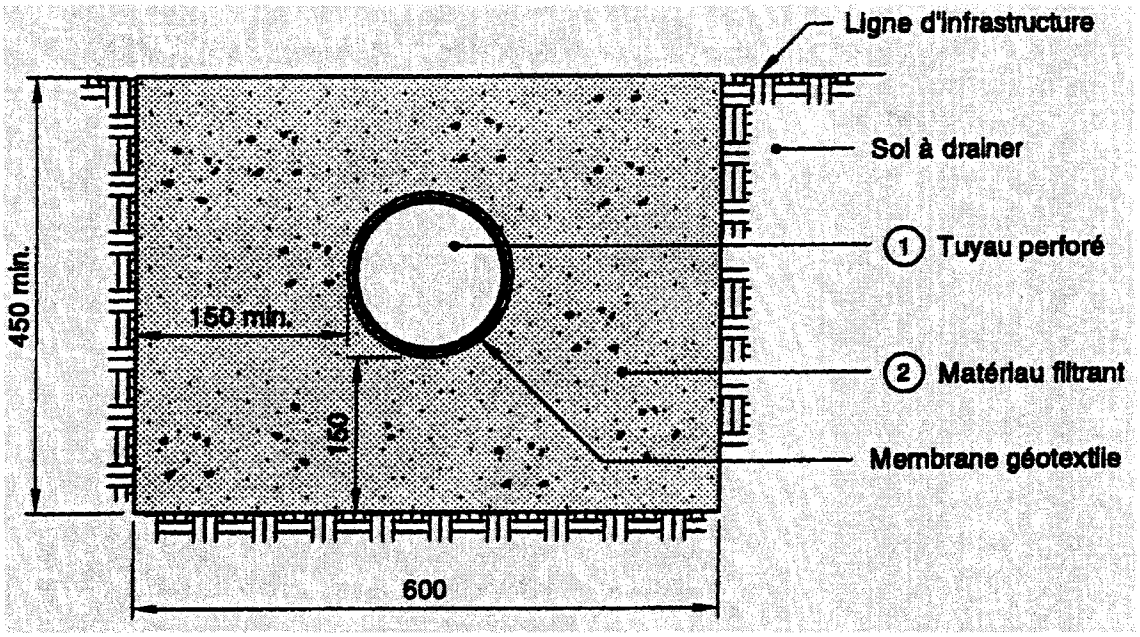


Figure 2-6 Drain en tuyau rigide ou semi-rigide (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

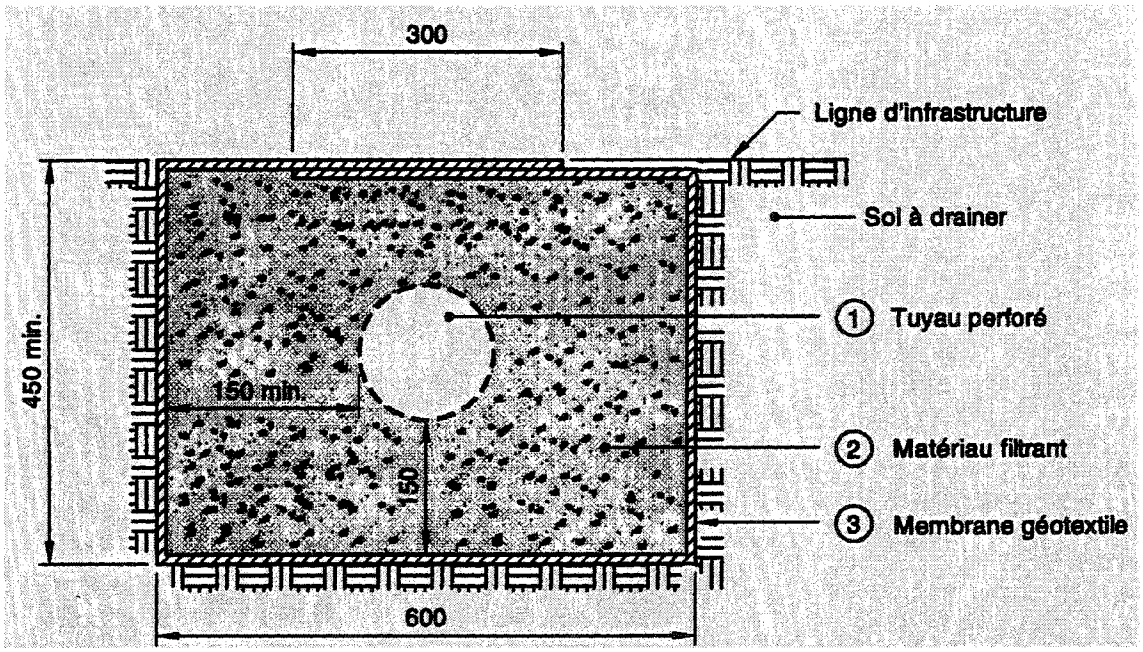


Figure 2-7 Drain en pierre (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

Le drain en tuyau flexible est principalement utilisé pour drainer la structure de la chaussée. Il doit être placé à l'extérieur de la plate-forme de la route et peut être installé par excavation ou par enfouissement mécanique. Les figures 2-8 et 2-9 illustrent l'installation par excavation et par enfouissement mécanique de ces drains.

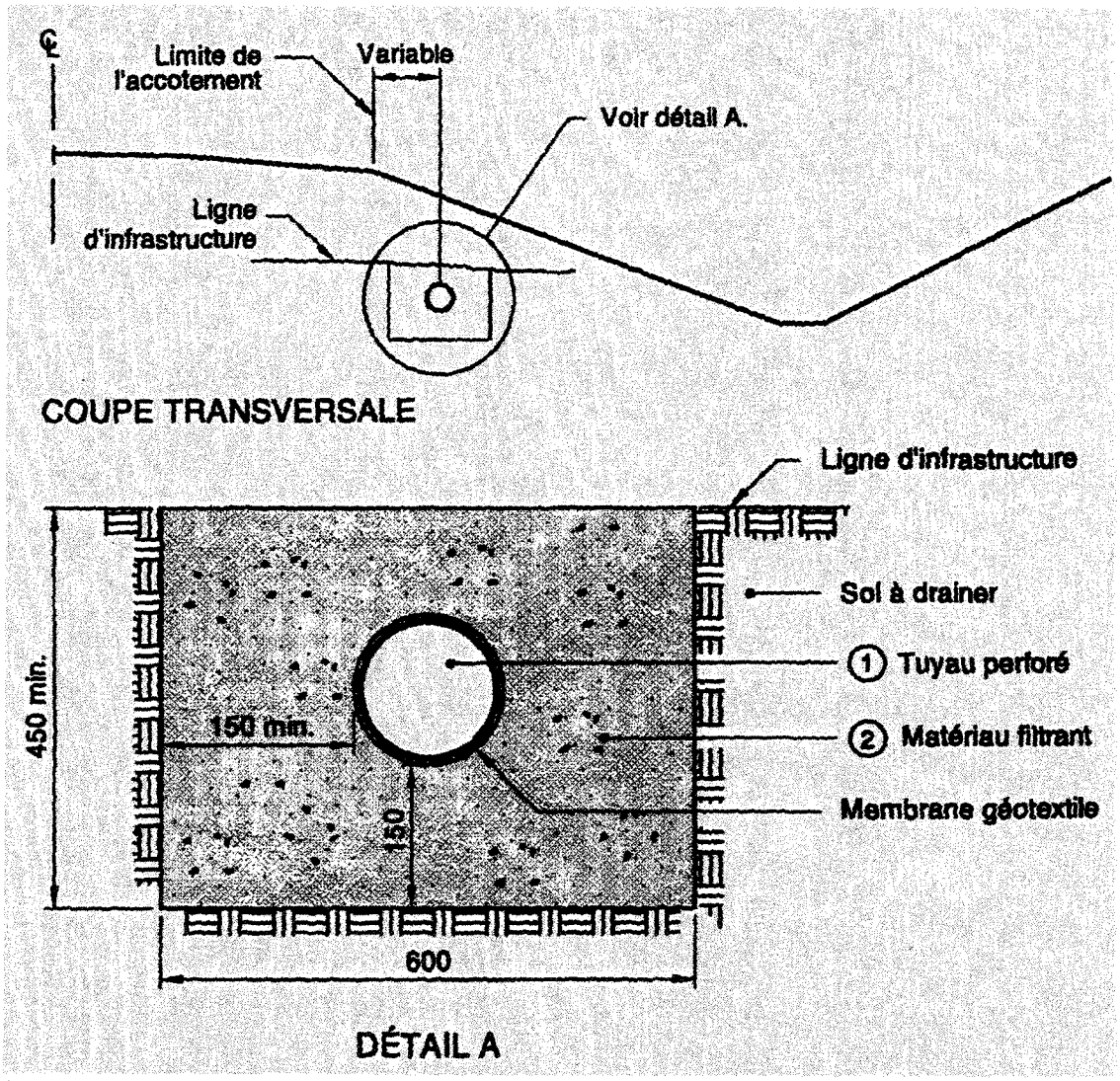


Figure 2-8 Drain en tuyau flexible, installation par excavation (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

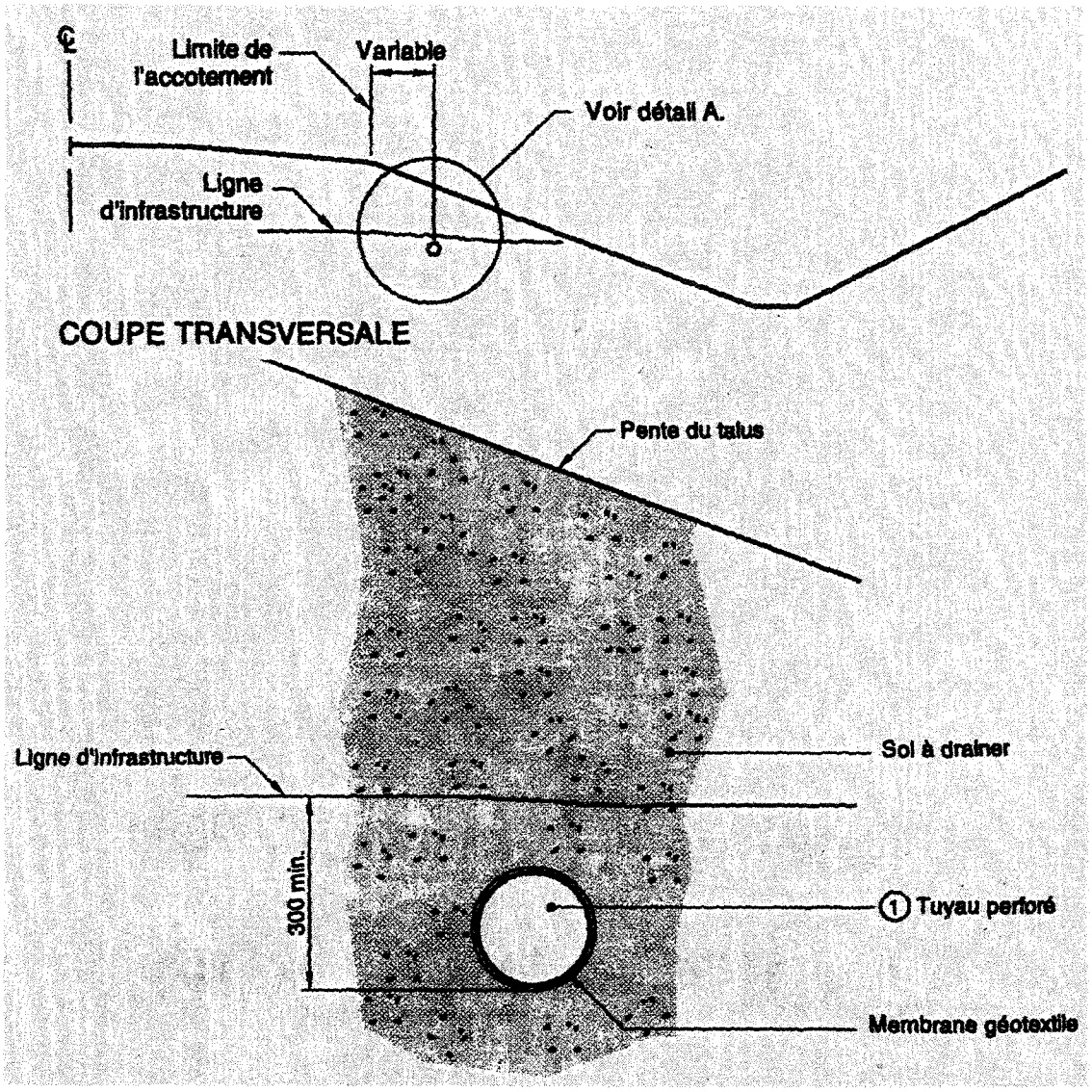


Figure 2-9 Drain en tuyau flexible, installation par enfouissement mécanique (adapté du Ministère des Transports du Québec, 2004).

La sélection rigoureuse de la qualité des matériaux routiers et le bon dimensionnement des différentes couches jouent un rôle primordial dans la longevité d'une chaussée. Le choix des matériaux de la fondation doit respecter les critères de colmatage, de suffosion, et les spécifications techniques du Ministère des Transports du Québec.

2.1.3 Tapis et écrans drainant géocomposites

Les géosynthétiques fournissent une fonction de drainage par transmission du liquide à l'intérieur du plan de leurs structures. Les géosynthétiques généralement utilisés pour le but de drainage sont les géotextiles et les géocomposites. La fonction de drainage des géocomposites permet un écoulement convenable des eaux avec une perte limitée du sol dans le plan du géotextile durant le temps de service compatible avec l'application en considération.

Les géotextiles aiguilletés épais ont une porosité considérable dans leur structure et peuvent transporter une grande quantité de liquide. Un dimensionnement adéquat doit préciser quel type de matériaux géosynthétiques de drainage est nécessaire. L'épaisseur du géosynthétique décroît avec la contrainte normale croissante. Le drainage d'un géosynthétique est généralement quantifié par sa transmissivité qui est définie comme suit :

$$T = k_p \times t_h$$

Avec

T : transmissivité ;

k_p : conductivité hydraulique dans le plan du géosynthétique ;

t_h : épaisseur du géosynthétique pour une pression normale spécifiée.

2.2 Importance du drainage routier

Un des facteurs principaux qui détermine et régit le dimensionnement d'une chaussée est le drainage des eaux souterraines. Ce drainage assure la qualité de la circulation routière en état de service. La conception et la construction d'une chaussée prennent en compte les matériaux disponibles sur le terrain (i.e., matériaux originaux qui forment le sol d'infrastructure), les matériaux de la fondation (i.e., gravier concassé) et les matériaux de la sous-fondation (i.e., sable ou gravier concassé) et l'optimisation d'un système de drainage. Généralement, cette optimisation a une répercussion directe sur le prix de

revient du projet, tandis que l'importation des matériaux graveleux sur le site semble inévitable.

Une chaussée sollicitée par un trafic lourd va subir une dégradation de son état de surface (fissuration, orniérage, déformation…). La gélivité peut causer des soulèvements ponctuels dans la couche bitumineuse et ceci se traduit par une fissuration ouverte et la formation d'une zone déformée. Suite à une précipitation, ces fissures vont permettre l'infiltration des eaux dans la fondation de la chaussée et l'écoulement aura lieu à la fois dans les domaines saturé et non saturé. La combinaison des deux cas est souvent appelée écoulement saturé/non saturé. La technique traditionnelle des réseaux d'écoulement considère juste le milieu saturé. Ce dernier est un cas particulier et une approximation du cas général d'un écoulement dans un milieu saturé/non saturé, la quantité d'écoulement de l'eau peut être importante dans la zone non saturée.

La résistance au cisaillement du sol est requise pour plusieurs analyses en géotechnique comme la stabilité des pentes et le dimensionnement des fondations. L'application la plus importante en géotechnique routière est la capacité portante de la fondation et l'endommagement de la chaussée.

Durant le vieillissement de la chaussée, il y a apparition de nouvelles fissures dans la couche bitumineuse et les fissures déjà existantes vont s'élargir et augmenter de dimensions, ce qui impliquera des débits d'infiltration plus considérables dans la couche de la capacité portante. Cette chaussée, soumise à un chargement dynamique intermittent de longue durée des véhicules lourds, va se détériorer et voir sa capacité portante se réduire. Suite à cette détérioration, la chaussée va présenter des ondulations et des ornières causées par les déformations de la couche bitumineuse. Les analyses montrent qu'un dimensionnement bien fait peut assurer la longévité de la route rendant ainsi le coût de réparation minimal.

Dans cette étude, on va considérer plusieurs systèmes de drainage communément utilisés dans la construction des chaussées. Selon le cas, on se sert soit d'un tuyau de drainage perforé (TDP) implanté dans une tranchée remplie généralement d'un matériau encaissant ce tuyau. Ce matériau peut être simplement un gravier, ou un matériau de haute conductivité hydraulique, ou un tapis, ou un écran drainant géocomposite associé à un tuyau de drainage perforé. Finalement, on a envisagé l'utilisation d'un écran et d'un tapis drainants géocomposites, les deux associés à un TDP enfoui à différentes profondeurs. Le positionnement géométrique recherché des systèmes déjà cités est celui qui optimise le drainage. Un dernier système intéressant dans le milieu rural est celui de l'extension de la sous-fondation (ESF).

Chapitre 3 ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS LES MATÉRIAUX POREUX NON SATURÉS

3.1 Définitions

3.1.1 Teneur en eau volumique

La teneur en eau volumique est définie comme étant le rapport du volume d'eau V_w sur le volume total du sol V.

$$\theta = \frac{V_w}{V} \qquad \text{Éq. 3-1}$$

Les teneurs en eau volumiques moyennes de certains sols saturés (Musy, 1991) sont de l'ordre de :

Sol sableux $35\% \leq \theta_s \leq 50\%$ (où θ_s est la teneur en eau volumique à saturation) ;

Sol silteux $40\% \leq \theta_s \leq 60\%$;

Sol argileux $30\% \leq \theta_s \leq 65\%$

3.1.2 Coefficient de perméabilité relatif et teneur en eau normalisée

Le coefficient de conductivité relatif $k_r(\psi)$est définit comme étant le rapport du coefficient de conductivité pour une succion quelconque du sol $k(\psi)$ sur le coefficient de conductivité à saturation k_s.

$$k_r(\psi) = \frac{k(\psi)}{k_s} \qquad \text{Éq. 3-2}$$

Le coefficient de conductivité relatif étant une fonction de la teneur en eau volumique, $k_r(\theta)$, peut être définit d'une façon similaire. Le coefficient de conductivité relatif, $k_r(\psi)$ ou $k_r(\theta)$, est une quantité scalaire. La teneur en eau volumique, θ, peut

être utilisée dans sa forme normalisée. On définit la teneur en eau normalisée ou bien le degré de saturation relatif par :

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \qquad \text{Éq. 3-3}$$

θ_s : teneur en eau volumique à saturation ;

θ_r : teneur en eau volumique résiduelle.

3.1.3 Teneur en eau volumique (sans changement de volume)

En supposant qu'il n'y a pas de changement de volume dans le sol, la formule de passage de la teneur en eau gravimétrique à la teneur en eau volumique serait la suivante.

$$\theta = \frac{w(\psi) \times G_s}{1+e} = n S_r \qquad \text{Éq. 3-4}$$

$w(\psi)$: teneur en eau massique en fonction de la succion du sol ;

θ : teneur en eau volumique ;

G_s : densité des grains ;

e : indice des vides.

S_r : degré de saturation.

3.2 Équation de continuité

La première loi qui régit l'écoulement de l'eau dans un sol est l'équation de continuité. Cette équation postule le principe de conservation de la masse. Dans un repère cartésien (X, Y, Z) orthonormé avec l'axe Z orienté positivement dans le sens de la verticale ascendante (cf. figure 3-1), considérons un élément du sol de dimensions Δx, Δy et Δz. Cet élément a un volume de contrôle $\Delta x.\Delta y.\Delta z$. Soit P un point situé au centre de ce volume. Pour un certain temps t, la masse de cet élément de volume est :

$$m = \rho.\theta.\Delta x.\Delta y.\Delta z \qquad \text{Éq. 3-5}$$

Avec θ et ρ, la teneur en eau volumique et la masse volumique du milieu poreux. Le principe de conservation de masse suppose que la résultante nette du débit rentrant moins le débit sortant est égale à la variation de masse par rapport au temps :

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \text{(débit rentrant - débit sortant) = débit net.} \qquad \text{Éq. 3-6}$$

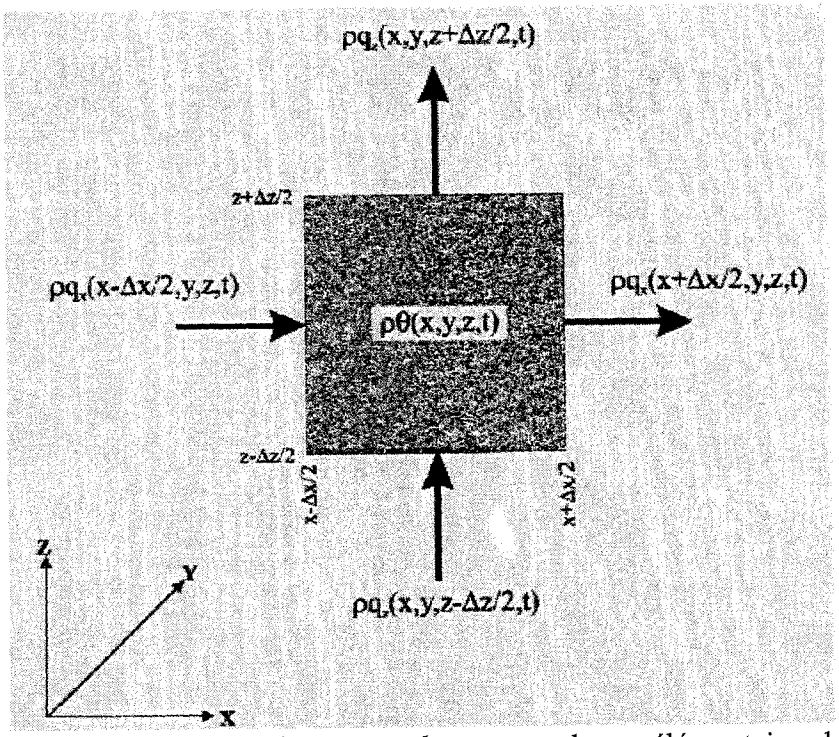


Figure 3-1 Conservation de la masse dans un volume élémentaire de référence, représentation bidimensionnelle (adapté de Delleur, 1999).

Soit $q = (q_x, q_y, q_z)$ la perte de charge volumique ou le débit d'écoulement par unité de surface $[L^3/T/L^2 = L/T]$ traverse les sections du volume élémentaire. La masse qui rentre à travers le côté gauche du volume de contrôle, à $x - \Delta x/2$ peut s'écrire :

$$\rho.q_x.\left(x - \frac{\Delta x}{2}; y; z; t\right)\Delta y.\Delta z \qquad \text{Éq. 3-7}$$

Puisque Δx est supposé petit, en développant q_x en série de Taylor et en éliminant les termes d'ordre supérieures à un, cette masse peut s'écrire sous la forme (Delleur 1999) :

$$\left(\rho.q_x - \frac{dx}{2}\frac{\partial \rho.q_x}{\partial x}\right)\Delta y.\Delta z \qquad \text{Éq. 3-8}$$

En utilisant le même stratagème, on formule la masse sortante sur le côté situé à $x+\Delta x/2$:

$$\rho.q_x\left(x+\frac{\Delta x}{2};y;z;t\right)\Delta y.\Delta z \approx \left(\rho.q_x + \frac{\Delta x}{2}\frac{\partial \rho.q_x}{\partial x}\right)\Delta y.\Delta z \qquad \text{Éq. 3-9}$$

On peut déduire la différence (masse rentrante – masse sortante), on aura :

$$\left(\rho.q_x - \frac{\Delta x}{2}\frac{\partial \rho.q_x}{\partial x}\right)\Delta y.\Delta z + \left(\rho.q_y - \frac{\Delta y}{2}\frac{\partial \rho.q_y}{\partial y}\right)\Delta x.\Delta z + \left(\rho.q_z - \frac{\Delta z}{2}\frac{\partial \rho.q_z}{\partial z}\right)\Delta x.\Delta y$$

$$-\left(\rho.q_x + \frac{\Delta x}{2}\frac{\partial \rho.q_x}{\partial x}\right)\Delta y.\Delta z - \left(\rho.q_y + \frac{\Delta y}{2}\frac{\partial \rho.q_y}{\partial y}\right)\Delta x.\Delta z - \left(\rho.q_z + \frac{\Delta z}{2}\frac{\partial \rho.q_z}{\partial z}\right)\Delta x.\Delta y \qquad \text{Éq. 3-10}$$

En développant, le membre à gauche de l'équation on a :

$$-\left(\frac{\partial \rho.q_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho.q_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho.q_z}{\partial z}\right)\Delta x.\Delta y.\Delta z \qquad \text{Éq. 3-11}$$

En utilisant l'opérateur gradient,

$$\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x};\frac{\partial}{\partial y};\frac{\partial}{\partial z}\right) \Rightarrow -\nabla.(\rho.q)dx.dy.dz \qquad \text{Éq. 3-12}$$

En utilisant l'équation 3.12 la variation de la masse emmagasinée peut s'écrire :

$$m = \rho.\theta.\Delta x.\Delta y.\Delta z \Rightarrow \frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t}(\rho.\theta.\Delta x.\Delta y.\Delta z) \qquad \text{Éq. 3-13}$$

Il est clair que pour un comportement naturel du sol, on peut y retrouver les pores remplies ou vides d'eau, donc θ est bien dépendante du temps. On suppose que sous des conditions normales et naturelles, les déformations verticales sont les seules à être considérées. On adopte les hypothèses suivantes :

$$\frac{\partial \Delta x}{\partial t} = \frac{\partial \Delta y}{\partial t} = 0 \text{ et } \frac{\partial \Delta z}{\partial t} \neq 0$$

La compression du milieu poreux peut être exprimée en fonction de la pression de l'eau en adoptant la formule de Bear (1979) :

$$\frac{1}{dz}\frac{\partial \Delta z}{\partial t} = \alpha_m \frac{\partial u_w}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-14}$$

Dans cette formule, $\alpha_m [L^2 / F]$ est le coefficient de compressibilité élastique du milieu poreux, u_w n'est autre que la pression interstitielle.

Par similitude, la compressibilité de l'eau est quantifiée par :

$$\frac{1}{\rho}\frac{\partial u_w}{\partial t} = \beta_w \frac{\partial u_w}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-15}$$

$\beta_w [L^2 / F]$ est le coefficient de compressibilité de l'eau. Dans ces conditions, en différentiant l'équation précédente, on a que :

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial \rho}{\partial t}\theta.\Delta x.\Delta y.\Delta z + \rho\frac{\partial \theta}{\partial t}\Delta x.\Delta y.\Delta z + \rho.\theta.\Delta x.\Delta y\frac{\partial z}{\partial t} = \rho\left(\frac{\theta}{\rho}\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \vartheta}{\partial t} + \frac{\theta}{dz}\frac{\partial \Delta z}{\partial t}\right)\Delta x.\Delta y.\Delta z$$

Éq. 3-16

Par substitution, on retrouve :

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \rho\left\{\theta(\alpha_m + \beta_w)\frac{\partial u_w}{\partial t} + \frac{\partial \theta}{\partial t}\right\}\Delta x.\Delta y.\Delta z \qquad \text{Éq. 3-17}$$

L'équation de continuité est obtenue en admettant que la variation de masse formulée par l'équation 3.12 est égale au débit net obtenu par l'équation 3.17, d'où on a :

$$\rho\left\{\theta(\alpha_m+\beta_w)\frac{\partial u_w}{\partial t}+\frac{\partial\theta}{\partial t}\right\}=-\nabla.(\rho.q) \qquad \text{Éq. 3-18}$$

En supposant que la densité de l'eau est constante et en divisant Eq.3.18 par ρ, on obtient :

$$\left\{\theta(\alpha_m+\beta_w)\frac{\partial u_w}{\partial t}\right\}=-\frac{1}{\rho}\nabla.(\rho.q)\approx-\nabla.q \qquad \text{Éq. 3-19}$$

Ceci est l'équation de continuité générale pour les milieux poreux à saturation variable.

3.3 Equation générale de Fredlund et Morgenstern pour un écoulement bidimensionnel dans un milieu saturé–non saturé.

Fredlund et Morgenstern (1977) ont proposé d'utiliser deux variables de contraintes indépendantes $(\sigma-u_a)$ et (u_a-u_w).

L'écoulement net à travers un élément bidimensionnel d'un sol non saturé (cf. Lam et al. 1987) peut être écrit ainsi :

$$\Delta q=\frac{\partial\theta}{\partial t}=-\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x\frac{\partial H}{\partial x}\right)-\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y\frac{\partial H}{\partial y}\right) \qquad \text{Éq. 3-20}$$

H : charge totale définie par : $H=\dfrac{u_w}{\gamma_w}+y$;

k_x : conductivité hydraulique dans la direction de x ;

k_y : conductivité hydraulique dans la direction de y ;

u_w : pression interstitielle de l'eau ;

γ_w : poids volumique de l'eau ;

y : charge de position.

L'équation constitutive de la phase liquide d'un sol non saturé isotrope sera :

$$d\theta=m_1^w d(\sigma-u_a)+m_2^w d(u_a-u_w) \qquad \text{Éq. 3-21}$$

Avec les définitions suivantes :

m_1^w : pente de $(\sigma - u_a)$ versus θ quand $d(u_a - u_w)$ est nul. C'est le changement de la teneur en eau volumique par rapport à un changement de contrainte normale nette ;

m_2^w : pente de $(u_a - u_w)$ versus θ_w quand $(u_a - u_w)$ est nul. C'est le changement de teneur en eau volumique par rapport à un changement de succion matricielle ;

σ : contrainte normale totale ;

u_a : pression interstitielle de l'air.

Puisque m_1^w et m_2^w peuvent être supposées constantes pour un pas de temps particulier durant le processus transitoire, la dérivée temporelle de l'équation constitutive peut être exprimée par :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-22}$$

En combinant les équations 3.20 et 3.22, on a :

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial t}\right) = m_1^w \frac{\partial(\sigma - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-23}$$

On suppose que durant le processus transitoire il n'y a pas de charges extérieures qui s'appliquent sur le sol et que la phase d'air est continue dans la zone non saturée (i.e., $\partial\sigma / \partial t = 0$ et $\partial u_a / \partial t = 0$) ; dans ces conditions on peut écrire l'équation 3.23 sous la forme simplifiée suivante.

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial t}\right) = m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-24}$$

En exprimant la pression interstitielle de l'eau en terme de charge totale, l'équation différentielle de base pour l'écoulement transitoire peut être écrite de la façon suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right)=\rho_w g m_2^w \frac{\partial H}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-25}$$

En considérant les conditions d'anisotropie où la direction du coefficient principal de perméabilité est inclinée d'un angle arbitraire par rapport à l'axe des x, l'équation 3.26 devient :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_{xx} \frac{\partial H}{\partial x}+k_{xy} \frac{\partial H}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_{yx} \frac{\partial H}{\partial x}+k_{yy} \frac{\partial H}{\partial y}\right)=\rho_w g m_2^w \frac{\partial H}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-26}$$

Cette dernière équation décrit l'écoulement dans un milieu continu saturé/non saturé. Dans cette équation, les termes de conductivité hydraulique peuvent s'écrire comme suit :

$$k_{xx} = k_1 \cos^2 \alpha + k_2 \cos^2 \alpha \ ;$$

$$k_{yy} = k_1 \sin^2 \alpha + k_2 \cos^2 \alpha \ ;$$

$$k_{xy} = k_{yx} = (k_1 - k_2)\sin \alpha \cos \alpha \ .$$

k_1 (respectivement k_2) est le coefficient de perméabilité principal maximal (respectivement minimal) dans la direction principale qui fait un angle α avec l'horizontale.

Le terme m_2^w représente le taux de variation pour lequel un sol va absorber ou perdre l'eau quand il y a un changement dans la succion matricielle. La valeur de m_2^w est égale à la pente de la courbe caractéristique sol-eau. En supposant que la contrainte totale est constante et que la pression interstitielle de l'air est égale à la pression interstitielle de l'eau, m_2^w sera égale à m_1^w ceci dans la zone saturée. La valeur de m_1^w est équivalente au coefficient de changement de volume m_v dans la mécanique des sols saturés.

3.4 Loi d'écoulement et équations de base

La loi de Darcy a été originalement dérivée pour les sols saturés. Des recherches ultérieures ont prouvé que cette même loi est applicable dans le cas de l'écoulement des eaux à travers un sol non saturé (Richards, 1931 et Childs & Collins-George, 1950). La seule différence est que dans les conditions d'un écoulement non saturé, la conductivité hydraulique n'est plus constante mais varie avec le changement de la valeur de la teneur en eau volumique et varie indirectement avec le changement de la valeur de la pression interstitielle dans le domaine considéré. SEEP/W considère que l'écoulement des eaux à travers un milieu saturé/non saturé suit la loi de Darcy qui stipule que :

$$v = k\,i \qquad \text{Éq. 3-27}$$

v : vitesse darcienne ;

i : gradient hydraulique qui n'est autre que la perte de charge par unité de longueur ;

k : coefficient de perméabilité du sol.

q : débit par unité de surface.

La vitesse réelle moyenne pour laquelle l'eau percole à travers le sol est la vitesse darcienne divisée par la porosité du sol.

Cette loi peut se trouver souvent dans la littérature sous une autre forme :

$$q = k\,i \qquad \text{Éq. 3-28}$$

Dans le cas d'un profil transversal d'une autoroute rural ou urbaine, la description complète du processus d'infiltration nécessite la connaissance de la variation de l'humidité et de la pression avec la profondeur à des temps différents. L'équation générale différentielle partielle du second ordre (i.e., utilisée dans la formulation de SEEP/W) qui décrit l'écoulement de l'eau souterraine en régime transitoire dans un milieu anisotrope saturé/non saturé est la suivante.

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_z \frac{\partial H}{\partial z}\right)+Q=\frac{\partial \theta}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-29}$$

Avec :

k_x, k_y, k_z : conductivité hydraulique dans les directions de x, y, z ;

Q : flux appliqué aux frontières ;

θ : teneur en eau volumique ;

t : temps.

Cette dernière équation est développée à partir de l'équation de Richards (1931). Les coordonnées spatiales sont désignées par x, y, z. Le système de coordonnées est aligné avec les directions principales de la conductivité hydraulique, donc on a :

$$k_{xz} = k_{zx} = k_{xy} = k_{yx} = k_{yz} = k_{zy} = 0 .$$

Puisque la conductivité hydraulique dans un sol non saturé dépend de la teneur en eau, la variation de θ avec z est la solution de l'équation différentielle. On peut noter que l'équation différentielle partielle pour un écoulement dans un sol non saturé est non linéaire.

Dans le cas d'un écoulement bidimensionnel, cette formule se réduit à la suivante.

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right)+Q=\frac{\partial \theta}{\partial t} \qquad \text{Éq. 3-30}$$

Cette formule affirme que la différence entre le flux rentrant et le flux sortant d'un élément de volume en un point donné dans un intervalle de temps, est égale au changement de la teneur en eau volumique. Plus précisément, la somme des débits dans les directions x, y et z plus le débit extérieur appliqué est égale à la variation de la teneur en eau volumique par rapport au temps.

Dans le cas d'un écoulement en régime permanent le débit rentrant et le débit sortant de l'élément de volume est le même quelque soit le temps, par la suite le terme de droite disparaît, on a :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(k_z \frac{\partial H}{\partial z}\right)+Q=0 \qquad \text{Éq. 3-31}$$

Dans le cas d'un écoulement permanent bidimensionnel, on a :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial H}{\partial y}\right)+Q=0 \qquad \text{Éq. 3-32}$$

Fredlund et Morgenstern (1976, 1977) ont noté que l'état de contraintes pour les deux cas de sol saturé et non saturé peut être décrit par deux variables d'état qui sont $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$; σ étant la contrainte totale, u_w la pression interstitielle de l'eau et u_a la pression interstitielle de l'air.

La variation de la teneur en eau volumique par rapport à la variation de la pression interstitielle de l'eau n'est autre que la dérivée partielle de θ par rapport à u_w.

$$m_w = \frac{\partial \theta}{\partial u_w} \qquad \text{Éq. 3-33}$$

m_w : coefficient de changement de volume d'eau par rapport à un changement de pression interstitielle.

3.5 La méthode des éléments finis appliquée aux écoulements souterrains.

La méthode des éléments finis MEF est une méthode numérique qui vise à résoudre des équations différentielles en faisant des approximations par des sous régions appelées éléments finis (Bussière, 1999). Dans la section 3.5, on présente les formules de base de cette méthode dans le cas particulier de l'écoulement de l'eau en milieu non saturé. Plus d'informations sur ces formules peuvent être trouvées dans le guide d'utilisateur de SEEP/W (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2004).

3.5.1 Système de coordonnées.

Les coordonnées globales x et y d'un point à l'intérieur d'un élément sont reliées aux coordonnées locales et aux coordonnées X et Y des nœuds par les équations suivantes :

$$x =< N > \{X\} \qquad \text{Éq. 3-34}$$

$$y =< N > \{Y\} \qquad \text{Éq. 3-35}$$

$\{X\}$, $\{Y\}$: coordonnées des nœuds de l'élément dans le repère global ;

$< N >$: vecteur d'interpolation des fonctions de forme.

3.5.2 Distribution de la charge totale dans le champ.

Dans les simulations qui suivent on suppose que la charge totale d'un point à l'intérieur d'un élément est linéaire quand les nœuds secondaires ne figurent pas et que cette charge est non linéaire en présence de ces derniers. La distribution de la charge totale peut alors s'écrire de la façon suivante :

$$h =< N > \{H\} \qquad \text{Éq. 3-36}$$

h : charge totale d'un point à l'intérieur de l'élément dans le repère local ;

$\{H\}$: vecteur de charges totales aux nœuds dans le repère global.

3.5.3 Les dérivées de la fonction d'interpolation.

La relation constitutive de l'écoulement est celle de Darcy qui s'écrit,

$$q = k.i \qquad \text{Éq. 3-37}$$

$$h =< N > H \qquad \text{Éq. 3-38}$$

En dérivant cette équation on a :

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial < N >}{\partial x}\{X\} \qquad \text{Éq. 3-39}$$

et

$$i_y = \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial < N >}{\partial y}\{Y\} \qquad \text{Éq. 3-40}$$

i_x : gradient hydraulique dans la direction de x ;

i_y : gradient hydraulique dans la direction de y.

Les fonctions d'interpolation sont exprimées en fonction des coordonnées locales r et s. En différentiant on a :

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial < N >}{\partial r} \\ \frac{\partial < N >}{\partial s} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial < N >}{\partial x} \\ \frac{\partial < N >}{\partial y} \end{Bmatrix} \qquad \text{Éq. 3-41}$$

Avec $$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} \qquad \text{Éq. 3-42}$$

$[J]$ s'appelle matrice Jacobienne ou bien Jacobien.

On définit la matrice $[B]$ comme étant :

$$[B] = \begin{Bmatrix} \frac{\partial N}{\partial x} \\ \frac{\partial N}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial < N >}{\partial r} \\ \frac{\partial < N >}{\partial s} \end{Bmatrix} \qquad \text{Éq. 3-43}$$

Avec $$[J] = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix} \qquad \text{Éq. 3-44}$$

$$[J]^{-1} = \frac{1}{\det[j]} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} \\ -J_{21} & J_{11} \end{bmatrix} \qquad \text{Éq. 3-45}$$

Et $$\det[J] = J_{11} \times J_{22} - J_{21} \times J_{12} \qquad \text{Éq. 3-46}$$

3.5.4 Formulation des éléments finis

À défaut de la solution exacte, la méthode des éléments finis consiste à chercher la meilleure solution approchée qui minimise le résidu. En adoptant l'approche de Galerkin qui est une méthode d'approximation par résidus pondérés, l'équation 3.32 peut s'écrire (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2004) :

$$\int_v \left([B]^T . [C] [B] \right) dv \{H\} + \int_v \left(\lambda < N >^T < N > \right) dv \{H\}, t = q \int_A \left(< N >^T \right) dA \qquad \text{Éq. 3-47}$$

$[B]$: matrice des gradients ;

$[C]$: matrice de conductivité hydraulique de l'élément ;

$\{H\}$: vecteur de charges totales nodales ;

q : flux unitaire à travers le côté d'un élément fini ;

$\lambda = m_w.\gamma_w$

$< N >^T < N >= [M]$: matrice de masse ;

$\{H\},t = \dfrac{\partial h}{\partial t}$: matrice de variation de la charge totale avec le temps.

Pour une analyse bidimensionnelle, l'épaisseur de l'élément est considérée comme constante sur tout l'élément. Subséquemment on a :

$$t\int_A \left([B]^T.[C][B]\right)dA\{H\} + t\int_A \left(\lambda < N >^T < N >\right)dA\{H\},t = qt\int_L \left(< N >\right)^T dL \qquad \text{Éq. 3-48}$$

Avec t l'épaisseur de l'élément.

La forme simplifiée de l'équation des éléments finis peut s'écrire :

$$[K]\{H\} + [M]\{H\},t = \{Q\} \qquad \text{Éq. 3-49}$$

$[K] = t\int_A \left([B]^T.[C][B]\right)dA$: matrice caractéristique des éléments ;

$[M] = t\int_A \left(\lambda < N >^T < N >\right)dA$: matrice de masse ;

$\{Q\} = qt\int_L \left(< N >^T\right)dL$: vecteur de flux appliqué.

C'est l'équation générale des éléments finis pour un écoulement transitoire. Pour un écoulement en régime permanent, le terme $[M]\{H\},t$ s'annule et l'équation précédente se réduit à :

$$[K]\{H\} = \{Q\} \qquad \text{Éq. 3-50}$$

3.6 Courbes de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau (CRE) n'est autre que la teneur en eau volumique θ en fonction de la succion matricielle ψ du sol. Cette relation entre θ et ψ caractérise un

sol donné et exprime sa capacité à retenir l'eau quand il est soumis à des pressions négatives. Les courbes de rétention d'un silt et d'un sable sont représentées dans la figure 3-2. Les paramètres importants d'une (CRE) sont la pression d'entrée d'air (AEV) et la pression résiduelle (ψ_r).

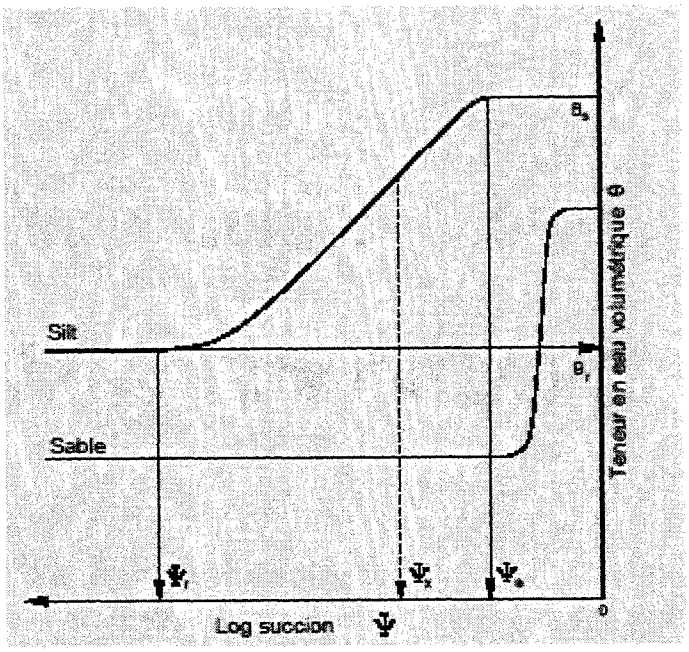


Figure 3-2 Courbes de rétention d'eau schématisées pour un sable et un silt (tiré de Aubertin et al., 1995)

La pression d'entrée d'air ψ_a du sol est la succion matricielle où l'air commence à entrer dans les pores les plus grands initialement saturés ($S_r = 1$). C'est la pression nécessaire pour vaincre la tension capillaire exercée dans les pores les plus gros et provoquer le début de la désaturation (Aubertin et al., 1995). Généralement, la pression d'entrée d'air peut être approximée sur la CRE par la valeur de la succion qui correspond à 90% de la teneur en eau à saturation θ_s (Aubertin et al., 1998). La valeur de ψ_a est la pression du point intersection de la tangente à la courbe de saturation totale et de la tangente à la courbe de désaturation du sol. La teneur en eau à saturation θ_s et la pression d'entrée d'air, généralement croîent, avec la plasticité du sol (Fredlund et Xing, 1994).

La capacité de rétention d'eau des sols fins est plus grande que celle des sols grossiers, le tableau 3-1 donne des valeurs approximatives des pressions d'entrée d'air pour différents types de sols.

Tableau 3-1 Pression d'entrée d'air (ψ_a) approximative pour différents types de sols (tiré d'Aubertin et al., 1998).

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

La pression résiduelle (ψ_r) du sol est la valeur de pression où la teneur en eau volumique du sol (θ) atteint la teneur en eau résiduelle (θ_r) aussi connue sous le nom de teneur d'adhésion (Aubertin et al., 1995). La teneur en eau résiduelle est la teneur à laquelle une large succion additionnelle est requise pour enlever l'eau du sol. Dans ce cas l'eau qui reste dans le sol est retenue à la surface des grains et un peu d'eau est retenue par tension capillaire. Les données expérimentales ont montrées que la succion du sol atteint une valeur maximale de $10^6\ kPa$ pour une teneur en eau volumique nulle. (Fredlund et Xing, 1994).

Une CRE dépend de la grosseur des pores dans le sol qui peut être regardé comme une série de pores interconnectés qui sont distribués au hasard. Ces pores sont caractérisés par un rayon et sont décrits par une fonction $f(r)$ tel que $f(r)dr$ est le volume relatif des pores de rayon r à $r+dr$. La fonction $f(r)$ est la densité du volume des pores qui

correspond au rayon r. La teneur en eau volumique peut être exprimée (Fredlund et Xing, 1994) ainsi :

$$\theta(R) = \int_{R_{\min}}^{R} f(r)dr$$

$\theta(R)$: teneur en eau volumique quand tous les pores qui ont un rayon inférieur ou égal à R sont remplis d'eau

$R_{\min}$: rayon minimal des pores dans le sol ;

$R_{\max}$: rayon maximal des pores dans le sol et

$\theta(R_{\max}) = \theta_s$.

La courbe de rétention d'un sol permet la prédiction de la perméabilité d'un sol non saturé (Fredlund et Xing, 1994) et elle est nécessaire pour évaluer la résistance au cisaillement (Fredlund et al., 1995) et la capacité portante pour ce sol.

Les équations des principaux modèles pour la description de la courbe de rétention d'eau à partir de points expérimentaux sont présentées au tableau 3-2. La plupart de ces équations proviennent de l'équation générale suivante (Leong et Rahardjo, 1997) :

$$a_1\theta_e^{b_1} + a_2 \exp(a_3\theta_e^{b_1}) = a_4\psi^{b_2} + a_5 \exp(a_6\psi^{b_2}) + a_7 \qquad \text{Éq. 3-51}$$

où a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, b_1 et b_2 sont des constantes, ψ est la succion et θ_e est la teneur en eau normalisée (ou teneur réduite) qui peut être écrite ainsi :

$$\theta_e = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \qquad \text{Éq. 3-52}$$

Dans le cas de l'absence de résultats des essais expérimentaux sur des échantillons, on peut construire des modèles mathématiques qui peuvent prédire les propriétés d'un sol non saturé pour estimer le comportement de ce sol (e.g. Fredlund et Xing, 1994).

Tableau 3-2 Équations des principaux modèles pour la description de la courbe de rétention d'eau à partir de points expérimentaux (tiré de Bussière, 1999)

Brooks et Corey (1964)

$$\theta_e = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} = \left(\frac{\psi_a}{\psi}\right)^{\lambda_{BC}} \qquad \text{Éq. 3-53}$$

θ_e = teneur en eau réduite
θ = teneur en eau volumique
θ_s = teneur en eau volumique à saturation
θ_r = teneur en eau volumique résiduelle
λ_{BC} = paramètre de lissage de courbe relié à l'agencement des pores
ψ_a = pression d'entrée d'air
ψ = pression de succion

Gardner (1958)

$$\theta_e = \left(\frac{1}{1 + a\psi^{n_G}}\right) \qquad \text{Éq. 3-54}$$

a_G et n_G = constante du modèle

van Genuchten (1980)

$$\theta_e = \left[\frac{1}{1 + (a_v\psi)^{n_v}}\right]^{m_v} \qquad \text{Éq. 3-55}$$

α_{vG}, m_{vG}, n_{vG} = constantes d'ajustement du modèle

Fredlund et Xing (1994)

$$\theta = C(\Psi)\frac{\theta_s}{\left\{\ln\left[e + (\psi/a_f)^{n_f}\right]\right\}^{m_f}} \text{ avec } C(\psi) = 1 - \frac{\ln\left[1 + (\psi/\psi_r)\right]}{\ln\left[1 + (1000000/\psi_r)\right]} \qquad \text{Éq. 3-56}$$

e = nombre népérien (2.71828)
a_f = valeur approximatve de ψ_a
n_f = paramètre de lissage qui contrôle la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau
m_f = paramètre de lissage de courbe (relié à la teneur en eau résiduelle et la fonction de correction $C(\psi)$
ψ_r = succion pour atteindre la teneur en eau résiduelle

3.7 Fonctions de perméabilité

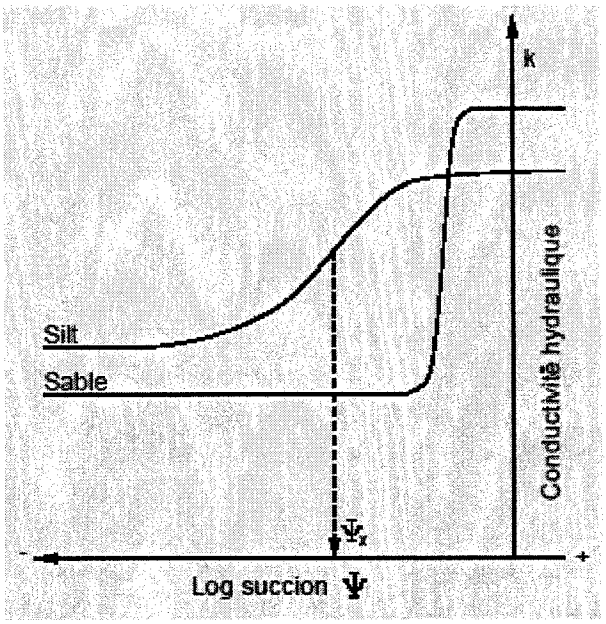


Figure 3-3 Fonctions de perméabilité schématisées pour un sable et un silt (tiré d'Aubertin et al., 1995).

La détermination de la fonction de perméabilité vesus la succion matricielle $k(\psi)$ est difficile à déterminer en laboratoire. Pour cette raison, on utilise souvent des méthodes indirectes pour prédire cette fonction à partir de la courbe de rétention du sol $\theta(\psi)$. La figure 3-3 montre deux exemples de fonctions de perméabilité pour un silt et un sable. L'équation de Richards dans sa forme générale (Hillel, 1998; Martin, 2003) s'écrit de la façon suivante :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x(\psi)\frac{\partial\psi}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y(\psi)\frac{\partial\psi}{\partial y}\right) - \frac{\partial}{\partial z}\left(k_z(\psi)\frac{\partial\psi}{\partial z}\right) \qquad \text{Éq. 3-57}$$

Pour pouvoir simuler l'écoulement de l'eau en milieu non saturé en utilisant un code numérique, la résolution de cette équation nécessite la connaissance de $k(\psi)$. On présente dans cette section (cf. Bussière, 1999 ; Aubertin et Bussière 2001) un résumé de ces modèles prédictifs les plus répandus dans la littérature.

Gardner (1958) :

$$k_{rel} = \frac{k}{k_{sat}} = \exp(a_s \psi) \qquad \text{Éq. 3-58}$$

$k = k_{sat}$ lorsque $\psi \leq \psi_a$

k_{rel} = Conductivité hydraulique relative par rapport à k_{sat}.

a_s = Paramètre du sol (appelé «Sorptive number»).

ψ_a = Pression d'entrée d'air.

Rijtema (1965) :

$$k_{rel} = \frac{k}{k_{sat}} = \exp\left\lfloor a_s (\psi + \psi_a) \right\rfloor \text{ lorsque } \psi_a \leq \psi \leq \psi_r \qquad \text{Éq. 3-59}$$

$k = k_{sat}$ lorsque $\psi \prec \psi_a$

ψ_r = Teneur en eau résiduelle.

Mualem (1986) :

$$k_r = \theta_e^{\delta} \text{ où } \theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \qquad \text{Éq. 3-60}$$

θ_e = Teneur en eau volumique normalisée.

θ_r = Teneur en résiduelle

θ_s = Teneur en eau volumique à saturation.

δ = Paramètre mathématique (valeur de 2 à 4 selon les auteurs). Une valeur de 3 est habituellement utilisée.

Burdine (1953) :

$$k_{rel} = \theta_e^{l} \left\lfloor 1 - \left(1 - \theta_e^{1/m_v}\right)^{m_v} \right\rfloor \qquad \text{Éq. 3-61}$$

$m_v = 1 - 2/n_v$

l = Paramètre représentant l'interconnectivité des pores (4/3 ou 1 sont habituellement utilisé).

m_v = Paramètre mathématique.

Mualem-van Genuchten (1980) :

van Genuchten (1980) a proposé l'équation 3-62, basée sur l'approche de Mualem (1976), afin de décrire la conductivité hydraulique d'un sol:

$$k_{rel} = \theta_e^l \left[1 - \left(1 - \theta_e^{1/m_v} \right)^{m_v} \right]^2 \qquad \text{Éq. 3-62}$$

$m_v = 1 - 2/n_v$

m_v = Paramètre mathématique.

Fredlund et al. (1994) :

Fredlund et al. ont proposé une équation qui décrit la CRE sur une gamme de succion de 0 à 10^6kPa et qui peut être utilisée pour prédire le coefficient de perméabilité des sols non saturés. L'avantage de l'équation de type statistique trouvée par les auteurs, est qu'on n'a plus besoin d'évaluer la teneur en eau résiduelle pour prédire le coefficient de perméabilité. La formule s'écrie ainsi :

$$k_{rel} \approx \frac{\sum_{i=j}^{N} \frac{\theta\left(e^{\overline{y_i}}\right) - \theta(\psi)}{e^{\overline{y_i}}} \theta'\left(e^{\overline{y_i}}\right)}{\sum_{i=1}^{N} \frac{\theta\left(e^{\overline{y_i}}\right) - \theta_s}{e^{\overline{y_i}}} \theta'\left(e^{\overline{y_i}}\right)} \qquad \text{Éq. 3-63}$$

N = Nombre de sous-intervalles.

i = Variable compteur.

j_{cc} = Numéro de l'intervalle.

$\overline{y_i}$ = Point milieu de la $i_{cc}^{ème}$ intervalle.

$\theta^{'}$ =. Dérivée de θ dans l'équation 3-56.

Le logiciel SEEP/W peut estimer la conductivité hydraulique non saturée d'un sol à partir de cette fonction. Dans ce cas, il suppose que la teneur en eau résiduelle représente 10% de la teneur en eau saturée (Apithy 2003).

3.8 Effets d'hystérésis

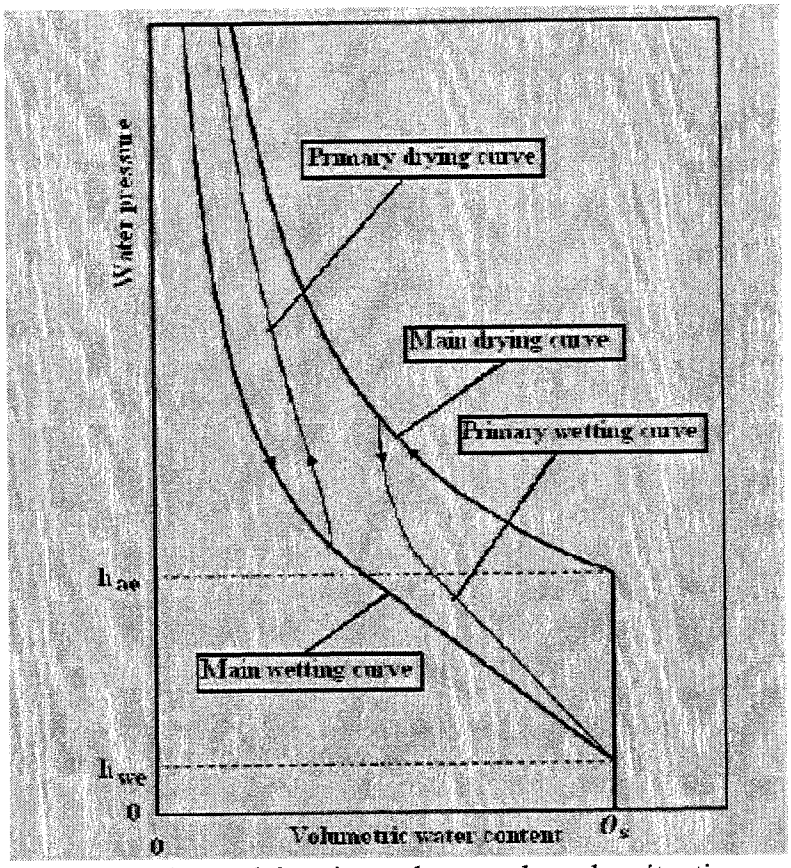


Figure 3-4 Représentation schématique des courbes de rétention avec des effets d'hystérésis (adapté de Maqsoud et al., 2004).

La figure 3-4 montre que pour une pression interstitielle donnée, un sol présente une teneur en eau volumique en mouillage (e.g. infiltration) inférieure que celle en drainage. Ceci est dû principalement à des effets d'hystérésis. Ces effets entraînent des différences entre les fonctions hydriques (relations $\theta - \psi$ et $k - \psi$) selon qu'elles soient

mesurées en mouillage ou en drainage. Donc, dans un sol non saturé, la relation entre la pression interstitielle et la teneur en eau volumique n'est pas unique.

Dans la figure 3-4, on a

h_{we} : pression d'entrée d'eau;

h_{ae} : pression d'entrée d'air ;

θ_s : teneur en eau volumique à saturation.

En étudiant trois types de sables (fin, grossier et sable silteux) Maqsoud et al. (2004) ont trouvé que l'effet d'hystérésis est bien présent et ne devrait pas être ignoré. Les résultats pour la prédiction des courbes principales de drainage permettent de conclure que le modèle Universel de Mualem(1977) n'est pas adapté pour obtenir de bonne prédiction de la CRE. Cependant, les deux versions du modèle de Parlange (Braddock et al., 2001 et Hogarth et al., 1988) permettent d'obtenir de bonnes prédictions des courbes principales de drainage.

Les effets d'hystérésis sont attribuables à différents facteurs (Bussière 1999) :

- La non uniformité de la forme des pores ("ink bottle effect");
- La dépendance de l'angle de contact avec la direction de l'écoulement;
- La présence d'air emprisonné;
- Le changement de volume dû au changement de la teneur en eau (observé habituellement dans les sols à texture fine).

SEEP/W ne tient pas compte des effets d'hystérésis. Pour tous les matériaux, les mêmes fonctions $\theta - \psi$ et $k - \psi$ introduites dans SEEP seront utilisées pour simuler le processus de drainage et du mouillage.

3.9 L'infiltration

Généralement, un événement de précipitation est décrit par son intensité $i(t)$ et par sa précipitation cumulative $I(t)$. L'intensité de la précipitation est courament représentée par un heytogramme qui est un diagramme en barres montrant l'intensité moyenne de précipitation pour des intervalles de temps données (figure 3-5).

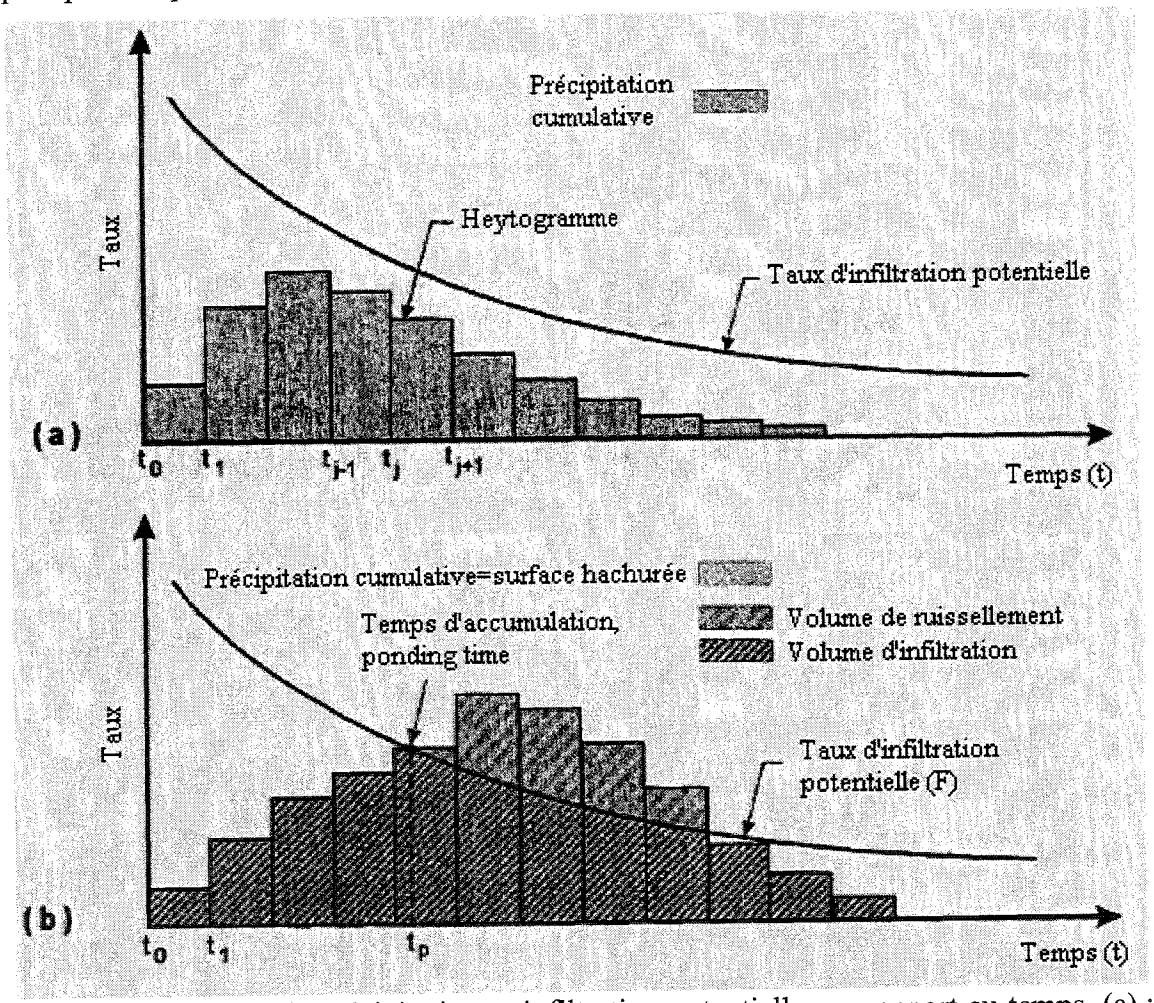


Figure 3-5 Taux de précipitation et infiltration potentielle par rapport au temps. (a) : $i(t) < F$ et (b) : $i(t)$ devient supérieure à F.

La précipitation cumulative représente le volume de précipitation par unité de surface du sol et elle correspond à la surface totale hachurée du heytogramme (figure 3-5). Les deux termes sont définis (Musy, 1991) de la facon suivante :

$$I(t) = \int_0^t i(t)dt[m] \qquad \text{Éq. 3-64}$$

$$i(t) = \frac{dI(t)}{dt}[m/s] \qquad \text{Éq. 3-65}$$

Le taux d'infiltration à travers la surface du sol à un temps donné, peut varier de zéro jusqu'à la valeur maximale nommée infiltrabilité ou capacité d'infiltration et notée généralement par la lettre F. Cette infiltrabilité du sol est définie comme le flux maximal que le sol est en mesure d'absorber à travers sa surface, lorsque celle-ci est maintenue en contact avec l'eau à la pression atmosphérique. La courbe F vs temps est encore appelée courbe d'infiltration potentielle, c'est une fonction décroissante avec le temps. Elle atteint une valeur minimale qui est voisine à la conductivité hydraulique à saturation du sol, K_s (Delleur, 1999).

On considère les deux cas critiques suivants :

- Si pour un temps donné, l'intensité de précipitation est inférieure à la capacité d'infiltration (i.e. au dessous de la courbe de l'infiltration potentielle), il y a infiltration. La figure 3-5 (a) montre que l'intensité de la précipitation imposée à la surface du sol est inférieure à la capacité d'infiltration $i(t) < F$. Ceci veut dire que tout le volume d'eau précipité va pouvoir s'infiltrer dans le sol durant toute la précipitation. L'infiltration cumulative représente le volume d'eau infiltré par unité de surface du sol et elle correspond à la surface totale hachurée dans la figure 3-5 (a).

- Quand l'intensité de la précipitation imposée à la surface du sol devient supérieure à la capacité d'infiltration du sol $i(t) > F$, le ruisselement sur la surface du sol va commencer (figure 3-5 (b)). La différence entre la précipitation cumulative et la capacité d'infiltration cumulative sera égale au volume de ruissellement par unité de surface. Le temps d'accumulation (de l'anglais : «ponding time») est le temps pour lequel le ruissellement sur la surface du sol commence.

En général, on peut faire l'estimation suivante (Musy, 1991) :

Ruissellement = Précipitation – Évaporation actuelle – Infiltration.

Dans le cadre de cette étude on négligera l'évaporation et on présume que l'infiltration peut avoir lieu à travers le sol du terrain avoisinant plat (cas d'un profil urbain), l'arrondi du talus (cas d'un profil rural) et les fissures éventuelles.

Chapitre 4 CONDITIONS DE MODÉLISATION ET PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

4.1 Présentation du code numérique utilisé

Le logiciel SEEP/W (GEO-SLOPE International) utilise la méthode des éléments finis avec résidus pondérés. Il a été utilisé avec succès par plusieurs chercheurs à l'École Polytechnique (e.g. Aubertin et al., 1996 ; Bussière, 1999 ; Lebeau, 1999 ; Chapuis et al., 2001 ; Fala, 2002 ; Martin, 2003 ; Apithy, 2003). Par conséquence, on suppose que ce logiciel est valide.

La version 5.15 de ce logiciel a été utilisée pour effectuer toutes les simulations numériques présentes dans ce mémoire. Ce code numérique résout l'équation de Richards en deux dimensions en utilisant la méthode des éléments finis avec élimination de Gauss. En outre, il permet l'estimation de la fonction de conductivité hydraulique non saturée à partir de la conductivité hydraulique à saturation (k_s) et de la fonction de la teneur en eau volumique (CRE).

Les trois méthodes d'estimation incorporées dans ce code numérique de SEEP/W sont les suivantes :

- Fredlund & Xing (1994);
- Green & Corey (1971) et
- van Genuchten (1980).

Bussière (1999) a resumé les principales caractéristiques de ce logiciel dans le tableau 4-1.

Tableau 4-1 Principales caractéristiques du logiciel SEEP/W (adapté de Bussière 1999).

Type d'éléments	• Quadrilatère avec ou sans nœuds secondaires (intégration d'ordre 9 ou 4) • Triangulaire avec ou sans nœuds secondaires (intégration d'ordre 3 ou 1)
Fonctions d'interpolation	• Fonction d'interpolation de Bathe (1982)
Équation d'éléments finis	• Équation des résidus pondérés de Galerkin
Intégration du temps	• Méthode des différences arrières
Intégration numérique	• Intégration numérique de Gauss
Méthode de résolution matricielle	• Technique d'élimination Gaussienne
Convergence	• Norme Euclidienne du vecteur pression

4.2 Hypothèses générales

Dans le contexte de la géotechnique routière, l'optimisation du drainage des chaussées nécessite la prédiction du comportement hydrodynamique des eaux souterraines dans un milieu multicouche saturé/non saturé avec un système de drainage. Cette prédiction est basée sur des simulations numériques bidimensionnelles de l'écoulement en régime transitoire par la méthode des éléments finis. Les simulations des écoulements supposés isotropes sont effectuées à température constante (20^0 Celsius), dans les conditions isothermes et dans la période estivale. Donc, les paramètres hydrauliques sont indépendants de la température.

De par sa géométrie, le profil en long d'une chaussée présente une dimension plus grande que celle de son profil en travers. Cette caractéristique géométrique associée à l'hypothèse que la route présente une pente faible avec un plan horizontal, rend l'écoulement bidimensionnel dans un milieu saturé/non saturé.

On suppose que le profil en travers d'une route présente une symétrie axiale, par suite on représentera la section droite de ce profil. La modélisation complète de la route est obtenue par symétrie autour de l'axe vertical passant par le centre de la route.

Une hypothèse de base est adoptée pour la suite de cette étude. On suppose que les contraintes totales sont constantes; ceci présume qu'il n'y a pas de chargement et de déchargement de la masse du sol.

Ce qui caractérise les domaines étudiés dans ce mémoire, est le fait qu'ils sont hétérogènes, isotropes et non déformables. Le régime d'écoulement est transitoire et dans le cas échéant, les simulations sont faites pour atteindre les conditions quasi stationnaires pour lesquelles la position de la ligne phréatique ne varie presque plus avec le temps.

On suppose que dans la zone non saturée la phase d'air est continue et ouverte à la pression atmosphérique par suite, la pression interstitielle de l'air reste constante et égale à la pression atmosphérique durant le processus d'écoulement transitoire. La conséquence directe de cette supposition est que $(\sigma - u_a)$ reste constante et n'affecte pas le changement de la teneur en eau volumique. Donc la variation de la teneur en eau volumique va dépendre seulement de la variation de l'état de contrainte $(u_a - u_w)$. Avec u_a constant, la teneur en eau volumique dépendra seulement de la pression interstitielle de l'eau u_w.

L'étude va se dérouler en variant le positionnement d'un tuyau de drainage perforé TDP. Sauf mention du contraire, le TDP est enrobé des matériaux de la fondation.

Un système de drainage convenable et avantageux est celui qui réduit le volume des matériaux saturés de la foundation durant et après la précipitation. La position idéale de

ce tuyau sera celle pour laquelle le drainage des eaux souterraines en dehors de la fondation sera le plus rapide et le plus efficace possible.

4.3 Définitions et conventions.

Le coefficient de la surface d'eau normalisée a été introduit par Vanapalli et al. (1996). Ce coefficient sans dimension est défini comme suit :

$$a_w = \frac{A_{dw}}{A_{tw}}$$

A_{dw} : La portion de la surface de la fondation au-dessous de la ligne phréatique et délimitée par le contour de la fondation.

A_{tw} : La surface totale de la fondation.

Ce coefficient représente la quantité d'eau dans le sol pour un temps donné et il varie de l'unité dans le cas où tous les matériaux de la fondation sont saturés (i.e., $A_{dw} = A_{tw}$ et $a_w = 1$), jusqu'aux faibles valeurs correspondantes à des valeurs résiduelles de la teneur en eau (i.e., $A_{dw} < A_{tw}$). Quand le sol est sec ou à pression négative, ce coefficient est nul (i.e. A_{dw} et $a_w = 0$).

La surface d'eau normalisée sera calculée en négligeant la surface de la frange capillaire dans laquelle les pressions interstitielles sont négatives et les matériaux sont saturés (i.e., $S_r = 1$ et $u_w < u_a$). Tel que discuté, la zone non saturée ($AEV \leq \psi \leq \psi_r$) confère au sol une résistance au cisaillement plus grande et par la suite une capacité portante plus importante. De ce qui précède, la surface qui a un intérêt pratique dans cette étude se réduit à celle au dessous de la ligne phréatique (i.e. la ligne de pressions nulles, $u_w = 0$) et délimitée par le contour de la fondation. Cette surface, notée par la suite A_{dw}, engendre des matériaux saturés dont les pressions interstitielles sont positives (i.e. $S_r = 1$ et $u_w > u_a$).

Complément d'information portant sur le matériel informatique utilisé pour l'évaluation des surfaces

Pour chaque pas de temps (i.e., une heure), le résultat obtenu à partir de SEEP SOLVE sera transformé en fichier du type JPEG IMAGE puis importé dans le logiciel "AutoCAD 2002" fait par "AUTODESK". En gardant le même rapport de dimensions, A_{dw} et A_{tw} seront calculées par l'intermédiaire de la commande "Area". Les différentes valeurs de a_w correspondantes à différents pas de temps seront générées à partir du logiciel "Excel 2002" fait par "Microsoft". Pour chaque simulation, ayant obtenu les valeurs de a_w à chaque pas de temps, la courbe finale de a_w versus le temps sera une courbe de tendance calculée et tracée par le logiciel "OriginPro 7" fait par "OriginLab Corporation".

4.4 Profil urbain PU

4.4.1 Nomenclature et dimensions

Le profil en travers analysé est celui de Cyr et Chiasson (1999). La figure 4-1 décrit la géométrie du profil en travers adopté pour les simulations. Les épaisseurs de la couche d'asphalte, de la fondation et du sol d'infrastructure sont respectivement de $0.1\ m$, $0.375\ m$ et $2.125\ m$. La largeur de la chaussée est de $10\,m$ et son inclinaison de pente est de 3%. Le diamètre du drain $= 101\ mm$ et le matériau encaissant ce tuyau sera celui qui forme la fondation. On a fait varier la position verticale en rive de chaussée de ce tuyau. Pour toutes les simulations étudiées avec le PU, la position initiale de la nappe est à $1900\,mm$ de la surface du terrain avoisinant. On suppose que la première fissure est située à $1.875\,m$ du centre de symétrie et elle sera désignée par "fissure intermédiaire", la seconde est située à $4.37\,m$ et sera désignée par "fissure de bord ". Les deux fissures ont une largeur de $4\,mm$ et une hauteur de $100\,mm$.

Nomenclature :

D(x mm) Tuyau de drainage perforé enfoui en rive de chaussée à une profondeur de x mm.

D(alter.) Tuyau de drainage perforé enfoui à une position alternée.

Les matériaux représentatifs du milieu urbain (MU) sont répartis dans la structure de la route urbaine considérée (figure 4-1) de la façon suivante :

1-La fondation (couleur jaune) est constituée d'un gravier noté Gr.1.

2-Le sol d'infrastructure est formé de trois couches réparties comme suit :

- Une couche superficielle (couleur bleue) constituée d'un silt noté Silt.1.
- Une couche intermédiaire (couleur verte) constituée d'un silt noté Silt.2.
- Une couche profonde constituée d'un silt noté Silt.3.

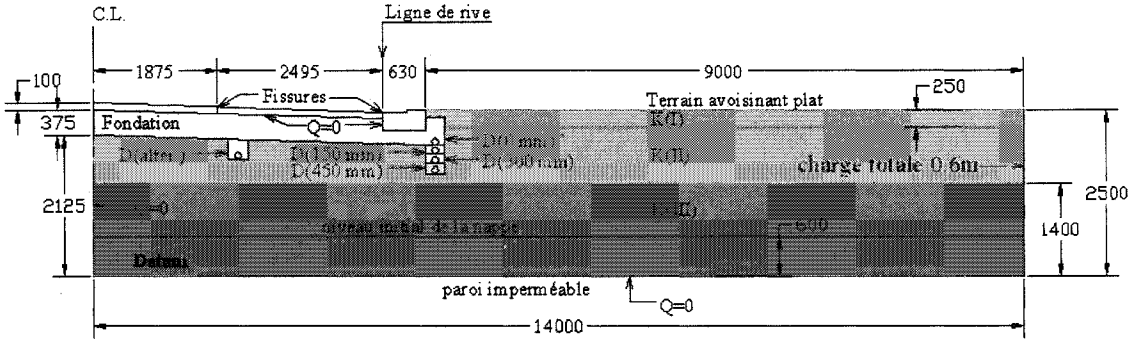


Figure 4-1 Section droite typique du profil en travers d'une autoroute urbaine symétrique à deux voies. Illustration de différents tuyaux de drainage à différentes positions (adapté de Cyr et Chiasson, 1999).

Dans le cas du tuyau de drainage perforé enfoui à 300 mm sous le niveau de la ligne d'infrastructure en rive de chaussée et associé au tapis drainant géocomposite, le tapis drainant s'étend sous la totalité de la surface de la route formant un chemin de drainage entre la couche de gravier et le sol d'infrastructure. La figure 4-2 montre le système de drainage Ta+Éc+D(300 mm) utilisé dans le profil urbain, qui n'est autre qu'un tapis combiné à un écran, les deux associés à un tuyau de drainage perforé enfoui à une

profondeur de 300 mm. Si l'écran drainant n'est pas utilisé, le système se réduit au tapis associé au tuyau (i.e. Ta+D(300 mm)).

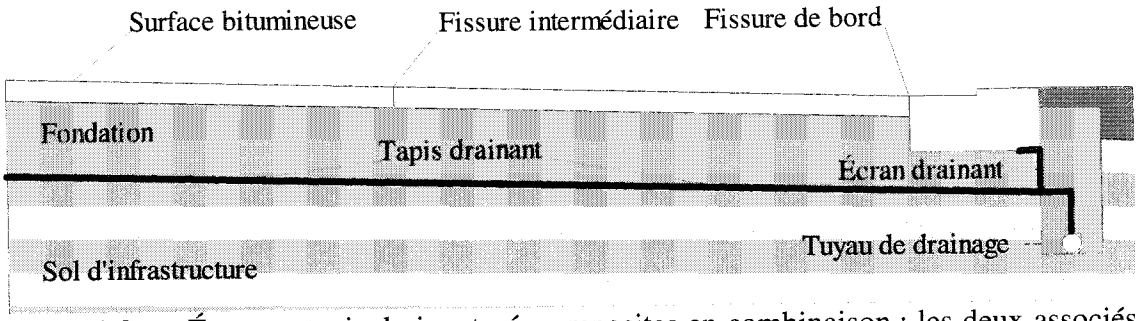


Figure 4-2 Écran et tapis drainant géocomposites en combinaison ; les deux associés à un TDP enfoui à une profondeur de 300 mm : Ta+Éc+D(300 mm).

4.4.2 Conditions frontières.

Durant une précipitation de 24 heures, on applique sur les fissures une surcharge hydraulique constante de $50 mm$ de hauteur (i.e. la demi hauteur de la couche bitumineuse) et on applique sur le terrain avoisinant un débit de précipitation constant et continu de $105 mm/jour = 1.2\times10^{-6} m/s$ basé sur des valeurs de conception du code National du Bâtiment du Canada et est comparable au débit de précipitation prescrit dans un nombre de villes canadiennes (Cyr et Chiasson, 1999). À la fin de la précipitation, ce débit et cette surcharge se réduisent à zéro, l'apport d'eau à la surface du terrain avoisinant et des fissures cesse, le processus d'infiltration prend fin et le processus de redistribution de l'eau commence à évoluer. Ces conditions sont toutes représentées dans les figures 4-3, 4-4 et 4-5.

Indépendamment du temps, on suppose que le plan vertical en rive du profil (x = 14 m) forme une ligne équipotentielle verticale dont la charge totale est de 0.6 m égale à la hauteur initiale de la nappe à partir du datum (équilibre hydrostatique initial pour t = 0 seconde). Ceci veut dire qu'en rive du profil (plan vertical x = 14 m) et en régime transitoire, le profil hydrique reste inchangé (h =0.6 m).

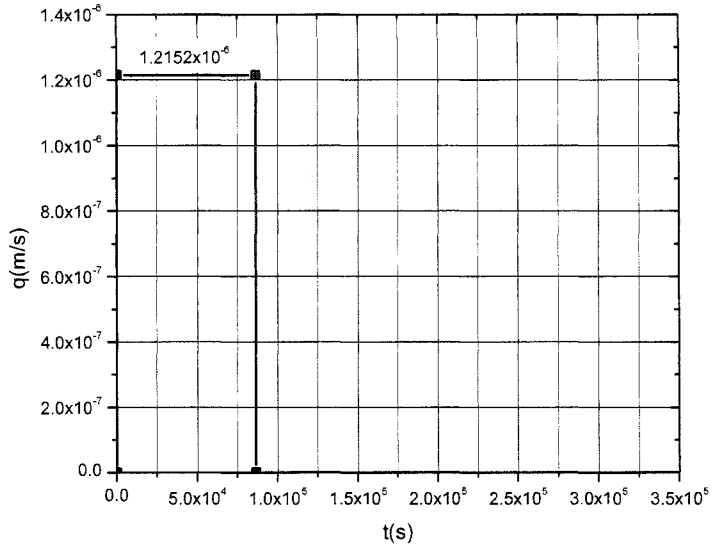


Figure 4-3 Condition frontière (CF-1) utilisée pour modéliser la précipitation sur le terrain avoisinant (débit de précipitation q en fonction du temps).

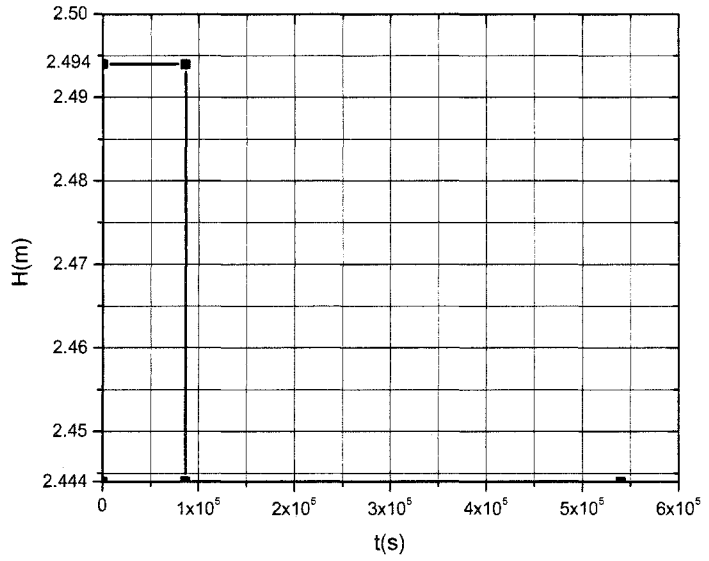


Figure 4-4 Condition frontière (CF-2) utilisée pour modéliser la charge totale H appliquée à la fissure intermédiaire en fonction du temps.

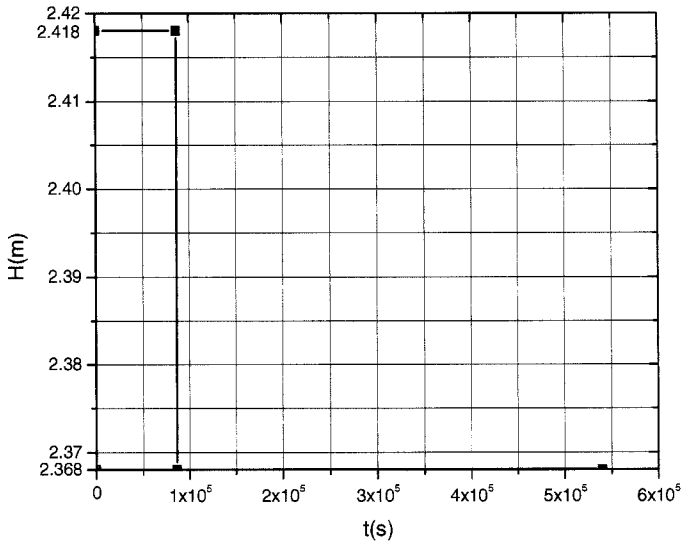


Figure 4-5 Condition frontière (CF-3) utilisée pour modéliser la charge totale H appliquée à la fissure de bord en fonction du temps.

La surface latérale du TDP sera considérée comme une surface de suintement. Donc, la pression interstitielle aux nœuds formants cette surface est nulle (type Dirichet). La figure 4-6 montre la condition frontière utilisée pour modéliser le TDP.

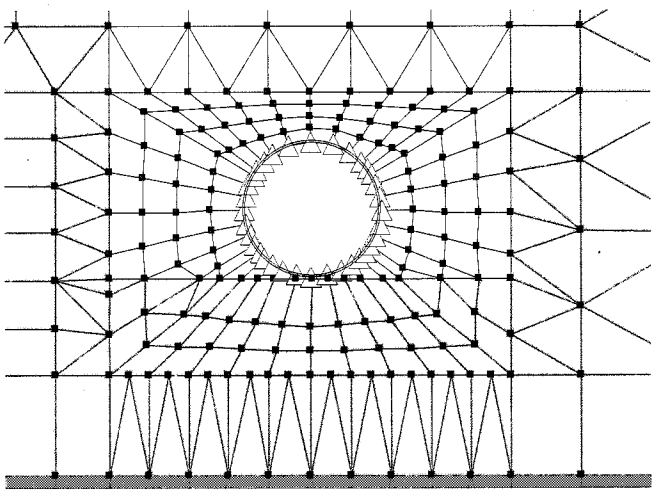


Figure 4-6 Maillage et condition frontière utilisée pour modéliser le tuyau de drainage perforé (nœuds représentés par les triangles bleues formant une surface de suintement circulaire où u = 0 kPa).

Les matériaux qui se trouvent sous la ligne d'infrastructure sont supposés avoir des coefficients de perméabilité très inférieurs à ceux du sol d'infrastructure. Conséquemment, la ligne d'infrastructure à 2.5 m de profondeur constituera une paroi étanche. De même, l'axe de symétrie du profil, le caniveau de béton en rive de chaussée et la couche bitumineuse sont des frontières imperméables qui forment des lignes de courant (i.e., débit total = $Q = 0$).

4.5 Profil rural PR.

4.5.1 Nomenclature et dimensions

Le profil en travers est inspiré de Lebeau (1999). La figure 4-7 décrit la géométrie du profil en travers adopté pour les simulations. Les épaisseurs de la couche d'asphalte, de la fondation et de la sous-fondation sont respectivement de $0.2m$, $0.2m$ et $0.4m$. La largeur totale de la voie de roulement est de $7.4m$ et son inclinaison de pente est de 2% vers l'extérieur. Le diamètre de l'exutoire primaire = $150\ mm$ et le matériau encaissant ce tuyau sera celui qui forme la sous-fondation.

Pour toutes les simulations ultérieures, la position initiale de la nappe est à $1700mm$ de la surface de la couche bitumineuse (figure 4-7). On suppose que la fissure de largeur $4mm$ et de hauteur $100mm$ est située en rive de chaussée à $3700mm$ du centre de symétrie.

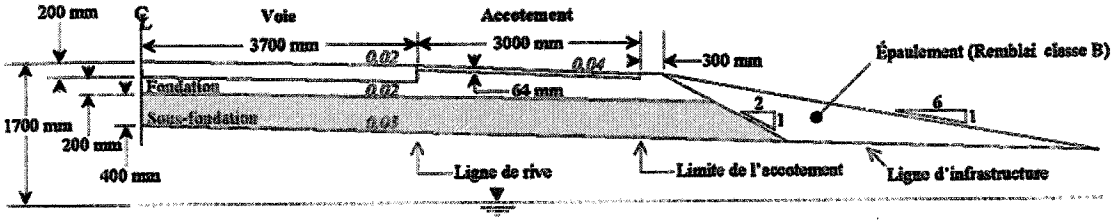


Figure 4-7 Section transversale typique, d'une autoroute rurale à deux voies, utilisée pour les simulations bidimensionnelles (tiré de Lebeau, 1999).

Les matériaux représentatifs du milieu rural (MR) sont répartis dans la structure de l'autoroute rurale considérée (figure 4-7) de la façon suivante :

- La fondation (couleur jaune) est constituée d'un gravier noté Gr.2.
- La sous-fondation est formée d'un sable uniforme noté Sbl.

L'étude a porté sur trois systèmes de drainage utilisés par le Ministère des Transports du Québec dans le domaine de la construction routière, notamment l'extension de la fondation (ESF), les écrans drainants géocomposites en rive de chaussée à la limite de rive ÉDRC(LR) et les tuyaux de drainage au niveau de la ligne d'infrastructure à la limite de l'accotement TDI(LA).

4.5.2 Conditions frontières

Les matériaux qui se trouvent sous la ligne d'infrastructure sont supposés avoir des coefficients de perméabilité très inférieurs à ceux qui se trouvent au-dessus. Pour toutes les simulations avec les profils ruraux, on suppose que l'accotement est revêtu. Conséquemment, la ligne d'infrastructure, l'axe de symétrie du profil, la couche bitumineuse et l'accotement sont des frontières imperméables qui forment des lignes de courant (i.e., débit total $= Q = 0$) la section droite de ce profil qui sera soumise à une précipitation de 24 heures.

La surcharge hydraulique appliquée à la fissure a une valeur constante de $64\,mm$ durant la précipitation. Le débit de précipitation appliqué à l'arrondi du talus est caractérisé par la condition $h = y$ qui n'est autre que la charge de pression nulle ; $h_p = 0$.

On a considéré deux conditions aux frontières qui sont les suivantes :

- Fissure en rive de chaussée : On impose sur cette fissure une surcharge hydraulique constante de 64 mm (h = y + 64 mm) durant une précipitation de 24 heures.
- Arrondi du talus : On impose sur cet arrondi un débit de précipitation caractérisé par la condition $h = y$ qui n'est autre que la charge de pression nulle ; $h_p = 0$.

Cette condition définit le flux que le sol est en mesure d'absorber à travers sa surface, lorsque celle-ci est maintenue en contact avec l'eau à la pression atmosphérique.

Dans le modèle qui défini l'état initial (t = 0), les deux conditions précédentes sont omises.

4.6 Propriétés et fonctions hydriques des matériaux utilisés pour les simulations

4.6.1 Généralités

Il n'y a pas eu d'essais de caractérisation des matériaux dans le cadre de cette étude. On a procédé en se basant sur deux cas présentés dans la littérature : Cyr et Chiasson (1999) pour le profil urbain avec ses caractéristiques de perméabilité à la borne supérieure, et Lebeau (1999) pour le profil rural avec ses caractéristiques de perméabilité à la borne inférieure. À cause de la grande variabilité des agrégats disponibles, on a modélisé les écoulements dans des sections de types urbaines et rurales en utilisant des matériaux ayant une grande gamme de propriétés hydrauliques.

Dans cette étude, les matériaux représentatifs du milieu urbain sont un gravier noté Gr.1 et trois matériaux silteux notés Silt.1, Silt.2 et Silt.3. Les matériaux représentatifs du milieu rural sont un gravier et un sable uniforme noté Gr.2 et Sbl respectivement. Tous les matériaux utilisés dans les simulations ultérieures sont supposés isotropes, donc les conductivités hydrauliques horizontale et verticale sont les mêmes (i.e. $k_x = k_y$).

4.6.2 Gravier (Gr.1)

Plusieurs tests sur le site ont été réalisés afin d'obtenir des propriétés hydrauliques représentatives pour les conditions dans la ville de Moncton (Cyr et Chiasson, 1999). Les analyses granulométriques ont été effectuées sur des échantillons provenant de l'excavation dans la fondation durant l'exécution des essais hydrauliques in situ. D'après

la figure 4-8, on vérifie que les matériaux en place servant pour construire la fondation respectent les spécifications de la ville de Moncton.

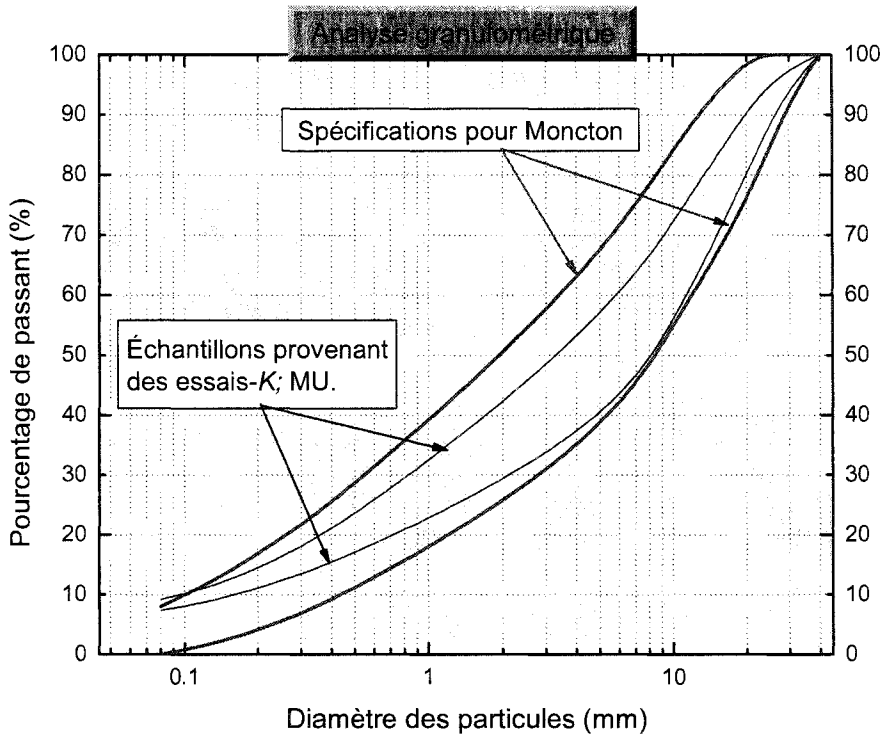


Figure 4-8 Courbes granulométriques des matériaux de graviers Gr.1 utilisés pour la fondation (Cyr et Chiasson, 1999).

4.6.2.1 Courbe de rétention

La courbe de rétention du matériau en gravier Gr.1 formant la fondation est celle de la teneur en eau volumique versus la succion matricielle. En utilisant un extracteur à pression en plaque de céramique, les essais sur plusieurs échantillons ont permis d'évaluer cette courbe (Cyr et Chiasson, 1999). La CRE mesurée sur le gravier Gr.1 est représentée à la figure 4-9 (a).

4.6.2.2 Fonction de conductivité hydraulique

Les valeurs de la conductivité hydraulique k (m/s) du Gr.1 tel que mesurées par les tests de perméabilité in situ ont permis d'obtenir la perméabilité saturée. On suppose que

toutes les mesures correspondent à des valeurs à saturation puisque les tests ont été réalisés après une période de précipitation très intense où on a observé l'eau qui s'accumulait à la surface du sol (Cyr et Chiasson, 1999). La courbe moyenne ($k(m/s)$ vs $u_w(kPa)$) adoptée pour faire les simulations est représentée à la figure 4-9 (b). Cette courbe qui représente une perméabilité à saturation k_s de $5\times10^{-5} m/s$ correspond à une moyenne géométrique des deux mesures expérimentales extrêmes obtenues : maximale ($k_s = 5.9\times10^{-4} m/s$) et minimale ($k_s = 3.8\times10^{-6} m/s$). Cette moyenne est jugée représentative et sera adoptée pour les simulations ultérieures. On peut comparer la courbe de conductivité hydraulique non saturée du gravier Gr.1 à celle du Gr.2 qui est représentée à la même figure 4-9 (b).

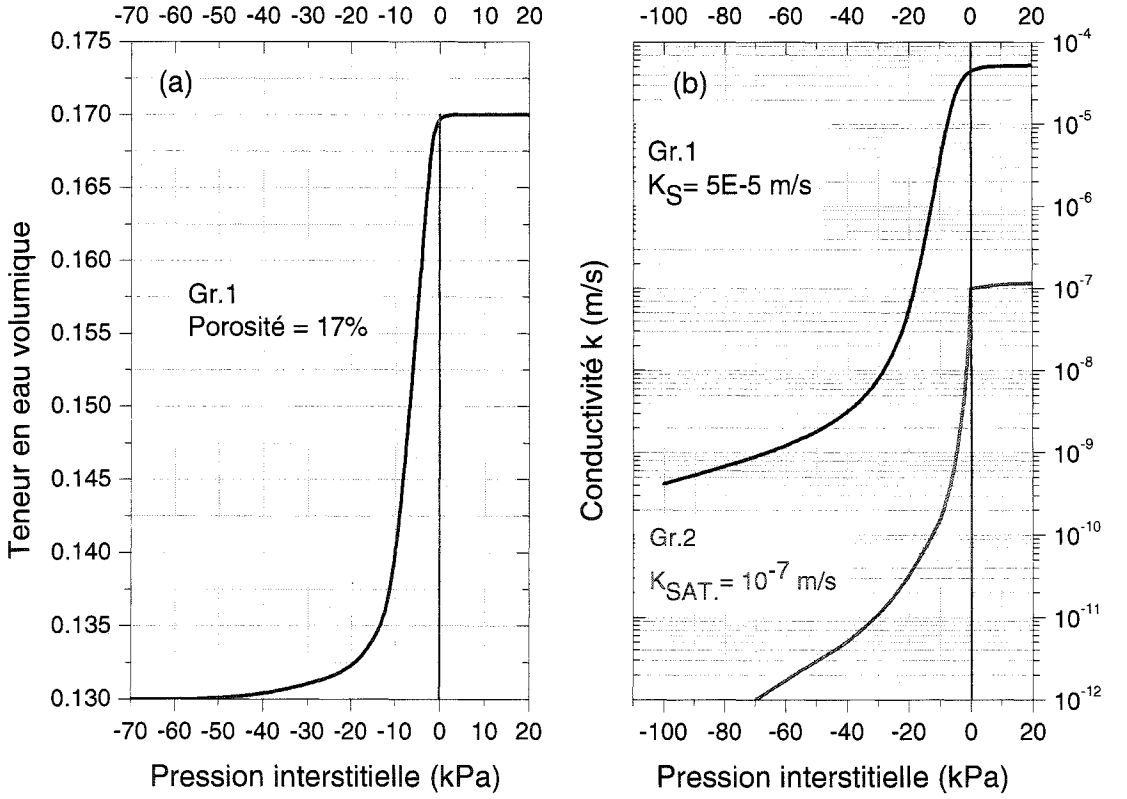


Figure 4-9 (a) : Courbe de rétention d'eau mesurée sur le gravier Gr.1 et (b) : Courbes de conductivité hydraulique non saturée éstimées des graviers Gr.1 et Gr.2 (Cyr et Chiasson, 1999).

La fonction de conductivité hydraulique non saturée représentée sur la figure 4-9 (b) est estimée à partir de la courbe de rétention en suivant la méthode de Green et Corey (1971) et est ajustée selon les valeurs de la perméabilité à la saturation.

4.6.3 Silts

Les matériaux du sol d'infrastructure (Silt.1, 2 et 3) sont généralement des matériaux originaux du site. Le sol d'infrastructure est divisé en trois couches composées du Silt.1, Silt.2 et Silt.3 de coefficient de perméabilité à saturation k(I), k(II) et k(III) tel qu'expliquer au tableau 4-2. Le matériaux Silt.2 de perméabilité à saturation k_s = 2.5 x 10^{-7}m/s a été étudié par Ho (1979) et existe dans la base de données du logiciel SEEP/W (cf. GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2004).

4.6.3.1 Courbe de rétention

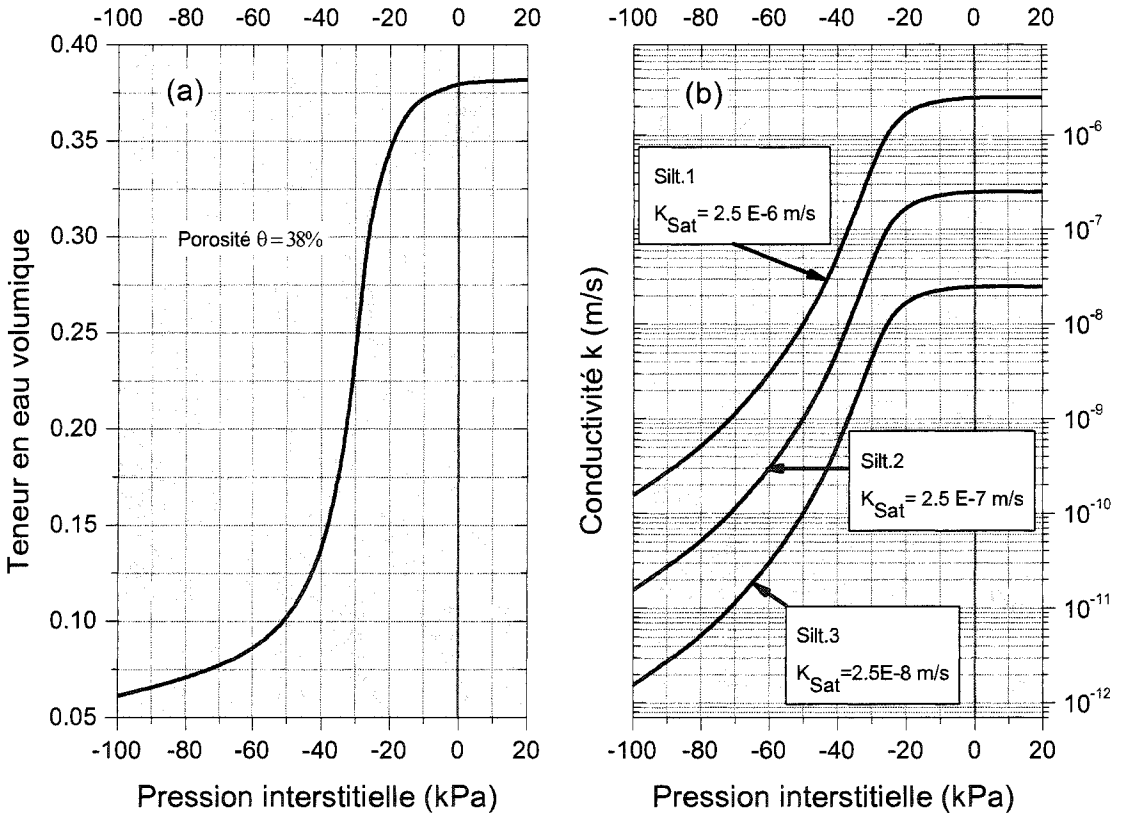


Figure 4-10 (a) : Courbe de rétention des Silt.1, Sil.2 et Silt.3. (b) : Courbes de conductivité hydraulique non saturée des Silt.1, Sil.2 et Silt.3.

La figure 4-10 (a) représente la courbe de rétention d'eau adoptée pour les trois matériaux Silt.1, Silt.2 et Silt.3 et qui sera utilisée pour les simulations ultérieures. Cette courbe est celle proposée par Ho (1979) et qui figure dans la base de données de SEEP/W (cf. GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2004).

4.6.3.2 Fonction de conductivité hydraulique

Le sol d'infrastructure (figure 4.1) est divisé en trois couches formées du Silt.1, Silt.2 et Silt.3 de perméabilité à saturation k(I), k(II) et k(III) respectivement. Le coefficient de perméabilité à saturation versus la profondeur est représentée dans le tableau 4-2. La courbe de conductivité hydraulique non saturée du Silt.2, est celle proposée par Ho (base de données de SEEP/W). Les courbes de conductivité hydraulique non saturée du Silt.1, et du Silt.3 ont été obtenues à partir de celle du Silt.2 en ajustant la perméabilité à saturation du Silt.2 à $2.5\times10^{-6} m/s$ et à $2.5\times10^{-8} m/s$ respectivement. Les courbes de la conductivité hydraulique non saturée du Silt.1, Silt.2 et Silt.3 utilisées dans les simulations ultérieures sont représentées à la figure 4-10 (b).

Tableau 4-2 Coefficient de perméabilité à saturation des matériaux Silt.1, Silt.2 et Silt.3 formant les différentes couches du sol d'infrastructure utilisé pour les simulations.

	Silt.1	Silt.2	Silt.3
Perméabilité à saturation $k_s(m/s)$	k(I) = 2.5 x 10^{-6}	k(II) = 2.5 x 10^{-7}	k(III) = 2.5 x 10^{-8}
Profondeur à partir de la surface du sol (m)	0 – 0.25	0.25 – 1.4	1.4 – 2.5
Ordonnée à partir du datum (m)	2.25 – 2.5	1.4 – 2.25	0 – 1.4

4.6.4 Tapis drainant géocomposite dans le profil urbain

Les propriétés hydriques de l'élément drainant géocomposite sont adaptées de Park et Fleming (2004). La courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique non saturée du matériau drainant géocomposite utilisé dans les simulations sont représentées aux figures 4-11 et 4-12. La conductivité hydraulique à saturation et sa porosité sont égales à $1\times10^{-3} m/s$ et 90% respectivement. L'épaisseur du géocomposite est de $5 mm$.

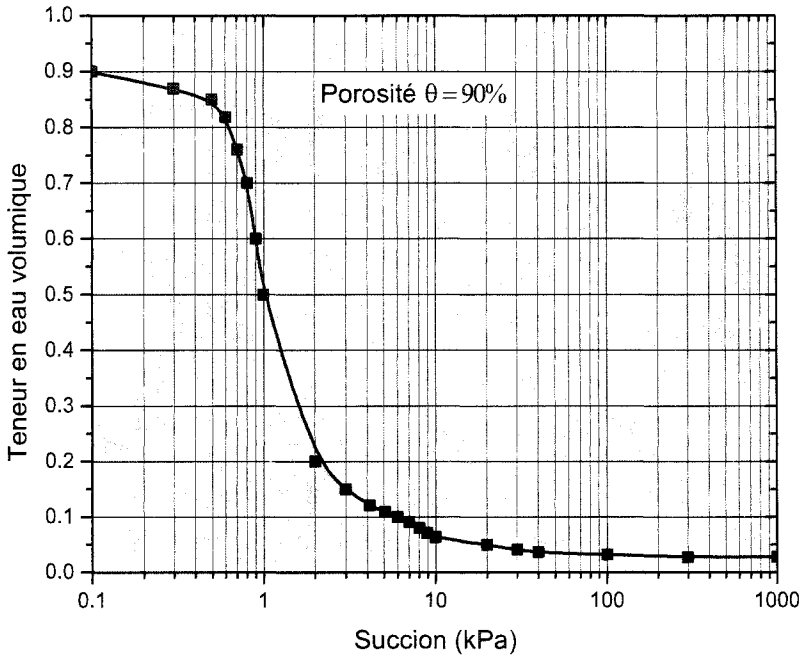


Figure 4-11 Courbe de rétention du matériau drainant géocomposite utilisé pour les simulations (adapté de Park et Fleming, 2004).

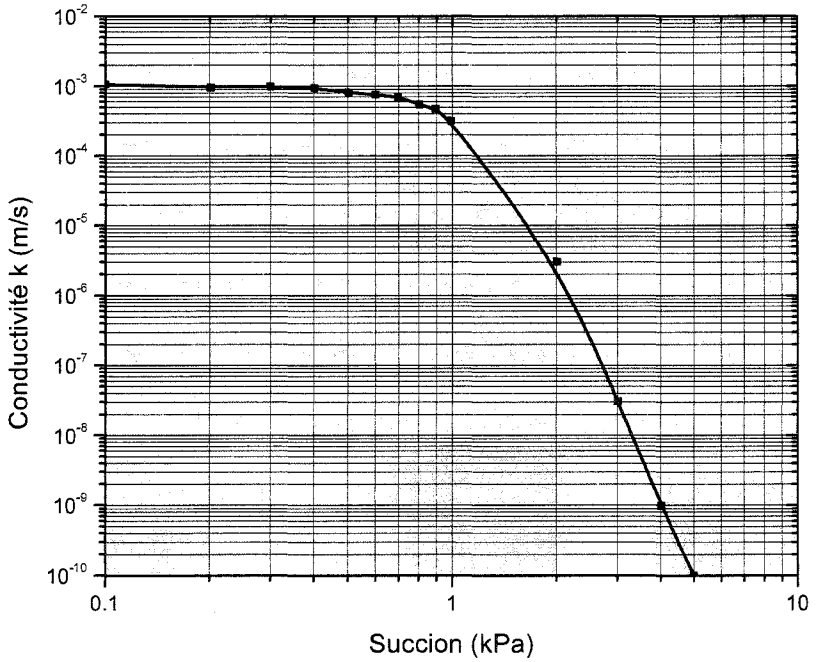


Figure 4-12 Courbe de conductivité hydraulique non saturée du matériau drainant géocomposite utilisé pour les simulations (adapté de Park et Fleming, 2004).

4.6.5 Gravier (Gr.2) et sable uniforme (Sbl)

Les matériaux représentatifs du milieu rural sont décrits dans le mémoire de Lebeau (1999). Dans l'étude déjà citée, les matériaux qui constituent la fondation et la sous-fondation sont un gravier (Gr.2) et un sable de granulométrie uniforme (Sbl). La granulométrie de ces matériaux (MR) est représentée à la figure 4-13.

Les courbes de rétention d'eau (figure 4-14) et de conductivité hydraulique non saturée (figure 4-15) pour les matériaux représentatifs du milieu rural (MR) sont tirées de Lebeau (1999).

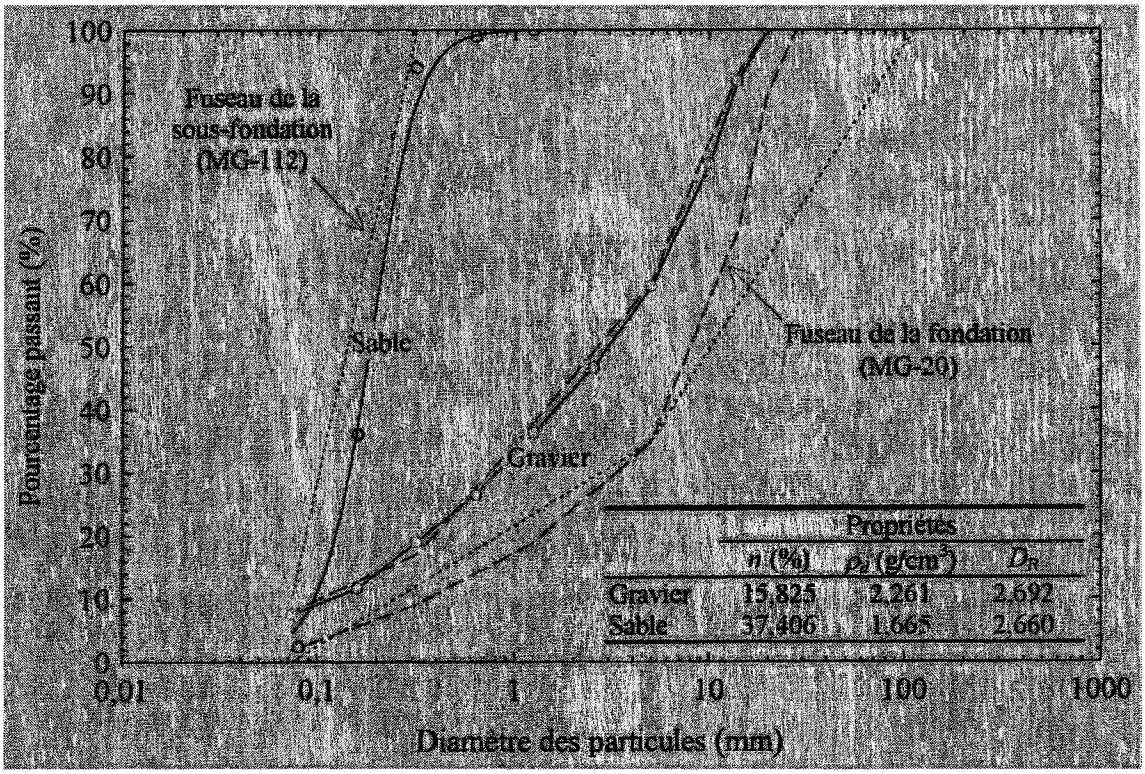


Figure 4-13 Courbes granulométriques et propriétés physiques des MR (tirées de Lebeau, 1999).

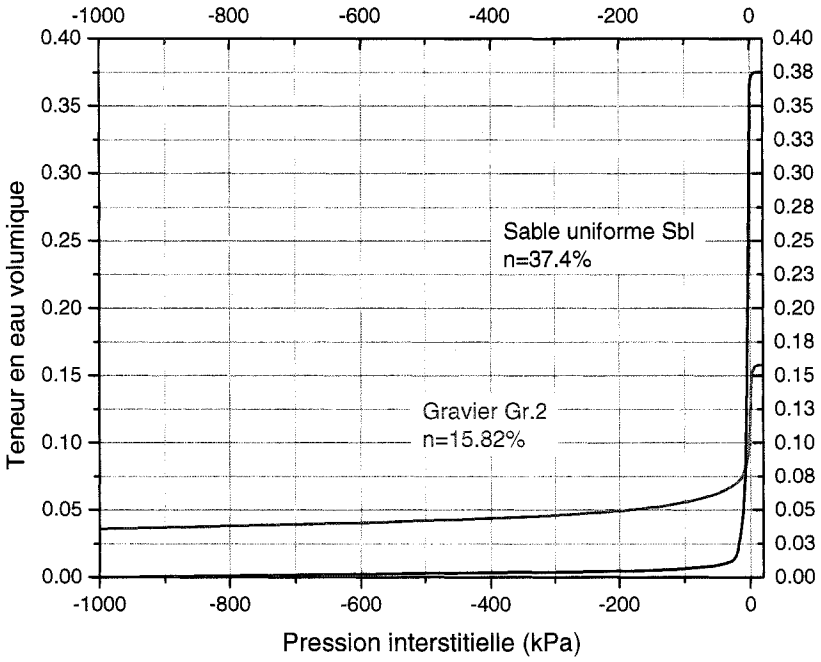


Figure 4-14 Courbe de rétention du gravier Gr.2 et du sable uniforme Sbl (adapté de Lebeau, 1999).

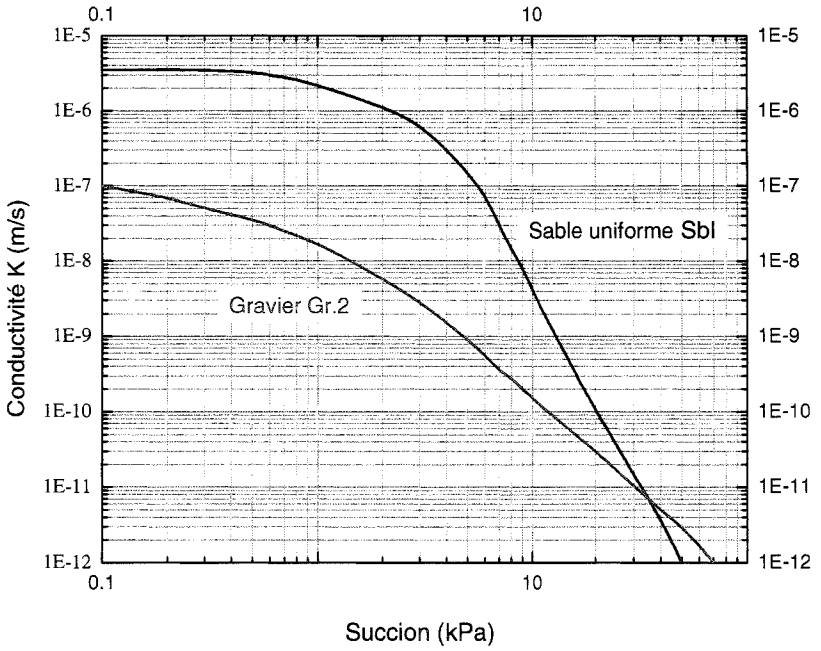


Figure 4-15 Courbes de conductivité hydraulique non saturée du Gr.2 et du Sbl (adapté de Lebeau, 1999).

Lorsque l'on observe les figures précédentes, on constate que les propriétés hydrauliques du gravier Gr.1 ne sont pas totalement réalistes. Il serait surprenant qu'un gravier ayant une pression d'entrée d'air AEV proche de zéro ($\psi_a \approx 0\ kPa$, figure 4-9 (a)) montre aussi une teneur en eau volumique résiduelle θ_r de 0.13 (ce qui correspond ici à un degré de saturation de 76.4%). De même, le contraste de perméabilité entre le Gr.1 et le Gr.2 (le $k_s(m/s)$ du Gr.1 est 500 fois plus grand que celui du Gr.2) ne semble pas réaliste. Néanmoins, comme ces propriétés ont été utilisées par d'autres lors d'études antérieures, elles ont aussi été retenues dans le cadre de ce projet. Le tableau 4-3 résume les caractéristiques des matériaux retenues pour cette étude.

Tableau 4-3 Caractéristiques hydriques des matériaux utilisés pour les simulations.

Matériaux	$k_s(m/s)$	ψ_a (kPa)	Porosité (%)
Gr.1	5×10^{-5}	-3	17
Silt.1	2.5×10^{-6}	-20	38
Silt.2	2.5×10^{-7}	-20	38
Silt.3	2.4×10^{-8}	-20	38
Gr.2	1×10^{-7}	-1	15.8
Sbl	3.5×10^{-6}	-2	37.4
Géocomposite	2×10^{-3}	-0.6	90

Chapitre 5 RÉSULTATS DES SIMULATIONS AVEC LE PROFIL URBAIN

L'ordre de présentation de l'étude du milieu urbain a été organisé en trois séries de simulations. La première série (PU-MU) étudie l'écoulement dans un milieu urbain en utilisant les matériaux représentatifs de ce dernier. Pour fin de comparaison et dans un but d'étudier l'impact du contraste de perméabilité entre les matériaux ruraux et urbains, on vient remplacer le gravier Gr.1 (i.e., MU) par le Gr.2 (i.e., MR) dans la fondation en conservant le silt (i.e., MU) pour le sol d'infrastructure. Ceci constitue la seconde série de simulations PU(IU, FR). En conservant les mêmes conditions de modélisation, la dernière série de simulations (PU-MR) décrit le comportement hydrique d'une chaussée dans le cas où les matériaux de la fondation et du sol d'infrastructure sont similaires au gravier Gr.2 et au sable uniforme Sbl respectivement (i.e., MR).

5.1 Simulations étudiées avec les MU (PU-MU)

5.1.1 Modèle de base

Le modèle de base est une section transversale d'une autoroute urbaine dont le système de drainage est un tuyau de drainage perforé de 101 mm de diamètre enfoui au niveau de la ligne d'infrastructure (figure 2-5). Les matériaux constituant la structure de ce modèle sont ceux décrits à la figure 4-1. Les principales caractéristiques du maillage utilisé pour la modélisation numérique du cas de base sont les suivantes :

- La surface du silt.2 (couleur verte) et du silt.3 (couleur rouge) est généralement formée d'éléments rectangulaires de 20 cm de hauteur (axe z) et de 28 cm de largeur (axe x) de type Lagrange, avec intégration d'ordre 4 (figure 5-1);
- Des éléments triangulaires de transition d'ordre 3 de dimensions variables (figure 5-1) sur les lignes de séparation du silt.2 et du silt.1 et d'autre part du silt.2 et le Gr-1 (couleur jaune).

- À l'intérieur du quadrilatère qui circonscrit le TDP, on a choisi des éléments rectangulaires de type Lagrange d'ordre 4 de dimensions d'environ de 2 cm de largeur et de 2 cm de hauteur (figure 5-2).
- Au voisinage des deux fissures considérées, et pour pouvoir modéliser les fissures de 4 mm d'épaisseur, on a utilisé un maillage très dense composé d'une combinaison des éléments carrés de dimensions variables (2 x 2 mm^2 jusqu'à 8 x 8 mm^2) et triangulaires (figures 5-3 et 5-4).
- La surface du Silt.1 (couleur bleue) est formée des éléments rectangulaires de dimensions 14 cm de largeur et de 8 cm de hauteur (figure 5-5).

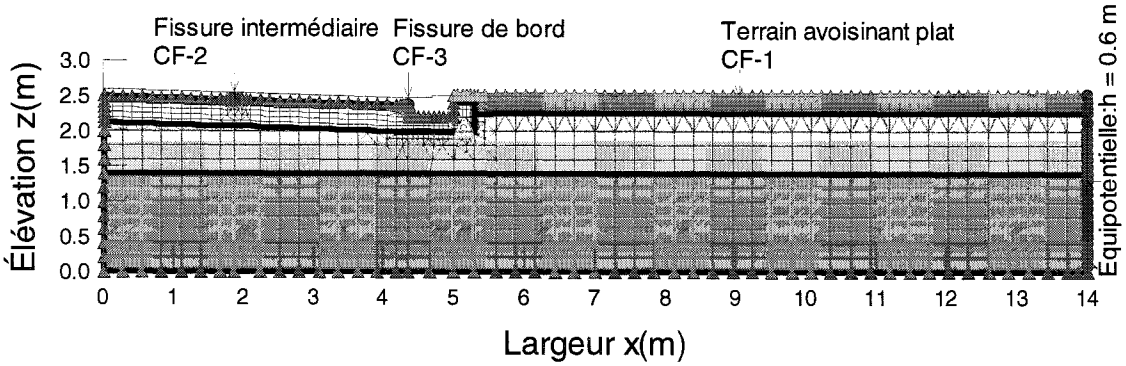


Figure 5-1 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique du modèle de base.

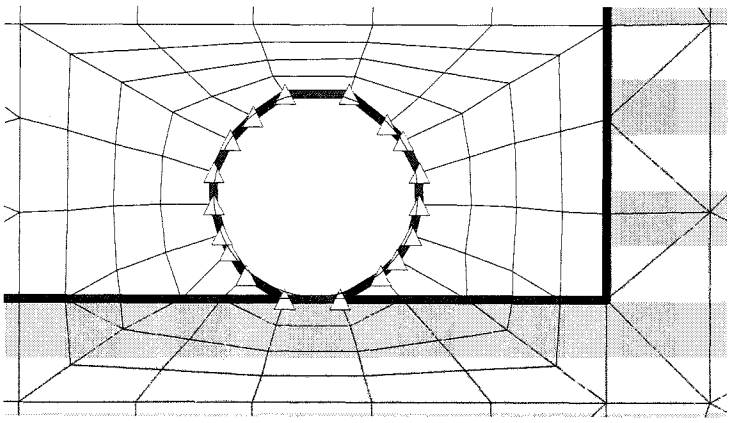


Figure 5-2 Maillage des éléments finis utilisé pour la modélisation numérique au voisinage du D(0 mm) avec la condition au frontières. Cas de base.

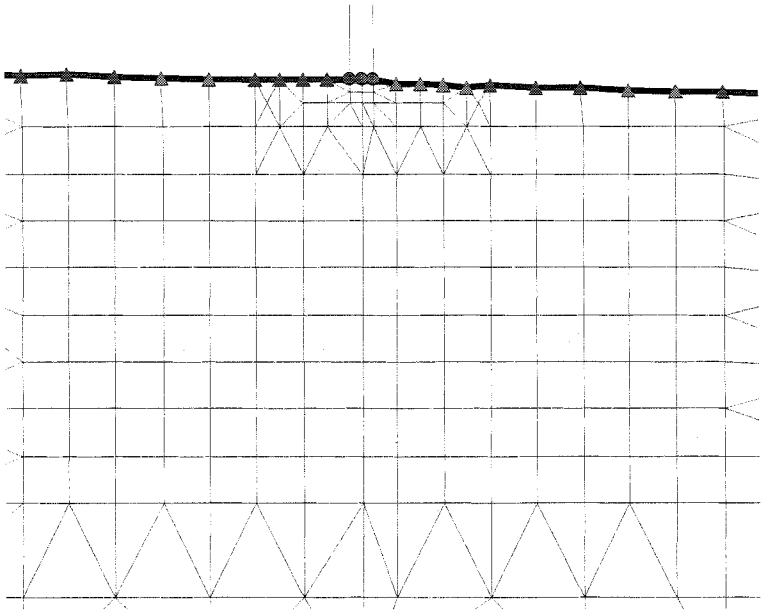


Figure 5-3 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique au voisinage de la fissure intermédiaire. Cas de base.

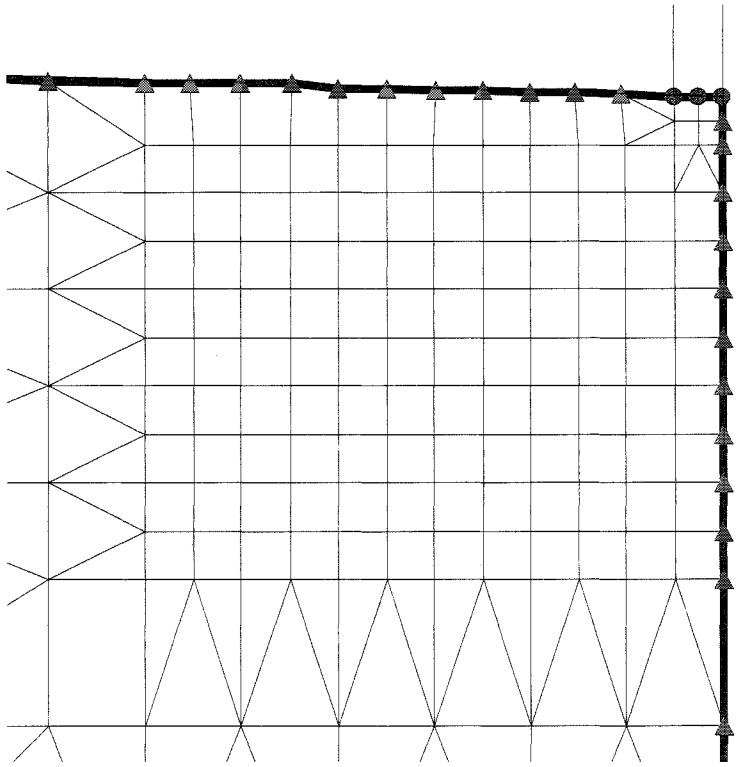


Figure 5-4 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique au voisinage de la fissure de bord. Cas de base.

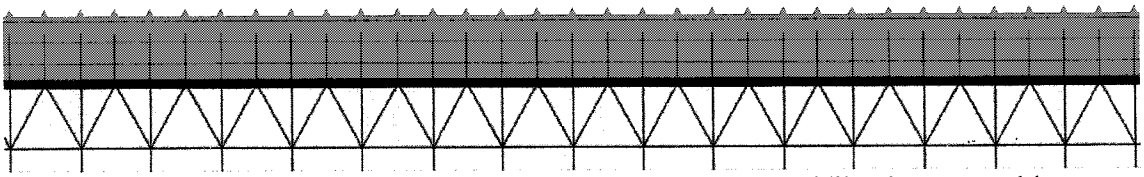


Figure 5-5 Maillage des éléments utilisé pour la modélisation numérique au voisinage de la surface du terrain avoisinant. Cas de base.

5.1.2 Modélisations en régime transitoire et conditions initiales

En régime transitoire, le processus de résolution itératif utilisé par le code numérique requiert une solution (h = charge totale en chaque nœud de l'espace discrétisé) d'un modèle initial (t = 0 s). Ce modèle défini à la figure 5-6 constitue l'état initial (t = 0 s) pour toutes les simulations étudiées avec le PU. D'après les conditions frontières décrites dans la section 4.4.2 pour t = 0 s (état initial), le débit de précipitation et la surcharge hydraulique sont nuls.

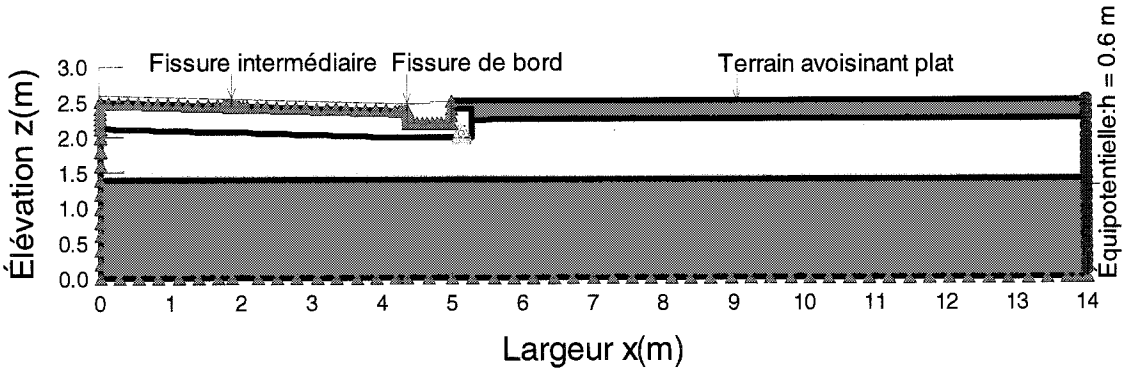


Figure 5-6 Conditions de modélisation à l'état initial (t = 0 s) utilisées pour toutes les simulations avec le PU.

5.1.3 Les paramètres de convergence

Plusieurs éléments étaient à l'origine des problèmes de convergence rencontrés dans les simulations étudiées. On peut citer à titre d'exemple : les conditions frontières mixtes (charges hydrauliques imposées sur les nœuds des fissures et un flux de précipitation imposé en surface du terrain), l'irégularité géométrique du profil et l'hétérogénéité sol.

La convergence de la solution avec un modèle étudié est influencée par plusieurs paramètres et par la densité du maillage. L'objectif de l'ajustement des paramètres de convergence existants par défaut dans SEEP/W est de chercher une meilleure convergence de la solution numérique. Les valeurs des paramètres par défaut ont été modifiées de la façon suivante :

- Le nombre maximum d'itérations : 500. Ce paramètre limite le nombre des itérations nécessaires à la recherche de la solution. Quand le nombre des itérations effectuées atteint le maximum spécifié, SEEP/W arrête l'exécution des calculs et procède au pas de temps suivant.
- Tolérance : 0.0001. Ce paramètre est la variation maximale tolérée du vecteur norme de la charge de pression entre deux itérations successives. SEEP/W utilise la norme euclidienne du vecteur charge de pression comme une mesure de la convergence. La norme du vecteur charge de pression est définie par :

$$\|H\| = \left(\sum_{j=1}^{n} |H_j|^2 \right)^{1/2} \text{ avec ;}$$

n = nombre des nœuds et H_j = charge totale moins élévation au nœud j

- Variation maximale de k : 7. Ce paramètre est la variation maximale de la conductivité hydraulique k entre deux itérations successives; ce paramètre doit être supérieur ou égal au double de la plage de variation en ordre de grandeur de la fonction de conductivité hydraulique (Chapuis et al., 1998).

- Variation minimale de k : 10^{-15} : Ce paramètre impose une limite inférieure à la valeur de la conductivité hydraulique k.
- Le taux de changement : 1.05. Ce paramètre contrôle la variation du changement maximum de k d'une itération à l'autre et il peut varier de 1.0001 à 2 (Fala, 2002).
- Nombre d'itérations maximal-résolution : 1000. Ce paramètre limite le nombre des itérations nécessaires pour obtenir une solution des équations des éléments finis.
- Résolution-tolérence : 10^{-6}. Ce paramètre est le résiduel recherché relatif à la norme du vecteur charge ||H||.
- Le nombre maximum de révision : 10. Ce paramètre est la limite supérieure du nombre de révision d'un noeud appartenant à une surface de suintement dans un pas de temps.

Vu la complexité du maillage (surtout au voisinage des fissures), une haute précision est requise pour résoudre les équations. Ces paramètres de convergence ont été adoptés pour toutes les simulations.

5.1.4 Caractéristiques des simulations (S-1 à S-7)

Les matériaux appliqués dans le PU considéré sont ceux du cas de base et les conditions initiales sont les mêmes (équilibre hydrostatique). La variation temporelle de la ligne phréatique sera simulée à chaque pas de temps qui vaut une heure (3600 secondes). Pendant une durée prédéfinie, on examine le comportement hydraulique du sol multicouche en régime transitoire suite à l'application du débit de précipitation sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm sur les deux fissures.

Le tableau 5-1 explique les caractéristiques de chaque simulation éffectuée. Dans les simulation S-2 à S-6, le paramètre varié est la profondeur d'enfouissement du TDP en rive de chaussée (plan vertical x = 5152 mm).

Tableau 5-1 Caractéristiques des simulations étudiées en utilisant différents systèmes de drainage.

Simulation	**Conditions frontières**	**Différence avec le cas de base**
S-1	CF-1, CF-2, CF-3	Profil sans système de drainage.
S-2 Cas de base	CF-1, CF-2, CF-3 et D(0 mm).	Aucune.
S-3	CF-1, CF-2, CF-3 et D(150 mm).	Dans un même plan vertical (x = 5152 mm.), la profondeur d'enfouissement du TDP est augmentée de 150 mm par rapport à la position de base.
S-4	CF-1, CF-2, CF-3 et D(300 mm).	Dans un même plan vertical (x = 5152 mm.), la profondeur d'enfouissement du TDP est augmentée de 300 mm par rapport à la position de base
S-5	CF-1, CF-2, CF-3 et D(450 mm).	Dans un même plan vertical (x = 5152 mm.), la profondeur d'enfouissement du TDP est augmentée de 450 mm par rapport à la position de base
S-6	CF-1, CF-2, CF-3 et D(alter.)	La position du centre du TDP passe de la position de base (x = 5152 mm, z = 2043) à une position alternée (x = 3004 mm, z = 1780 mm).
S-7	CF-1, CF-2, CF-3 et D(300.mm).	Dans le plan vertical (x = 5152 mm.), le TDP est enfoui à une profondeur de 300 mm par rapport à la position de base et il est associé à tapis drainant.

Pour les conditions frontières CF-1, CF-2, CF-3 et le systeme de drainage D(x.mm), les lecteurs sont référés aux figures 4-3, 4-4, 4-5 et 4-1 respectivement.

5.1.5 Validation des résultats

Un utilisateur doit s'assurer que le code numérique donne des prédictions fiables pour le problème étudié (Chapuis et al., 2001). Une façon d'évaluer la convergence d'une simulation est de vérifier la superposition de la courbe de conductivité hydraulique vs la pression incluse dans le modèle et celle ressortie comme résultat, et ceci pour tous les matériaux. Cette superposition est montrée à la figure 5-7 pour les quatre matériaux utilisés dans le cas de la simulation de base. De même il faut que la courbe de la teneur en eau volumique vs pression (CRE) rentrée dans le modèle et ressortie comme résultat se superposent.

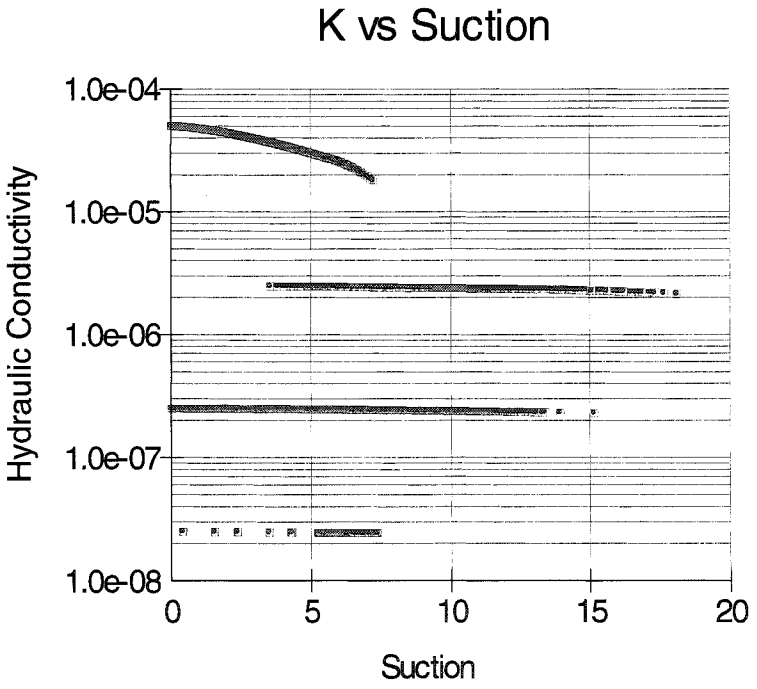


Figure 5-7 Courbes de la conductivité hydraulique (m/s) vs la succion (kPa) introduites dans le modèle et ressorties avec les résultats suite à une heure de précipitation. Cas de la simulation S-2.

La superposition des courbes déjà mentionnées est montrée aux figures 5-8 et 5-9, les résultats utilisés à titre d'exemple proviennent d'une section horizontale (z = 1.5936 m) passante par le Silt.2 du modèle de base étudié.

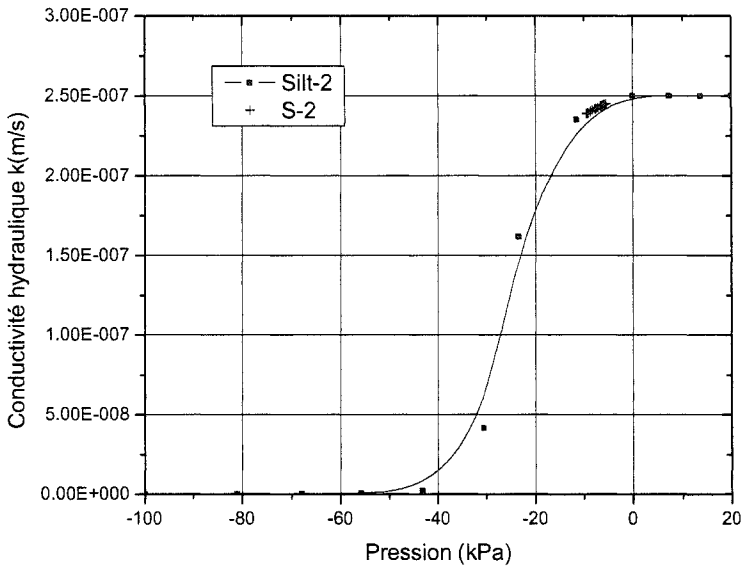


Figure 5-8 Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique du silt.2 rentrée dans le modèle et les résultats obtenus suite à une heure de précipitation. Cas de la simulation S-2.

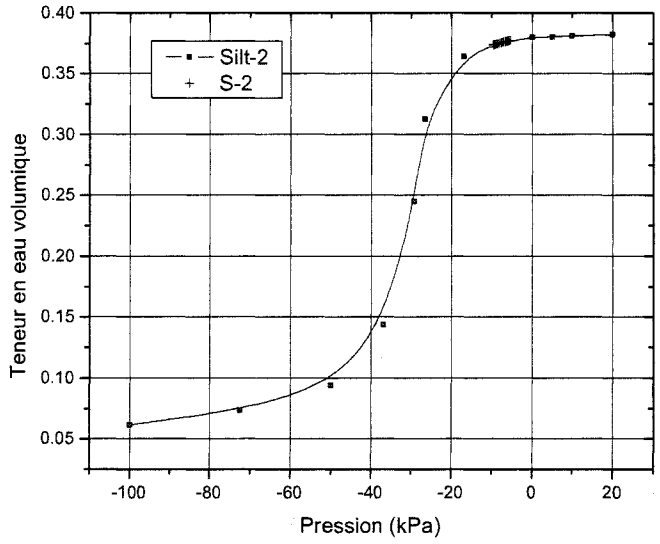


Figure 5-9 Comparaison entre la courbe de rétention d'eau du silt.2 rentrée dans le modèle et les résultats obtenus suite à une heure de précipitation. Cas de la simulation S-2.

La figure 5-10 montre la superposition de la courbe de conductivité hydraulique rentrée dans le modèle et celle ressortie comme résultat. Cet exemple provient d'une section verticale (x = 4.296 m) passante par la fondation composée du gravier Gr.1 du modèle de base étudié.

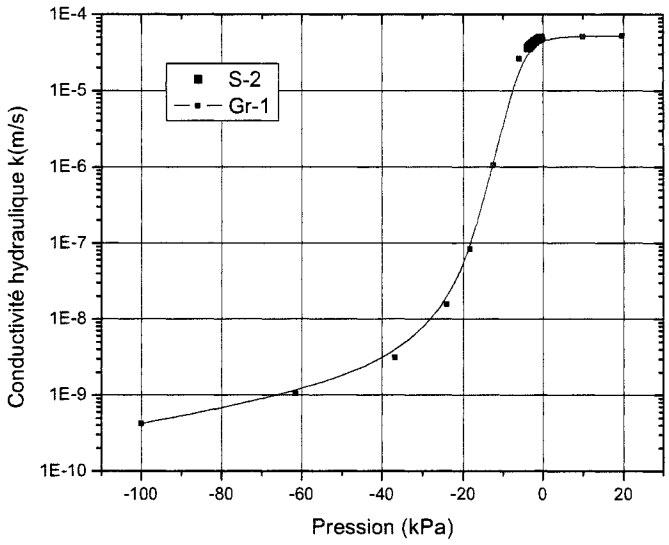


Figure 5-10 Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique du gravier Gr-1 rentrée dans le modèle et les résultats obtenus suite à 26 heures de drainage (t = 50 heures). Cas de la simulation S-2

De ce qui précède, on constate que les CRE et les fonctions de conductivité hydraulique extraites coïncident avec celles introduites pour les simulations. D'autres types de vérifications sont décrites dans Chapuis et al. (2001).

5.1.6 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-1 à S-7)

En considérant la partie droite d'une section transversale typique d'une route urbaine à deux voies, on évalue la répercussion de la variation de la position géométrique du tuyau perforé sur la surface d'eau normalisée a_w de la fondation.

La surface d'eau normalisée a_w sera évaluée en fonction du temps (le pas de temps vaut 1 heure). Trois situations du régime transitoire sont montrés à la figure 5-11, soit :

- Conditions initiales (t = 0s) : $a_w = 0$;
- Durant la précipitation (t = 1s jusqu'à t = 86400s = 24 heures) ;
- Durant le drainage (t =86401s jusqu'à la valeur du temps pour laquelle a_w devient nulle).

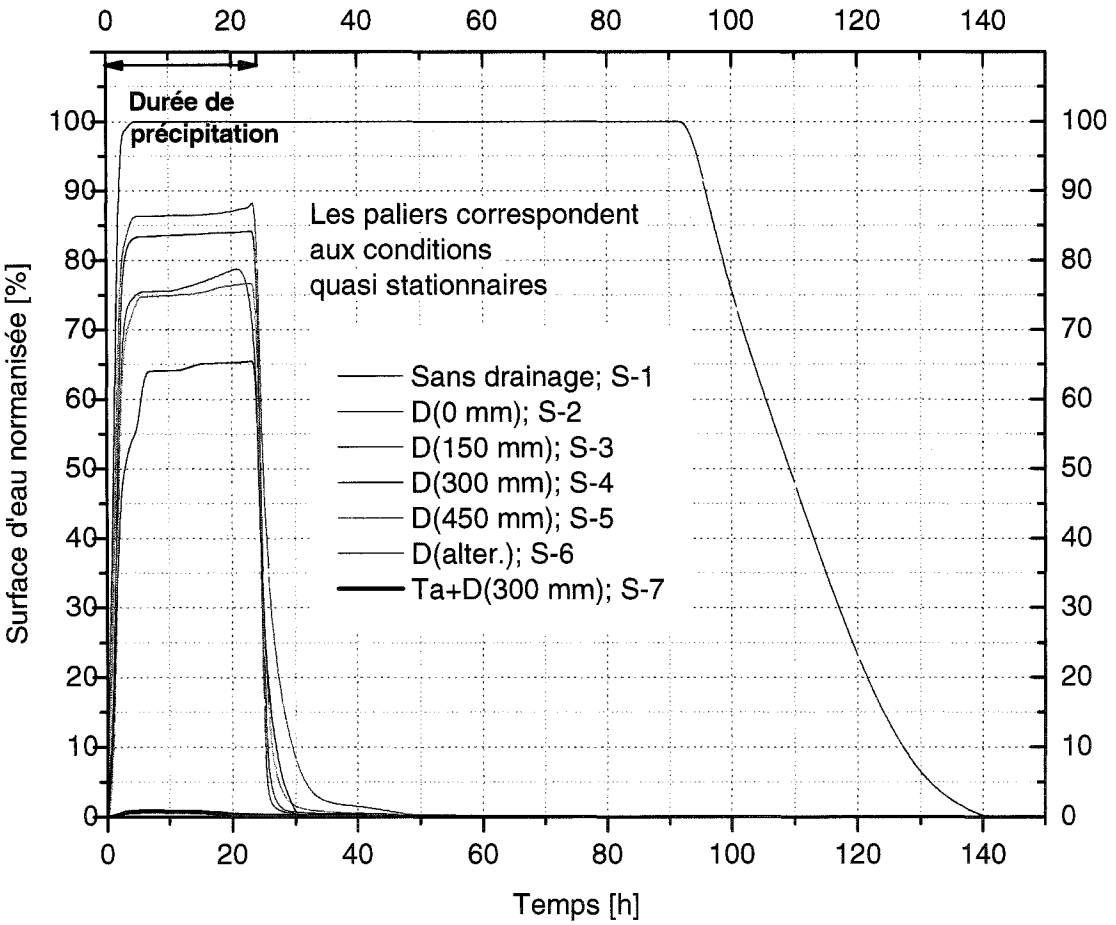


Figure 5-11 Surface d'eau normalisée de la fondation versus le temps (h) pour différents systèmes de drainage, PU-MU.

La figure 5-11 a été construite à partir de la position de la ligne phréatique en fonction du temps pour différents systèmes de drainage étudiés. Les résultats montrent que la

conséquence directe et immédiate de l'implantation d'un système de drainage dans le profil urbain est une diminution notable de la quantité des matériaux saturés (i.e., A_{dw}), par suite une atténuation de la teneur en eau volumique et du degré de saturation dans les matériaux constituant la fondation. Ceci découle de la comparaison de la courbe a_w versus le temps pour le profil sans système de drainage avec les autres courbes correspondantes à différents systèmes de drainage (figure 5-11).

5.1.7 Simulation S-1 : Profil sans système de drainage

La figure 5-12 montre la variation de la position de la ligne phréatique en fonction du temps écoulé en heures (représenté par le chiffre sur cette ligne) depuis le début jusqu'à la fin de la précipitation. Les pressions interstitielles des points appartenant aux plans verticaux passant par la fissure intermédiaire et par la fissure de bord deviennent positives suite à 2 heures de précipitation.

La surface d'eau normalisée dans la fondation atteint une valeur de 98%, suite à 3 heures de précipitation et le profil présente une nappe perchée dans le sol d'infrastructure et une exfiltration de l'eau de la fondation à travers la fissure de bord (figures 5-12 et 5-13).

À la fin de la précipitation (t = 24 heures), a_w atteint une valeur de 100% et conserve pratiquement cette valeur pendant 68 heures de drainage. Le début du drainage survient à t > 24 heures et la vitesse de décharge de la nappe phréatique dépendra de la capacité de rétention d'eau des matériaux. La figure 5-14 montre qu'au temps t = 140 heures (116 heures de drainage), la ligne phréatique est à la position limite pour laquelle $a_w \approx 0$. À partir de ce moment, la ligne phréatique se prépare à quitter la fondation pour joindre le sol d'infrastructure laissant la totalité du gravier de la fondation en dépression (i.e. $u_w \leq u_a$).

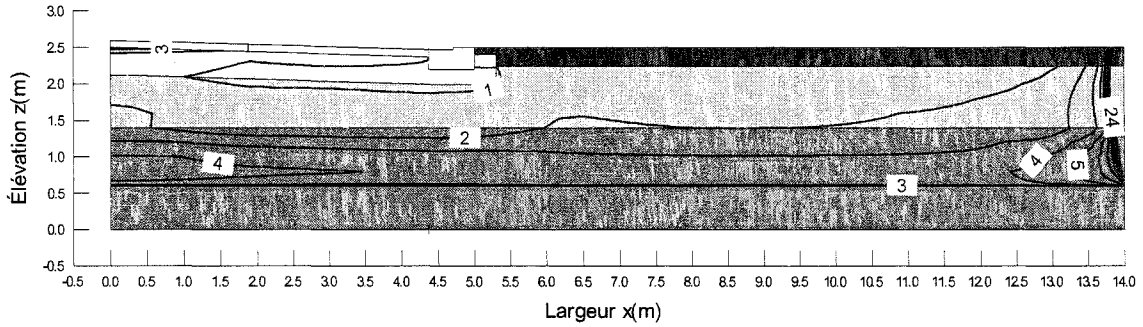


Figure 5-12 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-1.

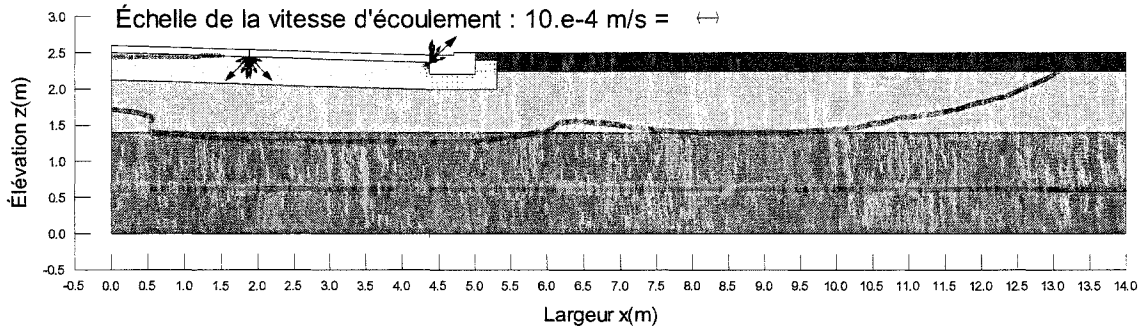


Figure 5-13 Vecteurs vitesse et position de la ligne phréatique suite à 2 heures de précipitation. Cas de la simulation S-1.

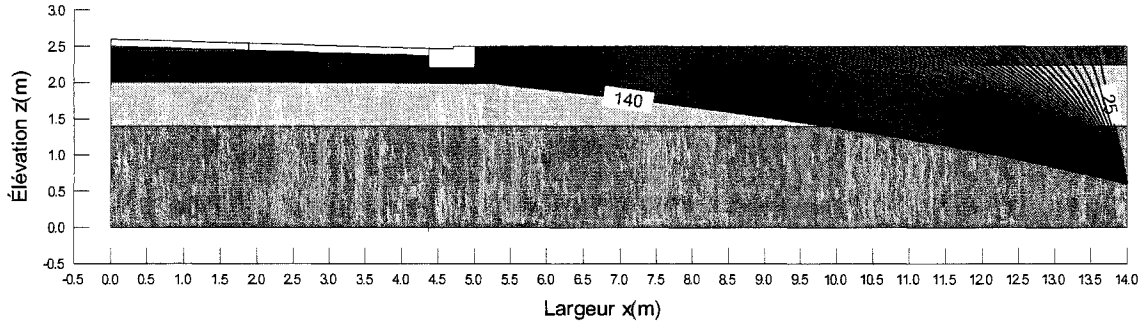


Figure 5-14 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 116 heures de drainage (t = 25 h jusqu'à t = 140 h). Cas de la simulation S-1.

D'après les figures 5-11, 5-12 et 5-15, on remarque que suite à 24 heures de précipitation, la surface A_{dw} s'approche de la surface de la fondation A_{tw} (i.e., $a_w = 1$).

La valeur a_w maintient pratiquement cette valeur unitaire de t = 34 heures à t = 92 heures, donc pour 68 heures de drainage.

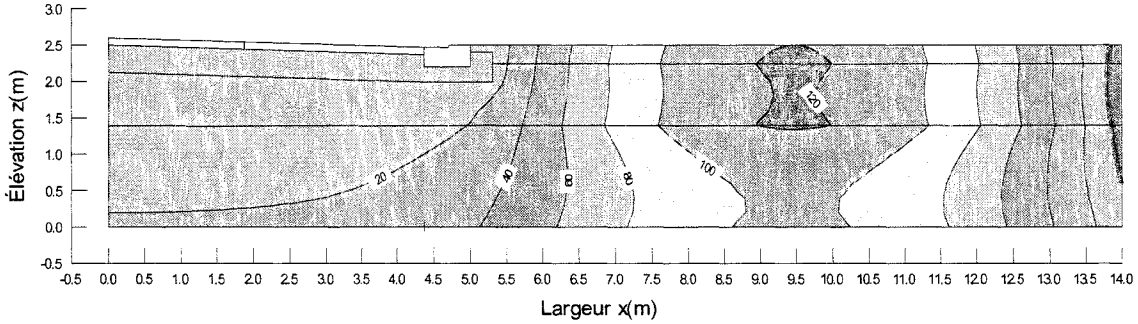


Figure 5-15 Isobares [kPa] à t = 24 heures. Cas de la simulation S-1.

5.1.8 Simulation S-2 : Tuyau de drainage perforé enfoui au niveau de la ligne d'infrastructure (cas de base)

Les figures 5-16 et 5-17 décrivent la position de la ligne phréatique à 24 heures et l'état des pressions positives dans la quasi totalité de la fondation. Suite à 4 heures de précipitation, a_w atteint une valeur de 86% dans la fondation et atteint une valeur maximale de 90% suite à 24 heures de précipitation. La valeur de a_w se réduit à zéro suite à 26 heures de drainage (fig. 5-11). Au delà de ce temps, la ligne phréatique se situe dans le sol d'infrastructure.

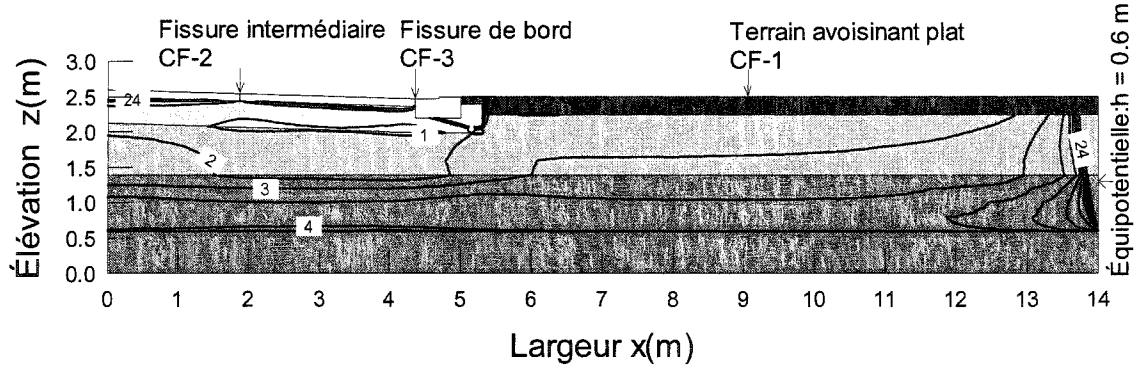


Figure 5-16 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-2.

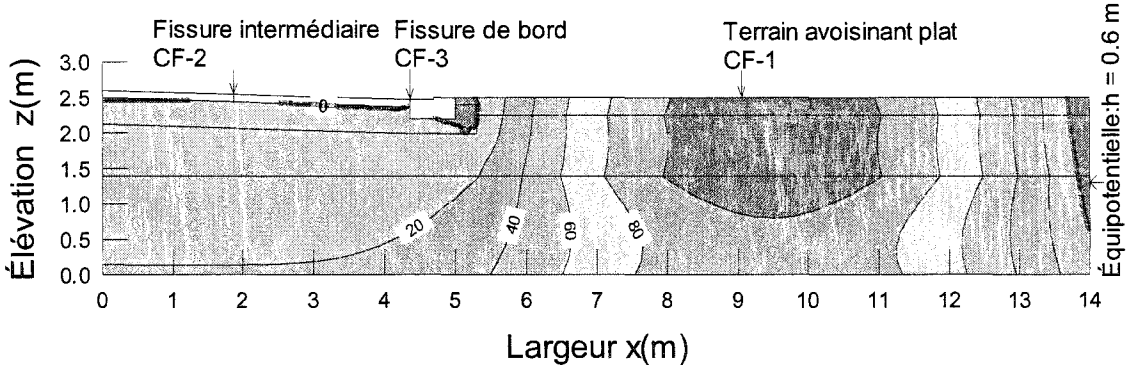


Figure 5-17 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation de base S-2.

5.1.9 Simulation S-3 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 150 mm

La figure 5-18 montre les positions de la ligne phréatique correspondantes aux temps critiques : 4 h, 24 h, et 26 h.

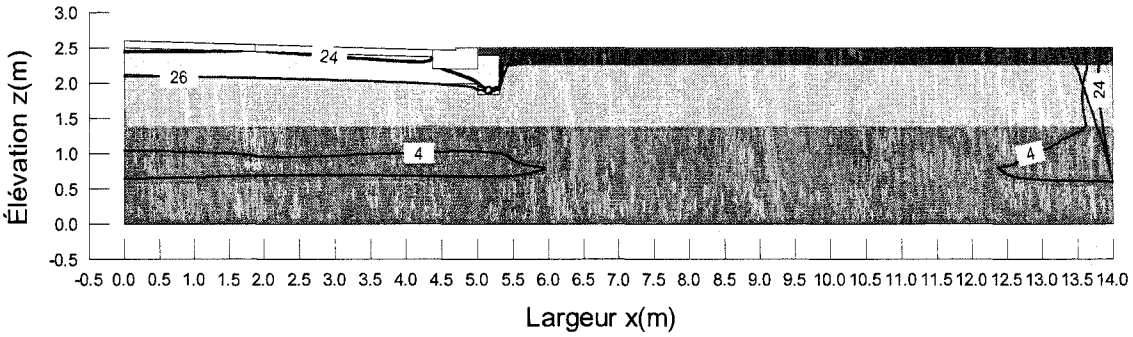


Figure 5-18 Positions de la lignes phréatiques au temps t = 4h, 24h et 26 heures. Cas de la simulation S-3.

Suite à 4 heures de précipitation, a_w atteint une valeur maximale de 84% dans la fondation. Entre le temps t = 4 heures et t = 24 heures, a_w garde cette valeur constante et maximale de 84%.La fondation est considérée pratiquement en dépression (i.e., $u_w \leq u_a$), suite à 2 heures de drainage ; dans ce cas a_w (26 heures) = 1% (fig.5-11). La figure A.1 de l'annexe montre les isobars et la position de la ligne phréatique suite à deux heures de drainage.

5.1.10 Simulation S-4 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 300 mm

La figure 5-11 montre que la surface d'eau normalisée atteint une valeur de 75% suite à 5 heures de précipitation et atteint une valeur maximale de 80% à la fin de celle-ci. La fondation est considérée pratiquement en dépression ($u_w < u_a$), suite à 2 heures de drainage (t = 26 heures), temps pour lequel $a_w(26 \text{ heures}) = 1\%$ (figure 5-11). La variation de la ligne phréatique vs le temps durant la précipitation est montrée à la figure 5-19. La figure A. 2 de l'annexe montre la position de la ligne phréatique et les isobares au temps t = 26 heures (suite à 2 heures de drainage).

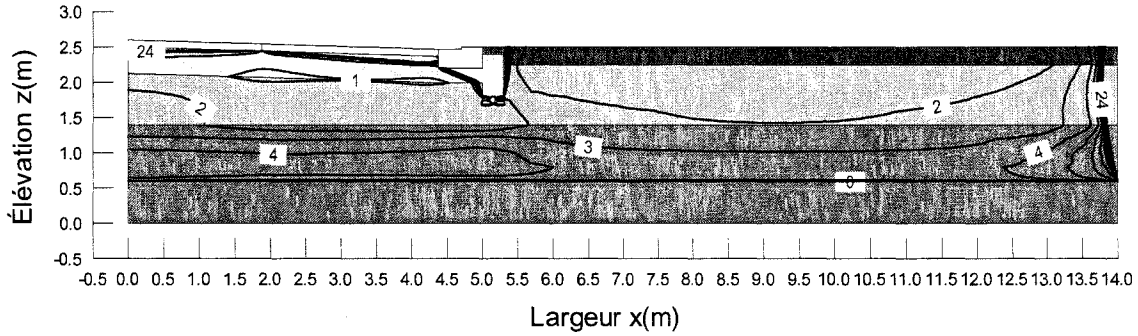


Figure 5-19 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-4.

5.1.11 Simulation S-5 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 450 mm

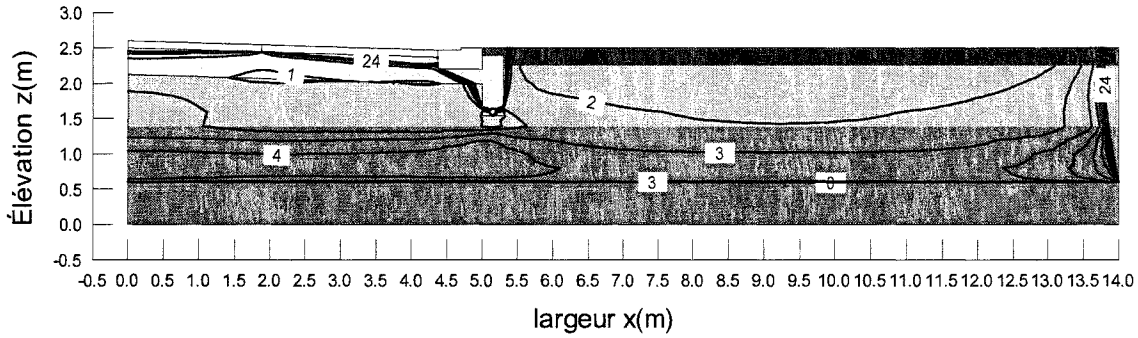


Figure 5-20 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-5.

Suite à 6 heures de précipitation, la surface d'eau normalisée de la fondation atteint 75%, et une valeur maximale de 77% à 24 heures (fig.5-11). Au temps t = 3 heures jusqu'à t = 4 heures, la section présente une nappe perchée. Suite à une heure de drainage (t = 25 heures), presque la totalité de la fondation tombe en dépression et $a_w(25\ heures) = 4\%$ (figure A. 3 de l'annexe). La figure 5-21 montre la teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle et du temps au point de cote altimétrique 2.216m appartenant à la fondation et au plan vertical passant par la fissure intermédiaire.

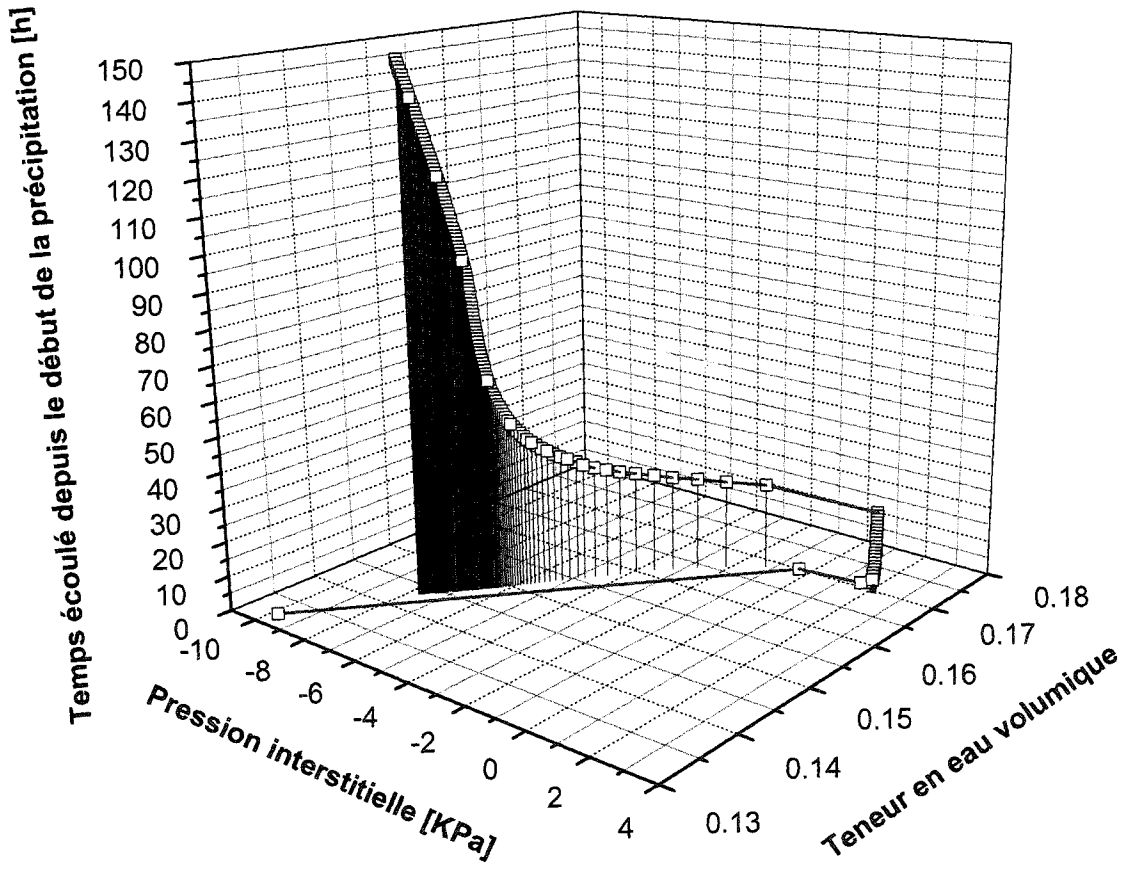


Figure 5-21 Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle et du temps du point de cote altimétrique 2.216m appartenant à la fondation et au plan vertical passant par la fissure intermédiaire. Cas de la simulation S-5.

5.1.12 Simulation S-6 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une position alternée

Dans le cas d'un drain enfoui à une position alternée, la figure 5-11 montre que suite à 6 heures de précipitation la surface d'eau normalisée atteint une valeur de 6% ; sa valeur maximale à 24 heures est $a_w(24 \text{ heures}) = 33\%$. Cette fondation sera considérée comme totalement en dépression suite à 46 heures de drainage (t = 70 heures), dans ce cas on a $a_w(70 \text{ heures}) = 2\%$.

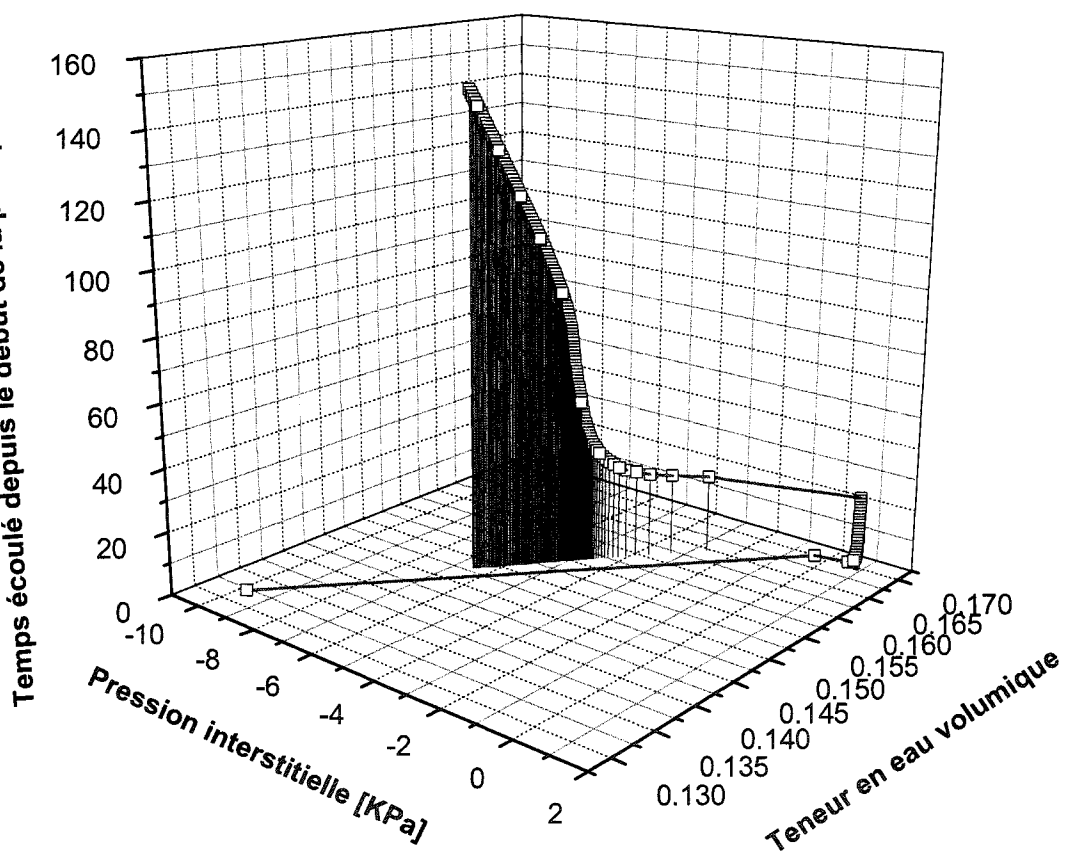


Figure 5-22 Teneur en eau volumique en fonction de la pression interstitielle et du temps du point interception de la ligne moyenne de la fondation avec le plan vertical passant par la fissure intermédiaire. Cas de la simulation S-6.

La figure 5-22 montre que pour le point interception de la ligne moyenne de la fondation avec le plan vertical passant par la fissure intermédiaire la pression interstitielle, la teneur en eau volumique et le degré de saturation varient dans le même sens quand on

mouille la chaussée, elles vont croître pendant la précipitation puis décroître dans la phase de redistribution. Les figures 5-23 et 5-24 montrent que les matériaux situés au dessus du drain (i.e., dans la zone de voie de roulement) et pour t = 24 heures sont non saturés, tandis que pour ce même temps, ces mêmes matériaux se trouvent saturés dans le cas d'un TDP enfoui à la rive de chaussée.

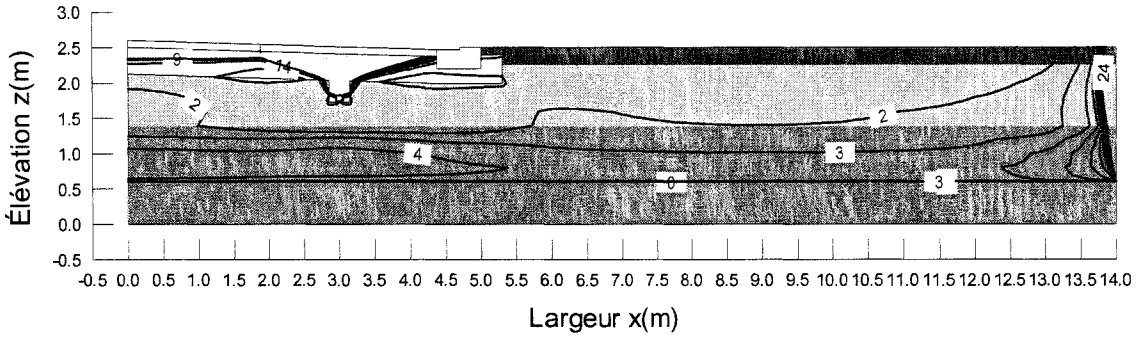


Figure 5-23 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-6.

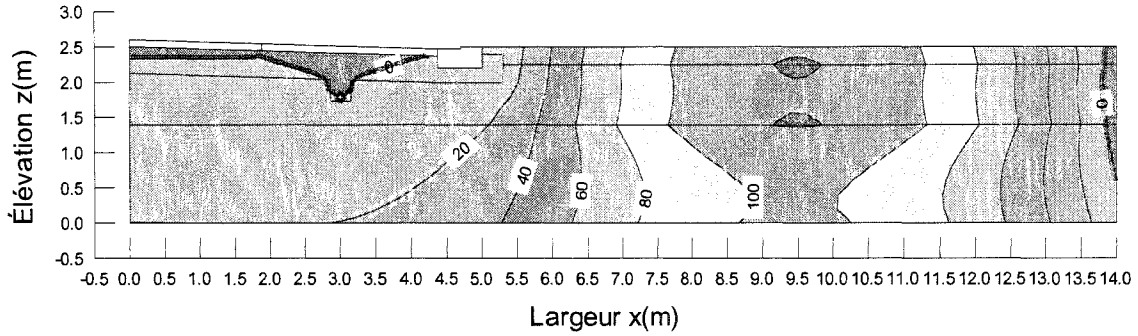


Figure 5-24 Isobares [kPa], à 24 heures. Cas de la simulation S-6.

5.1.13 Simulation S-7 : Tapis drainant géocomposite associé à un D(300 mm)

Pour tirer avantage de la propriété de confinement de l'écoulement que possèdent un tapis et un écran drainant géocomposite, nous suggérons d'implanter un tapis séparateur de la fondation et du sol d'infrastructure au niveau de la ligne d'infrastructure.

La figure 5-25 montre que la ligne phréatique demeure dans le sol d'infrastructure durant toute la simulation, laissant la quasi totalité de la fondation en dépression. La valeur de la surface d'eau normalisée reste négligeable durant et après la précipitation.

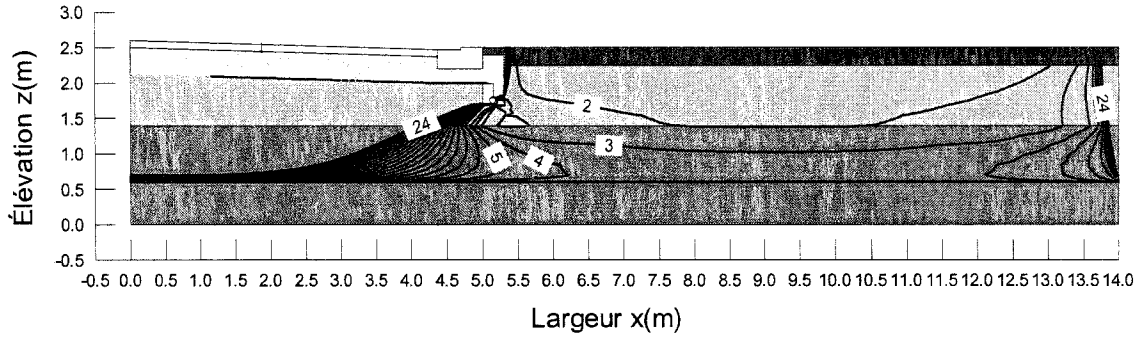


Figure 5-25 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-7.

5.1.14 Analyse et discussion des résultats : Variation de la surface d'eau normalisée de la fondation en fonction du système de drainage

Période de précipitation : On peut noter que durant les premières heures de précipitation, a_w varie quasi-linéairement avec le temps (figure 5-11). Ensuite, les courbes représentées à la figure 5-11 présentent des segments quasi horizontaux qui forment des paliers. Ces paliers correspondent à des conditions quasi-stationnaires. Ces conditions sont en fait une notion subjective, elles sont définies quand la ligne phréatique (i.e. la ligne de pression nulle) dans un écoulement non confiné ne présente plus de fluctuation notable pour un intervalle de temps donné. Si la ligne phréatique est quasi-stable, a_w est donc quasi-constante dans cet intervalle de temps et ceci se traduit par les paliers des courbes dans la figure 5-11.

Période de redistribution : La figure 5-11 montre qu'après la fin de la précipitation, la décharge de la nappe est similaire pour tous les systèmes de drainage car les segments de courbes sont sensiblement les mêmes durant le déchargement. À 24 heures, la résistance au cisaillement non saturée et la capacité portante de la chaussée sont minimales car la surface d'eau normalisée est maximale. Les mouvements d'eau engendrés dans le sol se

produisent sous l'effet de gradients de pression et de l'élévation qui subsistent après la fin de l'infiltration. La redistribution de l'eau dans le sol constitue un rééquilibrage des potentiels qui tend à atténuer progressivement ces gradients. L'intensité des flux de redistribution diminue au cours du processus car le gradient de potentiel est atténué du fait du rééquilibrage des teneurs en eau d'une part et d'autre part de la diminution globale et progressive de la conductivité hydraulique de l'ensemble du milieu.

Le gravier Gr.1 de la fondation est un sol à texture grossière dont la conductivité hydraulique diminue rapidement avec la diminution du potentiel de pression matricielle donc les flux de redistribution deviennent rapidement faibles. La redistribution va s'effectuer plus lentement dans le silt formant le sol d'infrastructure. Les flux de redistribution restent appréciables pendant plusieurs jours (raison pour laquelle les simulations ont été faites pour 150 heures). En fait, la conductivité hydraulique pour les teneurs en eau élevées étant, dans le cas du Gr.1, supérieure et sa décroissance beaucoup plus rapide.

Dans le profil urbain, le processus de redistribution tend à la position d'équilibre qui est la position initiale de la nappe. Cette nappe située à 1.9 m de la surface du sol est relativement peu profonde donc la variation de la pression avec la profondeur est quasi linéaire.

Le temps nécessaire pour que le sol perde son eau est lié à sa capacité de rétention. La quantité d'eau retenue dans une région du sol varie au cours du processus de redistribution. La notion de capacité de rétention correspond ainsi à un phénomène temporaire lié à la dynamique de l'eau dans le sol.

5.1.14.1 Utilisation du système de drainage Ta+D(300 mm)

Les simulations ont démontré que le modèle Ta+D(300 mm) (figure 4-11) est le plus efficace (cas de la simulation S-7). Ce modèle confine une partie de l'écoulement dans la

fondation au niveau de la ligne d'infrastructure et peut y maintenir une faible quantité de matériaux saturés durant et après la précipitation (i.e., $a_w(\max) = 1\%$).

La majorité des zones saturées au dessous de la ligne phréatique ($u_w \geq u_a$) dans la fondation sont localisées en haut et à droite du contour délimitant la fondation et au bas de la tranche au voisinage du drain. (fig. 5-25). Ces sections ne sont pas considérées comme critiques puisqu'il n'y a pas de véhicules qui circulent sur cet endroit.

5.1.14.2 Utilisation du tuyau de drainage perforé

La figure 5-11 montre que suite à 4 heures de précipitation (respectivement 24 heures), et pour un TDP enfoui à des profondeurs de 0 mm, 150 mm, 300 mm, 450 mm et à une position alternée, a_w chute respectivement de 100% pour le profil sans drainage à 86 %, 83 %, 74%, 71%, 54% (respectivement 90 %, 84 %, 80 %, 76 %, 66 %).

Le profil hydrique d'un sol est caractérisé par une zone humidifiée surmontant une zone plus sèche. La surface humidifiée se réduit alors que la surface sèche augmente avec des profondeurs d'enfouissement croissantes. Les gradients de pression et de gravité forcent l'eau à migrer de la zone humide à la zone plus sèche. En augmentant la profondeur d'enfouissement, le gradient hydraulique va croître, l'eau va être entraînée vers le bas et par suite il y aura une diminution de a_w et une augmentation de la surface non saturée dans la fondation. Donc l'expansion de la zone saturée vers la surface bitumineuse est due principalement à un TDP peu profond (fig.5-11). Le drain le plus profond permet l'évacuation de l'eau du sol d'infrastructure et peut rabattre le niveau de la ligne phréatique ceci va élargir la surface du sol non saturée dans le sol d'infrastructure. Cette surface non saturée caractérise la présence de la nappe perchée au cours du processus d'infiltration.

L'interception de l'eau s'infiltrant du terrain avoisinant par un TDP plus profond va maintenir une zone non saturée du sol d'infrastructure au dessous de la fondation. Puisque a_w sera faible à 24 heures, subséquemment le temps nécessaire pour drainer les matériaux de la fondation en période de redistribution sera négligeable.

Dans les régions à une pénétration de gel significatif, les drains les plus profonds offrent une protection additive et peuvent résister à l'endommagement durant le compactage dynamique de la fondation par des charges lourdes des équipements de compactage.

Efficacité des drains étudiés : La performance d'un système de drainage est mesurée par sa capacité de réduire la valeur de la surface d'eau normalisée de la fondation, donc de produire une chute importante du niveau de la nappe augmentant ainsi le volume de matériaux non saturés. En examinant la figure 5-11, on peut conclure que les systèmes de drainage déjà étudiés peuvent être classés selon l'ordre d'efficacité décroissant suivant :

Ta+D(300 mm)
D(alter.)
D(450 mm)
D(300 mm)
D(150 mm)
D(0 mm)

Le résultat précèdent est applicable pour les conditions frontières, les matériaux et la géométrie déjà adoptés; il ne peut pas être généralisé pour une chaussée quelconque avec des conditions de modélisation différentes (sans vérification préalable).

5.1.15 Contributions relatives à l'infiltration

Pour fin d'analyse comparative de la valeur de la surface d'eau normalisée de la fondation due à une ou plusieurs surcharges hydrauliques, on suppose qu'une chaussée peut présenter une seule fissure (i.e., de bord ou intermédiaire), soit deux fissures à la

fois. Donc elle peut être soumise à l'action de la surcharge appliquée sur la seule fissure existante, ou sur les deux fissures existantes. Cette surcharge peut être couplée ou non au débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant.

Pour une combinaison quelconque des surcharges et du débit, la seule condition a_w minimale dans la fondation ne peut garantir que le débit évacué par un TDP est maximal puisque l'infiltration causée par cette combinaison peut avoir trois destinations : saturer la fondation, le sol d'infrastructure et être évacuée par le TDP. Pour faire le lien entre débit évacué et a_w de la fondation, on a mené une étude comparative des débits à la section 5.1.15.3.

5.1.15.1 Autres simulations sur l'effet de la surcharge et du débit (S-8 à S-14)

Pour évaluer la contribution individuelle et d'ensemble des trois éléments (i.e., fissure intermédiaire, de bord et terrain avoisinant) à la saturation de la fondation, il s'est avéré nécessaire d'exécuter sept simulations qui correspondent à deux positions optimales d'un TDP : D(450 mm) et d'un D(alter.). Ces simulations avec les surcharges appliquées au profil modélisé sont résumées aux tableaux 5-2 et 5-3. Les contours de pression et les profils des lignes phréatiques relatifs à ces simulations sont représentés à l'annexe de ce mémoire.

Les simulations S-8 jusqu'à S-12 (tableau 5-2) sont obtenues à partir de la simulation S-5 en faisant varier les conditions frontières CF-1, CF-2 et CF-3.

Les simulations S-13 et S-14 (tableau 5-3) sont réalisées à partir de la simulation S-5 en faisant varier les conditions frontières CF-1, CF-2 et CF-3.

Tableau 5-2 Différentes combinaisons de la surcharge et de débit pour un D(450 mm).

Simulation	**Conditions frontières**	**Caractéristiques**
S-8	CF-1	Chaussée non fissurée. L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant.
S-9	CF-3	La seule source d'infiltration provient de la surcharge de 50 mm. appliquée sur la seule fissure de bord existante dans le PU.
S-10	CF-1, CF-3	L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure de bord existante dans le PU.
S-11	CF-2	La seule source d'infiltration provient de la surcharge de 50 mm. appliquée sur la seule fissure intermédiaire existante dans le PU.
S-12	CF-1, CF-2	L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure intermédiaire existante dans le PU.

Tableau 5-3 Différentes combinaisons de la surcharge et de débit pour un D(alter.).

Simulation	**Conditions frontières**	**Caractéristiques**
S-13	CF-1 et CF-2	L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure intermédiaire existante dans le PU.
S-14	CF-1 et CF-3	L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure de bord existante dans le PU.

5.1.15.2 Variation de la surface d'eau normalisée de la fondation

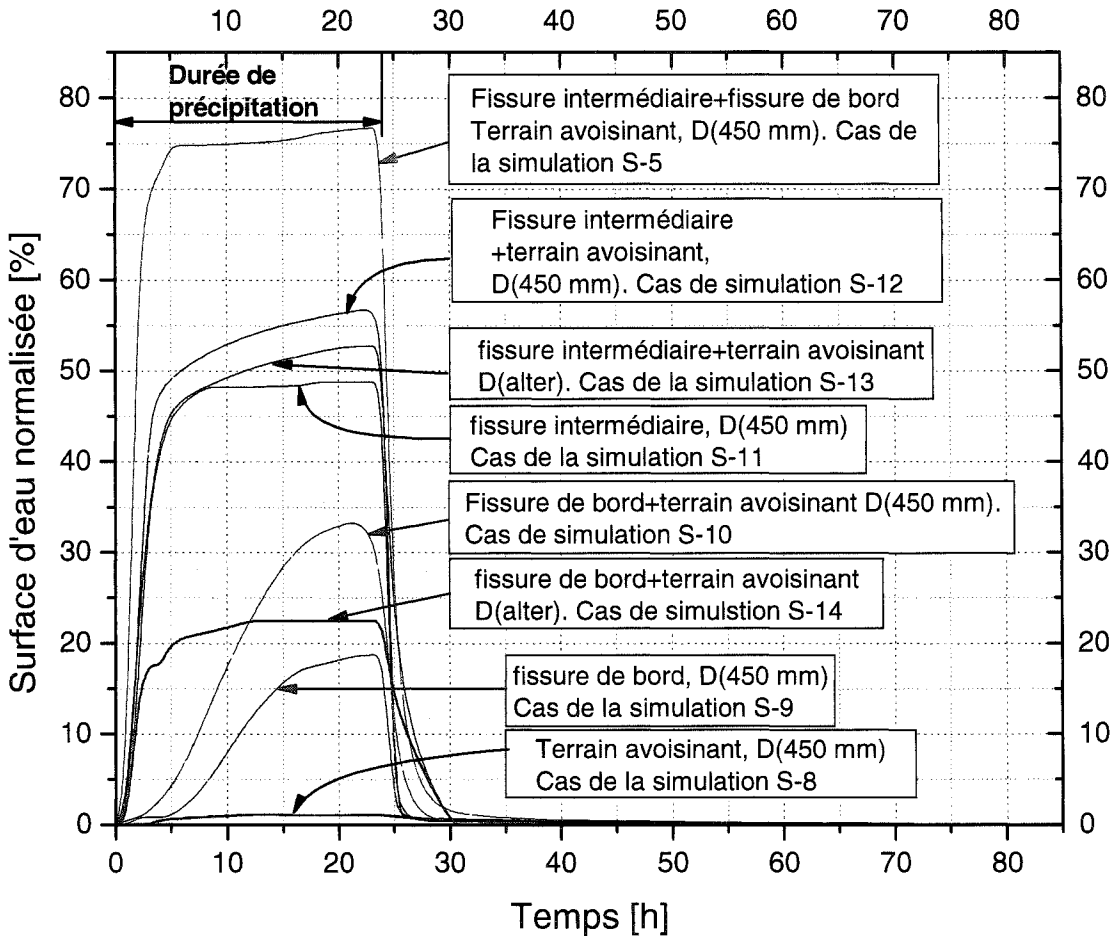


Figure 5-26 Surface d'eau normalisée de la fondation en fonction du temps (h) pour les différents cas de surcharges et du débit pour un D(450 mm) et pour un D(alter.).

D(450 mm) en rive de chaussée : Les courbes obtenues à la figure 5-26 montrent que dans le cas d'un profil en travers d'une autoroute urbaine présentant une seule fissure intermédiaire (S-12), la valeur de a_w est supérieure à celle d'un profil qui présente une seule fissure de bord (S-10), et ceci pour un temps déterminé. En fait, dans le cas de la simulation S-10, $a_w(24 \text{ heures}) = 54\%$ tandis que pour la simulation S-12,

$a_w(24 \text{ heures}) = 35\%$. Donc la surface d'eau normalisée est plus importante dans le cas d'une fissure intermédiaire que dans le cas d'une fissure de bord.

Pour un TDP en rive de chaussée, le chemin suivi par l'eau qui s'infiltre de la fissure intermédiaire pour atteindre le drain est supérieur à celui suivi par l'eau s'infiltrant de la fissure de bord et atteignant ce drain. Cette longue trajectoire favorise la rétention et l'emmagasinement de l'eau dans la fondation avant d'être interceptée par le drain. En général, ceci semble augmenter la valeur de a_w et fait croître le temps requis pour drainer les matériaux saturés en période de redistribution pour revenir à l'état initial non saturé (figure 5-26).

Dans le cas d'un profil sans fissure avec un système de drainage D(450 mm), et quand la seule source d'eau est celle qui s'infiltre du terrain avoisinant (cas de la simulation S-8), il faut que la précipitation soit beaucoup prolongée au-delà de 24 heures pour que la valeur de A_{dw} soit proche de A_{tw} et par suite $a_w \approx 1$.En fait, dans le cas de la simulation S-8, on a : $a_w(24 heures) = 1\%$.

Évidement, le cas le plus désavantageux montré dans la figure 5-26 est celui d'un profil en travers qui présente une fissure de bord et une fissure intermédiaire soumises à une surcharge de 50 mm et à un débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant (cas de la simulation S-5).

Enfin la figure 5-26 montre que pour un D(450 mm), la surface d'eau normalisée de la fondation est plus importante suivant l'ordre décroissant suivant :

Fissure intermédiaire + fissure de bord + terrain avoisinant
Fissure intermédiaire + débit de précipitation
Fissure intermédiaire
Fissure de bord
Terrain avoisinant

Puisque les deux fissures ont la même charge de pression de 50 mm, la fissure qui a la charge totale la plus grande est celle qui a la cote altimétrique z la plus élevée. De ce qui précède, on présume que la fissure la plus proche du centre, est celle qui contribue le plus à la saturation de la fondation.

D(alter.) : Pour un D(alter.), les simulations S-6, S-13 et S-14 montrent que la surface d'eau normalisée de la fondation (figure 5-26) est plus importante suivant l'ordre décroissant suivant :

Fissure intermédiaire + fissure de bord + terrain avoisinant
Fissure intermédiaire + débit de précipitation
Fissure de bord + débit de précipitation
Fissure intermédiaire

Dans tous les cas étudiés, on a trouvé qu'un TDP est principalement efficace dans l'interception des eaux provenant du terrain avoisinant et de la fissure de bord et que la fissure la plus proche de l'axe de symétrie contribue le plus à la saturation de la fondation.

5.1.15.3 Débit du tuyau de drainage perforé

La figure 5-27 compare les courbes des débits rentrant (m^3/s) en fonction du temps (s) écoulé depuis le début de la précipitation pour différents cas de fissuration et de surcharges pour le cas d'un D(450 mm) et d'un D(alter.). En comparant ces courbes avec les courbes de a_w en fonction du temps (figures 5-11 et 5-27), ont peut déduire les résultats suivants :

Cas avec D(450 mm) :

L'examen de la figure 5-28 montre que :

a_w (int.+bord+ter.)> a_w (int.+ter.)> a_w (bord+ter.)

d(int.+bord+ter.)>d(bord+ter.)>d(int.+ter.)

V_c(int.+bord+ter.)>V_c(bord+ter.)>V_c(int.+ter.)

Avec les notations suivantes :

d : débit instantané rentrant dans le TDP.

V_c : volume cumulatif instantané rentrant dans le TDP.

Les termes entre parenthèses désignent les surcharges appliquées à la section

Pour un D(450 mm), le chemin parcouru par une particule d'eau quittant la fissure de bord et arrivant au drain pour être évacuée est plus court que celui de la fissure intermédiaire au drain. Par conséquent, d(bord+ter.)>d(int.+ter.) est justifié. De plus, le chemin le plus court implique une faible rétention de l'eau par les matériaux de la fondation donc une a_w faible, ceci justifie a_w (bord+ter.)< a_w (int.+ter.).

Cas avec D(alter.):

D'après la figure 5-28, on a:

a_w (int.+bord+ter.)> a_w (int.+ter.)> a_w (bord+ter.)

d(int.+bord+ter.)>d(int.+ter.)>d(bord+ter.)

V_c(int.+bord+ter.)>V_c(int.+ter.)>V_c(bord+ter.)

Même si la variation de la surface d'eau normalisée de la fondation en fonction des surcharges appliquées suivent le même ordre que pour un D(450 mm), l'ordre des débits est inversé. Le drain enfoui à une position alternée est plus proche de la fissure intermédiaire que celle de bord et il est loin du terrain avoisinant. Conséquemment, d(int.+ter.) > d(bord+ter.).

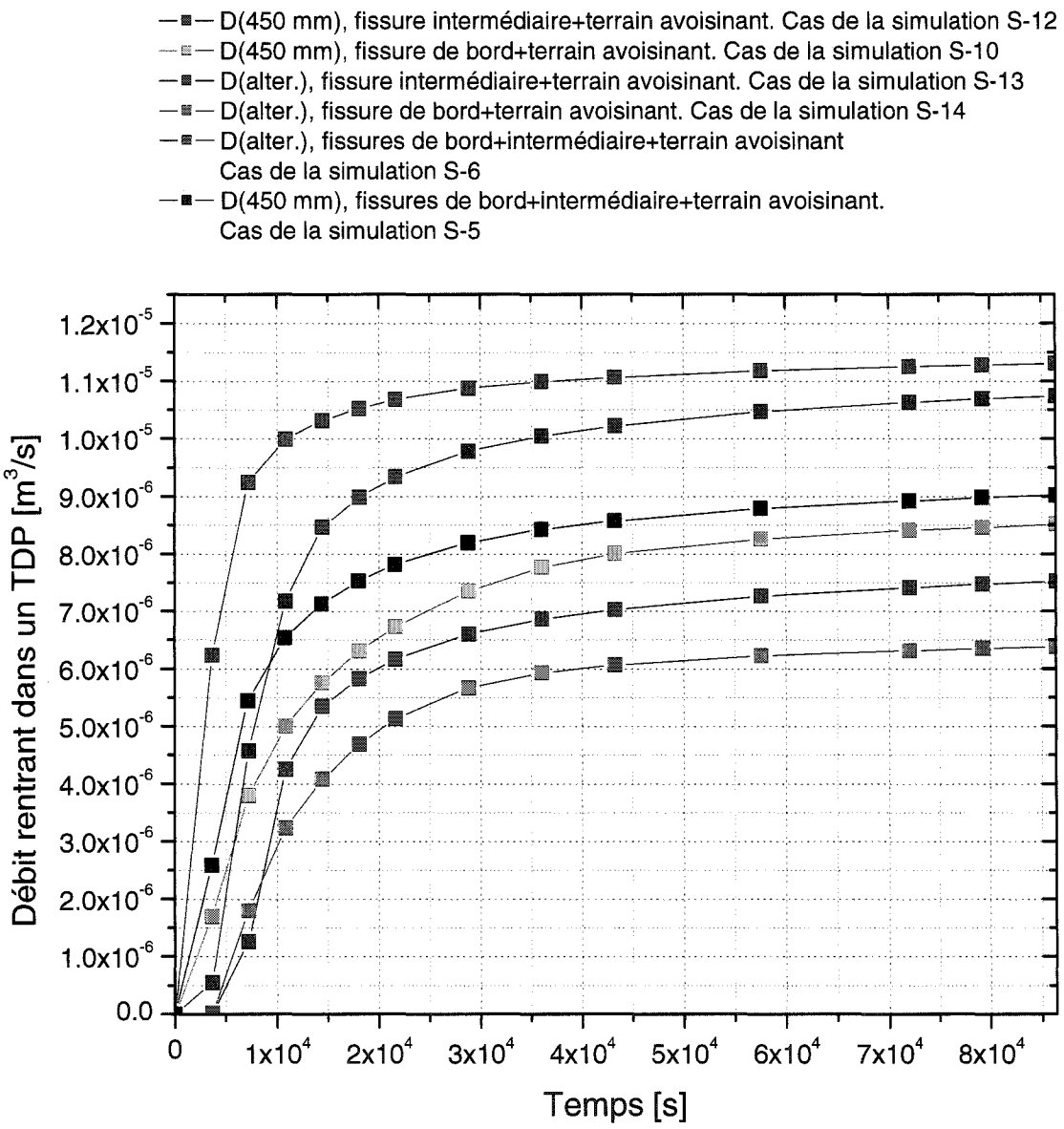


Figure 5-27 Diagramme comparatif des débits pour différents cas de fissuration et de surcharges pour un D(450 mm) et un D(alter.).

Donc pour un D(450 mm) et un D(alter.), le débit est plus grand quand le drain est proche de la source d'infiltration, tandis que a_w (int.+ter.)> a_w (bord+ter.) dans les deux cas car pour chaque position du drain, il y a toujours un long chemin que l'eau doit parcourir pour être évacuée ce qui justifie l'ordre précèdent. Notons que dans les deux

cas étudiés, V_c varie dans le même sens que le débit et la vitesse de saturation ($\partial a_w / \partial t$) et a_w varient dans le même sens.

De ce qui précède, on conclut qu'un D(450 mm) (respectivement D(alter.)) est principalement efficace pour intercepté l'infiltration d'eau provenant de la fissure de bord et du terrain avoisinant (respectivement de la fissure intermédiaire et du terrain avoisinant).

D(x mm) :

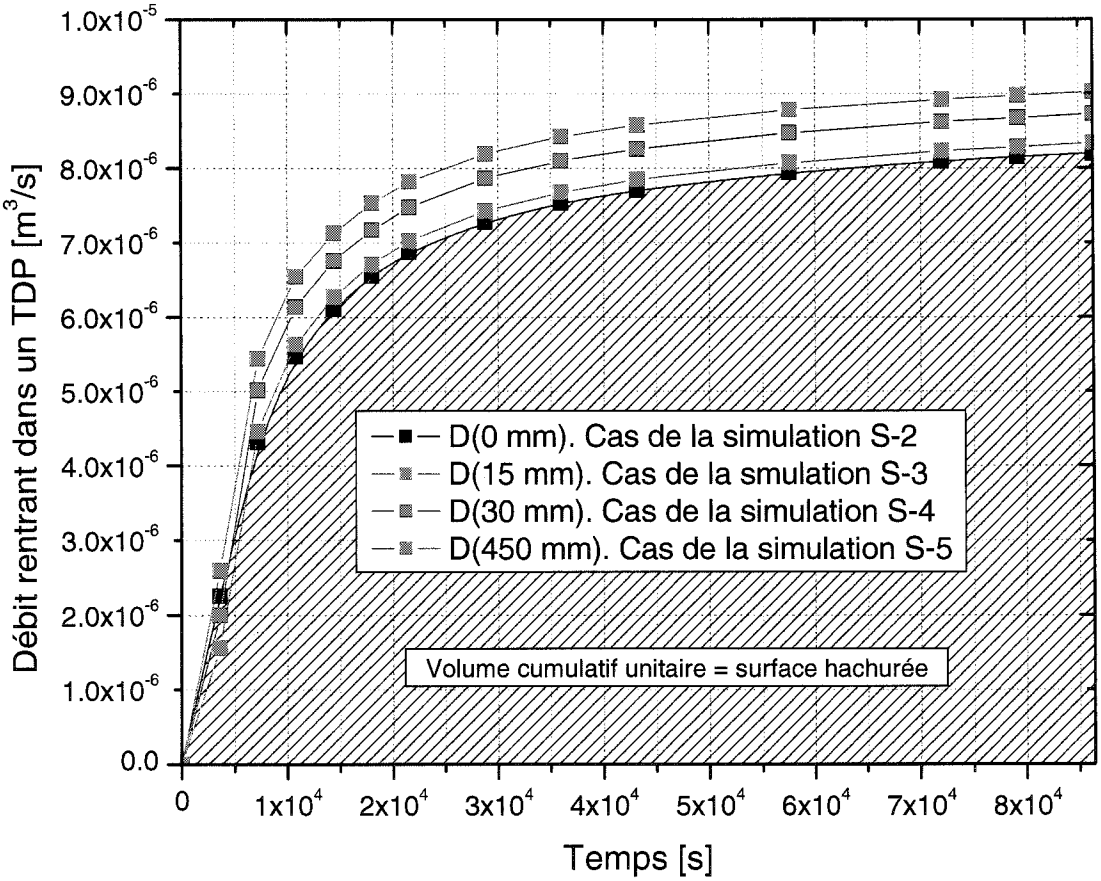


Figure 5-28 Diagramme comparatif des débits pour différentes profondeurs d'enfouissement d'un TDP en rive de chaussée. Section présentant deux fissures.

Dans un plan vertical fixe en rive de chaussée, les résultats des simulations représentés à la figure 5-28 couplés aux résultats trouvés à la section 5.1.6 (figure 5-11) montrent que le rendement du TDP (débit rentrant ou volume cumulatif évacué) augmente avec des profondeurs d'enfouissement du TDP croissantes. Par contre, la valeur de a_w de la fondation diminue avec des profondeurs d'enfouissement croissantes.

Selon la variation de la position d'un TDP dans l'espace et par rapport aux sources d'alimentation d'eau, généralement, le rendement du TDP ne peut varier dans le même sens que a_w. Particulièrement, et pour les mêmes surcharges appliquées, quand la position d'un TDP varie dans un plan vertical, ce rendement varie dans le même sens que a_w.

5.1.16 Corrélation entre $a_w(max)$ de la fondation et la profondeur d'enfouissement d'un TDP.

Plusieurs tentatives ont été faites pour trouver une corrélation entre la profondeur d'un tuyau de drainage perforé et d'autres paramètres qui ont une incidence directe sur l'évolution du processus d'écoulement des eaux souterraines dans un milieux urbain. En fait, la profondeur d'enfouissement d'un TDP est une quantité fixe dans le temps, pour faire la corrélation de cette profondeur avec d'autres variables, il faut que ces variables soient choisies pour une valeur particulière du temps. De ce qui précède, on a établit une corrélation entre la valeur de la surface d'eau normalisée à la fin de la précipitation (24 heures) notée a_w(max) et la profondeur d'enfouissement d'un D(x mm).

La surface d'eau normalisée à 24 heures n'est autre que la quantité maximale (en pourcentage) de matériaux saturés au dessous de la ligne phréatique ($u_w \leq u_a$), donc un pic qui représente un maximum correspondant à la valeur maximale desdits paliers des courbes a_w versus le temps comme c'est déjà démontré par les résultats numériques à la figure 5-11.

Les résultats montrent que $a_w(\max) = a_w(t = 24 \text{ heures})$ peut être approximée par une fonction linéaire de la profondeur p en cm (figure 5-29). La relation linéaire trouvée est formulée ainsi : $a_w(\max) = 89.45 - 0.29p$. Le terme p désigne la profondeur, en cm, en tenant compte que le niveau de la ligne d'infrastructure correspond à la profondeur de zéro cm.

$\frac{da_w}{dp} = -0.29$ désigne la pente de la tangente ;

$R = -99.15\%$ désigne le coefficient de corrélation.

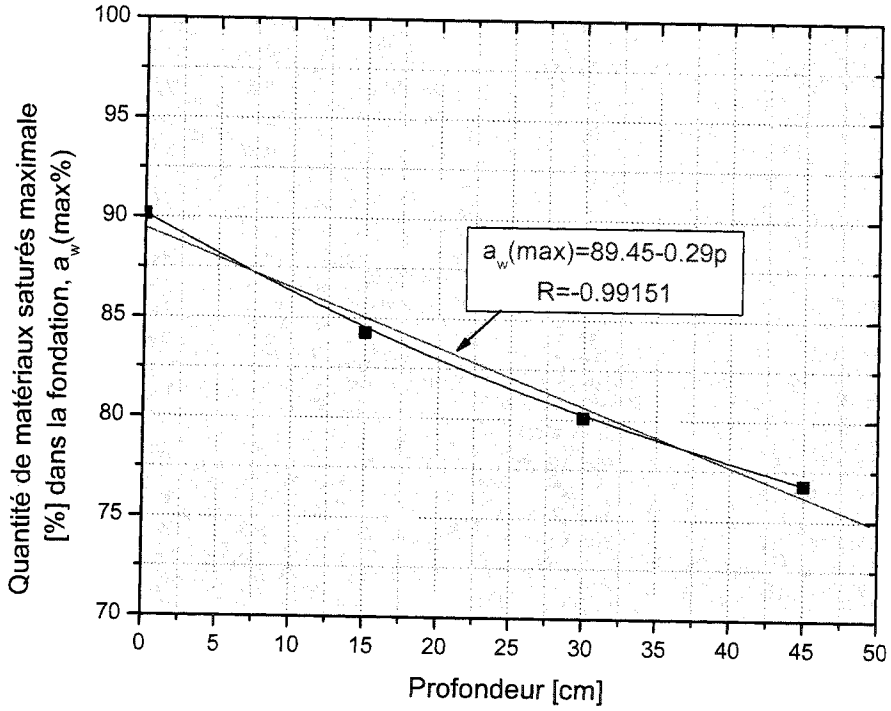


Figure 5-29 Variation de la surface d'eau normalisée maximale dans la fondation [%] versus la profondeur d'enfouissement (cm) d'un TDP en rive de chaussée, la relation $a_w - p$ déduite est linéaire.

Une fois cette corrélation établie, on peut soit extrapoler pour des valeurs allant un peu au dela de la profondeur de 450 mm, soit interpoler pour les valeurs de la profondeur comprises entre 0 cm et 450 mm. L'intérêt pratique de cette corrélation est que pour ces

profondeurs d'enfouissement du TDP en rive de chaussée, on peut estimer directement la quantité maximale de matériaux saturés dans la fondation.

5.1.17 Pression interstitielle

Dans un milieu continu, défini comme saturé/non saturé, on sait que d'après l'équation de Richards (1931), qu'en un point géométrique donné, le voisinage immédiat de ce point est considéré saturé quand la pression interstitielle y est à la limite nulle. Dans ce cas $u_w = u_a$ et par la suite la succion interstitielle en ce point vaut zéro, $(u_a - u_w) = 0$ et $K(u_a - u_w) = K_{Sat}$; dans ce cas on a que la teneur en eau volumique sera égale à la porosité $\theta = n$ (applicable aussi si $\psi \leq \psi_a = AEV$). Soit P1, P2 un point au voisinage immédiat de la fissure intermédiaire, de bord respectivement. Un point matériel appartenant à un plan vertical passant par une fissure est considéré saturé quand sa teneur en eau volumique θ est égale à sa porosité. Pour la fondation en gravier Gr.1, on a $\theta = n \approx 17\%$ et pour le sol d'infrastructure en silt $\theta = n = 38\%$.

Les simulations S-1, S-2, S-3, S-4, S-5 et S-6 ont montré qu'en utilisant un D(x mm) ou bien un D(alter.) la variation de la pression interstitielle est quasi linéaire et croissante avec la profondeur.

La figure 5-30 (a) montre que les courbes sont incluses dans un fuseau de pression qui présente une borne supérieure qui correspond au cas d'une chaussée sans système de drainage (simulation S-1) et une borne inférieure décalée de la première qui correspond à un TDP placé à la position alternée la plus avantageuse (simulation S-6). Pour la fissure intermédiaire, la pression interstitielle croît avec la profondeur d'enfouissement d'un D(x mm), elle est minimale et maximale pour un D(alter.) et pour la section sans système de drainage respectivement. Les courbes relatives au D(0 mm), D(150 mm), D(300 mm) et D(450 mm) sont presque confondues. Cependant la courbe correspondante au D(alter.) est la plus avantageuse puisqu'elle présente des pressions interstitielles plus faibles. Ce dernier résultat vient en accord avec le résultat des

analyses faites en utilisant le coefficient a_w qui est minimal à 24 heures pour le cas d'un D(alter.).

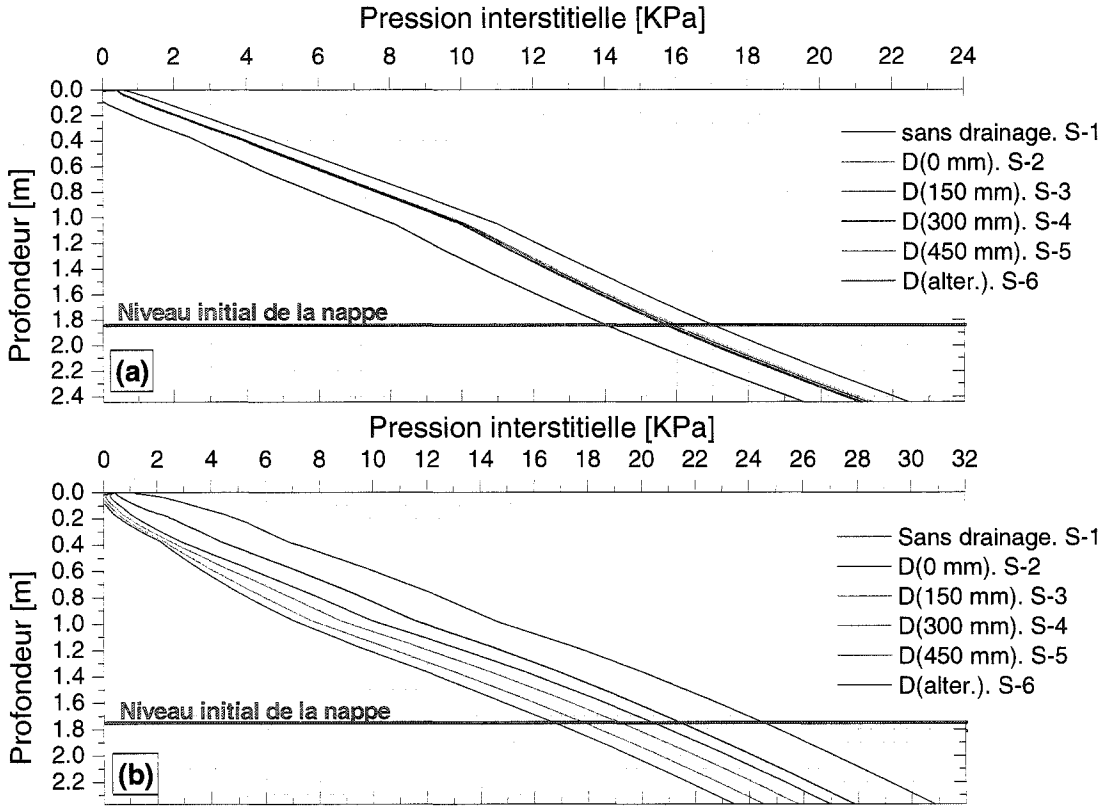


Figure 5-30 Pression interstitielle [kPa] versus la profondeur [m], à la fin de la précipitation, pour différents systèmes de drainage : (a) dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire. (b) dans un plan vertical passant par la fissure de bord.

La figure 5-30 (b) montre que la borne supérieure du fuseau des pressions est encore celle qui correspond au cas d'une chaussée sans système de drainage (simulation S-1), mais la borne inférieure est celle d'un D(450 mm) et non pas à celle d'un D(alter.) qui est la plus avantageuse ; ceci est principalement dû au fait qu'un D(x mm) est plus proche de la fissure de bord qu'un D(alter.).

De ce qui précède, on peut conclure que le diagramme de pression interstitielle relatif à un plan vertical donné et à un moment donné ne peut seul déterminer le système de drainage le plus avantageux car il ne peut pas représenter le pourcentage de la quantité de gravier saturé (i.e., a_w) dans la fondation mais décrit localement l'état des pressions dans des plans déterminés. Pour décider du système de drainage le plus avantageux, il semble que le coefficient a_w représente un bon indicateur.

5.1.18 Infiltration et exfiltration à travers les fissures

La figure 5-31 montre que d'après les directions (vers l'extérieur) des vecteurs vitesses au voisinage de la fissure de bord, l'eau quitte la fondation vers l'extérieur pour former un ruissellement à la surface de l'asphalte. Sur la même figure, les vecteurs vitesses au voisinage de la fissure intermédiaire sont dirigés vers l'intérieur indiquant une infiltration à travers cette fissure.

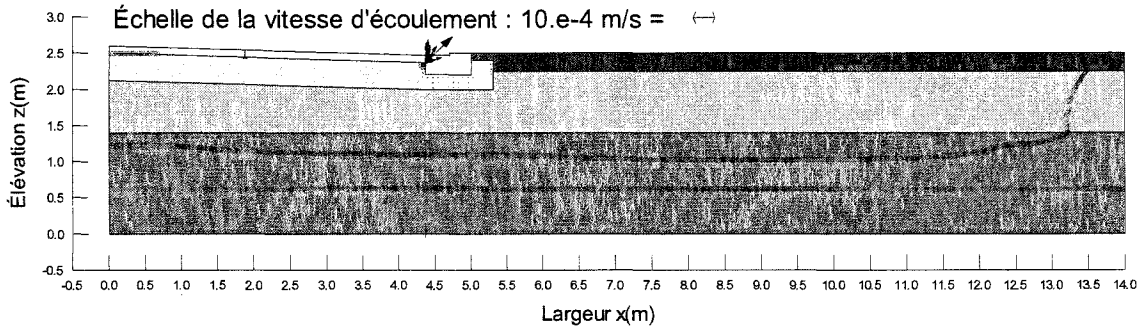


Figure 5-31 Ligne phréatique et vecteurs vitesse à 3 heures. Cas de la simulation S-1.

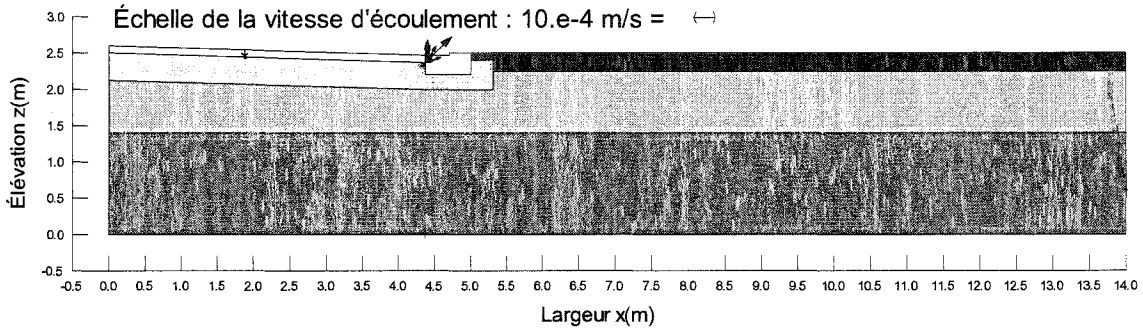


Figure 5-32 Ligne phréatique et vecteurs vitesse à 24 heures. Cas de la simulation S-1.

De même la figure 5-32 montre les vecteurs vitesses dans le voisinage immédiat des deux fissures à 24 heures. Ces vecteurs sont dirigés vers l'extérieur caractérisant une exfiltration de l'eau à travers les fissures.

Pour une section sans système de drainage, et suite à 3 heures de précipitation, la charge totale sur la fissure de bord est H = 2.418 m (condition à la frontière) et pour un point infiniment voisin de cette frontière, on a que sa charge totale vaut H = 2.4266 m > 2.418 m et ceci veut dire que l'écoulement va se produire de ce dernier point vers la fissure, donc vers l'extérieur.

La charge totale d'un point appartenant à la fissure intermédiaire (respectivement de bord) est H = 2.494 m et H = 2.418 m et la charge totale d'un point infiniment voisin de la frontière est de H = 2.4943 m > 2.494 m et de H = 2.4381 > 2.418 ceci justifie la direction des vecteurs vitesses puisque l'eau quitte la fondation pour former de ruissellement. En utilisant le même stratagème, on présume que durant une précipitation, selon la valeur de la charge totale, l'eau peut circuler dans une fissure dans les deux sens, celui de l'infiltration et celui de l'exfiltration. Pendant une précipitation, l'origine de l'eau observée dans une fissure et la direction de sa circulation peuvent être interprétées de la façon suivante :

Le sens du mouvement d'une particule d'eau à travers une fissure est régit par les gradients de pressions dus à l'écoulement. H étant la charge totale de la particule infiniment voisine de la fissure, on considère les deux cas :

Si $H > H_{fissure} = y + 0.05$ m, il y a exfiltration et la particule quitte la fondation.

Si $H < H_{fissure} = y + 0.05$ m, il y a infiltration et la particule rentre dans la fondation.

5.1.19 Conditions quasi stationnaires

Dans cette étude les conditions quasi-stationnaires sont considérées atteintes lorsque la position et la forme de la ligne phréatique ne varient presque plus dans la fondation pour un intervalle du temps donné. Cependant cette ligne phréatique peut changer de position et de forme à l'extérieure de la zone de fondation (i.e., dans le silt). De ce qui précède, les conditions quasi stationnaires correspondent à un coefficient de surface d'eau normalisée quasi constant qui est à l'origine des paliers a la figure 5-11.

Bien que les conditions quasi-stationnaires représentent ici une notion subjective, on détermine les termes qui décrivent ces conditions dans le tableau 5-4, qui résume les résultats obtenus par les simulations pour différents systèmes de drainage (figure 5-11). Le temps au début et à la fin des C.Q.S. désigne le temps écoulé (heures) depuis le début de la précipitation jusqu'au commencement et la fin respectivement des conditions dites quasi-stationnaires. La durée des C.Q.S. est la différence entre le temps au début et à la fin des C.Q.S.

Tableau 5-4 Conditions quasi stationnaires pour différents systèmes de drainage.

PU-MU	temps au.début des C.Q.S.(h)	a_w minimal	temps à la.fin des C.Q.S.(h)	a_w maximal	Duré des C.Q.S.(h)
Sans système de drainage	4	100	92	100	88
D(0 mm)	5	86.3	19	86.9	14
D(150 mm)	4	83.5	20	83.9	16
D(300 mm)	5	75.3	16	77	11
D(450 mm)	5	74.7	24	76.8	19

5.2 Simulations étudiées avec sol d'infrastructure composé de MU et fondation composée de MR (série B), PU(IU, FR)

5.2.1 Caractéristiques des simulations (S-15 à S-22)

Les simulations S-15, S-16, S-17, S-18, S-19, S-20, et S-21 sont obtenues à partir des simulations S-1, S-2, S-3, S-4, S-5, S-6, et S-7 respectivement en remplaçant le gravier Gr.1 par le gravier Gr.2 de plus faible perméabilité, les autres conditions sont inchangées. La simulation S-22 est obtenue à partir de la simulation S-21 en combinant le tapis à un écran drainant géocomposite, les deux associés au D(300 mm) (figure 4-2).

5.2.2 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-15 à S-22)

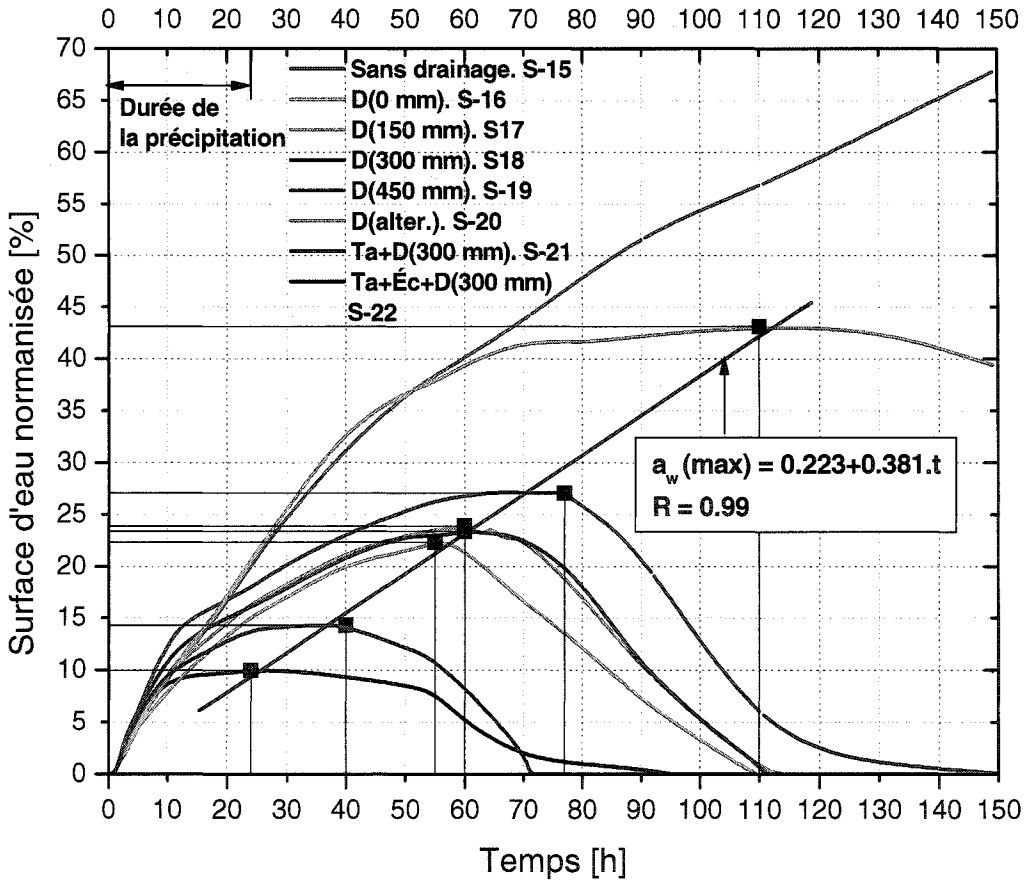


Figure 5-33 Surface d'eau normalisée de la fondation en fonction du temps (h) pour différents systèmes de drainage, PU(IU, FR).

Les résultats des simulations faites en PU(IU, FR) sont traduits par les courbes dessinées à la figure 5-33 La valeur de a_w est évaluée à chaque pas de temps (1 heure) et pour tous les systèmes de drainage étudiés.

5.2.3 Simulation S-15 : Profil sans système de drainage

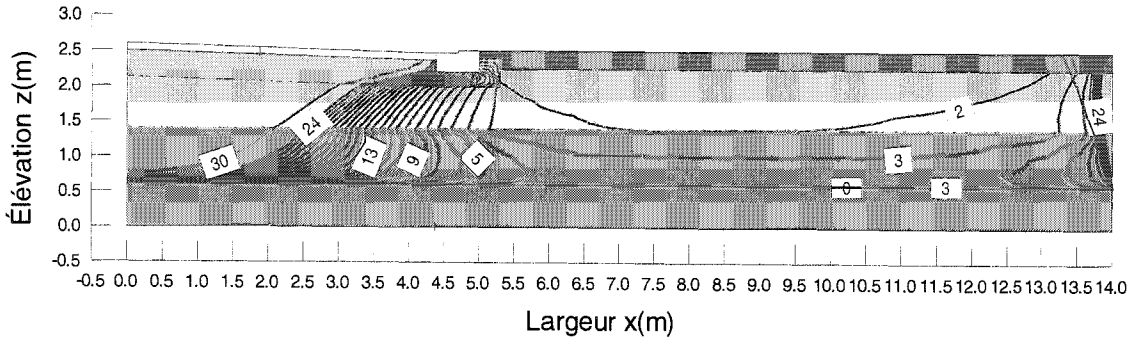


Figure 5-34 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-15.

La simulation pour 150 heures a démontré qu'en utilisant le Gr.2 de faible perméabilité comme matériau constituant la fondation, la surface A_{dw} augmente avec le temps, même après 24 heures (fig.5-33). Ceci est mis en évidence en comparant les lignes phréatiques (figure 5-34) au temps t = 24 heures (fin de la précipitation) et suite à 6 heures de drainage (t = 30 heures). Le débit évacué par le TDP diminue considérablement quand la conductivité hydraulique du matériau encaissant diminue.

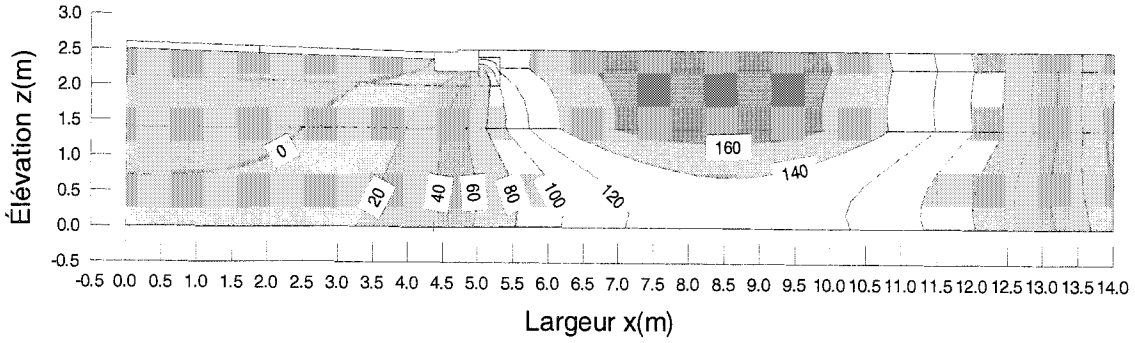


Figure 5-35 Isobares [kPa] à t = 24 heures. Cas de la simulation S-15.

5.2.4 Simulation S-16 : Tuyau de drainage perforé enfoui au niveau de la ligne d'infrastructure

Dans le cas d'un D(0 mm), la surface d'eau normalisée atteint une valeur maximale de 22.31% suite à 32 heures de drainage (t = 55 heures). Pour ce dernier temps, et dans le cas de la simulation S-15, la valeur de a_w vaut 38.45%. Le D(0 mm) à réduit cette surface d'eau normalisée de 16.14%. Les figures 5-36 et 5-37 montrent la variation de la ligne phréatique suite à 24 heures de précipitation et les isobares à la fin de cette précipitation.

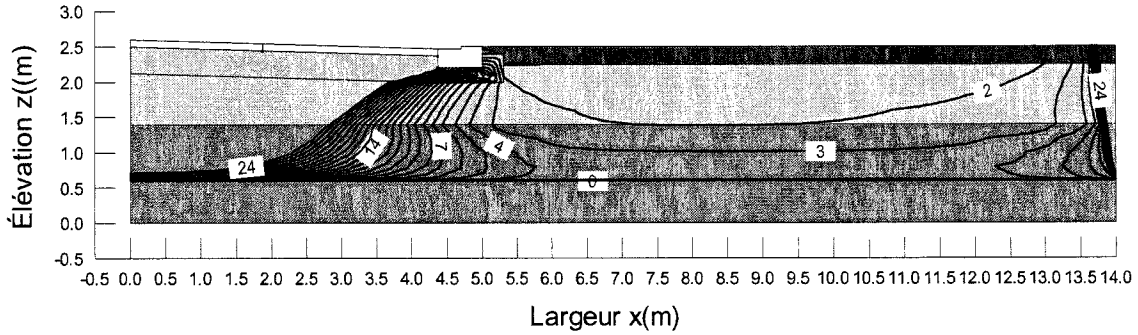


Figure 5-36 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-16.

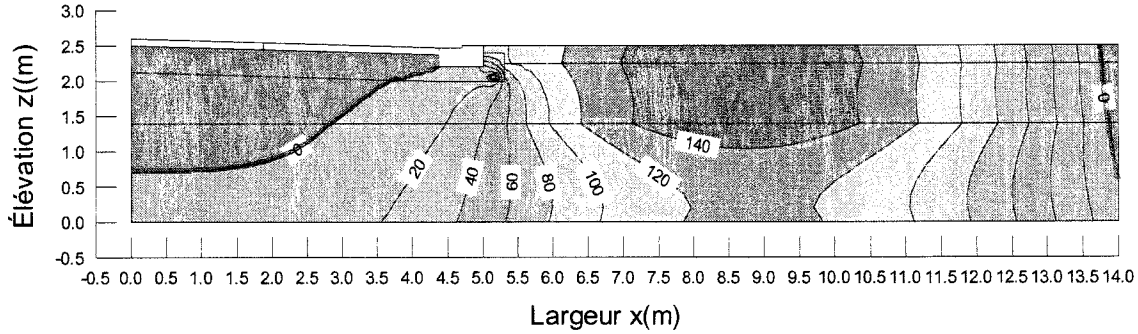


Figure 5-37 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-16.

5.2.5 Simulation S-17 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 150 mm

La valeur maximale de a_w est atteinte suite à 36 heures de drainage. La valeur $a_w(60 \text{ heures}) = 23.87\%$ est légèrement supérieure à $a_w(55 \text{ heures}) = 22.31\%$ dans le

cas de la simulation S-16. La figure 5-38 montre la variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation.

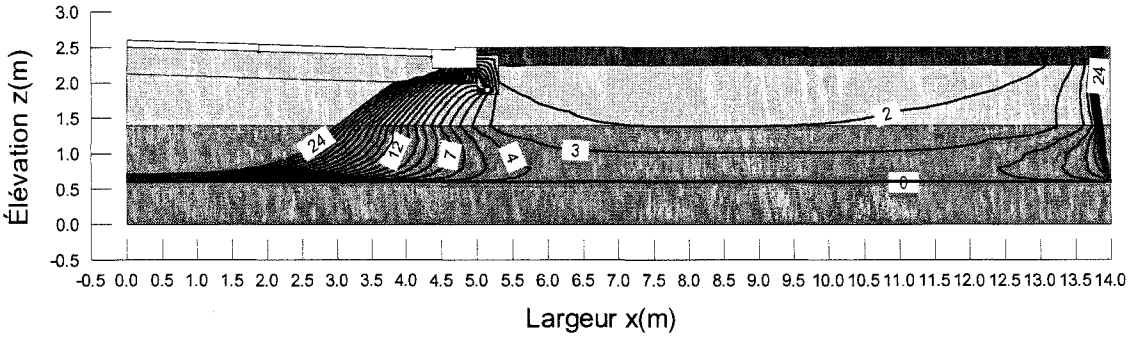


Figure 5-38 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-17.

5.2.6 Simulation S-18 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 300 mm

La courbe de a_w vs temps (h) dans le cas de la simulation S-18 est sensiblement la même que dans le cas de la simulation S-17 (figure 5-33). La surface d'eau normalisée est maximale (simulation S-18) suite à 36 heures de drainage (t = 60 heures) et elle vaut $a_w(60 \text{ heures}) = 23.87\%$. L'augmentation de la profondeur d'enfouissement du TDP de 15 cm par rapport à la position précédente D(150 mm) n'a pu réduire la surface d'eau normalisée maximale que de 1.56%. Les lignes phréatiques durant la précipitation sont montrées à la figure 5-39.

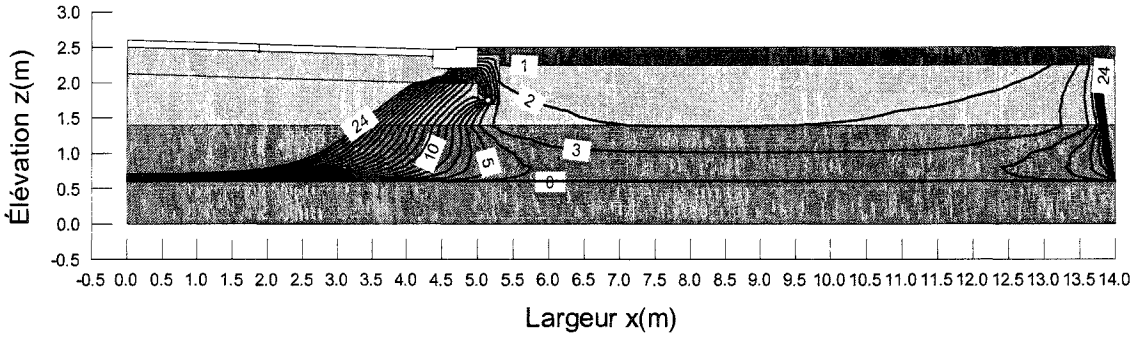


Figure 5-39 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-18.

5.2.7 Simulation S-19 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 450 mm

L'augmentation de la profondeur d'enfouissement de 15 cm par rapport à la position précédente D(300 mm) a augmenté la valeur maximale de a_w de 3.18%. Dans le cas de la simulation S-19, la valeur maximale de a_w est de 27.05% pour le temps t = 77 heures. La figure 5-40 montre la variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation.

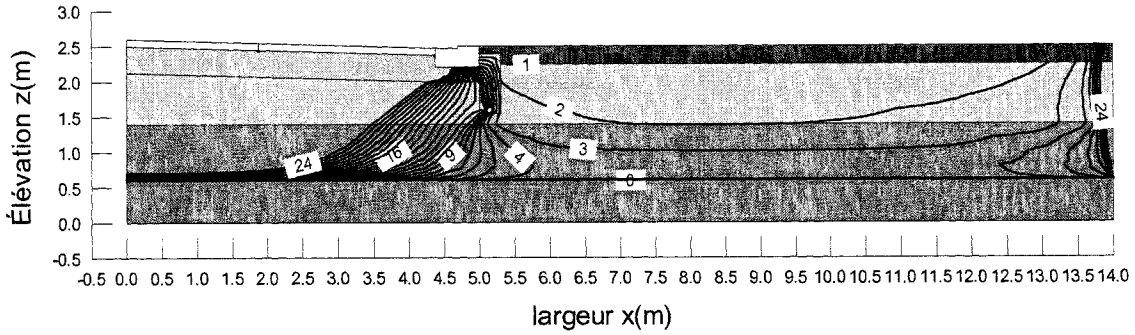


Figure 5-40 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-19.

5.2.8 Simulation S-20 : Tuyau de drainage perforé enfoui à une position alternée

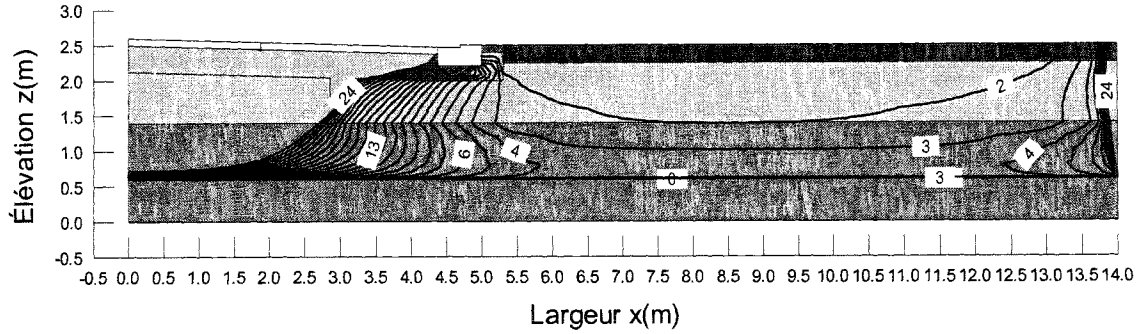


Figure 5-41 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-20.

La simulation S-20 montre l'effet du déplacement du drain D(x mm) à la position alternée. La surface d'eau normalisée maximale a_w(max) vaut 43.15% pour t = 110

heures. L'augmentation de a_w(max) par rapport à la simulation S-19 est donc de 16.1%. Les figures 5-41 et 5-42 montrent la variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation et les isobares à 24 heures respectivement.

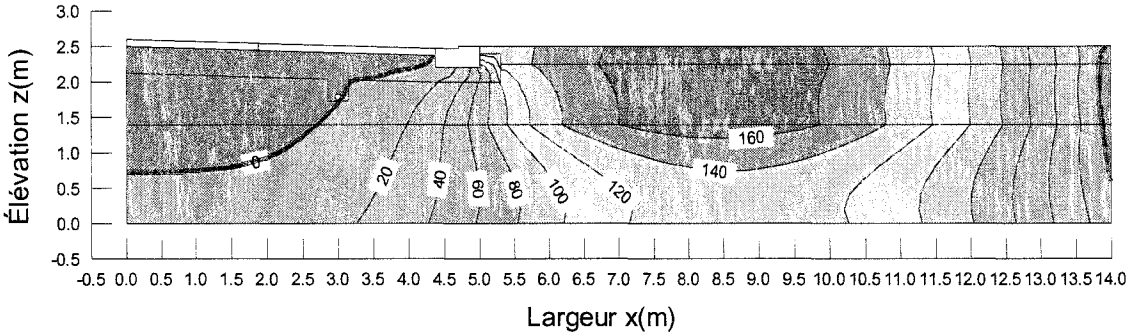


Figure 5-42 Isobares [kPa], à 24 heures. Cas de la simulation S-20.

5.2.9 Simulation S-21 : Tapis drainant géocomposite associé à un D(300 mm)

L'effet du système de drainage Ta+D(300 mm) est étudié dans la simulation S-21 qui montre que la a_w(max) atteinte est de 14.33% après t = 40 heures. Ce système est plus avantageux que le D(x mm) et le D(alter.) car il réduit plus la valeur de a_w(max) (simulation S-15 à S-21). La figure 5-43 montre la variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation.

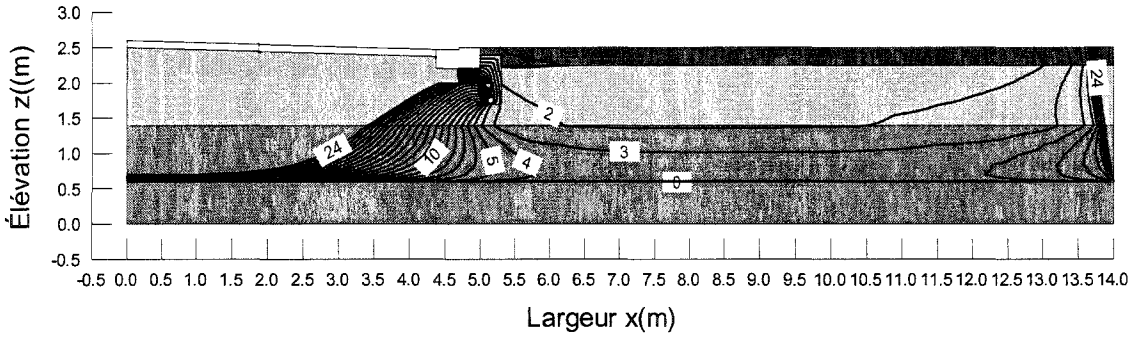


Figure 5-43 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-21.

5.2.10 Simulation S-22 : Écran et tapis drainants géocomposites associés à un D(300 mm)

La surface d'eau normalisée atteint une valeur maximale de 9.98% à la fin de la précipitation (t = 24 heures). L'écran drainant géocomposite intercepte l'eau provenant du débit de précipitation imposé à la surface du terrain avoisinant; ceci semble réduire le $a_w(\max)$ de la fondation ($a_w(\max) = 14.33\%$ dans le cas de la simulation S-21). La simulation S-22 montre que le système de drainage Ta+Éc+D(300 mm) réduit le plus sfficacement la valeur de $a_w(\max)$, conséquemment il est le plus avantageux (simulations S-15 jusqu'à S-22). La variation de la ligne phréatique en fonction du temps est représentée à la figure 5-44.

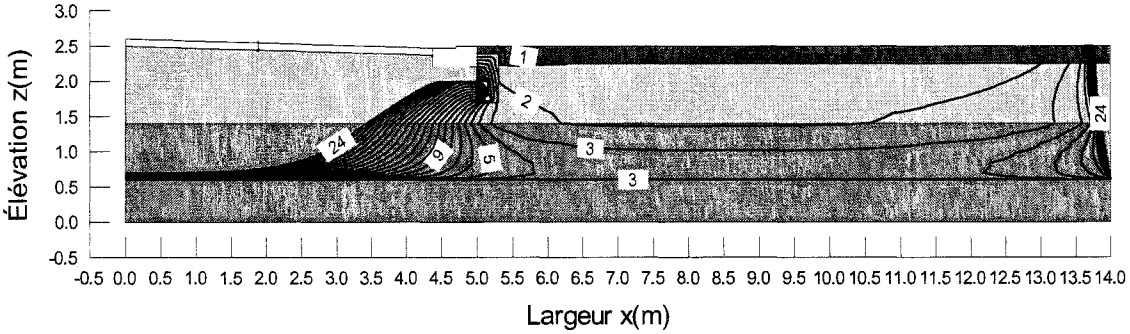


Figure 5-44 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-22.

La différence de perméabilité entre un Gr.1 et un Gr.2 peut être déduite qualitativement en comparant les figures qui décrivent la variation de la ligne phréatique et les isobares dans les deux cas du PU-MU et du PU(IU, FR). Les figures 5-36, 37, 38, 39, 43 et 44 montrent que pour un D(x mm), un Ta+D(300 mm) et un Ta+Éc+D(300 mm), la saturation des matériaux de la fondation situés au dessous de la ligne phréatique se fait dans la zone loin de la voie de roulement. Cette zone est considérée non critique puisqu'elle ne subit l'impact des charges dynamiques. Pour un D(alter.), la figure 5-41 montre que la surface A_{dw} est située dans la zone appartenant à la voie de roulement. Conséquemment, la position de la ligne phréatique aura une incidence directe sur la capacité portante.

5.2.11 Étude comparative de la variation de la surface d'eau normalisée en fonction du système de drainage : PU(IU, FR) et PU-MU

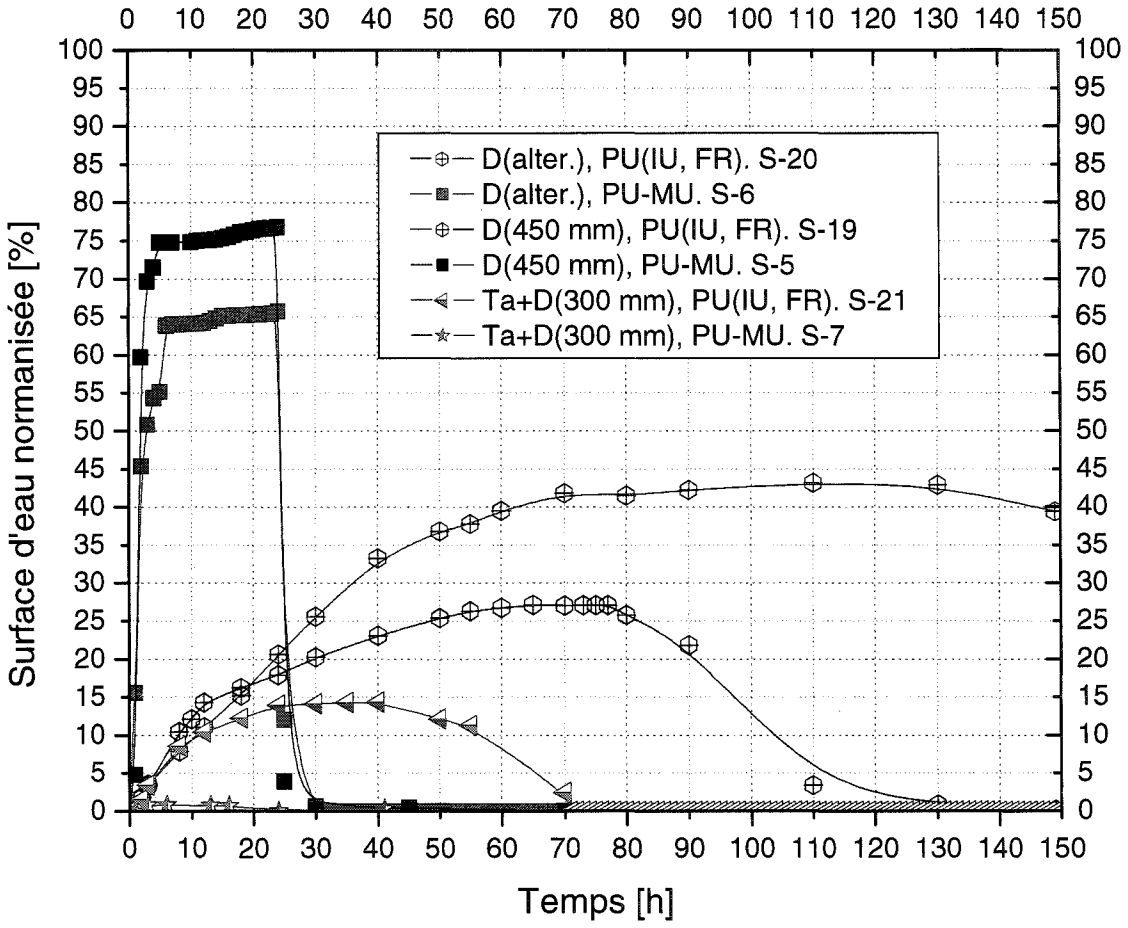


Figure 5-45 Comparaison de a_w pour différents systèmes de drainage dans les deux cas : PU(IU, FR) et PU-MU.

La figure 5-45 compare la surface d'eau normalisée de la fondation dans les deux cas PU(IU, FR) et PU-MU, pour différents systèmes de drainage.

En remplaçant le Gr.1 par le Gr.2 dans la fondation, les modèles PU(IU, FR) étudiés ne présentent plus des paliers représentatifs des conditions dites quasi stationnaires (i.e., $a_w \approx cte$). La courbe enveloppe (a_w versus temps) dans les deux cas PU-MU et PU(IU, FR) est toujours celle de la section sans système de drainage (figures 5-11 et 5-33).

Généralement, pour un D(x mm) les résultats sont inversés par rapport à ce qu'on a obtenu avec le PU-MU. La divergence des résultats est principalement due au contraste de perméabilité entre le Gr.1 ($k_s = 5\times10^{-5}\, m/s$) et le Gr.2 ($k_s = 10^{-7}\, m/s$) utilisées. L'effet de la faible perméabilité du Gr.2 encaissant le TDP est montré à la la figure 5-45. Pour une même valeur du temps, et dans le cas PU(IU, FR), la surface d'eau normalisée de la fondation est inférieure que dans le cas PU-MU.

On peut noter que dans le cas du PU-MU, et pour tous les systèmes de drainage, le pic de la surface d'eau normalisée $a_w(\max)$ se produit proche du temps t = 24 heures. Tandis que dans le cas du PU(IU, FR), ce pic se produit à des valeurs temporelles supérieures à 24 heures.

Puisque le type de sol de la fondation Gr.2 est différent de Gr.1, les conditions caractérisant le début du processus de la redistribution sont différentes dans les deux cas de PU-MU et PU(IU, FR). Par la suite, l'évolution de ce processus est différente dans les deux cas.

La figure 5.46 représente la variation de u_w versus la profondeur dans les plans verticaux passant par les fissures intermédiaire et de bord. La comparaison de cette figure à la figure 5-21 montre l'impact du contraste de la conductivité hydraulique entre les deux graviers Gr.1 et Gr.2 sur les pressions interstitielles.

La propriété de confinement de l'écoulement des éléments drainants géocomposites fait que le modèle Ta+D(300 mm) est le plus avantageux. Cependant la position quasi horizontale du tapis ne peut empêcher la saturation partielle au dessous de la ligne phréatique (i.e. $A_{dw} < A_{tw}$) de la fondation au voisinage de la rive $a_w(\max) = 14\%$.

Les simulations ont démontré que la quantité d'eau qui s'infiltre entre le TDP ou le tapis et le caniveau de béton en rive de chaussée est assez importante. Pour lutter contre l'infiltration déjà décrite, on a suggéré l'implantation d'un écran drainant géocomposite posé verticalement, en communication avec le tuyau et associé au tapis drainant. Le nouveau système de drainage est justifié puisqu'il optimise le drainage laissant la valeur de a_w minimale (i.e., $a_w \approx 10\% < 14\%$).

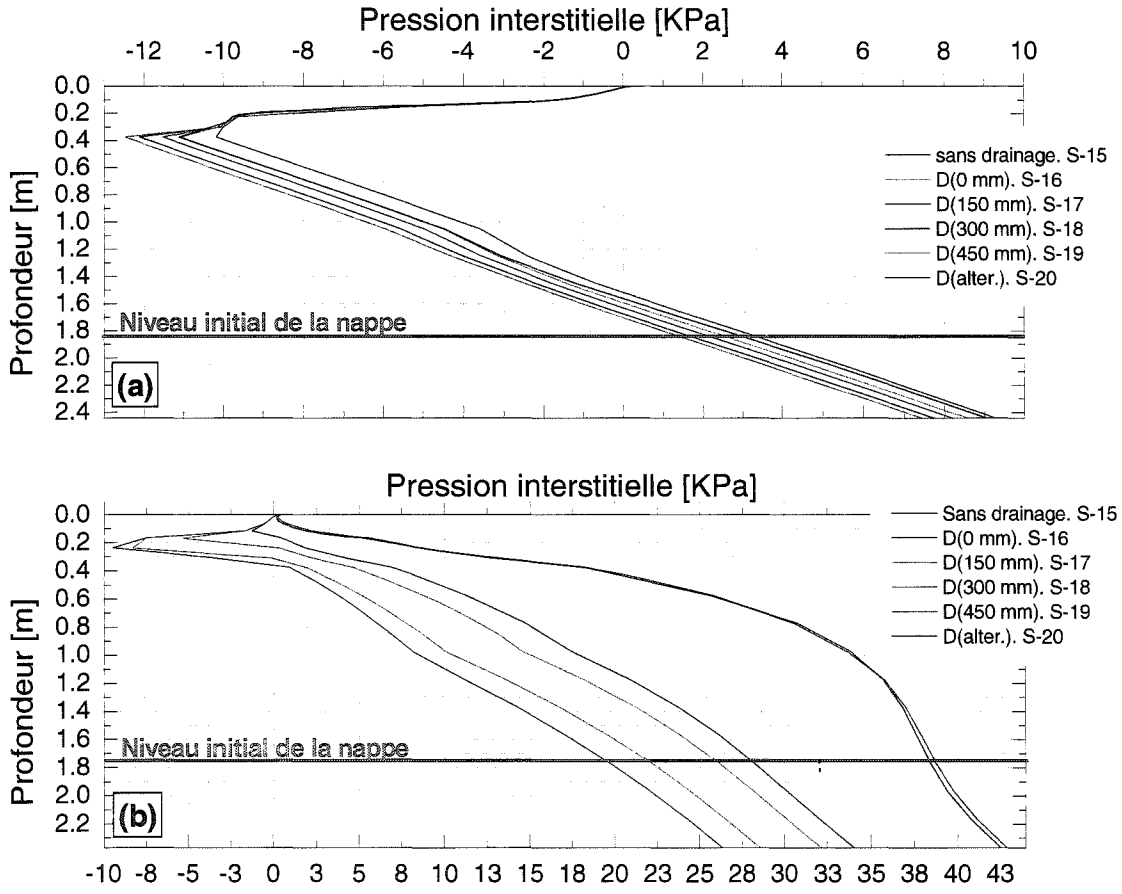


Figure 5-46 Pression interstitielle [kPa] versus la profondeur [m], à la fin de la précipitation, pour différents systèmes de drainage : (a) dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire. (b) : dans un plan passant par la fissure de bord ; PU(IU, FR).

À partir des résultats des figures 5-11 et 5-45, le tableau 5-5 résume par ordre décroissant l'efficacité des systèmes étudiés. Le tableau 5-6 compare les valeurs de

$a_w(\max)$ et montre la corrélation entre $a_w(\max)$ et la profondeur d'enfouissement d'un TDP dans le cas PU-MU et entre $a_w(\max)$ à 24 heures dans le cas PU(IU, FR).

Tableau 5-5 Echelle qualitative de l'efficacité des systèmes de drainage étudiés dans les deux cas : PU(IU, FR) et PU-MU.

PU(IU, FR)	PU-MU
Ta+Éc+D(300 mm)	-
Ta+D(300 mm)	Ta+D(300 mm)
D(0 mm)	D(alter.)
D(150 mm)	D(450 mm)
D(300 mm)	D(300 mm)
D(450 mm)	D(150 mm)
D(alter.)	D(0 mm)

Tableau 5-6 Comparaison de a_w(max) dans les deux cas : PU(IU, FR) et PU-MU.

	PU-MU		PU(IU, FR)	
	$a_w(\max) = 89.45 - 0.29 \times p$ $a_w(\max) \approx a_w(t = 24\ heures)$		$a_w(\max) = 0.223 + 0.38 \times t$ $a_w(\max) > a_w(t = 24\ heures)$	
	$a_w(\max)$ [%]	temps [h]	$a_w(\max)$ [%]	temps [h]
Sans drainage	100	4	-	-
D(0 mm)	90	24	22	55
D(150 mm)	84	24	24	60
D(300 mm)	80	24	23	60
D(450 mm)	77	24	27	77
D(alter.)	66	24	43	110
Ta+D(300 mm)	1	24	14	40
Ta+Éc+D(300 mm)	-	-	10	24

Corrélation entre a_w(max) de la fondation et le temps. PU-MU :

À l'exception de la section sans drainage pour laquelle la fonction a_w versus le temps est strictement croissante et ne peut présenter un pic dans l'intervalle considéré, a_w atteint des valeurs maximales pour des valeurs temporelles supérieures à 24 heures. Le tableau 5-6 montre numériquement ces valeurs. Une corrélation est faite entre la quantité d'eau maximale représentée par $a_w(\max)$ et le temps écoulé depuis le commencement de la précipitation. Pour les six systèmes de drainage qui présentent un pic, on a trouvé que la relation linéaire suivante :

$$a_w(\max) = 0.223 + 0.38 \times t \qquad \text{Éq. 5-1}$$

$a_w(\max)$ est la surface d'eau normalisée maximale et t est le temps exprimé en heures. La droite correspondante à cette équation est représentée à la figure 5.33.

5.3 Simulations étudiées avec les MR (PU-MR)

5.3.1 Caractéristiques des simulations (S-23 à S-28)

Les simulations S-23, S-24, S-25, S-26, S-27 et S-28 sont obtenues à partir des simulations S-15, S-16, S-17, S-18, S-19 et S-20 en remplaçant les silts (1, 2 et 3) par le sable uniforme Sbl. Les autres conditions sont inchangées.

5.3.2 Résultats des simulation S-23 à S-28

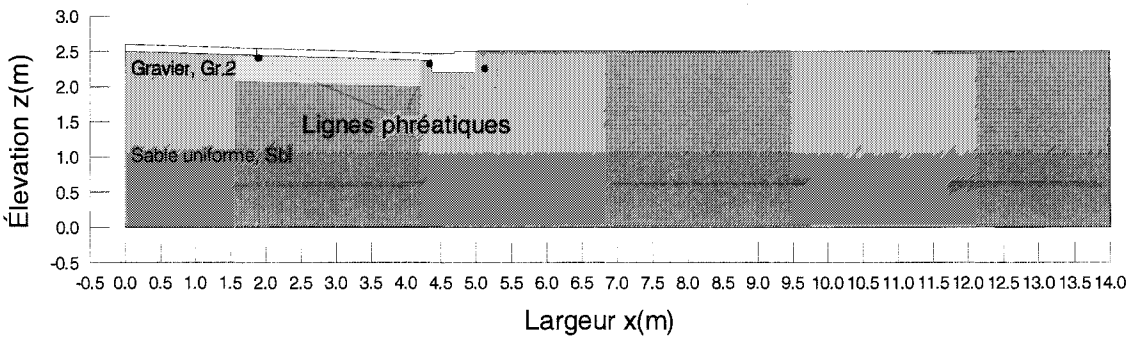


Figure 5-47 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-23.

Les résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (figures 5-47 jusqu'à 5-52) montrent que, pour tous les systèmes de drainage étudiés, la ligne phréatique demeure à sa position initiale laissant le sol au dessus de cette ligne en état de dépression (i.e. les pressions interstitielles sont négatives durant la précipitation et la redistribution). La profondeur du front de mouillage est trop petite, donc le profil hydrique est presque inchangé. Pour attendre à une saturation même partielle de la fondation, il faut soumettre la chaussée à une précipitation trop prolongée.

Durant et après la précipitation, a_w est presque nulle. Pour tous les systèmes de drainage, la courbe a_w versus le temps se réduit à une droite d'équation $a_w \approx 0$. Les

surfaces A_{dw} sont localisées en rive de chaussée loin de la voie de roulement, donc de la zone d'impact dynamique.

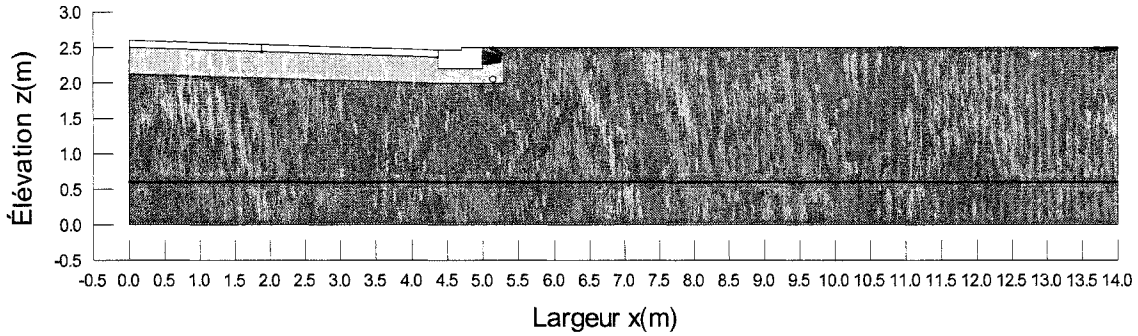


Figure 5-48 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-24.

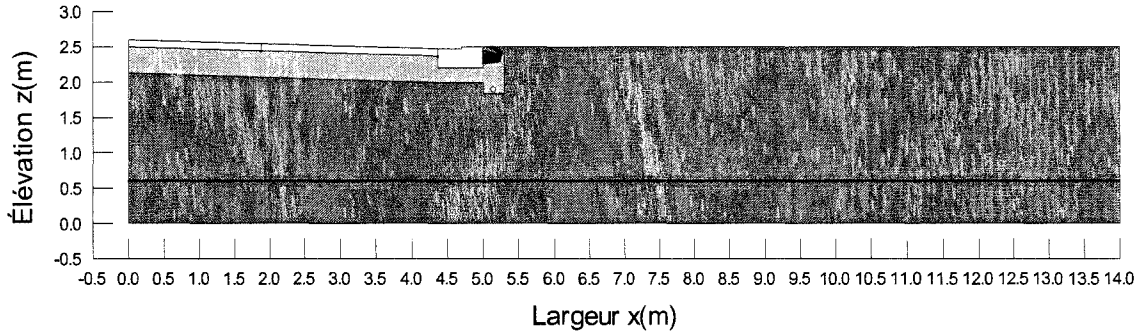


Figure 5-49 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-25.

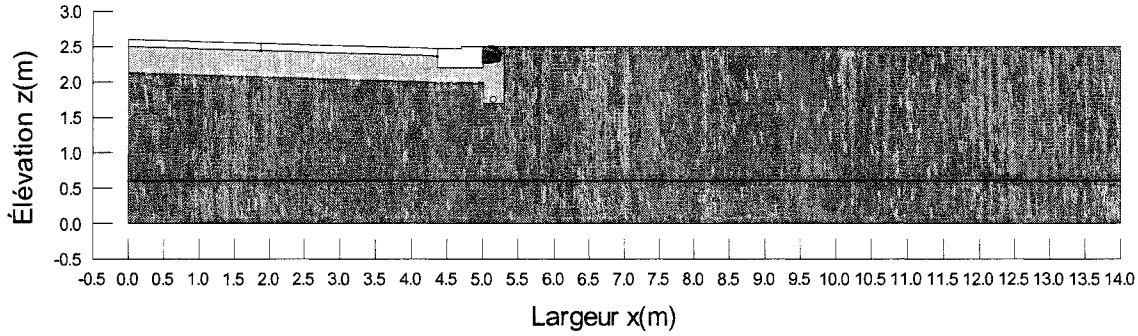


Figure 5-50 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-26.

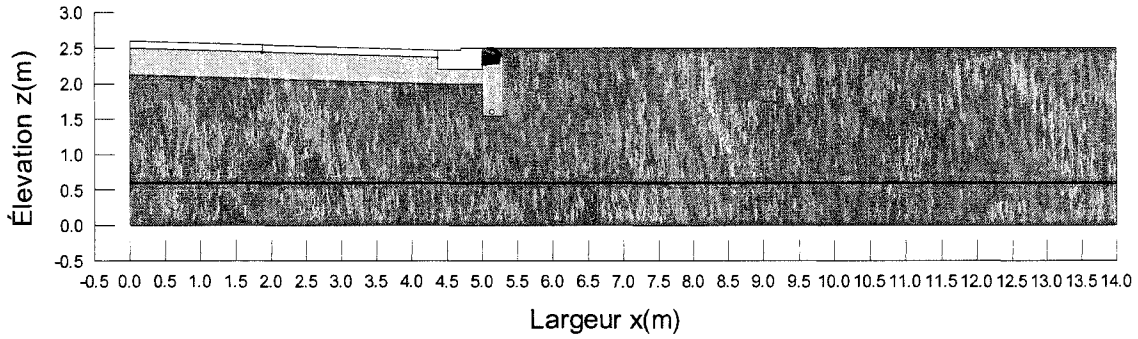


Figure 5-51 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-27.

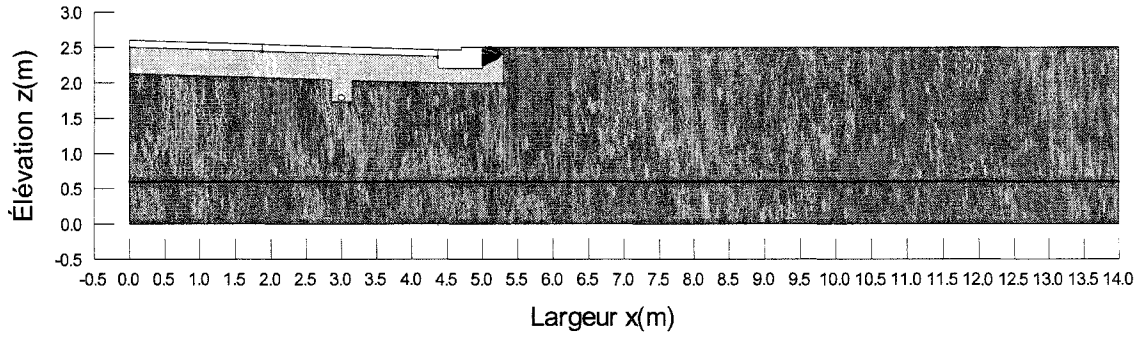


Figure 5-52 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-28.

5.3.3 Pression interstitielle

La pression interstitielle u_w en un point donné est une fonction croissante du temps depuis le début jusqu'à la fin de la précipitation. Pour les différents systèmes de drainage étudiés, la distribution de u_w avec la profondeur dans les plans verticaux passant par la fissure intermédiaire et de bord est représentée aux figures 5-53 et 5-54.

Du fait de la faible conductivité hydraulique que présentent les MR, une précipitation de 24 heures n'a pas d'effets notables sur le profil hydrique de la chaussée. En effet, les courbes de pression en fonction de la profondeur pour les différents systèmes de drainage étudiés (figures 5-53 et 5-54) sont presque toutes confondues. La variation de

la position géométrique d'un TDP n'aurait donc aucun effet significatif sur les paramètres qui régissent le comportement hydraulique de la chaussée durant une telle précipitation.

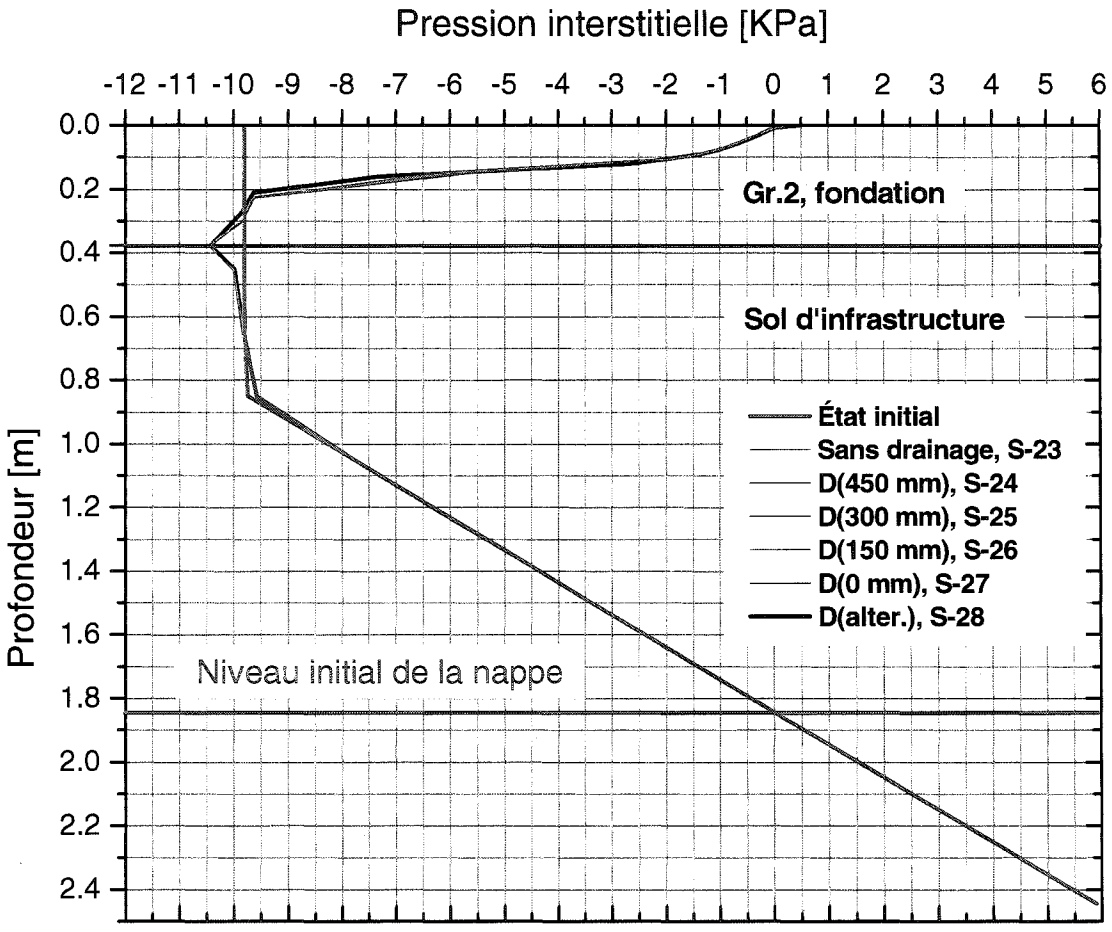


Figure 5-53 Pression interstitielle en fonction de la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire, pour différents systèmes de drainage.

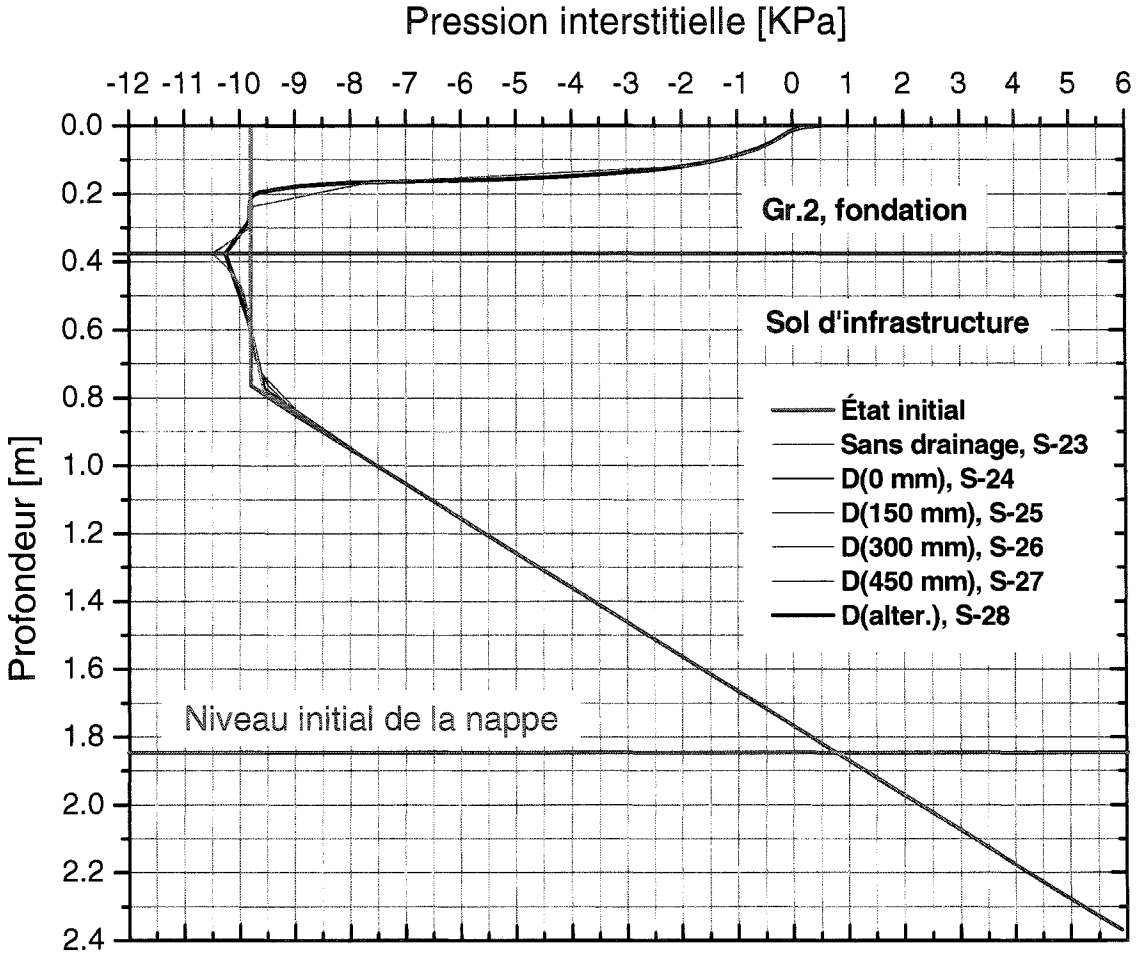


Figure 5-54 Pression interstitielle en fonction de la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure de bord, pour différents systèmes de drainage.

En utilisant les MR, le sol au dessus de la position initiale de la ligne phréatique est sous succion (figures 5-53 et 5-54) ou bien sous l'effet des pressions interstitielles négatives qui vont lui acquérir une plus forte résistance au cisaillement et une plus grande capacité portante (la succion dans un sol non saturé augmente la cohésion apparente de ce sol, Ho et Fredlund, 1982). Donc la fondation est dans les meilleures conditions grâce à la faible perméabilité des MR. En fait, les courbes de conductivité hudraulique représentant les MR démontrent des pressions négatives (i.e., état de dépression). Parmi ces courbes, celle du D(alter.) semble correspondre au système de drainage le plus avantageux. Un

autre point à commenter est la linéarité des segments de pression dans le sol d'infrastructure (figures 5-53 et 5-54). Ces segments font partie de la courbe de pression versus la profondeur à l'état initial (i.e., pour t = 0 heures). Donc, durant 24 heures de précipitation, la partie du sol d'infrastructure correspondant à ces segments ne semble pas être affectée par l'infiltration.

À partir d'une certaine cote altimétrique, les segments subissent une variation brusque pour se transformer en courbes. Au delà de cette cote, le sol serait donc légèrement affecté par l'infiltration, la variation des pressions de l'état initial jusqu'à la fin de la précipitation est minime (i.e., de -10 kPa jusqu'à 0 kPa), elle est représentée au figures 5-53 et 5-54.

5.3.4 Courbes de rétention

Pour la ligne verticale située à 1875 mm et à 4370 mm de l'axe de symétrie de l'autoroute, la courbe de rétention du sol suite à 24 heures de précipitation est représentée dans la figure 5-55 et 5-56 respectivement.

L'examen du degré de saturation du profil urbain, est en accord avec les valeurs des pressions interstitielles. Puisque le profil ne subit aucune variation notable, les courbes de saturation pour le profil sans système de drainage, D(0 mm), D(150 mm), D(300 mm), D(450 mm) et le D(alter.) sont presque confondues. Au dessus du niveau initial de la nappe, la fondation et le sol d'infrastructure sont toujours en dépression et l'écoulement se fait très lentement. Dans la zone à proximité du parement du terrain avoisinant, l'écoulement est essentiellement vertical.

En conclusion, les sections 5.3.3 et 5.3.4 montrent que la variation de la position géométrique du tuyau perforé n'a pas une répercussion directe sur les valeurs des caractéristiques relatives du sol, notamment la teneur en eau volumique ou le degré de saturation (i.e., $\theta = n \times S_r$).

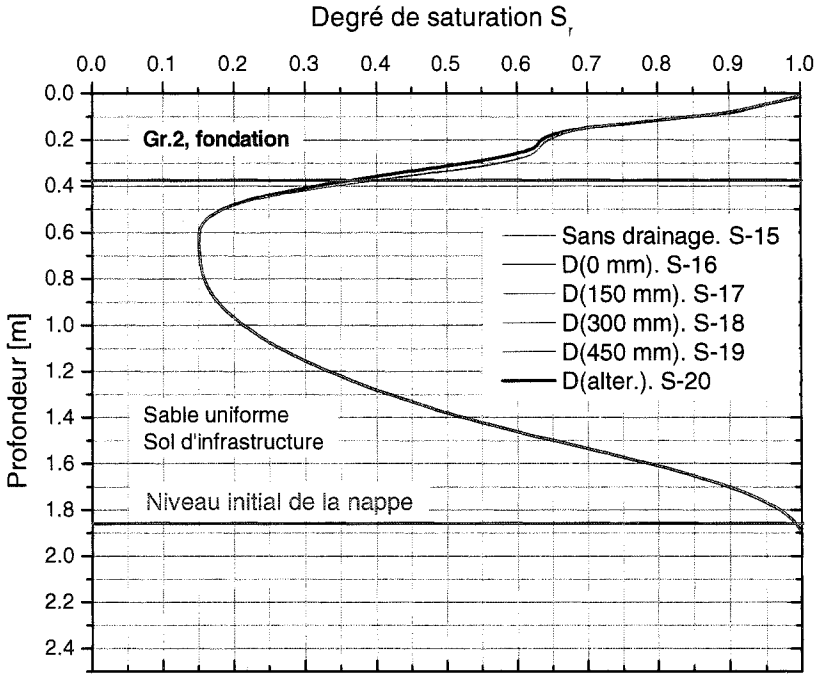


Figure 5-55 S_r versus la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure intermédiaire pour différents systèmes de drainage.

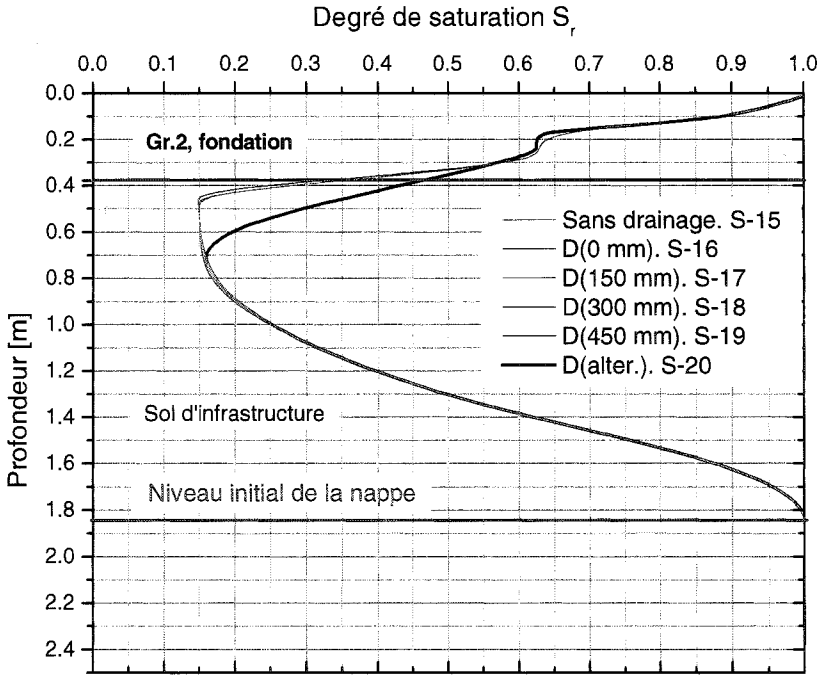


Figure 5-56 S_r versus la profondeur à 24 heures dans un plan vertical passant par la fissure de bord pour différents systèmes de drainage.

5.4 Comparaison de l'infiltration à travers les MU et les MR.

Suite à l'infiltration de l'eau en surface dans le sol, le profil hydrique présentera une zone de saturation, une zone de transmission et une zone d'humidification. En général la capacité d'absorption du sol est limitée. Les résultats montrent qu'il y a un ruissellement sur la surface du terrain avoisinant. Pour le profil étudié, la largeur du parement extérieur du terrain au bord de l'autoroute est de $9m$, et la profondeur du profil est supposée de 1m. Le débit de précipitation appliqué à cette surface de $9m \times 1m = 9m^2$ est $q = 1.2152 \times 10^{-6}\ m/s$. Le débit de précipitation sera :

$$q[m^3/s] = 1.2152 \times 10^{-6} \frac{m}{s} \times 9m \times 1m = 10.9368 \times 10^{-6}\ m^3/s$$

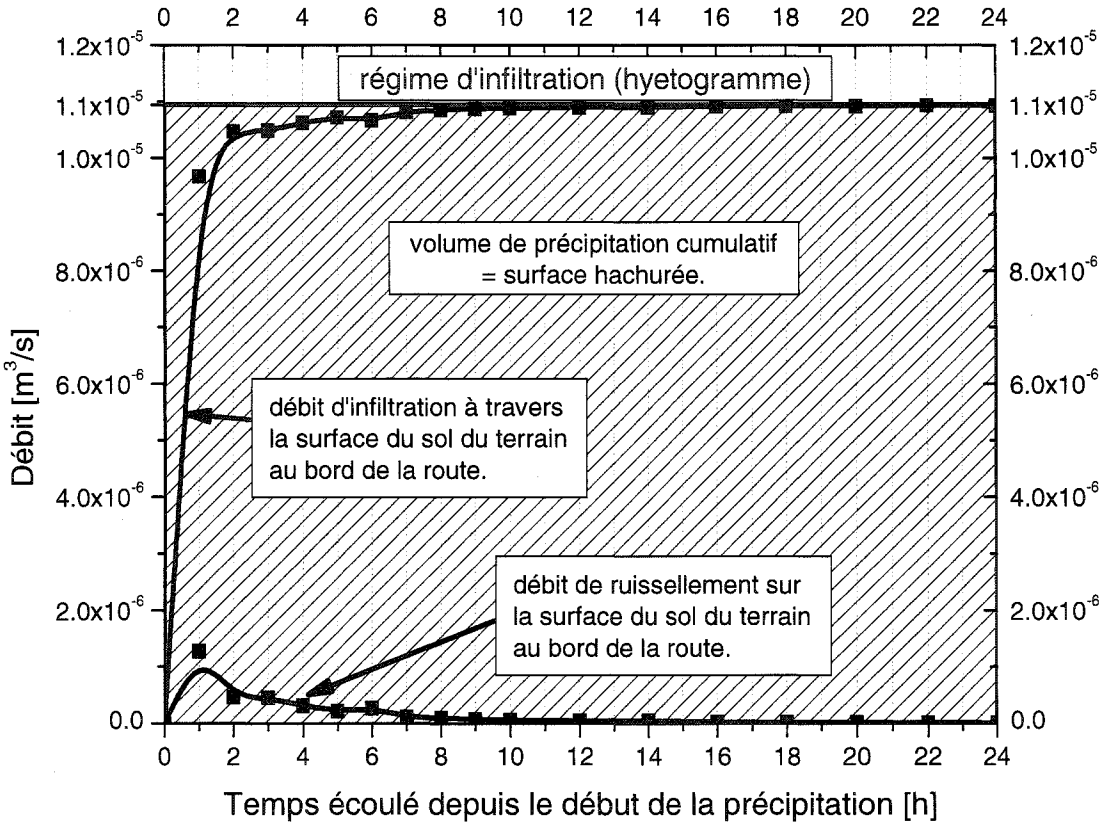


Figure 5-57 Diagramme d'infiltration durant la précipitation. Cas de la simulation S-5.

En négligeant toute évaporation, ce débit sera égal à la somme d'un débit d'infiltration et d'un débit de ruissellement déduit par différence entre ces deux derniers débits.

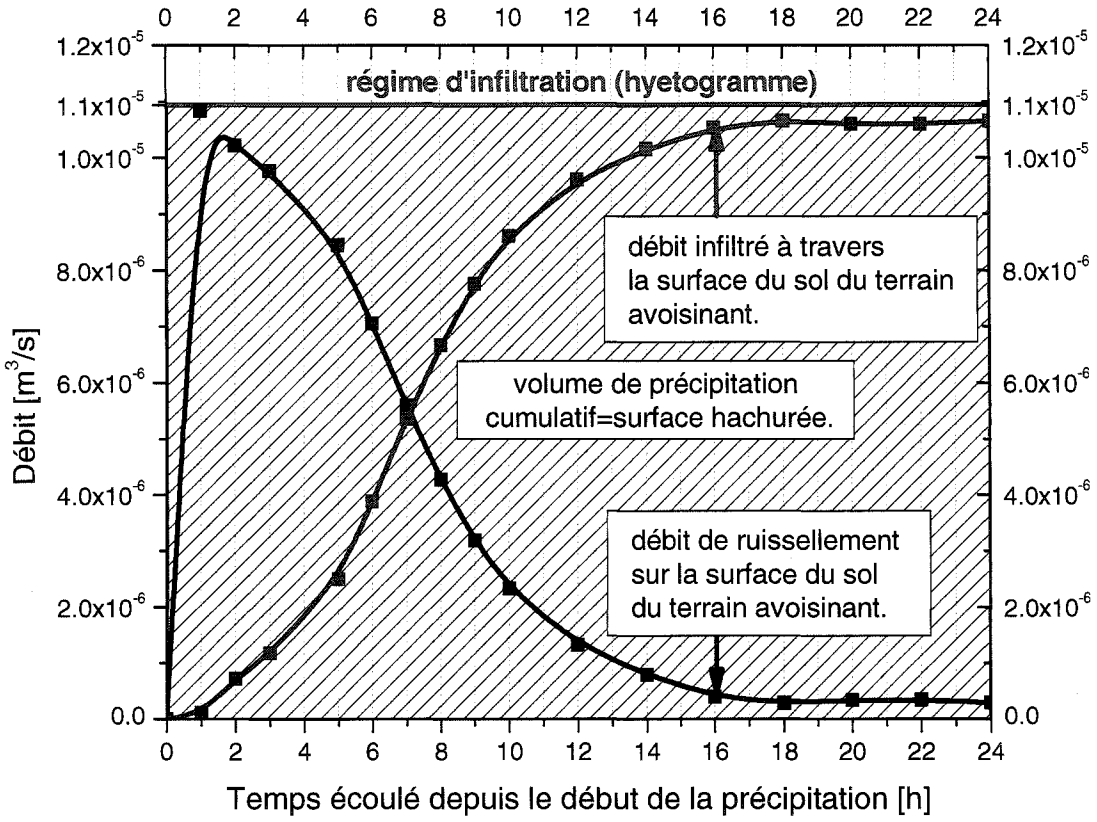


Figure 5-58 Diagramme d'infiltration durant la précipitation. Cas de la simulation S-27.

PU-MU avec D(450 mm). Cas de la simulation S-5.

Une partie du débit de précipitation 105 mm/jour sur le terrain au bord de la route va se transformer en ruissellement.

Le débit d'infiltration va croître de $1.042\times10^{-7}\ m^3/s$ après 1h de précipitation jusqu'à $1.064\times10^{-5}\ m^3/s$ à 24 heures. Tandis que le débit de ruissellement va décroître de $1.083\times10^{-5}\ m^3/s$ après 1h de précipitation jusqu'à $2.88\times10^{-7}\ m^3/s$ à 24 heures (figure 5-57).

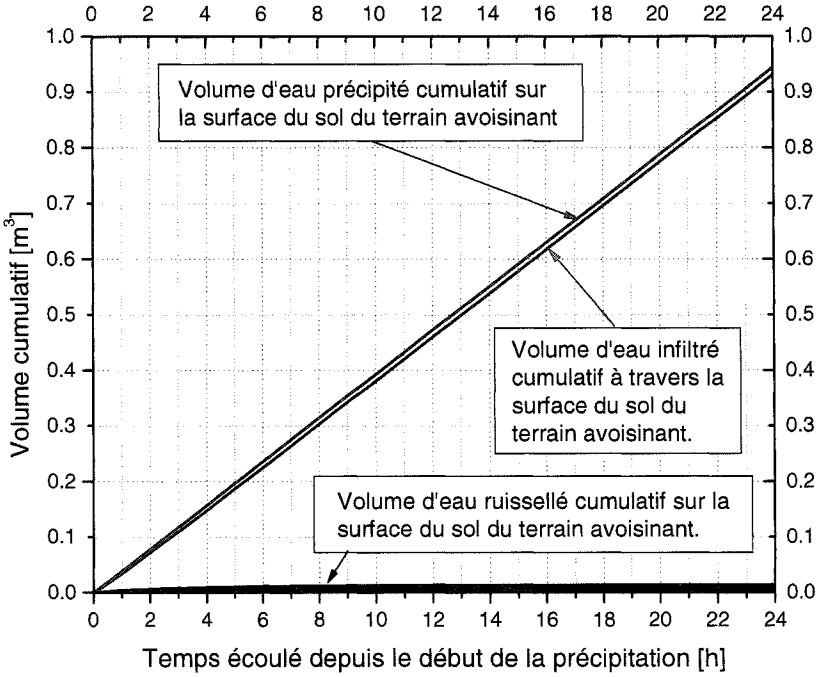


Figure 5-59 Volumes cumulatifs qui caractérisent le processus d'infiltration en fonction du temps durant la précipitation. Cas de la simulation S-5.

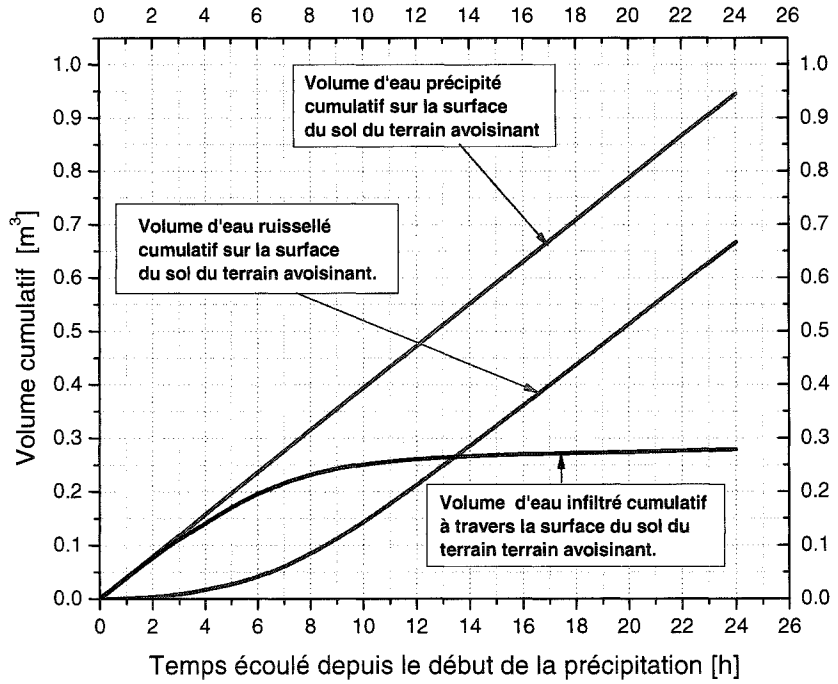


Figure 5-60 Volumes cumulatifs qui caractérisent le processus d'infiltration en fonction du temps durant la précipitation. Cas de la simulation S-27.

PU-MR avec D(450 mm). Cas de la simulation S-27.

On remarque (figure 5-58) que le débit d'infiltration va croître de $9.66\times10^{-6}\ m^3/s$ après 1h de précipitation jusqu'à $1.092\times10^{-5}\ m^3/s$ à 24 heures. Le débit de ruissellement va décroître de $1.27\times10^{-6}\ m^3/s$ jusqu'à $2.88\times10^{-7}\ m^3/s$ à 24 heures.

On remarque qu'avec les MR, le ruissellement et l'infiltration persistent jusqu'à la fin de la précipitation, tandis que dans le cas des MU, ce ruissellement prend pratiquement fin après 16 heures de précipitation (i.e., débit de ruissellement $= 2.5\times10^{-8}\ m^3/s$) bien avant la fin de la précipitation, à partir de ce temps, le débit de précipitation se transforme pratiquement en totalité en un débit infiltré dans le sol original (i.e., pour t = 16 h $\Rightarrow$ débit d'infiltration = $1.09\times10^{-5}\ m^3/s$).

Un point particulier est celui pour le temps t = 7 heures, on a alors pratiquement la même valeur pour le débit infiltré et le débit de ruisselement.

Les débits élevés calculés sont causés par les conductivités hydrauliques relativement élevées de la couche supérieure du sol sur le bord de la route. Quand le sol du terrain avoisinant présente une conductivité hydraulique faible, les débits d'infiltration à travers ce sol sont négligeables.

Les figures 5-59 et 5-60 illustrent les variations des volumes cumulatifs de l'infiltration dans le sol du terrain avoisinant, du ruissellement sur la surface du terrain avoisinant et de la précipitation et ceci pour un D(450 mm) avec les deux cas de matériaux, MU et MR.

Chapitre 6 RÉSULTATS DES ANALYSES EN PROFIL RURAL

La comparaison des trois systèmes de drainage dans un milieu rural a fait l'objet de recherche de Lebeau (1999). Cependant, on a mené une étude comparative en reproduisant deux séries de simulations avec des matériaux de propriétés hydrauliques différentes en utilisant le même profil en travers d'une autoroute rurale. La première et la deuxième série consistaient à appliquer respectivement les matériaux représentatifs du milieu urbain (MU) et les matériaux représentatifs du milieu rural (MR) au profil rural (PR). Dans la suite on expose les résultats de cette comparaison et on interprète la différence des résultats.

6.1 Simulations étudiées avec les MU (S29 à S-31)

6.1.1 Caractéristiques des simulations (S29 à S-31)

La fondation et la sous fondation sous-fondation sont constituées du gravier Gr.1 et du silt.2 respectivement. En régime transitoire ($0 < t \leq 24$ heures), la variation temporelle de la ligne phréatique sera simulée à chaque pas de temps qui vaut une heure (3600 secondes) pendant une durée de 24 heures. Les conditions aux frontières sont déjà décrites à la section 4.5.2. On rappel que la position initiale de la nappe est la même pour les trois simulations avec le profil rural (PR).

6.1.2 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-29 à S-31)

6.1.2.1 Simulation S-29 : Extension partielle de la sous-fondation ESF

Les conditions aux frontières et la position des matériaux dans la section rurale sont montrées à la figure 6-1. L'état initial est décrit dans la section 4.5.2. Le maillage et la géométrie au voisinage de la fissure en rive de chaussée et de l'arrondi du talus sont montrés aux figures 6-2 et 6-3 respectivement.

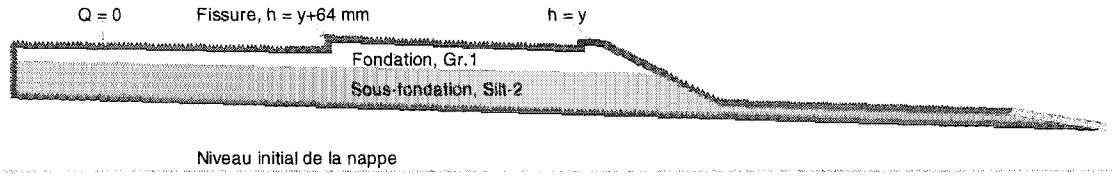


Figure 6-1 Section transversale (accotement revêtu) montrant les matériaux et les conditions aux frontières. Cas de la simulation S-29.

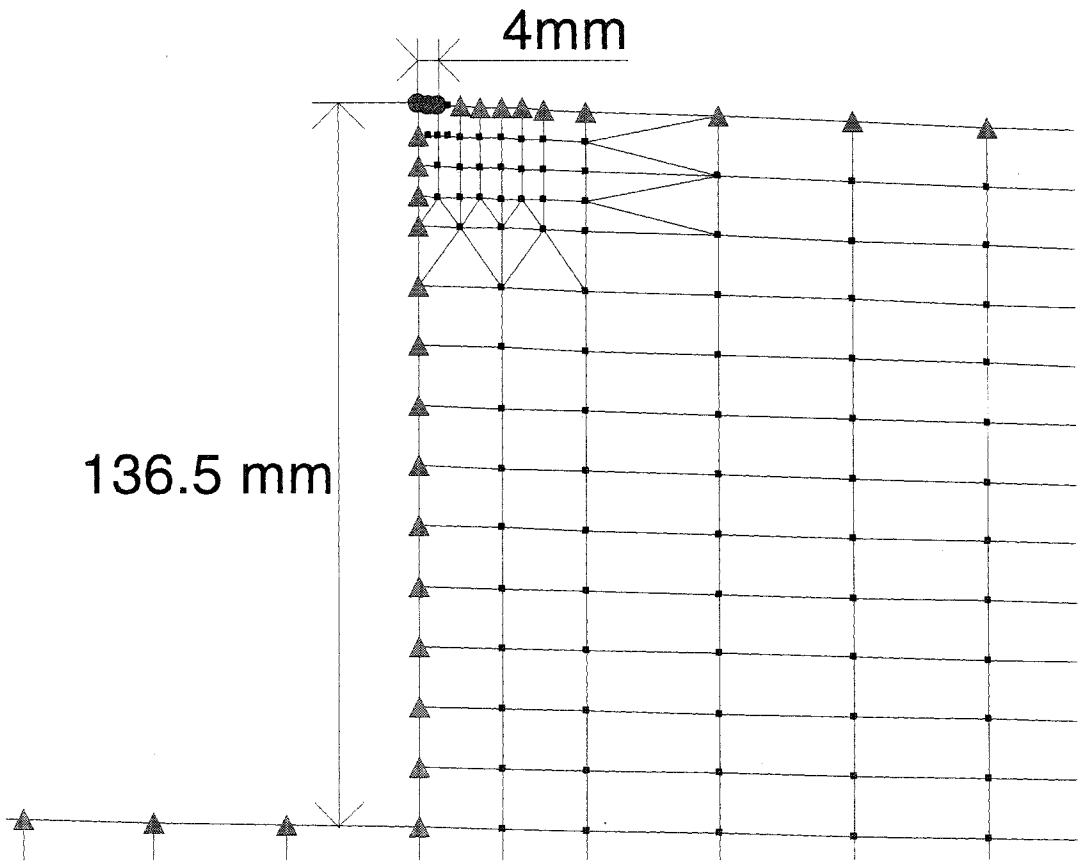


Figure 6-2 Géométrie et maillage de la fissure en rive de chaussée. Cas de la simulation S-29.

Suite à 4 heures de précipitation, on a $a_w = 76.49\%$ (figure 6-4). Après 5 heures de précipitation seulement la fondation est totalement saturée (i.e., $a_w = 100\ \%$) et elle le reste jusqu'à 24 heures (figure 6-4). L'ensemble fondation et sous-fondation atteint un état quasi stationnaire après 6 heures de précipitation, dans ce cas, la ligne phréatique est

stable dans toute la section et ne subit plus une variation notable jusqu'à la fin de la précipitation (figure 6-4). Ce dernier cas indique que les conditions quasi-stationnaires sont atteintes (e.g., le débit rentrant est égale au débit sortant).

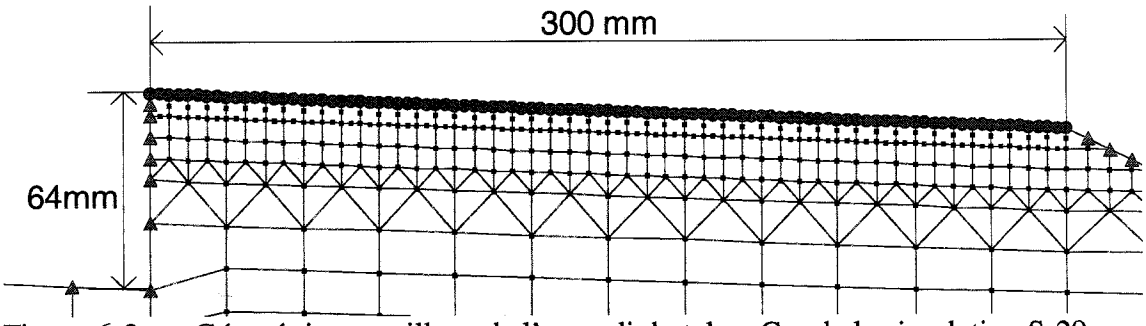


Figure 6-3 Géométrie et maillage de l'arrondi du talus. Cas de la simulation S-29.

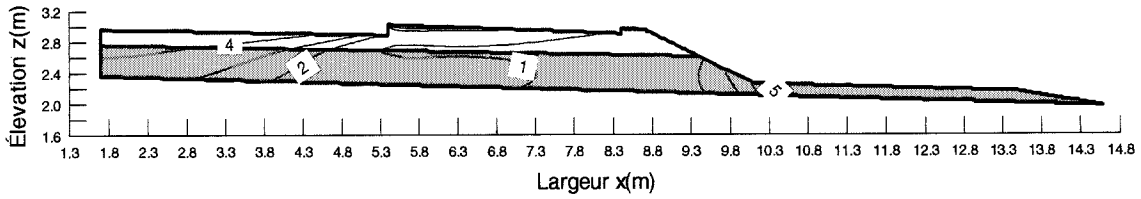


Figure 6-4 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps en heures (montré par les chiffres sur les lignes phréatiques) durant une précipitation de 24 heures. Cas de la simulation S-29.

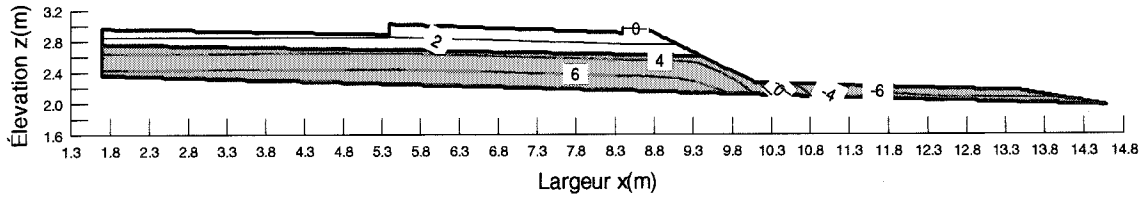


Figure 6-5 Isobares [kPa] correspondants aux conditions quasi stationnaires. Cas de la simulation S-29.

La figure 6-5 représente des contours d'égale pression avec un incrément de 2 kPa. On note que l'extension de la sous-fondation est marquée par les contours de valeurs de pressions négatives.

6.1.2.2 Simulation S-30 : Tuyau de drainage perforé au niveau de la ligne d'infrastructure TDI

La figure 6-6 montre le maillage au voisinage du TDP qui est modélisé comme une surface de suintement (pression interstitielle nulle) représentée par les triangles bleues évidées

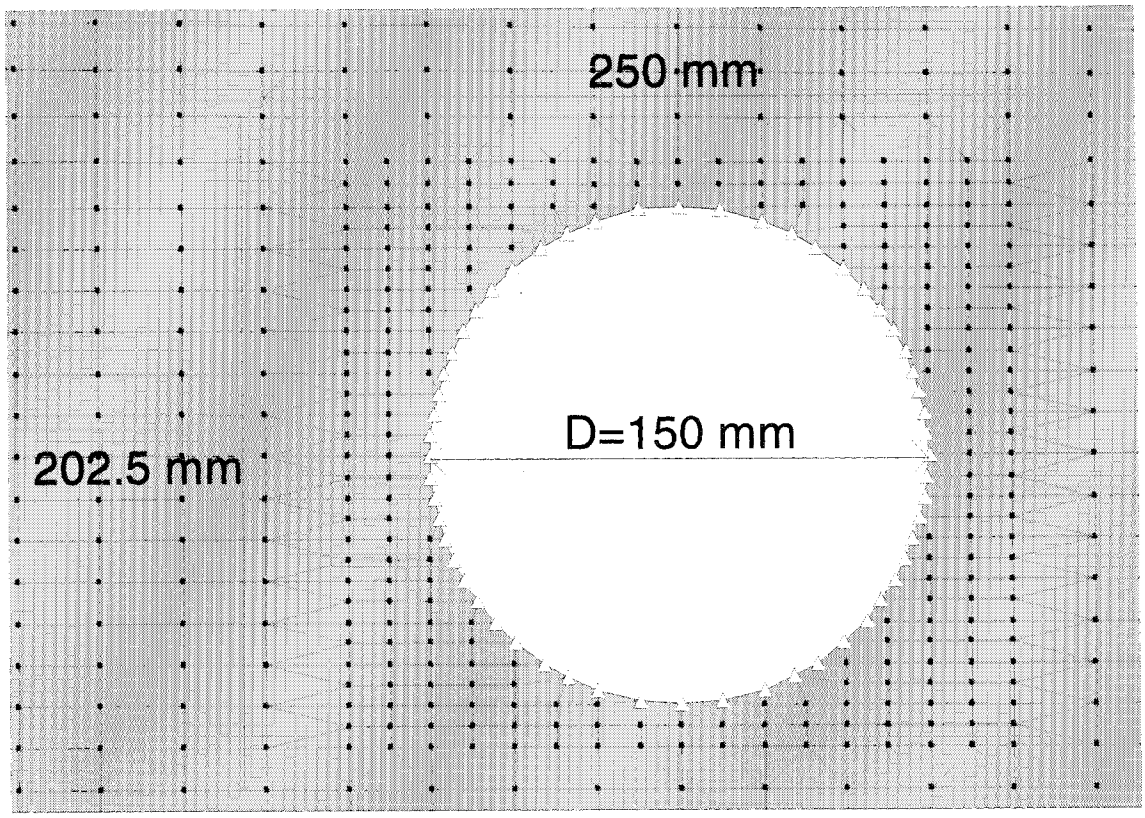


Figure 6-6 Maillage des éléments finis utilisé pour la modélisation numérique au voisinage du TDP avec la condition aux frontières (représentée par les triangles, $u_w = u_a$). Cas de la simulation S-30.

Dans le cas TDI (LA), la fondation en gravier est saturée à 64% après trois heures de précipitation (figure 6-7). Après quatre heures de précipitation, la fondation et la sous-fondation sont complètement saturées et le régime permanent est atteint ; par la suite le bilan masse est vérifié (e.g., le débit rentrant est égale au débit sortant).

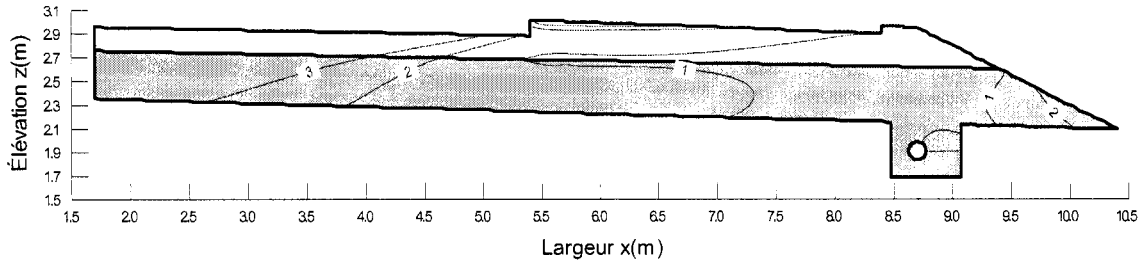


Figure 6-7 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps (h) suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-30.

La figure 6-8 montre que toute la section considérée est saturée car les toutes les isobares ont des valeurs positives.

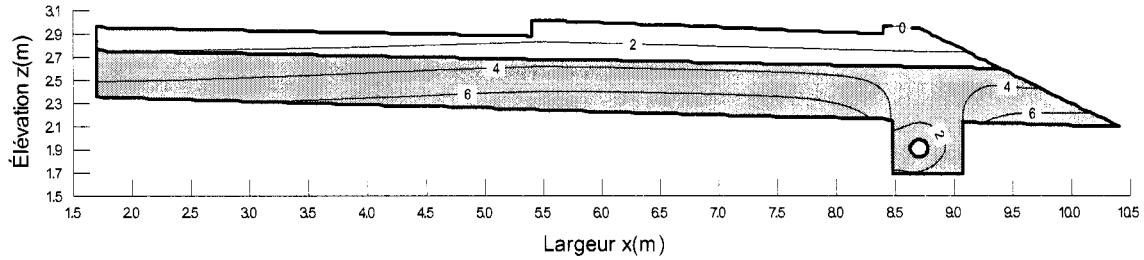


Figure 6-8 Isobares [kPa] correspondantes aux conditions quasi stationnaires. Cas de la simulation S-30.

6.1.2.3 Simulation S-31 : Écran drainant géocomposite EDRC

La figure 6-9 montre la position de la ligne phréatique correspondant aux conditions quasi stationnaires. Ces conditions sont atteintes pratiquement après 2 heures de précipitation créant ainsi un régime permanent. Au delà de deux heures, la surface d'eau normalisée dans la fondation entière est $a_w = 44\%$. Dans la partie droite de l'écran drainant, A_{dw} est presque égale à A_{tw} (figure 6-9) et la ligne phréatique ne change pratiquement plus de position jusqu'à 24 heures. Une fois ces conditions quasi-stationnaires atteintes, les paramètres hydrauliques sont presque invariables.

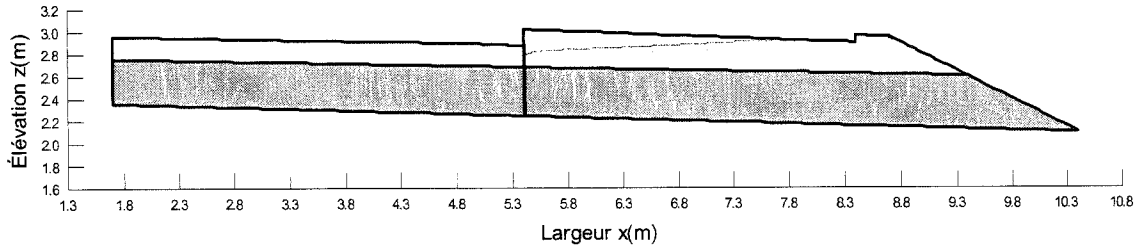


Figure 6-9 Position de la ligne phréatique correspondante aux conditions quasi stationnaires. Cas de la simulation S-31.

La substance de cette simulation est dans le fait qu'un écran drainant géocomposite joue un rôle de confinement de l'écoulement. Toutefois il est bon de noter que l'état hydrique de la partie gauche de la section demeure inchangé comme s'il était isolé du processus de l'écoulement.

6.1.2.4 Surface d'eau normalisée, pression interstitielle et courbes de rétention

La figure 6-10 présente la surface d'eau normalisée versus le temps écoulé depuis le début de la précipitation. Il est clair que pour un PR-MU, il est beaucoup plus avantageux d'implanter un système de drainage constitué d'un écran de drainage géocomposite posé à la verticale en rive de chaussée. Ce dernier système, comme déjà démontré par les simulations, limite la masse saturée du gravier de la fondation à 44% de la masse totale du gravier de la fondation et optimise le drainage.

L'extension de la sous-fondation ESF retarde la saturation de la fondation plus que le tuyau de drainage perforé au niveau de la ligne d'infrastructure à la limite de l'accotement TDI (LA), mais ne présente pas un avantage significatif puisque ce retard est d'une heure. Pour ces deux dernier systèmes, la saturation complète de la fondation va se produire après 4 heures pour l'ESF et après 5 heures pour le TDI(LA).

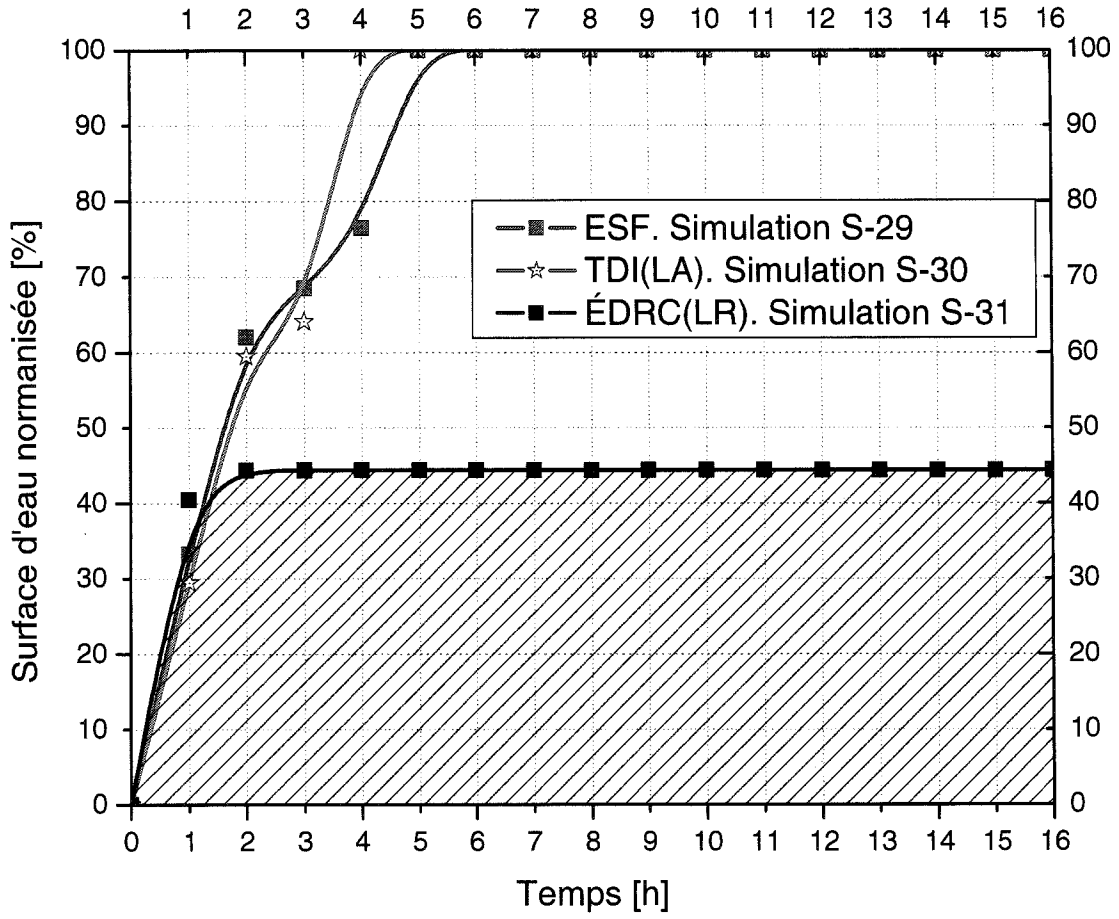


Figure 6-10 Surface d'eau normalisée dans la fondation, en pourcentage versus temps (h) pour différents systèmes de drainage, PR-MU.

La figure 6-11 montre que la pression d'eau u_w versus la profondeur est quasi linéaire. On note que u_w relative à l'ÉDRC(LR) est toujours négative puisque le plan considéré est séparé des sources d'alimentation d'eau par l'écran géocomposite. Ce dernier va confiner l'écoulement laissant la partie gauche de la section en succion. Par contre, pour une même profondeur et dans le même plan, u_w dans le cas du TDI(LA) est légèrement inférieur que dans le cas de l'ESF. Les courbes de rétention sont dessinées à la même figure.

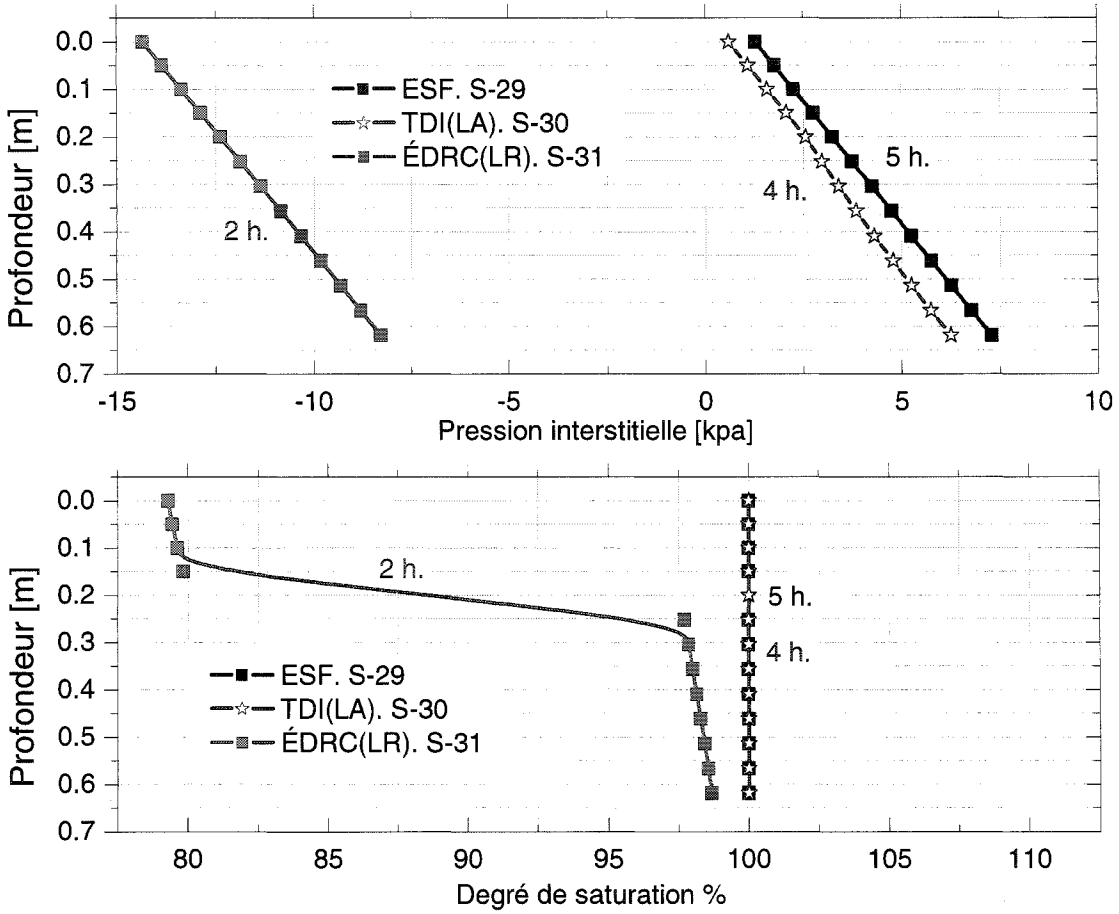


Figure 6-11 Degré de saturation et pression interstitielle versus la profondeur pour différents systèmes de drainage dans un plan vertical situé à 1850 mm de l'axe de symétrie de l'autoroute. Les courbes correspondent aux conditions quasi stationnaires.

6.2 Simulations étudiées avec les MR (S-32 à S-34)

6.2.1 Caractéristiques des simulations (S-32 à S-34)

Les simulations S-32, S-33 et S-34 sont obtenues à partir des simulations S-29, S-30 et S-31 en remplaçant le Gr.1 et le Silt.2 par le Gr.2 et le Sbl respectivement ; les autres conditions sont inchangées.

6.2.2 Résultats de l'étude des différents systèmes de drainage (S-32 à S-34)

Les trois systèmes de drainage étudiés sont : l'extension partielle de la sous-fondation, le tuyau de drainage perforé au niveau de la ligne d'infrastructure et l'écran drainant géocomposite. Les figures 6-12 jusqu'à 6-17 montrent que $A_{dw} \approx 0$ est trop petite comparativement à la surface totale de la fondation. Donc les courbes a_w versus temps n'ont plus de sens puisque a_w se réduit à zéro pour tous les systèmes de drainage. Dans la fondation, et au temps t = 24 heures, A_{dw} représente les deux petites zones au dessus de la ligne phréatique. La première est située au voisinage immédiat de l'arrondi du talus donc loin de l'influence des charges dynamiques dans la voie de roulement, et la seconde est située au voisinage immédiat de la fissure de bord (figure 6-12). La figure 6-13 montre que suite à une précipitation constante et continue qui dure 24 heures, presque toute la section est encore non saturée.

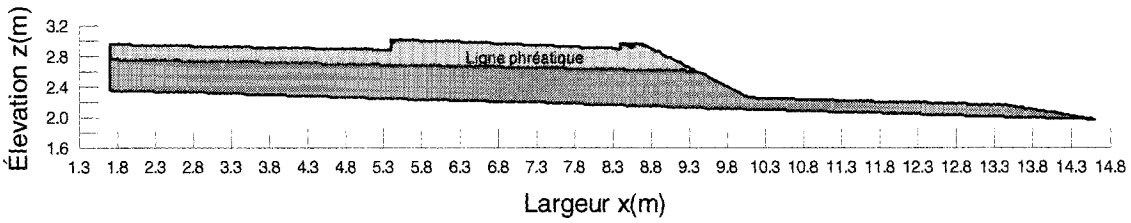


Figure 6-12 Position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-32.

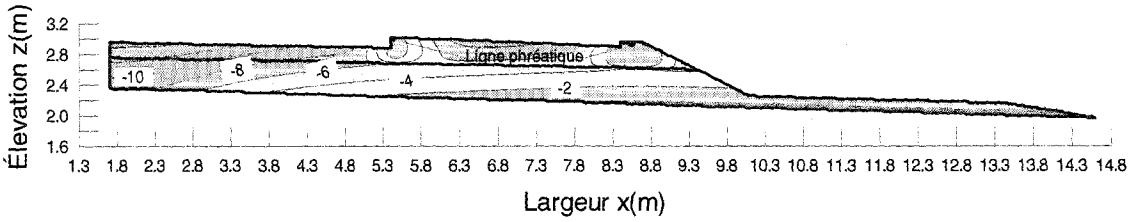


Figure 6-13 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-32.

La faible conductivité hydraulique des MR fait que la propagation du front de saturation est très lente. Les isobares à 24 heures relatives aux différents systèmes de drainage sont représentées aux figures 6-13, 6-15 et 6-17. Les lignes bleues représentent les lignes phréatiques à 24 heures. Leurs niveaux indiquent que les systèmes de drainage dans les

cas étudiés seraient inutiles puisqu'ils ne servent pas à la protection de la chaussée contre l'augmentation du degré de saturation.

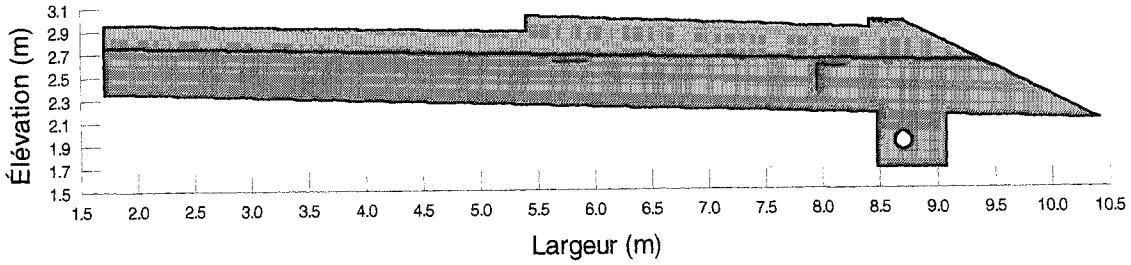


Figure 6-14 Position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-33.

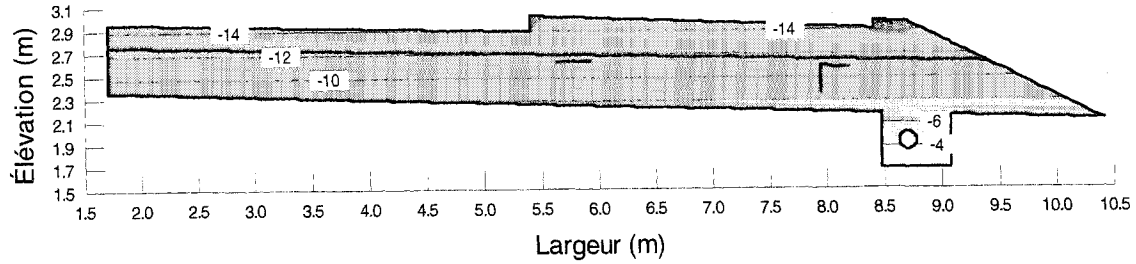


Figure 6-15 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-33.

Chose certaine, la fondation et la sous-fondation restent en dépression ($u_w < 0$) durant la précipitation et en particulier la partie de la section au dessous de la piste de roue.

En conclusion, se contenter de la surface de suintement à la face du talus est jugé suffisant. L'implantation du TDI ou l'utilisation d'un écran drainant géocomposite n'est pas justifiée pour ce type de conditions.

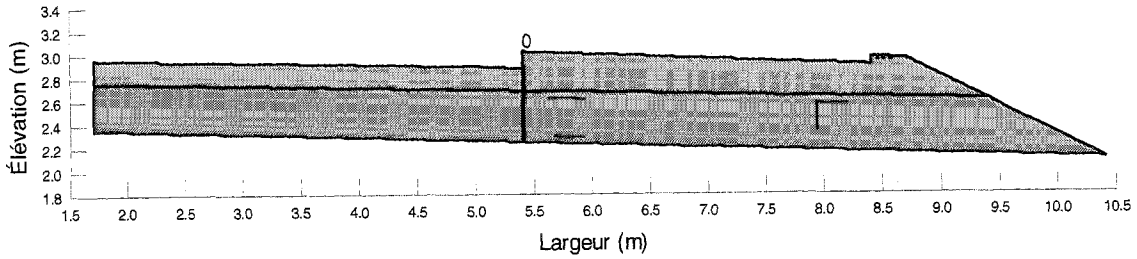


Figure 6-16 Position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-34.

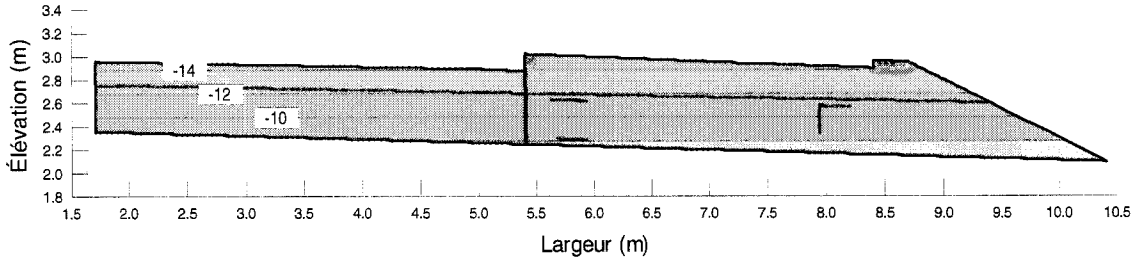


Figure 6-17 Isobares [kPa] à 24 heures. Cas de la simulation S-34.

6.2.3 Pressions interstitielles et courbes de rétention

La figure 6-18 montre que les courbes de pression interstitielle et du degré de saturation pour les trois systèmes de drainages (ÉDRC(LR), ESF et TDI(LR)) sont confondues.

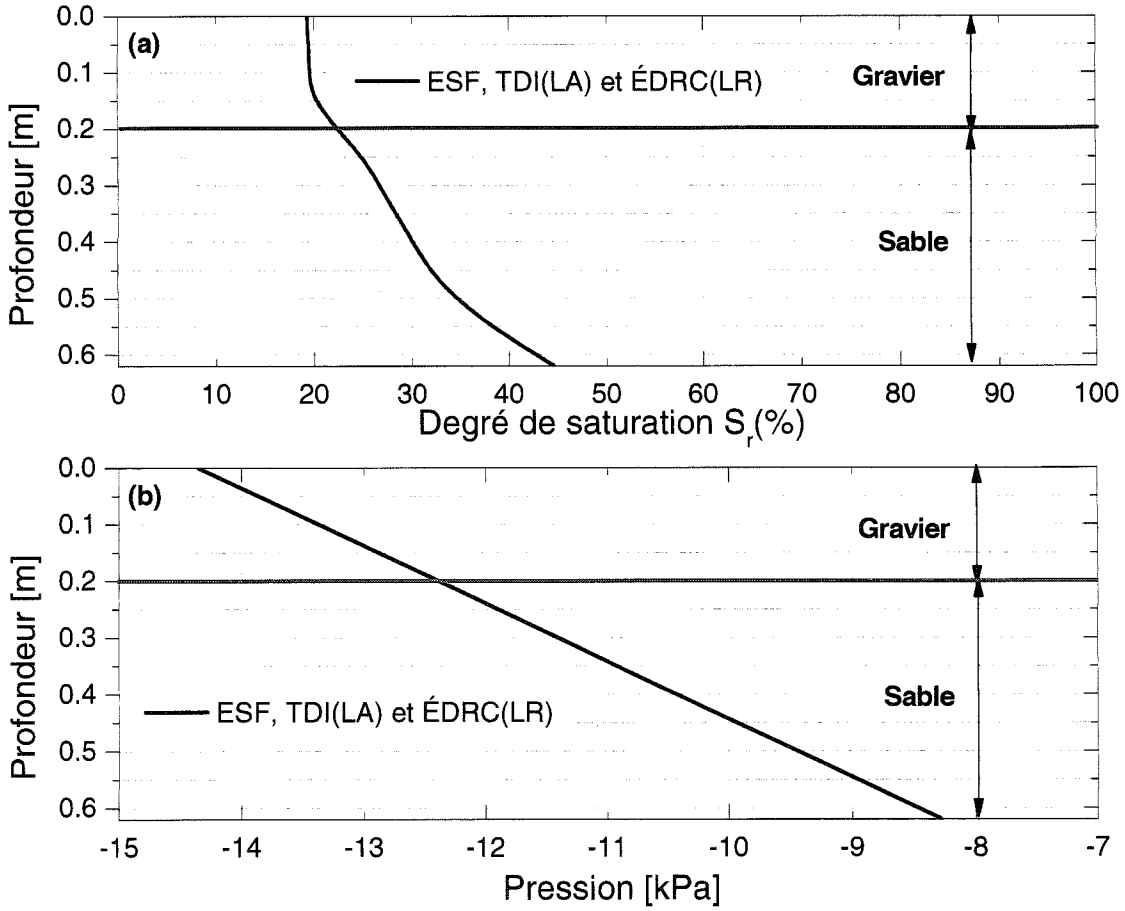


Figure 6-18 Degré de saturation (a) et pression interstitielle (b) versus profondeur à 24 heures pour différents systèmes de drainage, dans un plan vertical situé à 1850 mm de l'axe de symétrie.

Suite à 24 heures de précipitation, l'infiltration est loin d'affecter les points du plan vertical situé à 1850 mm de l'axe de symétrie. Ceci est dû à la faible conductivité hydraulique des MR qui empêche la saturation de la fondation.

.

Chapitre 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les recommandations qui suivent sont valables pour des conditions de simulations bien définies dans ce mémoire. Elles ne peuvent pas être généralisées dans le cas où les conditions de simulations ne sont pas similaires.

7.1 Données de base du drainage routier

Durant la précipitation, l'infiltration associée aux modèles étudiés parvient de deux sources ; les fissures sollicitées par une surcharge hydraulique constante de 50 mm et d'une infiltration à travers le parement extérieur du terrain avoisinant sollicité par un débit de précipitation. Plusieurs facteurs et paramètres peuvent affecter la réponse hydraulique de la chaussée suite à l'implantation d'un élément drainant dans une section typique d'une autoroute urbaine. Ces facteurs peuvent être classés en trois catégories principales : les facteurs d'origine matérielle, géométrique et les surcharges hydrauliques.

7.1.1 Facteurs d'origine matérielle

Les facteurs d'origine matérielle dépendent du type de sol (i.e. les propriétés hydrauliques des matériaux liés aux caractéristiques relatives). Dans cette rubrique, on note les courbes qui ont un impact direct sur les résultats : la teneur en eau volumique et la perméabilité versus la pression (i.e., figures 4-9, 4-10, 4-11, 4-12, 4-14 et 4-15).

7.1.2 Facteurs d'origine géométrique

Les facteurs d'origine géométrique sont intimement liés à la géométrie de la section utilisée dans les simulations, au positionnement d'éléments drainants dans l'espace, au diamètre du tuyau de drainage, aux dimensions du tapis ou écran drainant, à l'épaisseur de la couche de fondation (respectivement sous-fondation) et au positionnement géométrique des fissures et de leurs dimension (i.e. largeur et hauteur).

Dans le cas d'un PU-MU et pour les mêmes conditions de simulations, on a trouvé généralement que a_w et le rendement d'un TDP ne varient pas dans le même sens quand le positionnement du TDP est variable horizontalement. Cependant, ils varient dans le même sens dans le cas particulier où la profondeur d'enfouissement du TDP est variable dans un plan vertical fixe.

7.1.3 Surcharges hydrauliques

Les surcharges hydrauliques dérivent du climat. Cependant, les paramètres qui ont un effet directe sur l'évolution de l'écoulement dans la chaussée, durant et après la précipitation sont : l'intensité de la précipitation (plus précisément la courbe débit de précipitation versus temps) et la surcharge hydraulique imposée sur les fissures (fonction qui décrit la variation des charges hydrauliques totales en fonction du temps).

7.2 Conclusion

En conclusion, la perméabilité des matériaux, le système de drainage, le nombre de fissures et leurs positionnements dans l'espace et les valeurs des surcharges appliquées sont des paramètres de base qui ont une incidence directe sur le comportement hydraulique des chaussées.

7.2.1 Coefficient de perméabilité des matériaux

On a vu avec les résultats obtenus dans la section 5.2 pour la fondation étudiée, que la conductivité hydraulique des matériaux joue un rôle primordial dans la vitesse de saturation et le degré de saturation de la fondation (i.e., $\partial a_w/\partial t$ et a_w versus temps) en période de précipitation et en période de redistribution.

Les simulations numériques ont permis de construire une idée claire de l'évolution de l'infiltration des eaux dans le sol. Au delà d'un certain seuil, nommé le temps

d'accumulation (i.e., "ponding time", t_p), l'intensité d'une précipitation n'affecte plus le processus d'infiltration de l'eau à travers l'interface sol-air puisque l'excès d'eau que le sol ne peut absorber dans un temps aussi réduit va se transformer obligatoirement en ruissellement. Le débit infiltré dépend essentiellement de l'infiltrabilité du sol qui est sa capacité maximale à infiltrer l'eau et de la retenir.

La conductivité hydraulique des matériaux du sol d'infrastructure et la position initiale de la nappe jouent un rôle important dans l'évolution de la saturation du sol d'infrastructure et par la suite de la fondation, ceci a été mis en évidence dans la section 5.4. En effet, une plus grande conductivité hydraulique fait croître l'infiltrabilité du sol, le volume d'eau cumulatif infiltré et diminue le volume d'eau cumulatif de ruissellement (cf. figures 5-59 et 5-60).

Le rôle de la conductivité hydraulique des matériaux de la fondation a été mis en évidence à la section 5.2.11 en utilisant une analyse paramétrique comparative basée sur le coefficient de surface d'eau normalisée et sur une étude comparative de l'infiltrabilité des MU et MR menée à la section 5.4. Par conséquent, les matériaux de la fondation, généralement importés sur le site, doivent présenter une perméabilité suffisante pour évacuer l'eau à l'extérieur de la fondation.

Pour optimiser le drainage de la fondation, il est recommandé de choisir un gravier de granulométrie uniforme. La courbe granulométrique sélectionnée doit respecter les critères de filtration et de séparation avec le sol environnant pour éviter la suffusion (Lafleur, 1998).

7.2.2 Système de drainage

L'augmentation de la profondeur d'enfouissement d'un drain fait augmenter le prix de revient de la pose d'un réseau de tuyaux, surtout pour une longue autoroute. Les tapis et les écrans drainants géocomposites constituent un investissement supplémentaire qui

aura une répercussion directe sur le prix de revient totale de la construction d'une chaussée. La recommandation de l'utilisation de ces derniers doit être justifiée par le concepteur du projet.

Autoroute rurale

Pour une autoroute rurale, dans le cas où les matériaux qu'on retrouve sur le site ont des caractéristiques proches des MU utilisées dans les simulations, il est recommandé de choisir par ordre de préférence un système de drainage en respectant l'ordre suivant : EDRC, ESF, TDI(LA). Il est bon de noter que seul l'ÉDRC peut maintenir un $a_w < 100\%$

Les résultats des simulations faites ont montré que pour une autoroute rurale, même dans les conditions les plus sévères et si les matériaux ont des propriétés hydrauliques proches des MR l'implantation d'un système de drainage semble inutile.

Autoroute urbaine ; PU-MU

Les simulations faites dans le cadre de cette étude sur le milieu urbain ont mis en évidence l'intérêt de l'installation d'un système de drainage pour protéger la chaussée contre la détérioration.

Selon le budget prévu, il semble que le design d'une chaussée urbaine doit se faire en choisissant entre le Ta+D(300 mm) qui est le plus performant et le D(alter.) qui est une solution moins chère mais moins efficace.

Cependant, la solution précédente peut présenter un inconvénient. En période de gel-dégel, la profondeur de 300 mm peut être défavorable. Pour remédier à cet inconvénient on suggère d'enfouir un TDP à une profondeur considérable et de préférence à une position alternée. On a démontré qu'un TDP enfoui à une position alternée à des profondeurs croissantes est plus avantageuse qu'un D(x mm) enfoui en rive de chaussée.

En adoptant cette solution, la saturation de la fondation sera plus lente et la chaussée plus sécuritaire en période de gel.

Pour un D(x mm), on a démontré que dans un plan vertical fixe et pour des profondeurs d'enfouissement croissantes, le rendement d'un TDP (débit rentrant ou volume cumulatif évacué) est croissant et a_w de la fondation est décroissante. Donc le volume d'eau cumulatif évacué par un D(x mm) suit l'ordre d'efficacité de ce système. En fait, en rive de chaussée, la notion de saturation de la fondation et le rendement d'un D(x mm) sont deux notions intimement liées ; un rendement plus important va ralentir la saturation en créant un pic de la surface d'eau normalisée (i.e., $a_w(\max)$). On a trouvé que la valeur de $a_w(\max)$ dans la fondation à la fin de la précipitation peut être approximée par une fonction linéaire décroissante de la profondeur d'enfouissement du TDP.

Autoroute urbaine ; PU(IU, FR)

Le système Ta+Éc+D(300 mm) est sans doute la plus coûteux mais le plus performant. Cependant $a_w(\max)$ qui varie linéairement avec le temps et dans le cas du Ta+Éc+D(300 mm) vaut 10% tandis qu'elle vaut 14% dans le cas du Ta+D(300 mm). On réalise que cette différence de 4% n'a pas un effet notable sur la capacité portante de la chaussée surtout que la surface de matériaux saturés A_{dw} est située en rive de chaussée et pas vraiment dans la partie de la fondation appartenant à la voie de roulement. Donc le diagramme des pressions dans la ligne moyenne de la fondation est pratiquement inchangé, dans les deux cas : Ta+Éc+D(300 mm) et Ta+D(300 mm).

Il est recommandé de choisir de préférence le système de drainage selon l'ordre d'efficacité décroissant suivant : Ta+Éc+D(300 mm), Ta+D(300 mm), D(0 mm), D(150 mm), D(300 mm), D(450 mm) et D(alter.).

7.2.3 Nombre de fissures et positionnement, PU-MU

Dans l'étude déjà menée, on a démontré que dans un profil urbain comportant deux fissures de niveaux différents dans la couche bitumineuse, la fissure du niveau inférieur peut servir à alléger la saturation de la fondation de la chaussée. La surface de cette dernière va constituer une orifice d'exfiltration de l'eau souterraine et va permettre à l'eau de s'échapper de la fondation pour former du ruissellement sur la surface bitumineuse. Suite à cette exfiltration, la fondation va tendre à se saturer complètement (i.e., $a_w = 1$) mais sans succès créant ainsi des conditions quasi stationnaires dans la fondation. Le débit de bord à cette surface sera caractérisé par son signe négatif puisqu'il quitte le volume d'accumulation.

L'analyse des processus d'infiltration dans la section 5.1.15 a permis de préciser la part de la contribution à la saturation de la fondation de chacunes des trois surcharges considérées. Selon l'état de fissuration d'une chaussée, et pour les TDP étudiés, la saturation de la fondation est plus importante suivant l'ordre décroissant suivant : la fondation présente une fissure intermédiaire et une fissure de bord, une seule fissure intermédiaire, une seule fissure de bord et fondation non fissurée (i.e., débit de précipitation). On a trouvé que la fissure la plus proche de l'axe de symétrie contribue le plus à la saturation de la fondation.

7.2.4 Recommandation pour un meilleur design

Pour décrire l'état hydrique d'une chaussée soumise à différentes surcharges hydrauliques, il semble que l'adoption du coefficient de la surface d'eau normalisée est représentatif pour juger de la saturation progressive (i.e., variation de a_w avec le temps) de la fondation et par la suite il est recommandé pour un meilleur design.

On a trouvé que la distribution des pressions interstitielles ou les charges de pression correspondantes aux conditions quasi stationnaires en fonction de la profondeur dans des plans verticaux passant par les fissures ne peut être représentative pour les raisons suivantes :

1- Les conditions quasi-stationnaires ne sont pas toujours atteintes, c'est le cas du TDI (LA) avec les MR déjà étudié dans ce mémoire.
2- Que les conditions quasi stationnaires existent ou pas, la variation des paramètres S_r, θ, u_w, et h_p dans un plan vertical quelconque décrivent localement l'état de la saturation et de la pression dans la fondation. Ils ne peuvent quantifier globalement le comportement dynamique (a_w versus temps) des matériaux saturés dans la fondation. Par la suite, on ne peut pourrait pas juger de l'efficacité du système de drainage qui est le plus avantageux. On a vu que pour un temps déterminé, une fondation peut être saturée (i.e., $S_r = 1$) d'un côté et ne pas l'être dans l'autre (i.e., $S_r < 1$) et avoir une surface d'eau normalisée maximale. Les paramètres précédents servent à une analyse locale tandis que a_w sert à une analyse globale.
3- Parfois, juger de l'efficacité du système de drainage à partir de l'analyse des diagrammes de θ et de u_w versus la profondeur peut amener à des conclusions erronées. Cette erreur est mise en évidence en examinant les diagrammes des pression à la figure 5-30 (b) qui montre qu'à la fin de la précipitation et dans un plan vertical passant par la fissure de bord (respectivement intermédiaire), la pression interstitielle est la plus faible pour un D(450 mm) (respectivement pour un D(alter.) pourtant le D(alter.) est le plus avantageux puisque a_w est minimal.

Les simulations ont démontré que le nombre de fissures et le positionnement géométrique de ces fissures dans la piste de roue a un impact direct sur le comportement hydraulique de la chaussée. En absence de toute étude statistique du positionnement des fissures qui apparaissent dans la couche bitumineuse d'une chausse détériorée, il semble qu'il est approprié de faire le design d'une chaussée en se limitant aux deux fissures : intermédiaire et de bord.

7.3 Recommandations pour travaux futurs

Pour faire suite à cette étude, et dans un but de mieux comprendre les phénomènes d'écoulement et d'infiltration dans les foundations de chaussées, il serait intéressant d'étudier l'effet de l'intensité de la précipitation imposée sur le terrain avec divers cycles de précipitation, ce qui veut dire faire varier le débit imposé sur le terrain. De même, il faudrait varier la valeur de la surcharge hydraulique imposée sur les fissures dans un but de comprendre son effet sur le comportement hydrique de la fondation. Il serait aussi souhaitable de faire des essais en laboratoire pour déterminer des propriétés réalistes des matériaux utilisés dans les simulations. Enfin, on pense qu'il sera utile d'étudier la variation de la capacité portante avec le temps dans le plan moyen de la fondation en régime transitoire. L'étude serait plus réaliste si elle est basée sur des données statistiques sur la position et le nombre de fissures.

LISTE DES RÉFÉRENCES

AHUJA, L.R., NANEY, J.W. and WILLIAMS, R.D. (1985). "Estimating soil water characteristics from simpler properties or limited data". *Soil Science society of America Journal*, 49, 1100-1105.

AHUJA, L.R. and SWARTZENDRUBER, D. (1972). "An improved form of soil-water diffusivity function". *Soil Science society of America Journal*, 36, 9-14.

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

ARYA, L.M. and PARIS, J.F. (1981). "A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data". *Soil Science society of America Journal*, 45, 1023-1030.

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

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

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

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

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

AUBERTIN, M., RICARD, J.F. and CHAPUIS, R.P. (1995). "A study of capillary properties of mine tailings: measurement and modeling". In: *Proceeding of the 48th Canadian Conference,* Vancouver, British Columbia, 17-24.

AUBERTIN, M., RICARD, J-F. and CHAPUIS, R.P. (1998). "A predictive model for the water retention curve : application to tailings from hard rock mines". *Canadian Geotechnical Journal.* 35, 55-69 (Erratum, 36: 401).

BEAR, J. (1988). "Dynamics of fluids in porous media". Dover, New York, 764p.

BEAR, J. (1979). "Hydraulics of Groundwater". McGraw-Hill, Series in Water Resources and Environmental Engineering. 567p.

BOUMA, J. (1989). "Using soil survey data for quantitative land evaluation". *Advances in soil Science,* 9, 177-213.

BROOKS, R. H. and COREY, A. T. (1964). "Hydraulic properties of porous media". *Hydrology Paper, 3,* Colorado State University, Fort Collins, Colorado

BROOKS, R. H. and COREY, A. T. (1966). "Properties of porous media affecting fluid flow". *Journal of the Irrigation and Drainage Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers,* 92 (IR2), 61-88.

BURDINE, N.T. (1953). "Relative permeability calculations from pore-size distribution data". *Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers,* 198, 71-78.

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

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

CEDERGREN, H. R. (1987). *"Drainage of highway and airfield pavements"*. Robert E. Krieger Publishing Company Malabar, Florida.289p.

CEDERGREN, H. (1989). "Seepage, drainage, and flow nets", third edition. Wiley-Interscience Publication. 465p.

CHAPUIS, R.P., et CHENAF, D., (1998). *"Étude numérique du pompage en régime permanant dans un aquifère à nappe libre"*. C.R. 51ième Conférence Canadienne de Géotechnique, Edmonton, pp 523-528.

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

CHILDS, E.C. (1936). "The transport of water through heavy clay soils I". *Journal of agricultural Science,* 26, 114-141.

CHILDS, E.C. and COLLIS-GEORGE, N. (1950). "The permeability of porous materials". In: *Proceeding of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences,* 201, 392-405.

CLIFTON, A.W., WILSON, G.W., and BARBOUR, S.L. (1999). *"The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics : Fredlund volume".* NRC Research Press, Ottawa, Ontario, Canada. 735p.

CYR, R. and CHIASSON, P. (1999). "Modeling subsoil drainage systems for urban roadways". Can. J. Civ. Eng. 26: 799-809.

DARCY, H. (1856). «Les Fontaines publics de la ville de Dijon». Dalmont, Paris.

DeJONG, R. (1982). "Assessment of empirical parameters that describe soil water characteristics". *Canadian Agricultural Engineering,* 24(2), 65-70.

DeJONG, R., CAMPBELL, C.A. and NICHOLAICHUK, W. (1983). "Water retention equations and their relationship to soil organic matter and particle size distribution for disturbed samples". *Canadian Journal of Soil Science,* 63, 291-302.

DELLEUR, J.W. (1999). "The Handbook of Groundwater Engineering". CRC Press. LLC, 3, 1-27.

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

EL-JABI, N. et ROUSELLE, J. (1990). «Hydrologie fondamentale». 2^{e} édition revue et corrigée. Édition de l'École Polytechnique de Montréal, Canada.

ESCARIO, V. and SÁEZ, J. "The shear strength of partly saturated soils". *Géotechnique,* 36, (3), 453-453-456.

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

FREDLUND, D.G. (1995). "The scope of the unsaturated soil mechanics : an overview". In : *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, France, 1155-177.

FREDLUND, M. D. (2001). *"Soil Vision Theory Guide Version 3.0"*. SoilVision Systems Ltd. Saskatoon, Saskatchewan, Canada.

FREDLUND, M. D., FREDLUND, D.G., HOUSTON, S. L. and HOUSTON, B. (2003). "Assessment of unsaturated soil properties for seepage modeling through tailings and mine wastes". U. S. pp. 149-157. Oct. 12-15.

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

FREDLUND, M.D., FREDLUND, D.G. and WILSON, G.W. (2000b). *"Estimation of Volume Change Functions for Unsaturated Soils"*. UNSAT-ASIA, Singapore, May 18-19, pp. 663-668

FREDLUND, M.D., FREDLUND, D.G. and WILSON, G.W. (2002). *"Use of the grain-size distribution for the estimation of soil-water characteristic curve"*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No.5, pp. 1103-1117.

FREDLUND, M.D., FREDLUND, D.G., WILSON, G.W. and SILLERS, W.S. (1996). *"Design of a Knowledge-Based System For Unsaturated Soil Properties"*. Third Canadian Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Montreal, Quebec, August 26-28, pp. 659-677.

FREDLUND, D.G. and MORGENSTERN, N.R. (1976). "Constitutive relations for volume change in unsaturated soils". *Canadian Geotechnical Journal*, 13, 261-276.

FREDLUND, D.G. and MORGENSTERN, N.R. (1977). "Stress state variables for unsaturated soils". *Journal of the American Society of Civil Engineers*, 3, 447-466.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. and WIDGER, R.A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils", *Canadien Geotechnical journal*, 15, 313-321.

FREDLUND, D.G. and RAHARDJO, H. (1993). "Soil mechanics for unsaturated soils". John Wiley & Sons, New York, 517 p.

FREDLUND, D.G., VANAPALLI, SK., XING, A. and PUFAHL, D.E. (1995). "Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve". In : *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soil,* Paris, France, 63-69.

FREDLUND, M.D., WILSON, G.W. and FREDLUND, D.G. (1997). *"Prediction of the Soil-Water Characteristic Curve from Grain-Size Distribution and Volume-Mass Properties"*. 3rd Brasilian Symposium on Unsaturated Soils. Rio de Janeiro, Brazil, April 22-25, pp. 13-26.

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

FREDLUND D.G., XING, A., FREDLUND, M.D. and BARBOUR, S.L. (1996). "The relationship of the Unsaturated Soil shear strength Function to the Soil-Water Characteristic Curve". *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 440-448.

FREDLUND, D.G., XING, A. and HUANG, S. (1994). "Predicting the Permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve". *Canadian Geotechnical Journal*, 31, 533-546.

FREEZE, R.A. and CHERRY, J.A. (1979). "Groundwater". Prentice-Hall Inc., New Jersey, 604 p.

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

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. (2004). *SEEP/W for Finite Element Seepage Analysis, Version 5.15: User's Guide.* Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd. 457p.

GREEN, R.E. and COREY, J. C. (1971). *"Calculation of hydraulic conductivity : A further evaluation of some predictive methods"*. Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 35, pp. 3-8.

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

HO, P.G. (1979). *"The prediction of hydraulic conductivity from soil moisture-suction relationships"*. B.Sc. thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask.

HO, D.Y.F. and FREDLUND, D.G. (1982). "A multistage triaxial test for unsaturated soils". *Geotechnical Testing Journal*, 5(1/2): 18-25, 1982.

HOGARTH, W., HOPMANS, J. and PARLANGE, J-Y. (1988). "Application of a simple soil water hysteresis model". *J. hydrol., Vol. 98, pp. 21-29.*

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

JEUFFROY, G. (1974). "Conception et construction des chaussées". Tome I. Éditions Eyrolles, 450 p.

KOVACS, G. (1981). "Seepage Hydraulics". Developments in water science 10, Elsevier North-Holland Inc., New York, 730 p.

KUNZE, R.J., UEHARA, G. and AGRAHAM, K. (1968). "Factors important in the calculation of hydraulic conductivity". *Soil Science Society of America Proceedings,* 32 (1), 760-765.

LAFLEUR J., LEBEAU M. & SAVARD Y. (1998). *"Comparison of different internal drainage systems based on FEM simulations"*. Proceedings of the international Symposium on Drainage of Roads, AIPCR. Grenada, Spain. pp153-162.

LAFLEUR, J., MLYNAREK JACEK & ROLLIN ANDRÉ L. (1989). *"Filtration of Broadly Graded Cohesionless Soils"*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, No 12, pp 1747-1768.

LAM, L., FREDLUND, D.G. and BARBOUR, S.L. (1987). "Transient seepage model for saturated-unsaturated soil systemes: A geotechnical engineering approach". *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 565-580.

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

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

LEONG, E.C. et RAHARDJO, H. (1997b). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical et Geoenvironmental Engineering*, 123: 1118-1126.

MACE, A., RUDOLPH, D.L., KACHANOSKI, R.G. (1998). "Suitability of parametric models to describe the hydraulic properties of an unsaturated coarse sand and gravel". *Groundwater*. 36:3. 465 - 475.

MAQSOUD, A., BUSSIÈRE, B.MBONIMPA, M., AUBERTIN, M. (2004). "*Hysteresis effects on the water retention curve: a comparison between laboratory results and predictive models*". Proceeding of 57th Canadian Geotechnical Conference-5th Joint CGS/IAH-CNC CONFERENCE, pp. 8-15.

MARSHALL, T.J., HOLMES, J.W., ROSE, C.W. (1996). *Soil physics*. 3rd ed. Cambridge University Press, 453 p.

MARTIN, V. (2003). "*Étude Des propriétés non saturés des stériles miniers*". 218 p. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P. (2000a). "Simple hydraulic functions derived from basic tailings properties" *6th Environmental engineering specialty conference of the CSCE and 2nd Spring conference of the geoenvironmental division of the CGS*. London, Canada: Société Canadienne de Géotechnique,pp. 183–189.

MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P., BUSSIÈRE, B. (2000b). "Développement de fonctions hydriques utilisant les propriétés géotechniques de base". *1re Conférence conjointe AIH-CNC et SCG sur l'eau souterraine*. Montréal : Société Canadienne de Géotechnique, pp. 343-350.

MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P., BUSSIÈRE, B. (2002). "Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity". *Geotechnical and Geological Engineering*. 20, pp. 235–259.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC (2004). «Construction routière». Les publications du Québec, Québec, Canada.

MUALEM, Y. (1976). "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". *Water Resources Research.* 12, pp. 513-522.

MUALEM, Y. 1977. "Extension of the similarity hypothesis used for modeling the soil water characteristics", Water Resour. Res., pp. 773-780.

MUALEM, Y. (1986). "Hydraulic conductivity of unsaturated soils : Prediction and formulas". *Methods of Soil Analysis, Part I, 2nd Edition, A. Klute (ed.), Agron. Monogr. No. 9*, ASA and SSSA, Madison, WI, 799-823.

MUALEM, Y. (1992). "Modeling the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". In : *Proceedings the International Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils.* University of California, Riverside, California, pp. 15-36.

MUALEM, Y. and MOREL-SEYTOUX, J.H. (1978). "Analysis of a capillary hysteresis model based on a one-variable distribution fonction". *Water Resources Research*, 14(4), pp. 605-610.

MUSY, A. (1991). "Physique du sol". Presses polytechniques et universitaires romandes, 335 p.

PAQUET, M. et SAVARD, Y. (1994). «Caractérisation des matériaux en sous-fondation». Rapport interne (stage), Laboratoire des chaussées, Ministère des Transports du Québec.

PARK, K.D. and FLEMING, I.R. (2004)."Determination of the unsaturated properties of a nonwoven polypropylyne geotextile for use as part of a géocomposite capillary barrier". 57ième Congrès Canadien de Géotechnique, 57ième Congrés Conjoint SCG/AIH-CNN, 36-43.

PARLANGE, J.-Y. (1976). "Capillary hysteresis and the relationship between drying and wetting curves". *Water Resources Research*, 12 (2), pp. 224-228.

PARLANGE, J.-Y. (1980). "Water transport in soils". *Annual Review of Fluid Mechanics*, 12, pp. 77-102.

PAUL-LOUIS, G. (2001). "*Maillage et adaptation*". Hermes-Lavoisier, 351 p.

RICHARDS, L.A. (1931). "Capillary conduction of liquids through porous mediums". *Physics*, 1, pp. 318-333.

RIJTEMA, P.E. (1965). "An analysis of actual evapotranspiration". Rep. 659, *Cent. For Agri. Publ. and Doc.*, Wageningen, Netherlands.

ROSS, P.J. (1990). "Efficient numerical methods for infiltration using Richards' equation". *Water Ressources Research*, 26 (2), pp. 279-290.

SAVARD Y. (1996). "Les développements en drainage de chaussées à Transports Québec". Dans : *Recueil des communications du 31e congrès Annuel de l'A.Q.T.R., TOME 2, Québec, Qc, Canada, 24-25 mars 1996 :* 125-149.

SWANSON, D.A., SAVCI, G., and DANZIGER, G. (1999). "Predicting the soil-water characteristics of mine soils". Proceedings of the Sixth International Conference on Tailings and Mine Waste Conference Ft. Collins, Colorado, January 24-27, pp. 345-349.

TERZAGHI, K. (1936). "The shear resistance of saturated soils". In : *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Massachusetts, 1, 54-56.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G. and BARBOUR, S.L. (1996). "A rationale for an extended soil-water characteristic curve". In : *Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical journal*, 33, 379-392.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND D.G., PUFAHL, D.E. and CLIFTON, A.W. (1996). "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction". *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 379, 392.

VANAPALLI, S.K., WRIGHT, A., FREDLUND, D.G. (2000). "Shear strength behavior of a silty soil over the suction range from 0 to 1 000 000 kPa". *53rd CGS conference.* Montreal : Société Canadienne de Géotechnique. P. 1161-1168.

van GENUCHTEN, M.Th (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898.

van GENUCHTEN, M. Th. and LEIJ, F.J. (1992). "On estimating the hydraulic properties of unsaturated soils". In : *Proceedings of the International Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated soils.* University of California, 1-14.

van GENUCHTEN, M. Th., LEIJ and YATES, S.R. (1991). "The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils". Environmental Protection Agency. EPA/600/2-91/065, 55 p.

van GENUCHTEN, M. Th. and NIELSEN, D.R. (1985). "On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils". *Annales Geophysicae,* 3 (5), 615-628.

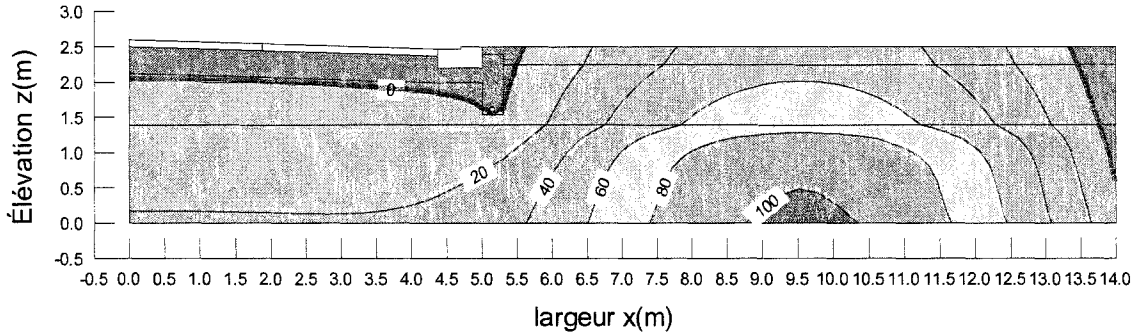
VUCOVIC MILAN, & SORO ANDJELKO (1992). *"Determination of hydraulic conductivity of porous media from grain size distribution"*. Water Resources Publications, Littleton, Colorado.

ZAPATA, C.E., HOUSTON, W.N., HOUSTON S.L. and WALSH, K.D. (2000). "Soil-Water Characteristic Curve Variability". Advances in Unsaturated Geotechnics, Denver, Colorado, August 5-8, pp. 84-123

ANNEXE RÉSULTATS DES SIMULATION ÉFFECTUÉES EN MILIEU URBAIN

Tuyau de drainage perforé enfoui en rive de chaussée

Simulation S-3 , D(150 mm) :



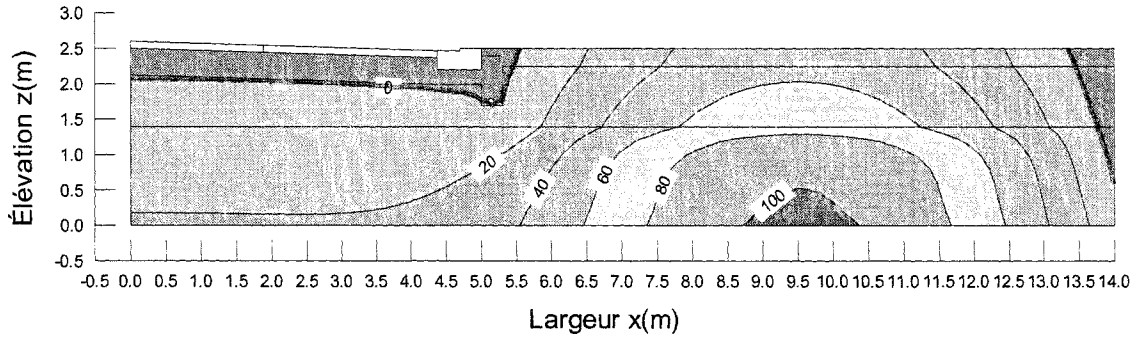
A. 1 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique suite à 2 heures de drainage (t = 26 heures). Cas de la simulation S-3.

Dans le cas de la simulation S-3, La surface d'eau normalisée évaluée à partir de la position de la ligne phréatique (figure A.1) atteint une valeur de 1% suite à 2 heures de drainage. Les contours de pressions représentés à la même figure montrent qu'un drainage de deux heures est suffisant pour que la fondation soit sous l'effet des pressions négatives.

Simulation S-4, D(300 mm) :

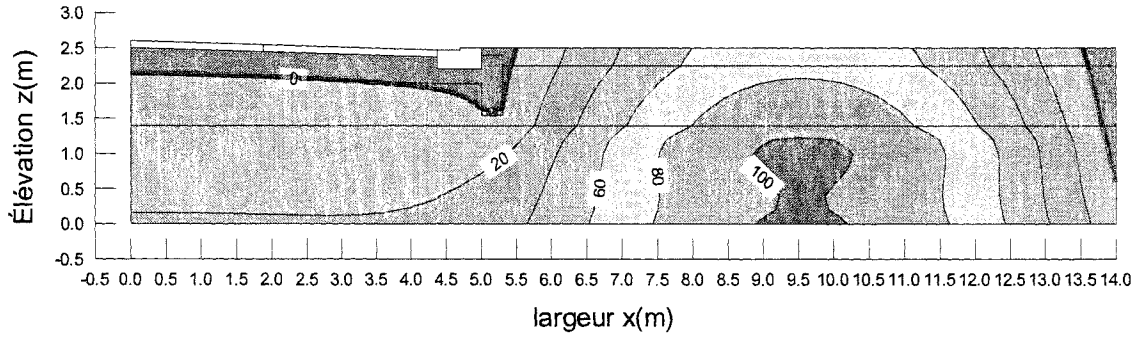
Dans le cas du tuyau de drainage perforé enfoui à une profondeur de 300 mm en rive de chaussée, et suite à deux heures de drainage, la surface d'eau normalisée atteint 1% (figure A.2). Cette derniere valeur de a_w, correspond à la position limite de la ligne phréatique. À partir de t = 27 heures; la ligne phréatique se trouve pratiquement dans le

sol d'infrastructure. Les contours de pression (figure A.2) montrent qu'à partir de 2 heures de drainage, les pressions dans la fondation seront négatives.



A. 2 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique suite à 2 heures de drainage (t = 26 heures). Cas de la simulation S-4.

Simulation S-5, D(450 mm) :

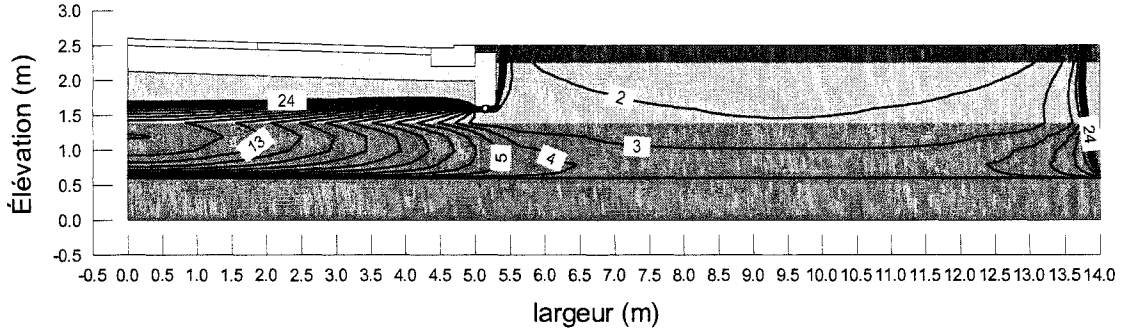


A. 3 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique suite à 1 heure de drainage (t = 25 heures). Cas de la simulation S-5.

La figure A.3 montre la position de la ligne phréatique suite à 1 heure de drainage. Pour ce dernier temps, la surface d'eau normalisée vaut seulement 4%. Les isobares représentées à la figure A. 3 montrent que le sol d'infrastructure est pratiquement saturé et que la fondation est en dépression ($u_w < u_a$).

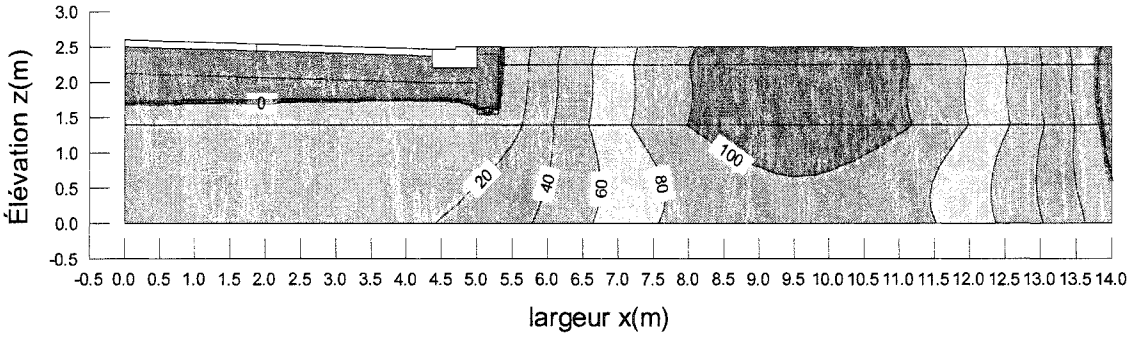
Contributions relatives à l'infiltration

Simulation S-8 : Chaussée non fissurée avec un systeme de drainage D(450 mm). L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant.



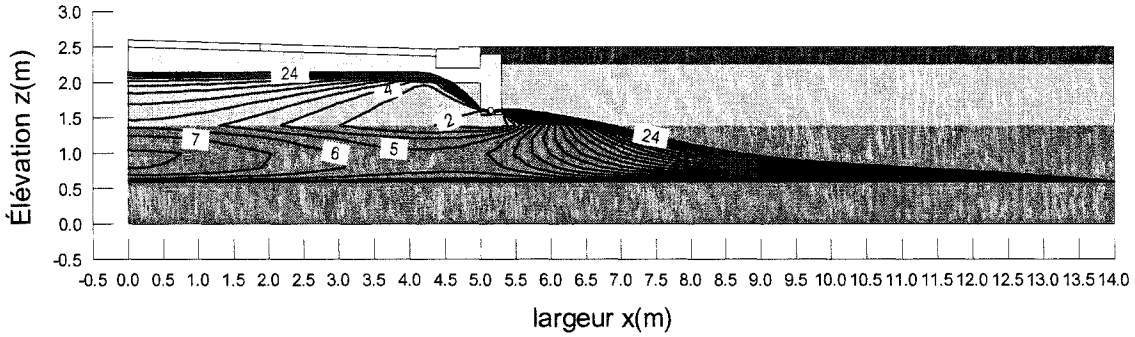
A. 4 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à une précipitation de 24 heures. Cas de la simulation S-8.

Tel que montré à la figure A.4, l'infiltration des eaux dans le sol n'affecte pas considérablement le profil hydrique de la fondation, en effet la ligne phréatique demeure pratiquement dans le sol d'infrastructure durant la précipitation et les pressions interstitielles dans la fondations demeurent négatives (figure A.5).



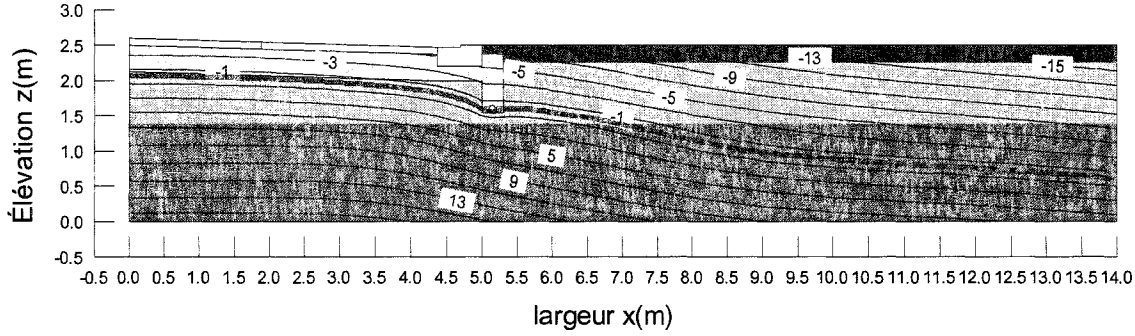
A. 5 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-8.

Simulation S-9 : Section avec un système de drainage D(450 mm). La seule source d'infiltration provient de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure de bord existante dans le PU.



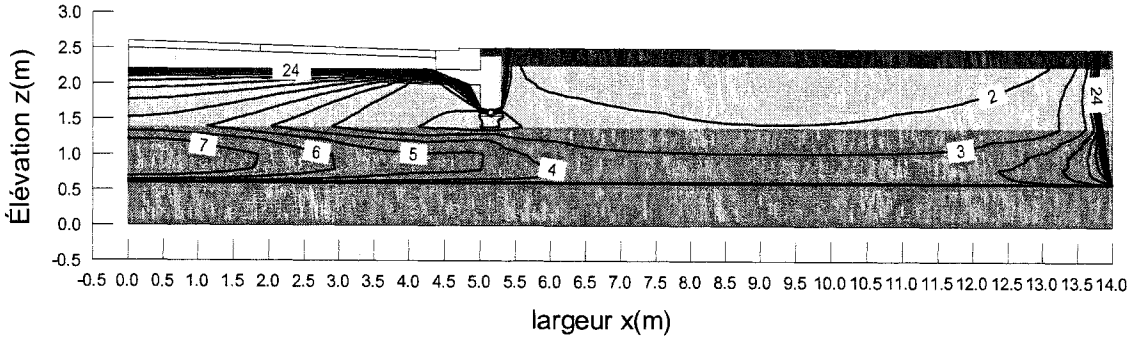
A. 6 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à une précipitation de 24 heures. Cas de la simulation S-9.

La surface d'eau normalisée atteint une valeur maximale de 18.8% à la fin de la précipitation, pour t = 24 heures (figure A.6). Suite à une heure de drainage (t = 25 heures), a_w atteint une valeur minimale de 0.8%. La figure A.7 montre la position de la ligne phréatique et des isobares suite à une heure de drainage.



A. 7 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique suite à 1 heure de drainage. Cas de la simulation S-9.

Simulation S-10 : Section avec un système de drainage D(450 mm). L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure de bord existante dans le PU.

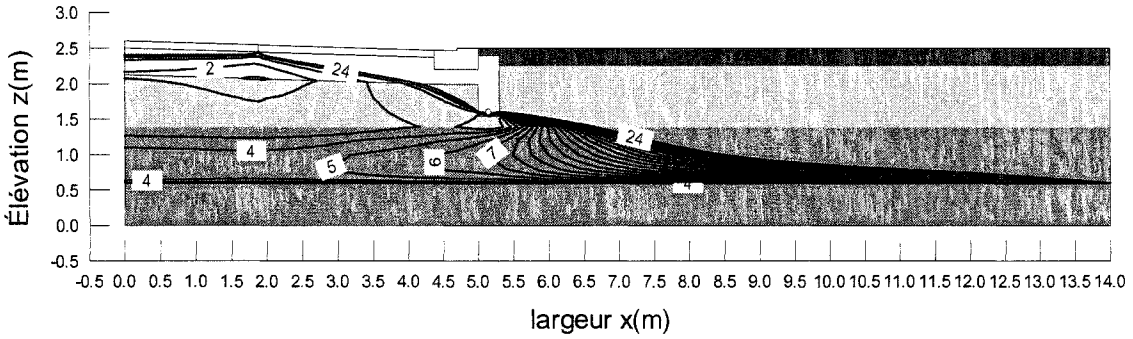


A. 8 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à une précipitation de 24 heures. Cas de la simulation S-10.

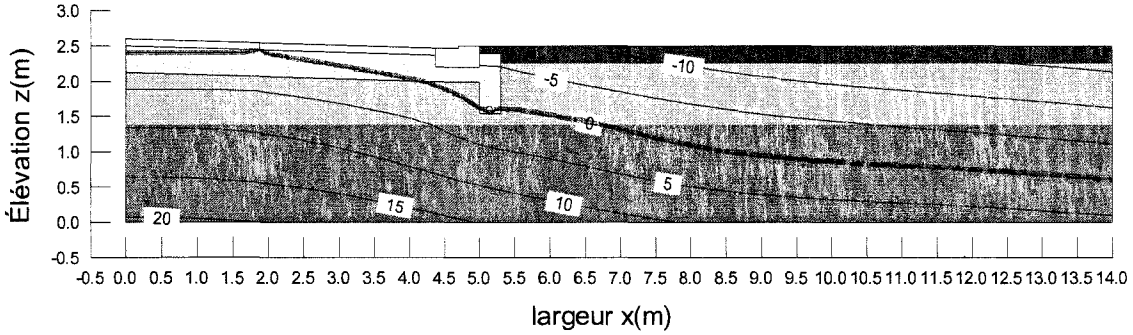
La surface d'eau normalisée atteint une valeur maximale de 34.57% à la fin de la précipitation (figure A.8); donc la présence de la fissure de bord fait augmenter a_w(max) de 15.77% ($a_w(t = 24 \text{ heures}) = 18.8\%$ dans le cas de la simulation S-9). Suite à une heure de drainage (t = 25 heures), la valeur de a_w chute de 34.57% à 1%.

Simulation S-11 : Section avec un système de drainage D(450 mm). La seule source d'infiltration provient de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure intermédiaire existante dans le PU.

La surface d'eau normalisée atteint un maximum $a_w(t = 24 \text{ heures}) = 48.75\%$ (figure A.9) et une valeur de 0.53%, suite à une heure de drainage. La présence de la fissure intermédiaire fait augmenter a_w(max) de 34.75% (cas de la simulation S-10) à 48.75% (cas de la simulation S-11). La figure A.10 montre la position de la ligne phréatique et la des isobares à la fin de la précipitation.

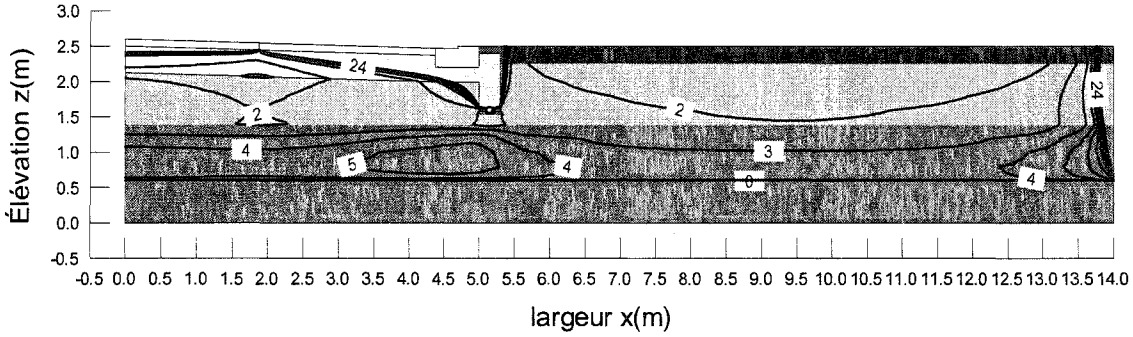


A. 9 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-11.



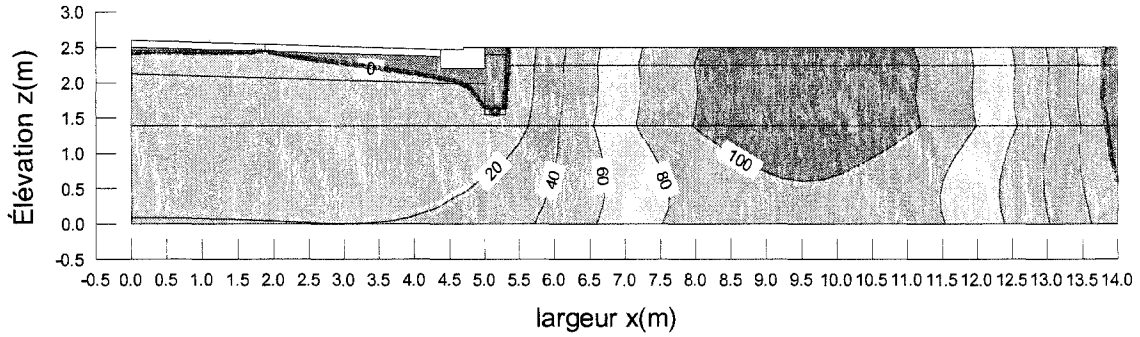
A. 10 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-11.

Simulation S-12 : Section avec un système de drainage D(450 mm). L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure intermédiaire existante dans le PU.



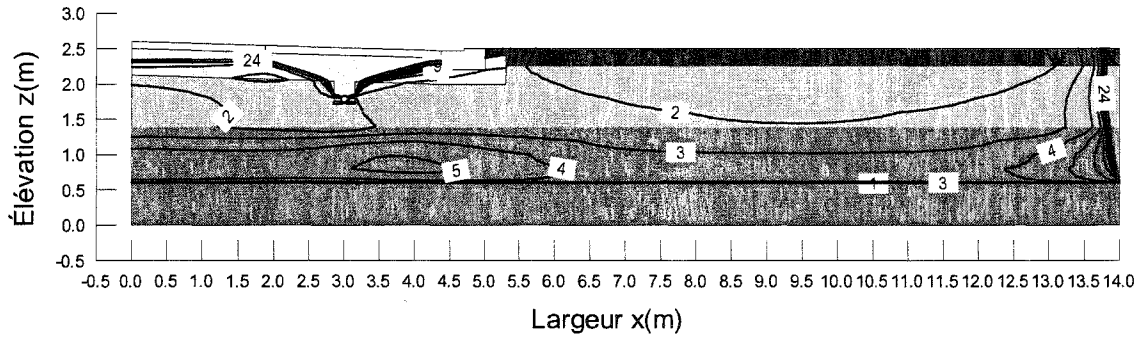
A. 11 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à une précipitation de 24 heures. Cas de la simulation S-12.

La valeur maximale de la surface d'eau normalisée est atteinte à la fin de la précipitation. On a $a_w(t = 24 \text{ heures}) = a_w(\max) = 56.9\%$ (figure A.11). L'effet du debit imposé sur le terrain avoisinant fait augmenter la surface d'eau normalisée maximale de 48.75% (cas de la simulation S-11) à 56.9% (cas de la simulation S-12). Les isobares et la ligne phréatique à la fin de la précipitation sont montrées à la figure A.12.



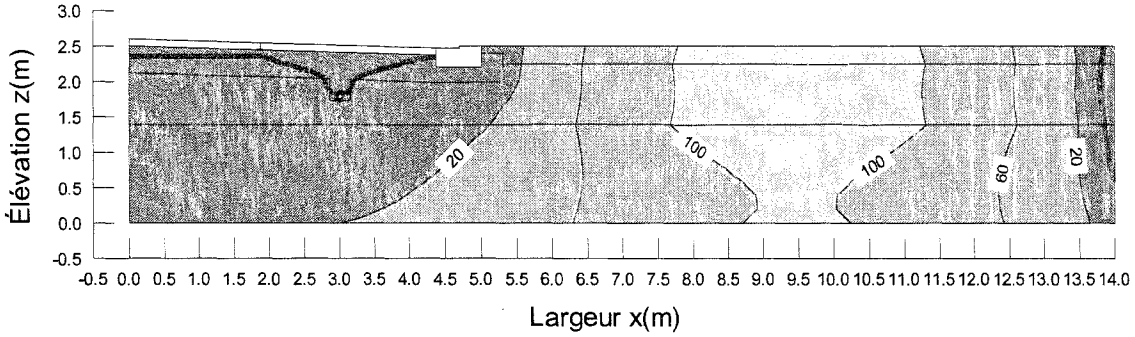
A. 12 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-12.

Simulation S-13 : Section avec un système de drainage D(alter.). L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure intermédiaire existante dans le PU.



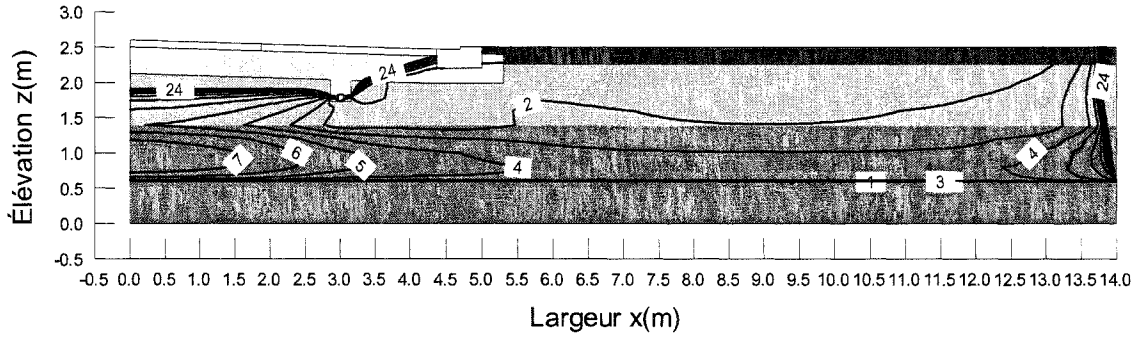
A. 13 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-13.

Dans le cas de la simulation S-13, $a_w(\text{max}) = a_w(t = 24 \text{ heures}) = 52.7\%$ (figure A.13). Suite à une heure de drainage, on a $a_w(t = 25 \text{ heures}) = 12.63\%$. Les isobares à la fin de la précipitation, sont représentées à la figure A.14.



A. 14 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-13.

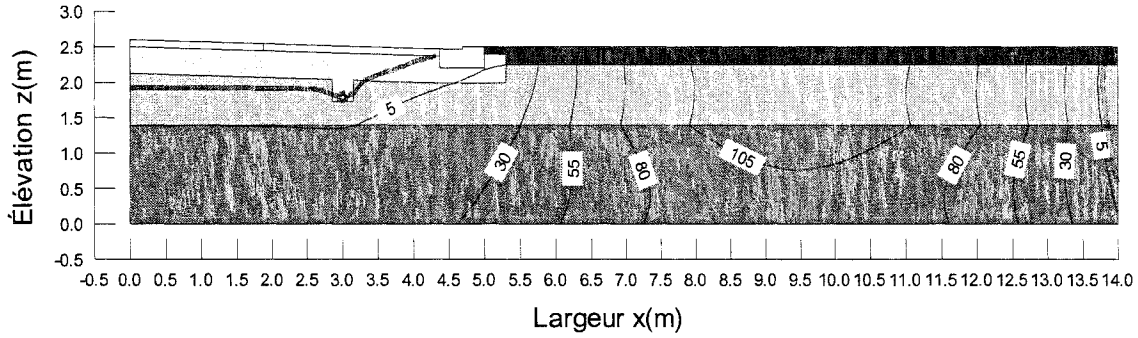
Simulation S-14 : Section avec un système de drainage D(alter.). L'infiltration provient du débit de précipitation appliqué sur le terrain avoisinant et de la surcharge de 50 mm appliquée sur la seule fissure de bord existante dans le PU.



A. 15 Variation de la ligne phréatique en fonction du temps suite à 24 heures de précipitation. Cas de la simulation S-14.

En présence d'une seule fissure de bord, les surfaces A_{dw} sont situées du côté du terrain avoisinant et en rive de chaussée et loin de la zone soumise à l'effet des charges dynamiques (figure A.15). Par contre, dans le cas des simulations S-11, S-12 et S-13

(présence d'une fissure intermédiaire), les surfaces A_{dw} sont situées dans la zone de la voie de roulement qui est soumise à l'effet des charges dynamiques lourdes.



A. 16 Isobares [kPa] et position de la ligne phréatique à 24 heures. Cas de la simulation S-14.

Dans le cas de la simulation S-14, la surface d'eau normalisée atteint une valeur maximale de 22.47%, suite à 24 heures de précipitation (figure A.15). Cette valeur sera réduite à 12%, suite à une heure de drainage (t = 25 heures). Les isobares et la position de la ligne phréatique à 24 heures sont représentées à la figure A.16.