



Titre: Etude des différents facteurs influençant les essais de traceur non réactif en conditions non saturées
Title:

Auteur: Isabelle Masse
Author:

Date: 2003

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Masse, I. (2003). Etude des différents facteurs influençant les essais de traceur non réactif en conditions non saturées [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/7141/>
Citation:

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7141/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert P. Chapuis
Advisors:

Programme: Unspecified
Program:

**In compliance with the
Canadian Privacy Legislation
some supporting forms
may have been removed from
this dissertation.**

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

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DES DIFFÉRENTS FACTEURS INFLUENÇANT LES ESSAIS DE
TRACEUR NON RÉACTIF EN CONDITIONS NON SATURÉES

ISABELLE MASSE

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

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

AOÛT 2003



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

Acquisitions et
services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-612-86417-0

Our file Notre référence

ISBN: 0-612-86417-0

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

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

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

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire est intitulé :

ÉTUDE DES DIFFÉRENTS FACTEURS INFLUENÇANT LES ESSAIS DE
TRACEUR EN CONDITIONS NON SATURÉES

présenté par : MASSE Isabelle

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. CHAPUIS, Robert P., Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BUSSIÈRE, Bruno, Ph.D., membre

Remerciements

Je tiens à remercier mon directeur de recherche, M Robert Chapuis, pour sa générosité et son soutien tout au long du projet. Que de journées rendues heureuse grâce à son conseil judicieux.

Un immense merci également pour les techniciens Lucette De Gagné, Antonio Gatien et Christian d'Allaire. Des remerciements particuliers vont aussi au technicien du laboratoire de la chaire CRSNG/polytechnique/UQAT en environnement et gestion des rejets miniers, Étienne Bélanger, pour sa patience, sa curiosité et ses solutions efficaces.

À mes collègues et amis qui ont partagé avec moi toutes les étapes, les incertitudes et les joies de ce projet. Un merci particulier à Julie, à Romain et à Vincent pour leur amitié qui m'est chère.

Enfin, un gros merci à mes parents, à mes sœurs et à mon frère pour leur amour et leur soutien de même qu'à mon compagnon Maxime qui croit en moi et me supporte quotidiennement

La réalisation de ce projet a été financièrement rendue possible grâce aux fonds du CRSNG et aux fonds de recherche de M. Robert Chapuis.

Résumé

Le devenir d'un contaminant dans le sol est influencé par de très nombreux facteurs de nature tant chimique que physique. Ce mémoire s'intéresse uniquement aux paramètres physiques du transport des contaminants et en particulier à l'influence de la teneur en eau sur la dispersivité. Deux objectifs principaux ont orienté les travaux :

- Concevoir un modèle physique et une méthode expérimentale qui permettent d'étudier le transport en conditions non saturées.
- Identifier puis éliminer, ou contrôler, tous les facteurs autres que la teneur en eau qui peuvent influencer la dispersivité.

L'étude expérimentale, en laboratoire, de la dispersivité en fonction de la teneur en eau comporte deux difficultés majeures. La première, qui n'est pas résolue dans le présent mémoire, est la mesure in situ de la concentration en traceur, nécessaire au calcul de la dispersivité. Des pistes de recherche sur ce sujet sont présentées au chapitre 1. La seconde, qui porte sur la distribution spatiale de la teneur en eau, comporte deux volets. D'abord, l'obtention d'une teneur en eau constante sur une certaine distance de transport, puis, l'évaluation et la mesure exacte de cette teneur en eau.

Le montage réalisé vise à obtenir une teneur en eau constante sur une distance permettant la mesure de la dispersivité. Le montage consiste en un prisme rectangulaire de 119.8 cm×11.37 cm×1.19 cm dont les parois sont faites de plexiglas. Des piézomètres sont installés à tous les 10 cm et permettent de faire la lecture de la charge hydraulique en fonction de l'élévation. Un système de goutte à goutte est utilisé afin d'obtenir une infiltration à faible débit et constante dans le temps.

La modélisation numérique de l'infiltration dans cette colonne permet de prédire la valeur de la teneur en eau et la distance sur laquelle elle est constante. Toutefois, le profil de teneur en eau obtenu par la modélisation numérique des essais d'infiltration est fortement dépendant de la fonction de perméabilité évaluée pour le sol. De plus, des effets d'hystérésis rendent l'évaluation de la fonction de perméabilité très complexe. En somme, une mesure directe ou indirecte de la teneur en eau sera nécessaire pour valider la méthode.

Avant de prétendre isoler l'influence de la teneur en eau sur la dispersivité d'un médium poreux, il faut, d'une part, identifier puis éliminer ou contrôler toutes autres sources affectant la dispersivité. Trois sources principales ont été identifiées : l'hétérogénéité du sol, l'échelle du problème et la géométrie du montage.

Afin de réduire au minimum l'influence de l'hétérogénéité du sol, nous avons utilisé des billes de verre de forme sphérique et à granulométrie uniforme. Une caractérisation complète des billes de verre a été réalisée par des essais de laboratoire : granulométrie, masse volumique des solides, indice des vides maximal et minimal, conductivité hydraulique saturée et essais de traceur en conditions saturées. Une attention particulière a été portée à la détermination des paramètres hydrauliques en conditions non saturées tels la courbe de rétention d'eau (CRE) et la fonction de perméabilité $k(\psi)$.

Deux méthodes expérimentales ont été développées pour déterminer la fonction de perméabilité. La première méthode consiste à drainer une colonne de sol, en notant la variation du volume d'eau drainée en fonction du temps. Des modélisations numériques sont ensuite réalisées en utilisant les fonctions de perméabilité prédites par les modèles existants (Childs et Collis-Georges, Mualem, Burdine; Fredlund et al. et le modèle macroscopique de Mualem.). La comparaison des courbes du volume d'eau drainée en fonction du temps, expérimentale et simulées, permet ensuite de

choisir la fonction de perméabilité donnant les résultats simulés qui correspondent le mieux aux résultats expérimentaux

La seconde méthode consiste à réaliser des essais d'infiltration dans le modèle conçu pour les essais de traceur. Si le débit est suffisamment faible, une zone d'écoulement en conditions non saturées est créée sur une certaine élévation dans la colonne. En régime permanent, connaissant le débit spécifique et les valeurs des charges hydrauliques pour chacun des piézomètres dont l'élévation est connue, on peut calculer la conductivité hydraulique correspondant à la succion moyenne. La loi de Darcy est utilisée pour calculer la conductivité hydraulique et l'équation de Bernoulli est utilisée pour calculer la succion. Cet exercice, répété avec des débits différents, fournit des points expérimentaux pour définir la fonction de perméabilité.

Dépendant de la méthode utilisée, drainage ou infiltration, la fonction de perméabilité des billes de verre n'est pas tout à fait pareille. Dans le premier cas la pression correspondant à la chute de la conductivité hydraulique est de -0.21 m alors que dans les essais d'infiltration cette pression est de -0.30 m. Cette différence est potentiellement attribuable aux différents phénomènes (drainage vs drainage et mouillage) qui interviennent dans chacune des méthodes. Une différence dans la compaction des montages peut également produire des fonctions de perméabilité différentes.

La réalisation d'un essai de traceur, en conditions saturées, dans le montage, suivie de la modélisation numérique de cet essai, a permis d'étudier l'influence de la géométrie du montage. Pour isoler la dispersivité des billes de verre de celle causée par la géométrie du montage, nous avons simulé le transport du traceur dans la colonne en attribuant aux billes de verre différentes valeurs de dispersivité (α_{billes}). Les résultats de la simulation indiquent une dispersivité (α_{total}) plus grande que α_{billes} puisque les résultats obtenus tiennent compte de la dispersion causée par la géométrie du

montage. En refaisant la simulation avec différentes valeurs de α_{billes} on obtient une relation $\alpha_{\text{billes}} / \alpha_{\text{total}}$ qui permet de prédire un α_{billes} correspondant au α_{total} mesuré expérimentalement.

Les effets d'échelle, soit l'influence de la distance du transport sur la valeur de la dispersivité, n'ont pas été étudiés de manière systématique. Toutefois, les résultats d'un essai de traceur en conditions saturées dans une colonne courte (30.5 cm) sont comparés avec ceux obtenus dans la grande colonne (119 cm).

En somme, sans régler tous les problèmes liés à la réalisation d'essais de traceur en milieu non saturé, ce mémoire propose des pistes de réflexion et de travail qui serviront dans l'élaboration d'une méthode expérimentale permettant d'étudier l'influence de la teneur en eau sur la dispersivité.

Abstract

Many chemical and physical factors can influence the migration of contaminants in soil. This paper addresses only those physical parameters which affect the transport of contaminants, particularly how water content affects dispersivity. The work was conducted in accordance with the two following objectives:

- Establishing a physical model and an experimental method designed to study transport in unsaturated conditions;
- Identifying and then eliminating or controlling all factors aside from water content which can affect dispersivity.

The laboratory-based, experimental study of dispersivity as influenced by water content entails two principal challenges. The first, not addressed in this thesis, is the in situ measurement of tracer concentrations, which measurement is required for calculating dispersivity. Chapter 1 of this paper does however suggest several leads for future research. The second challenge can be divided into two parts: firstly, obtaining a constant water content value over a certain distance, and then evaluating and obtaining an exact measurement of this water content.

A physical model was constructed with the intent of obtaining a constant water content value over a distance which allows the adequate measurement of dispersivity. This model is a Plexiglas column measuring 119.8 cm×11.37 cm×1.19 cm. Piezometers were installed every 10 cm in order to measure hydraulic head in relation to elevation. Water is introduced drop by drop to ensure that the seepage would occur at low velocity and be constant over time.

With the computer simulation of the seepage in this column it is possible to predict the water content value and the distance at which it becomes constant. However, the water content profile provided by the digital modelling of seepage tests is highly dependent of the permeability function attributed to the soil. Furthermore, establishing the permeability function is made more complex by hysteresis effects. Thus it is necessary to obtain a direct or indirect measurement of water content in order to validate the method.

Before isolating the influence of water content on dispersivity within porous media, it is necessary to identify and eliminate or control all other factors which have an impact on dispersivity. Three main variables have been identified: heterogeneity of the soil, scale of the experiment and geometry of the installation.

Spherical, uniformly sized glass beads were selected in order to reduce the influence of soil heterogeneity to a minimum. The glass beads were analyzed during a full range of laboratory tests: grain size distribution, density, maximum and minimum void ratios, hydraulic conductivity and tracer experiments in saturated conditions. Careful attention was paid in determining the hydraulic parameters in unsaturated conditions, taking into account such data as the Moisture Retention Curve and the permeability function $k(\psi)$.

The permeability function was calculated using two experimental methods. The first method consisted of observing the drainage of a vertical sand column and documenting variations in the volume of water seepage over time. Computer modelling is then carried out, using the permeability functions determined by existing models (Childs and Collis-Georges, Mualem., Burdine; Fredlund et al. and Mualem's macroscopic model). By comparing the curves showing water seepage over time from both the experimental and computer data sources, we can then select the permeability function which best reflects the experimental results.

In the second method, seepage tests are carried out in the model designed for tracer experiments. Given sufficiently low flow rates, it is possible to recreate an unsaturated flow zone within a certain elevation of the sand column. Given a steady state, with known flow rates and specific hydraulic head values for each of the piezometers whose elevation is also known, it is possible to calculate the water permeability in relation to the suction. Darcy's law is then applied in calculating the conductivity while Bernoulli's equation is used to calculate the suction value. This exercise is conducted using several flow rate values, providing experimental data which can then be used to determine the permeability function.

The measurement of the permeability of the glass beads will vary depending on the chosen method of evaluation, by drainage or seepage. In the case of drainage the pressure at which the value of k fall radically is measured at -0.21 m while seepage tests indicate that pressure at -0.3 m. This variation may be caused by different phenomenon (drainage; drainage and seepage) which occur in each methods.. Differences in compaction ratios in the physical model may also produce different permeability functions.

In order to determine how the geometrical characteristics of the installation influenced the results, a tracer transport experiment was conducted in saturated conditions in the physical installation, followed by the digital modelling of this experiment. To isolate the dispersivity of the glass beads from the dispersivity attributable to the geometrical features of the physical installation, we conducted several simulations of the transport of the tracer in the column, each time assigning different dispersivity values to the glass beads (α_{beads}).. This simulation resulted in a dispersivity value (α_{total}) greater than α_{beads} since the results obtained factored in the dispersion caused by the geometrical features of the installation. Additional simulations using different values

of α_{beads} provided a relationship equation $\alpha_{\text{beads}} / \alpha_{\text{total}}$ which can be used to obtain a value α_{beads} corresponding to the value α_{total} which was obtained experimentally.

The impact of scale was not studied systematically, such as how the transport distance can affect dispersivity values. However, we have included the results of one tracer experiment in saturated conditions in a short column (30.5 cm) and compared them with results obtained in the long column (119 cm).

In conclusion, while this thesis does not address all problems related to tracer experiments in unsaturated conditions, it does identify some directions for the future development of experimental methods used to study the influence of water content on dispersivity.

Table des matières

REMERCIEMENTS.....	iv
RÉSUMÉ.....	v
ABSTRACT.....	ix
TABLE DES MATIÈRES.....	xiii
LISTE DES TABLEAUX	xx
LISTE DES FIGURES	xxiv
LISTE DES SYMBOLES ET DES SIGLES.....	xxxiv
LISTE DES ANNEXES.....	xl
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	3
1.1 Théorie de l'écoulement saturé et non saturé	3
1.1.1 Profil de l'eau dans le sol.....	3
1.1.2 Écoulement de l'eau en conditions saturées	5
1.1.2.1 Notion de charge hydraulique, équation de Bernoulli	5
1.1.2.2 Ecoulement saturé, loi de Darcy	6
1.1.3 Écoulement en conditions non saturées	7
1.1.3.1 Extension de l'équation de Darcy et équation de continuité.....	8
1.1.3.2 Courbe de rétention d'eau.....	10

1.1.3.3	Fonction de perméabilité.....	11
1.1.3.4	Effets d'hystérésis dans les fonctions hydriques	13
1.1.3.5	Infiltration	15
1.2	Théorie des essais de traceur non réactif	20
1.2.1	Mécanismes du transport	21
1.2.1.1	Advection.....	21
1.2.1.2	Dispersion hydrodynamique	22
1.2.2	Mesures des paramètres du transport.....	28
1.2.2.1	Modèles déterministes, solution d'Ogata-Banks (1961).....	30
1.2.2.2	Modèles statistiques, méthode de Bear.....	32
1.2.3	Problèmes liés à l'expérimentation.....	35
1.2.3.1	Problème du milieu homogène	35
1.2.3.2	Problème d'échelle.....	35
1.2.3.3	Problème de géométrie du montage.....	36
1.2.3.4	Problème du taux d'infiltration constant.....	37
1.3	Transport de soluté en conditions non saturées	37
1.3.1	Quelques considérations théoriques.....	38
1.3.2	Modèle du transport en condition d'équilibre.....	39
1.3.3	Modèle des zones d'eau mobile et immobile (MIM).....	40
1.3.4	Quelques résultats	42
1.3.5	Problèmes liés à l'expérimentation en milieu non saturé	44
1.3.5.1	Mesure de la teneur en eau volumique	44
1.3.5.2	Mesure de la concentration en traceur	45
1.4	Modélisation numérique	47
1.4.1	SEEP/W	47
1.4.2	CTRAN/W	48

CHAPITRE 2 PROPRIÉTÉS ET CARACTÉRISTIQUES DES BILLES DE VERRE50

2.1	Courbe granulométrique	50
2.2	Masse volumique des grains ρ_s	52
2.3	Indice des vides maximal, e_{\max} et minimal, e_{\min}	53
2.4	Conductivité hydraulique en milieu non saturé et saturé.....	53
2.5	Essais de traceur, en condition saturée, dans la colonne de 30.5 cm	54
2.5.1	Calculs effectués	56
2.5.2	Essai avec NaCl	56
2.5.2.1	Calibrage du conductivimètre	56
2.5.2.2	Courbe de montée	57
2.5.2.3	Courbe de rinçage	59
2.5.3	Essai avec le Lithium	60
2.5.3.1	Courbe de montée	60
2.5.3.2	Courbe de rinçage	61
2.5.4	Conclusion des essais de traceur dans la colonne courte.....	62
2.6	Sommaire des résultats de la caractérisation des billes de verre	64

CHAPITRE 3 ESSAI DE DRAINAGE ET DE RÉTENTION D'EAU65

3.1	Montage	66
3.1.1	La colonne.....	66
3.1.2	Le compactage	69
3.1.3	Saturation	69
3.1.4	Essai de perméabilité	70

3.2	Essai de drainage.....	70
3.3	Courbe de rétention d'eau	71
3.4	Modèles de prédiction de la courbe de rétention d'eau	72
3.4.1	Modèles de prédiction à partir des propriétés géotechniques de base .	73
3.4.1.1	Modèle de Arya et Paris (1981).....	73
3.4.1.2	Modèle de Kovacs modifié MK-2 (Mbonimpa et al, 2000; Aubertin et al, 2001)	76
3.4.2	Modèles descriptifs de la CRE.....	82
3.4.2.1	Modèle de van Genuchten (1980).....	82
3.4.2.2	Modèle de Brooks et Corey (1964).....	83
3.5	Prédiction de la fonction de perméabilité	85
3.5.1	Modèle macroscopique	86
3.5.1.1	Modèle macroscopique de Mualem (1978)	86
3.5.2	Modèles statistiques.....	86
3.5.2.1	Modèle statistique de Childs et Collis-Georges (1950)	87
3.5.2.2	Modèle statistique de Burdine (1953).....	88
3.5.2.3	Modèle statistique de Mualem-vanGenuchten (1976).....	89
3.5.2.4	Modèle statistique de Fredlund et al. (1994)	90
3.6	Modélisation numérique de l'essai de drainage.....	92
3.6.1	Les conditions de simulation	93
3.6.2	Interprétation des résultats	95
3.6.3	Vérification des résultats numériques.....	98
3.6.4	Sommaire des résultats numériques.....	100
3.7	Sommaire des résultats de l'essai de drainage.....	103

CHAPITRE 4 DESCRIPTION DU MONTAGE UTILISÉ POUR LES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ ET DE TRAÇAGE.....106

4.1	Montage	106
4.1.1	Colonne.....	107
4.1.2	Système de piézomètres.....	110
4.1.3	Système d'apport d'eau à débit constant	111
4.2	Essai de conductivité hydraulique, comparaison avec les essais précédents.	114
4.3	Sommaire des caractéristiques du modèle physique.....	116

CHAPITRE 5 ESSAI D'INFILTRATION À DÉBIT CONSTANT117

5.1	Essais d'infiltration	117
5.1.1	La méthode.....	117
5.1.2	Les résultats	118
5.1.2.1	Performance du montage	123
5.1.2.2	interprétation du régime permanent	124
5.2	Détermination expérimentale de la fonction $k(u)$	127
5.3	Modélisation numérique	130
5.3.1	Le modèle numérique	130
5.3.2	Les matériaux.....	133
5.3.2.1	Billes de verre	133
5.3.2.2	Piézomètres.....	134
5.3.2.3	Réservoir sommital	136
5.3.2.4	Cotons	137
5.3.3	Le régime permanent	138
5.3.4	Le régime transitoire	139

5.3.4.1	Les conditions aux frontières	139
5.3.4.2	Les pas de temps	140
5.3.4.3	Les critères de convergence	140
5.3.5	Résultats de la simulation	140
5.4	Comparaison entre les résultats expérimentaux et simulés.....	143
5.5	Comparaisons des fonctions de perméabilité obtenues par les essais d'infiltration et par l'essai de drainage	148
5.5.1	Simulation des essais d'infiltration en utilisant $k(u)$ drainage.....	148
5.5.2	Simulation de l'essai de drainage en utilisant $k(u)$ infiltration.....	154
5.6	Sommaire des résultats des essais d'infiltration	155

CHAPITRE 6 ESSAI DE TRACEUR EN MILIEU SATURÉ DANS LA GRANDE COLONNE157

6.1	Saturation	157
6.2	Essai de perméabilité	157
6.3	Essai de traceur	158
6.3.1	Discussion	161
6.3.2	Simulation de l'essai de traceur dans SEEP/W et CTRAN/W	163
6.3.2.1	Simulation de l'écoulement dans SEEP/W	164
6.3.2.2	Simulation du transport dans CTRAN/W	168
6.3.2.3	Interprétation des résultats	170
6.4	Sommaire des résultats de l'essai de traceur en conditions saturées dans la grande colonne	174

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....176

RÉFÉRENCES.....	179
------------------------	------------

ANNEXES.....	189
---------------------	------------

Liste des tableaux

Tableau 2. 1 : Résultats des essais de conductivité hydraulique en conditions non saturées mais à degré de saturation élevé	54
Tableau 2. 2 : Résultats des essais de traceur dans la colonne de 30.5 cm.....	63
Tableau 2. 3 : Synthèse des caractéristiques des billes de verre	64
Tableau 3. 1 : Résultats de l'essai de perméabilité dans la colonne de drainage.....	70
Tableau 3. 2 : Volume d'eau drainée théorique calculé à partir des CRE expérimentale et lissée par le modèle de van Genuchten	99
Tableau 3. 3 : Volume d'eau drainée, comparaison entre les résultats expérimentaux, modélisés et théorique.....	101
Tableau 3. 4 : Synthèse des caractéristiques des billes de verre suite à l'essai de drainage.....	103
Tableau 4. 1: Résultats des essais de perméabilité effectués dans la colonne plate ..	115
Tableau 4. 2: Comparaison entre les conductivités hydrauliques des billes de verre obtenues dans les différents montages.....	115
Tableau 5. 1: Débits utilisés lors des essais d'infiltration.....	118
Tableau 5. 2: Détails des calculs et des valeurs utilisées pour définir la fonction de perméabilité à partir des essais de drainage	128

Tableau 5. 3 : Valeur des teneurs en eau ainsi que l'élévation sur laquelle elles sont constantes obtenues par les simulations numériques	142
Tableau 6. 1: Résultats des essais de perméabilité réalisés durant l'essai de traceur dans la colonne plate	158
Tableau 6. 2: Paramètres et résultats de l'essai de traceur dans la colonne plate	160
Tableau 6. 3: Comparaison entre les valeurs de α_{billes} imposées lors des simulations avec les valeurs de α_{total} résultantes	171
Tableau 6. 4: Comparaison entre les paramètres de transport mesurés dans la grande colonne avec ceux mesurés dans la colonne courte	174
Tableau A.1 1 : Résultats de l'analyse granulométrique	190
Tableau A.1 2 : Paramètres du montage pour les essais de perméabilité à charge constante	191
Tableau A.1 3 : Essais de perméabilité à charge constante	192
Tableau A.1 4 : Essais de perméabilité à charge constante (suite)	193
Tableau A.1 5 : Essais de perméabilité à charge constante (suite)	194
Tableau A.1 6 : Conditions de l'essai de traceur avec le NaCl.....	195
Tableau A.1 7: Résultats de l'essai de traceur avec le NaCl	196

Tableau A.1 8 : Conditions de l'essai de traceur avec le lithium et résultats de cet essai en montée	197
Tableau A.1 9 : Conditions de l'essai de traceur avec le lithium et résultats de cet essai en rinçage	198
Tableau A.2. 1.: Calculs de l'erreur sur la mesure du volume total de la colonne de drainage.....	201
Tableau A.2. 2: Calculs de l'erreur sur la mesure du volume des solides dans la colonne de drainage.	201
Tableau A.2. 3: Données du compactage de la grande colonne pour l'essai de drainage.....	202
Tableau A.2. 4 : Résultats de l'essai de drainage, masse du montage en fonction du temps	203
Tableau A.2. 5: Valeurs expérimentales de la courbe de rétention d'eau.....	204
Tableau A.2. 6 : Paramètres du montage et résultats de l'essai de drainage du 19 octobre 2001.....	205
Tableau A.3. 1 : Données de compactage de la colonne plate.....	207
Tableau A.4. 1 : Données de l'essai d'infiltration avec un débit de $1.9 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$	209
Tableau A.4. 2 : Données de l'essai d'infiltration avec un débit de $2.21 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$..	212
Tableau A.4. 3 : Données de l'essai d'infiltration avec un débit de $4.6 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$	215

Tableau A.4. 4 : Données de l'essai d'infiltration avec un débit de $7.39 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$. 218

Tableau A.5. 1: Résultats de l'essai de traceur dans la grande colonne 229

Liste des figures

Figure 1.1: Structure du sol et schémas de la répartition de la pression et de la charge hydraulique dans le profil du sol à l'état stationnaire (adaptée de Todd, 1980).	5
Figure 1.2: Volume élémentaire de sol avec le bilan des débits (adaptée de Bussière, 1999).	8
Figure 1.3 Représentation schématisée des courbes de rétention d'eau pour un sable et pour un silt (tirée de Aubertin et al., 1995).	11
Figure 1.4 : Fonctions de perméabilité types pour un sable et pour un silt (tirée de Aubertin et al., 1995).	12
Figure 1.5 : Courbes de rétention d'eau obtenues après drainage et après mouillage. Les loupes représentent les positions intermédiaires possibles (Adaptée de Hillel, 1980).	14
Figure 1.6 : Répartition schématique de la succion en fonction de l'élévation lors de l'écoulement vertical, évaporation ou infiltration, dans un sol non saturé (adaptée de Bear, 1988 p. 506).	19
Figure 1.7 : Répartition schématique de la teneur en eau en fonction de l'élévation lors de l'écoulement vertical, évaporation ou infiltration, dans un sol non saturé (adaptée de Bear, 1988).	20

Figure 1.8 : Mécanismes de la dispersion mécanique. a)mécanismes dynamiques : variation du vecteur vitesse à l'intérieur d'un pore, b) mécanismes cinématiques : variation des longueurs de trajet. (tirée de Käss, 1998)..	25
Figure 1.9 : Expérience de Pfannkuch visant à déterminer l'importance relative de la diffusion et de la dispersion hydrodynamique dans la dispersion sous différentes conditions de vitesse (tirée de Domenico et Schwartz, 1998)	27
Figure 1.10 : Exemple de courbe de distribution de temps de résidence (a) et exemple de courbe de distribution spatiale des concentrations (b), (tirée de Domenico et Schwartz, 1998).....	29
Figure 1.11 : Courbe de distribution des temps de séjour avec identification des t_{15} , t_{50} et t_{85} (tirée de Domenico et Schwartz, 1998).....	33
Figure 2.1 : Courbe granulométrique des billes de verre.....	52
Figure 2.2 : Montage utilisé pour les essais de traceur en condition saturée.....	55
Figure 2.3 : Courbe de calibration du conductivimètre	57
Figure 2.4 : Courbe de montée pour l'essai de traceur en condition saturée avec NaCl	58
Figure 2.5 : Courbe de rinçage pour l'essai de traceur en condition saturée avec NaCl	60
Figure 2.6 : Courbe de montée pour l'essai de traceur en condition saturée avec le Li	61

Figure 2.7 : Courbe de rinçage pour l'essai de traceur en condition saturée avec le Li	62
Figure 3. 1: Photo de la colonne de drainage	67
Figure 3. 2: Schéma de la colonne de drainage	68
Figure 3. 3: Valeurs expérimentales de la courbe de rétention d'eau.....	72
Figure 3. 4: Comparaison entre les résultats expérimentaux et la courbe de rétention d'eau calculée avec le modèle d'Arya et Paris (1981).....	76
Figure 3. 5: Courbes de rétentions d'eau obtenues par la méthode de Kovacs modifiée, comparaison entre les versions 2000 et 2001.	80
Figure 3. 6 : Comparaison des courbes de rétention d'eau obtenues par les modèles d'Arya et Paris (1981) et de Kovacs Modifié, MKg (Aubertin et al., 2001).	82
Figure 3. 7: Courbes de rétention d'eau pour tout le domaine des suctions selon les modèles de van Genuchten (1980) et Brooks & Corey (1964).....	85
Figure 3. 8: Comparaison des fonctions de perméabilité obtenues par les différents modèles de prédiction.	92
Figure 3. 9: Conditions initiales du drainage	94
Figure 3. 10: Exemple du modèle en condition transitoire.....	95

Figure 3. 11: Volume d'eau cumulé en fonction du temps, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques selon les différents modèles de prédiction de $k(\psi)$	96
Figure 3. 12 : Courbes de volume d'eau drainée en fonction du temps, obtenues par le modèle macroscopique de Mualem pour différentes valeurs de la porosité totale.....	102
Figure 3. 13 : Courbe de rétention d'eau des billes de verre, lissée avec le modèle de van Genuchten	104
Figure 3. 14: Fonction de perméabilité des billes de verre, définie avec le modèle macroscopique de Mualem	105
Figure 4. 1 : Photo du montage expérimental	107
Figure 4. 2: Schéma de la colonne plate	109
Figure 4. 3: Exemple de raccord de piézomètre	111
Figure 4. 4: Schéma du système d'apport d'eau à débit constant.....	112
Figure 4. 5 : Photo du système d'infiltration à débit constant	113
Figure 4. 6 : Graphique montrant la régularité du débit d'infiltration.....	114
Figure 5. 1: Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le premier essai d'infiltration.	119

Figure 5. 2: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du premier essai d'infiltration	119
Figure 5. 3 Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le second essai d'infiltration.	120
Figure 5. 4: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du second essai d'infiltration	120
Figure 5. 5: Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le troisième essai d'infiltration.	121
Figure 5. 6: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du troisième essai d'infiltration	121
Figure 5. 7: Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le quatrième essai d'infiltration.	122
Figure 5. 8: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du quatrième essai d'infiltration	122
Figure 5. 9: Profil de la charge hydraulique en fonction de l'élévation, en régime permanent, lors des essais d'infiltration.....	125
Figure 5. 10: Profil de la pression en fonction de l'élévation, en régime permanent, lors des essais d'infiltration	126
Figure 5. 11: Comparaison des fonctions de perméabilité déterminées par les essais d'infiltration et par l'essai de drainage	129

Figure 5. 12: Modèle utilisé dans SEEP/W	131
Figure 5. 13: Détail du sommet de la colonne modélisée (a) et agrandissement de la jonction du piézomètre avec la colonne (b)	132
Figure 5. 14: Détails des piézomètres et de la sortie d'eau.....	133
Figure 5. 15 Propriétés hydrauliques des billes de verre simulées	134
Figure 5. 16: Propriétés hydrauliques de la partie droite des piézomètres simulés ..	135
Figure 5. 17: Propriétés hydrauliques de la branche de gauche des piézomètres simulés	136
Figure 5. 18: Propriétés hydrauliques du réservoir placé au sommet de la colonne d'infiltration	137
Figure 5. 19: Propriétés hydrauliques des cotons	138
Figure 5. 20: a) Fonction de variation du débit en fonction du temps au sommet de la colonne et b) variation de la charge hydraulique en fonction du temps à la sortie de la colonne d'infiltration	139
Figure 5. 21: Comparaison de la variation de la charge hydraulique dans les piézomètres et dans la colonne lors de la modélisation de l'infiltration	141
Figure 5. 22: Profil des teneurs en eau en fonction du débit d'infiltration en régime permanent.....	142

Figure 5. 23: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 1	144
Figure 5. 24: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 1	144
Figure 5. 25: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 2	145
Figure 5. 26: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 2.....	145
Figure 5. 27: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 3	146
Figure 5. 28: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 3.....	146
Figure 5. 29: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 4	147
Figure 5. 30: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 4.....	147
Figure 5. 31: Comparaison des teneurs en eau volumiques obtenues par les simulations d'infiltration en utilisant soit $k(u)$ infiltration ou $k(u)$ drainage.....	149
Figure 5. 32: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 1.....	150

Figure 5. 33: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 1	150
Figure 5. 34: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 2.....	151
Figure 5. 35: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage en régime permanent, essai 2	151
Figure 5. 36: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 3.....	152
Figure 5. 37: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 3	152
Figure 5. 38: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 4.....	153
Figure 5. 39: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 4	153
Figure 5. 40: Comparaison des volumes d'eau drainée en fonction du temps pour des simulations de drainage utilisant différents fonctions de perméabilité dont celle obtenue par les essais d'infiltration.....	154
Figure 6. 1: Courbe de distribution de temps de séjour, essai de traceur avec du lithium dans la colonne plate	161
Figure 6. 2: Zone d'entrée d'eau dans la colonne, contours de vitesses égales et lignes de courant.....	162

Figure 6. 3: Zone de sortie d'eau de la colonne, contours de vitesses égales et lignes de courant.....	163
Figure 6. 4: Modèle utilisé pour faire les simulations de l'écoulement et du transport dans la colonne plate	164
Figure 6. 5: Détail du raffinement au sommet de la colonne.....	167
Figure 6. 6: Détail du raffinement de la grille à la sortie d'eau	168
Figure 6. 7: Courbes d'iso-concentration au temps $t = 5352$ s	170
Figure 6. 8: Relation entre la dispersivité des billes de verre et la dispersivité totale obtenue avec le montage.....	172
Figure 6. 9: Comparaison des courbes de distribution de temps de séjours entre les résultants expérimentaux, simulés et calculés	173
Figure A.4. 1 : Modélisation numérique de l'écoulement dans la colonne plate.....	221
Figure A.4. 2 : Comparaison des lectures prises dans la colonne et dans les piézomètres correspondants pour une simulation en régime permanent avec un gradient de 1	222
Figure A.4. 3 : Stabilité de la charge hydraulique dans les piézomètres lors d'une simulation en régime permanent avec un gradient de 1	223
Figure A.4. 4 Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du premier essai d'infiltration	223

Figure A.4. 5 : Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du premier essai d'infiltration.	224
Figure A.4. 6 : Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du second essai d'infiltration.	225
Figure A.4. 7 : Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du second essai d'infiltration.	225
Figure A.4. 8 : Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du troisième essai d'infiltration.....	226
Figure A.4. 9 : Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du troisième essai d'infiltration.....	226
Figure A.4. 10: Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du quatrième essai d'infiltration.....	227
Figure A.4. 11: Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du quatrième essai d'infiltration.....	227

Liste des symboles et des sigles

A	Aire [L^2]
AEV	Pression d'entrée d'air "Air Entry Value" [$ML^{-1}T^{-2}$]
$ASTM$	American society for testing and materials
b	Constante de forme empirique dans le modèle de Nützmann (2002) [sans unité]
$c(\Psi)$	Fonction de correction dans le modèle de Fredlund et Xing (1994)
$C(t)$	Concentration [ML^{-3}]
C_o	Concentration de la solution traceur [ML^{-3}]
CRE	Courbe de rétention d'eau
C_U	Coefficient d'uniformité = D_{60}/D_{10} [sans unité]
D^*, D_i^*	Coefficient de dispersion hydrodynamique dans la direction i [L^2T^{-1}]
D_{10}	Diamètre correspondant à 10% de particules passantes [L]
D_{60}	Diamètre correspondant à 60% de particules passantes [L]
D_d	Coefficient de diffusion [L^2T^{-1}]
D_d'	Coefficient de diffusion effectif [L^2T^{-1}]
D_H	Diamètre effectif équivalent des grains [L]
D_i	Diamètre des grains [L]
D_k	Diffusivité [L^2T^{-1}]
D_L, D_T	Coefficient de dispersion mécanique [L^2T^{-1}]
d_m	Diamètre moyen des grains [L]
EAD	Équation d'advection dispersion
e_{min}, e_{max}	Indice des vides minimal et maximal [sans unité]
g	Accélération de la pesanteur [LT^{-2}]
G_s	Poids volumique des solides [$MT^{-2}L^{-2}$]
h	Charge hydraulique [L]
h_{co}	Hauteur de remontée capillaire équivalente dans un sol [L]

i	Gradient hydraulique [sans unité]
i_{cc}	Nombre d'intervalles qui augmente avec la diminution de θ dans le modèle de Childs et Collis-George (1950)
J	Flux de masse [$ML^{-2}T$]
j_{cc}	Variable pour un compteur de i_{cc} à m dans le modèle de Childs et Collis-George (1950)
$k(\theta)_{icc}$	Conductivité hydraulique calculée pour une certaine teneur en eau volumique θ_{icc} , correspondant au $i_{cc}^{ème}$ intervalle dans le modèle de Childs et Collis-George (1950) [LT^{-1}]
k, k_i	conductivité hydraulique dans la direction i [LT^{-1}]
$k_{20}^o C$	Conductivité hydraulique normalisée à 20°C [LT^{-1}]
k_r	Conductivité hydraulique relative ($= k / k_{sat}$) [sans unité].
k_{sc}	Conductivité hydraulique saturée calculée dans le modèle de Childs et Collis-George (1950) [LT^{-1}]
k_{unsat}	Conductivité hydraulique dans un sol non saturé en eau [LT^{-1}]
L	Longueur [L]
l	Paramètre qui représente l'inter connectivité des pores dans les modèles de Burdine, 1953; Mualem, 1976 et Childs et Collis-Georges, 1950) [sans unité].
L_e	Distance parcourue par une particule [L]
l_n	Facteur de forme empirique reliant la dispersivité à la variation de la vitesse sur la vitesse moyenne $\Delta v/v$ dans le modèle de Nützmann (2002) [sans unité].
m	Paramètre de distribution des pores dans le modèle de Kovacs modifié (Aubertin, 2001), [sans unité].
m_{cc}	Nombre total d'intervalles entre la teneur en eau volumique à saturation et la teneur en eau volumique la plus faible sur la CRE dans le modèle de Childs et Collis-George (1950)

m_f	Paramètre de lissage de la CRE dans le modèle de Fredlund et Xing (1994) [sans unité].
MIM	Modèle du transport en conditions non saturées qui tient compte des zones d'eau mobile et immobile
m_s	Masse des solides [M]
m_w	Masse du sol humide [M]
n	Porosité [sans unité].
n_{cc}	Nombre total d'intervalles calculés entre la teneur en eau volumique à saturation et la teneur en eau nulle dans le modèle de Childs et Collis-George (1950)
n_e	Porosité effective [sans unité]
n_f	Paramètre de lissage qui contrôle la pente au point d'inflexion de la CRE, dans le modèle de Fredlund et Xing (1994) [sans unité]
n_i	Nombre de particules par unité de masse de sol dans le modèle d'Arya et Paris (1981)
n_{min}, n_{max}	Porosité minimale et maximale [sans unité]
p_{cc}	Constante pour les interactions entre les pores de différentes dimensions dans le modèle de Childs et Collis-George (1950) [sans unité]
Pe	Nombre de Peclet [sans unité]
P_w	Pression d'eau [ML ⁻¹ T ⁻²]
q, q_i	Débit spécifique (dans la direction i), débit d'eau qui passe à travers une surface unitaire par unité de temps [LT ⁻¹]
Q_i	Débit dans la direction i à travers la section A [L ³ T ⁻¹]
r	Rayon [L]
r_i	Rayon moyen des pores [L]
R_i	Rayon moyen des particules [L]
Sa	Pourcentage de l'eau retenue par adhésion dans le modèle de Kovacs modifié (Mbonimpa, 2000)

Sc	Pourcentage de l'eau retenue par capillarité dans le modèle de Kovacs modifié (Mbonimpa, 2000)
Se	Degré de saturation réduit [sans unité]
${}_sk_{sat}$	Conductivité hydraulique dans un sol saturé en eau [LT^{-1}]
Sr	Degré de saturation [sans unité]
Sr_r	Degré de saturation résiduel [sans unité]
t	Temps [T]
t_{15}, t_{50}, t_{85}	Temps correspondant respectivement à $C/C_o = 0.15; 0.50; 0.85$ [T]
TDR	Time Domain Reflectometry
T_w	Tension de surface de l'eau (à $25^{\circ}C$, $T = 0.074256$ g/cm)
u	Pression d'eau [$ML^{-1}T^{-2}$]
u_G	Nombre plus petit que 1 dans l'équation de Greenkorn
$UQAT$	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue
$URSTM$	Unité de recherche et de service en technologie minérale de l'Abitibi-Témiscamingue
$USCS :$	Système de classification unifié des sols
v, v_i	Vitesse moyenne de l'eau dans les pores du sol [LT^{-1}]
v_D	Vitesse de darcy [LT^{-1}]
V_s	Volume des solides [L^3]
V_t	Volume total [L^3]
V_v	Volume des vides [L^3]
V_{vi}	Volume des pores correspondant au $i^{ème}$ segment de la courbe granulométrique dans le modèle d'Arya et Paris, 1981) [L^3]
V_w	Volume d'eau [L^3]
W	Teneur en eau massique [sans unité]
W_i	Pourcentage massique
W_{sat}	Teneur en eau massique à l'état saturé [sans unité]
$x,$	Coordonnée sur l'axe horizontal, distance [L]
y	Coordonnée sur l'axe de la profondeur [L]

y_i	Point milieu du $i^{\text{ème}}$ intervalle de succion dans le modèle de Fredlund et al. (1994)
z	Coordonnée sur l'axe vertical, élévation [L]
α_A	Facteur empirique (=1.38) dans le modèle d'Arya et Paris (1981) [sans unité]
α_b	Coefficient de forme dans le modèle de Brooks et Corey (1964)
α_c	Coefficient d'adhésion, modèle de Kovacs modifié (Aubertin et al., 2001)
α_k	Coefficient de forme dans le modèle de Kovacs modifié (Aubertin et al., 2001)
α_L, α_T	Dispersivité longitudinale et transversale [L]
α_{sat}	Dispersivité en conditions saturées [L]
α_v, m_v, n_v	Constantes d'ajustement du modèle de van Genuchten (1980) [sans unité]
β_w	Angle de contact. $\beta = 0$
γ_w	Poids volumique de l'eau = 9.807 kN/m ³
δ	Coefficient de forme dans le modèle macroscopique de Mualem (Todd, 1980) [sans unité]
$\Delta x, \Delta y$ et Δz	Côtés d'un volume de sol élémentaire suivant les trois directions [L]
ζ	Variable d'intégration dans les modèles Childs et Collis-Georges (1950), Burdine (cité par Bussière, 1999), Mualem (cité par Bussière, 1999) et Fredlund et al (1994).
θ	Teneur en eau volumique [sans unité]
θ'	Dérivée de θ (modèle de Fredlund et al. 1994)
θ_e	Teneur en eau réduite ($=(\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$) [sans unité]
θ_i	Teneur en eau volumique pour chaque segment dans le modèle d'Arya et Paris (1981) [sans unité]
$\theta_m, \theta_{im}, C_m, C_{im}, \dots$	Les indices m et im correspondent respectivement aux zones d'eau mobile et immobile

θ_r	Teneur en eau volumique résiduelle [sans unité]
θ_s	Teneur en eau volumique à saturation [sans unité]
λ	Coefficient de transfert de masse entre les zones d'eau mobile et immobile [sans unité]
λ_b	Paramètre de lissage de la courbe lié à l'agencement des pores dans le modèle de Brooks et Corey (1964) [sans unité]
μ	Viscosité de l'eau [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-1}$]
ρ_d	Masse volumique du sol [ML^{-3}]
ρ_s	Masse volumique des grains [ML^{-3}]
ρ_w	Masse volumique de l'eau [ML^{-3}]
σ	Écart-type
τ	Tortuosité du sol [sans unité]
ψ	Succion [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$]
ψ_0	Succion appliquée pour qu'un matériau soit totalement sec [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$]
ψ_a	pression d'entrée d'air ("Air Entry Value") [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$]
ψ_i	Succion correspondant au point milieu de l'intervalle j_{cc} [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] (modèle de Childs et Collis-George 1950)
ψ_n	Paramètre de normalisation dans le modèle de Kovacs modifié (Aubertin et al., 2001) [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$]
ψ_r	Succion résiduelle correspondant à la teneur en eau résiduelle [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$]

Liste des annexes

Annexe 1	189
Annexe 2	199
Annexe 3	206
Annexe 4	208
Annexe 5	228

Introduction

La zone du sol qui est non saturée en eau est la première zone que traverse un contaminant lorsqu'il est déversé à la surface du sol. Le contaminant peut ensuite atteindre la nappe phréatique et affecter la qualité de l'eau souterraine. Alors que les paramètres du transport en conditions saturées sont relativement bien connus, de nombreuses lacunes persistent encore dans nos connaissances du transport de contaminant en conditions non saturées (Maraqa, 2000). De telles connaissances sont requises dans plusieurs situations. En agriculture par exemple, une meilleure connaissance du transport en conditions non saturées permettrait une meilleure utilisation des engrais (nitrates, pesticides, etc.), évitant ainsi leur transfert vers les nappes d'eau souterraine. De même, une prédiction plus précise du déplacement d'un panache de contaminant dans la zone non saturée permet d'élaborer des plans de restauration plus efficaces et moins coûteux.

L'étude du transport d'un contaminant se fait en général par des essais de traceurs. Le présent mémoire a pour objectif de développer une méthode expérimentale pour la réalisation d'essais de traceur en conditions non saturées. Puisque de nombreux facteurs influencent la dispersion d'un soluté (Nielsen et al., 1986, van Genuchten et Simunek, 1996), cette étude cherche à comprendre ou éliminer leurs impacts afin d'élaborer une procédure et un montage de laboratoire qui permettent l'étude de la dispersivité en fonction de la teneur en eau.

Ce travail ne prétend pas régler le problème de la variation de la dispersivité en fonction de la teneur en eau. De trop nombreux facteurs sont en jeu dans le phénomène de la dispersion et ils doivent être adéquatement contrôlés avant de tenter d'isoler l'influence de la teneur en eau sur la dispersivité. L'identification et la compréhension des biais possibles sont donc au cœur de ce travail afin de développer

une procédure et un montage expérimental qui permettent l'étude du transport de soluté en conditions non saturées.

Dans le but de contrôler l'homogénéité du médium poreux, nous avons choisi d'utiliser des billes de verre à granulométrie très uniforme. Les chapitres 2 et 3 présentent les résultats des essais réalisés pour la caractérisation des billes de verre. Une attention particulière est portée à la détermination des fonctions hydriques en condition non saturées $\theta(\psi)$ et $k(\psi)$.

Le montage permettant un taux d'infiltration constant ainsi que la lecture de la charge hydraulique en fonction de l'élévation est présenté au chapitre 4. Le chapitre 5 détaille les résultats d'essais d'infiltration en conditions non saturées qui ont été réalisés dans ce montage. Lorsque le taux d'infiltration est suffisamment faible, on obtient une zone de transmission permettant d'avoir une teneur en eau constante sur une certaine élévation. Des simulations numériques des essais d'infiltration permettront de prédire la valeur de la teneur en eau dans la zone de transmission. De plus, dans ces essais, lorsque le régime permanent est atteint, il est possible, connaissant le débit, le gradient des charges et la succion, de déterminer la conductivité hydraulique. Chaque essai permet donc d'ajouter des points expérimentaux sur la courbe de la fonction $k(\psi)$. Les simulations numériques de ces essais permettent de vérifier la précision des systèmes de piézomètres et d'infiltration à débit constant.

Finalement, une étude de l'effet de la géométrie du montage sur les résultats d'essais de traceur a été réalisée, elle est présentée au chapitre 6.

Chapitre 1 Revue de la littérature

Dans le but de comprendre les objectifs du travail, une revue des connaissances sur les processus du transport et sur les écoulements en conditions non saturées est présentée dans les deux prochaines sections.

1.1 Théorie de l'écoulement saturé et non saturé

1.1.1 Profil de l'eau dans le sol

Le profil de l'eau dans le sol peut être séparé en deux grandes zones (fig. 1.1). D'abord, la zone vadose qui est limitée par la surface du sol au sommet et par la surface de la nappe phréatique à la base. Puis, la zone phréatique qui est située au dessous de la nappe. La surface de la nappe phréatique est définie par l'élévation où la pression d'eau est égale à la pression atmosphérique.

La zone vadose peut également être séparée en deux sections. La zone vadose intermédiaire, au sommet, et la zone de rétention capillaire qui se trouve juste au-dessus de la surface de la nappe. Dans la zone vadose intermédiaire la pression d'eau (P_w) est négative, on parle alors de succion matricielle (ψ) (équ.1.1). Il y a très peu d'eau dans cette zone. Celle qui s'y trouve est maintenue à la surface des grains par la force d'attraction moléculaire. En descendant plus profondément dans le sol, on atteint la zone de rétention capillaire et le sol devient de plus en plus saturé en eau. Toujours en succion, l'eau qui s'y trouve est soumise à la force de tension superficielle (ménisque entre les grains). Cette force est le résultat des interactions moléculaires (forces d'attraction inégales) à l'interface eau-sol-air. La hauteur d'ascension de l'eau

au dessus de la surface de la nappe dépend des caractéristiques du sol : granulométrie, taille des pores, morphologie des grains, minéralogie.

Encore plus en profondeur, dans la zone phréatique, on considère que le sol est saturé en eau, c'est-à-dire, que tous les vides entre les grains sont remplis d'eau. La pression négative et la succion sont reliées par :

$$P_w = \frac{u_w}{\gamma_w} = \psi \quad (1.1)$$

où

P_w est la charge de pression négative (m), i.e. inférieure à la pression atmosphérique

ψ est la succion (m) qui est égale à la pression atmosphérique u_a moins la pression de l'eau u_w : $\psi = u_a - u_w$

u_w est la pression de l'eau (kPa)

γ_w est le poids volumique de l'eau $\gamma_w = 9.807 \text{ kN/m}^3$

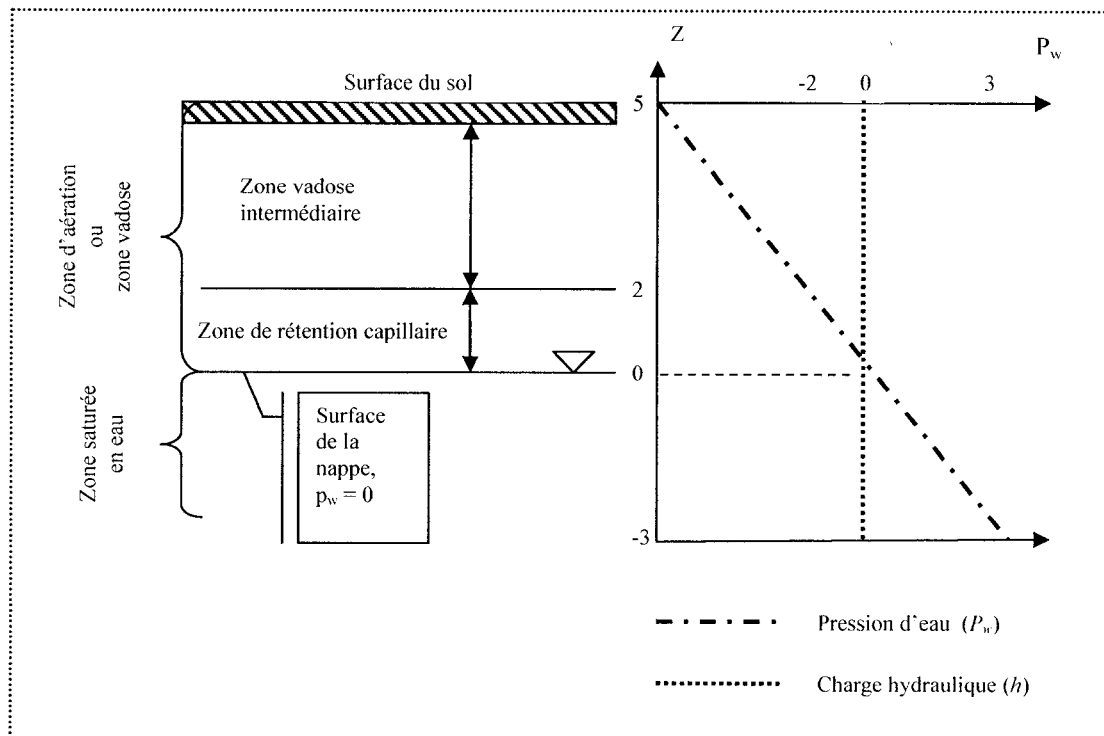


Figure 1.1: Structure du sol et schémas de la répartition de la pression et de la charge hydraulique dans le profil du sol à l'état stationnaire (adaptée de Todd, 1980).

1.1.2 Écoulement de l'eau en conditions saturées

1.1.2.1 NOTION DE CHARGE HYDRAULIQUE, EQUATION DE BERNOULLI

La charge hydraulique h est en fait l'énergie disponible par unité de masse d'eau. Elle est la somme de l'énergie potentielle gravitationnelle (1^{er} terme de l'équation 1.2), de l'énergie potentielle de pression p_w (2^{ième} terme), et de l'énergie cinétique (3^{ième} terme).

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (1.2)$$

où

h est la charge hydraulique (m)

z est l'élévation (m)

u est la pression de l'eau (kPa)

γ_w est le poids volumique de l'eau $\gamma_w = 9.807 \text{ kN/m}^3$

v est la vitesse du fluide (m/s)

g est l'accélération de la pesanteur (m/s^2)

En hydrogéologie, le dernier terme de cette équation, $v^2/2g$, représentant l'énergie cinétique, est négligeable parce que sa valeur est très faible par rapport aux deux autres termes.

Un graphique de la répartition de la charge hydraulique et de la pression d'eau dans un sol sans écoulement et en condition d'équilibre est présenté à la figure 1.1. Dans cette figure, l'élévation, la charge hydraulique et la pression d'eau sont toutes exprimées en terme d'unité de longueur (charge).

1.1.2.2 ECOULEMENT SATURE, LOI DE DARCY

Il se produit un écoulement de fluide dans un sol lorsqu'il y a une différence de charge hydraulique. L'eau s'écoule alors d'une forte charge vers une plus faible. L'équation qui représente l'écoulement laminaire de l'eau entre deux points dans un sol est la loi de Darcy. Cette loi stipule que le débit spécifique q entre deux points est directement proportionnel à la différence de charge hydraulique entre ces deux points. La constante de proportionnalité k est propre au matériau et au fluide.

$$q = -ki \quad (1.3)$$

où

q est un débit spécifique appelé fréquemment vitesse de Darcy (v_D) (m/s)

k est la conductivité hydraulique (m/s)

i est le gradient hydraulique soit la perte de charge par unité de distance $i = dh/dz$ (sans unité), pour un écoulement vertical, axe z .

On peut généraliser l'équation de Darcy en trois dimensions (éq. 1.4) :

$$(q_x, q_y, q_z) = - \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x}, k_y \frac{\partial h}{\partial y}, k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (1.4)$$

Cette loi n'est plus valable lorsque la vitesse de l'eau est trop grande et qu'on entre dans des conditions d'écoulement turbulent, c'est-à-dire, pour un nombre de Reynolds plus grand que dix (Todd, 1980).

1.1.3 Écoulement en conditions non saturées

L'écoulement de l'eau en milieu non saturé peut également être analysé avec la loi de Darcy. Toutefois, puisque la présence d'air à l'intérieur des pores du sol bloque l'écoulement de l'eau dans les pores, la conductivité hydraulique dans un sol non saturé (k_{unsat}) est toujours plus faible que la conductivité hydraulique dans le même sol qui est saturé (k_{sat}). En fait, k_{unsat} est fonction de la teneur en eau volumique du sol θ laquelle est fonction de la succion ψ et des propriétés du matériau.

1.1.3.1 EXTENSION DE L'EQUATION DE DARCY ET EQUATION DE CONTINUITE

Richards (1931) a étendu la loi de Darcy pour l'appliquer aux milieux non saturés en prenant en compte que la valeur de k_{unsat} est dépendante de la succion. L'équation 1.5 exprime cette idée.

$$(q_x, q_y, q_z) = \left(-k_x(\psi) \frac{\partial h}{\partial x}, -k_y(\psi) \frac{\partial h}{\partial y}, -k_z(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (1.5)$$

Cette équation n'est valable que pour le régime permanent, c'est-à-dire lorsqu'il n'y a pas de variation du débit ou de teneur en eau en fonction du temps. Dans le cas inverse, en régime transitoire, on doit tenir compte du principe de continuité. Pour comprendre ce principe, on prend un volume élémentaire de sol de dimension Δx par Δy par Δz . Si on considère uniquement le débit spécifique q (soit le débit d'eau qui passe à travers une surface unitaire par unité de temps), dans la direction x , la différence entre le débit qui entre et le débit qui sort de l'élément peut être définie par l'équation suivante :

$$\Delta q_x = q_x \Delta y \Delta z - \left[q_x + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \Delta x \right] \Delta y \Delta z \quad (1.6)$$

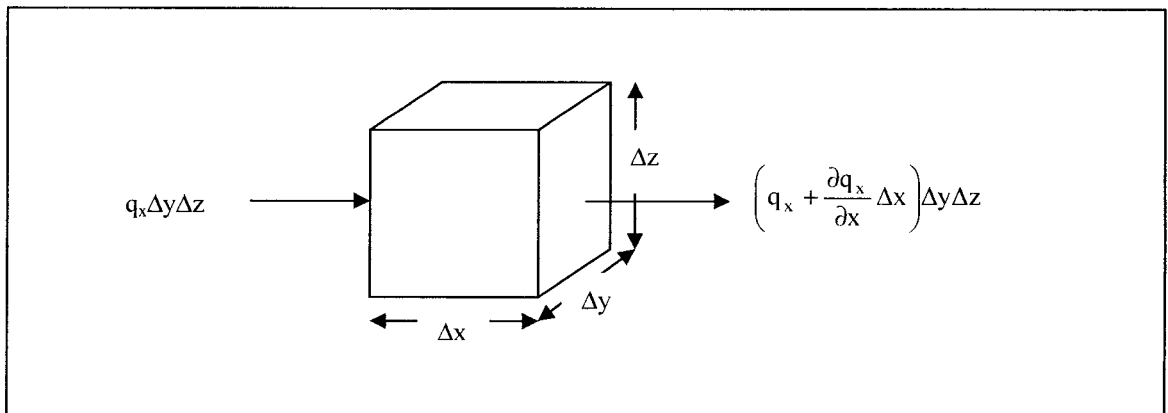


Figure 1.2: Volume élémentaire de sol avec le bilan des débits (adaptée de Bussière, 1999).

On nomme recharge la différence entre le débit qui entre et le débit qui sort. Cette recharge doit être égale à l'accumulation d'eau dans le volume élémentaire par unité de temps. L'accumulation d'eau correspond également à la variation de teneur en eau volumique θ (volume d'eau/volume total) dans l'élément en fonction du temps. L'équation 1.7 exprime cette idée.

$$\Delta q = -\left(\frac{\partial q}{\partial x}\right)\Delta x\Delta y\Delta z = \left(\frac{\partial \theta}{\partial x}\right)\Delta x\Delta y\Delta z \quad (1.7)$$

en simplifiant, on obtient l'équation de continuité (équ. 1.8) à une dimension

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial x} \quad (1.8)$$

que l'on peut généraliser à trois dimensions (équ. 1.9).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) \quad (1.9)$$

En combinant l'équation de Darcy (équ. 1.4) avec l'équation de continuité (équ. 1.9) on obtient l'équation de Richards qui décrit l'écoulement de l'eau en milieu saturé ou en milieu non saturé, pour un écoulement en régime transitoire ou permanent (équ. 1.10).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial}{\partial x}\left[k_x(\psi)\frac{\partial h}{\partial x}\right] + \frac{\partial}{\partial y}\left[k_y(\psi)\frac{\partial h}{\partial y}\right] + \frac{\partial}{\partial z}\left[k_z(\psi)\frac{\partial h}{\partial z}\right]\right) \quad (1.10)$$

Pour réécrire la charge hydraulique h en terme de succion, on utilise l'équation de Bernoulli ($h=z+\psi$) (avec z négatif) et on obtient l'équation 1.11

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial}{\partial x}\left[k_x(\psi)\left(\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial x}\right)\right] + \frac{\partial}{\partial y}\left[k_y(\psi)\left(\frac{\partial z}{\partial y} + \frac{\partial \psi}{\partial y}\right)\right] + \frac{\partial}{\partial z}\left[k_z(\psi)\left(\frac{\partial z}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial z}\right)\right]\right) \quad (1.11)$$

Puisque $\partial z/\partial x$ et $\partial z/\partial y$ sont égales à zéro et que $\partial z/\partial z$ est égale à 1 en raison du système de coordonnées utilisé, l'équation 1.11 devient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial y}\right) - \frac{\partial}{\partial z}\left(k_z(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial z}\right) - \frac{\partial k(\psi)}{\partial z} \quad (1.12)$$

Bien qu'il existe, dans des conditions simples, des solutions analytiques ou quasi-analytiques, cette équation différentielle est habituellement résolue numériquement.

1.1.3.2 COURBE DE RETENTION D'EAU

La courbe de rétention d'eau (CRE) spécifique à un matériau correspond à la teneur en eau volumique en fonction de la succion matricielle. Certains points spécifiques de la CRE sont utilisés pour décrire la courbe (fig. 1.3). Il s'agit de la pression d'entrée d'air AEV ou ψ_a qui correspond à la succion pour laquelle il y a un début de désaturation, de la succion résiduelle ψ_r , de la teneur en résiduelle θ_r et de la teneur en eau à saturation θ_s . La figure 1.3 présente des CRE caractéristiques pour un silt et un sable. La courbe de rétention d'eau d'un matériau peut être déterminée par différents essais de laboratoire : la cellule de pression (*Tempe cell*), la plaque drainante, la cellule triaxiale, le papier filtre, les tensiomètres, les psychromètres et les essais en colonne (Bussière, 1999). Il existe également plusieurs modèles servant à décrire cette courbe soit à partir des propriétés géotechniques de base comme les modèles d'Arya et Paris (1981) et Kovacs modifié (Mbonimpa et al., 2000 et Aubertin et al., 2001) ou à partir des valeurs de ψ_a , θ_s et θ_r (van Genuchten, 1980, Brooks et Corey, 1964). Les résultats d'un essai de drainage en colonne et les détails de calcul des modèles de prédiction sont présentés au chapitre 3.

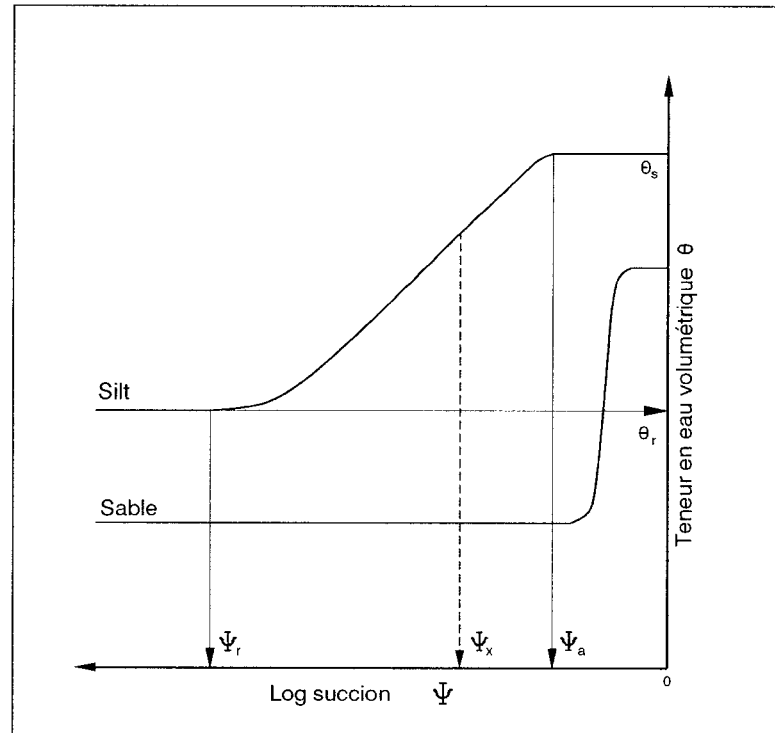


Figure 1.3 Représentation schématisée des courbes de rétention d'eau pour un sable et pour un silt (tirée de Aubertin et al., 1995).

1.1.3.3 FONCTION DE PERMEABILITE

Lorsqu'un sol se désature, on observe une diminution de sa conductivité hydraulique dans la portion non saturée à cause des bulles d'air qui créent des obstacles à la circulation de l'eau. La fonction de perméabilité, $k(\psi)$, également symbolisée par $k(u)$, est la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la suction. Elle est différente d'un matériau à l'autre et dépend des caractéristiques du sol. La figure 1.4 montre des fonctions perméabilité types pour un silt et pour un sable.

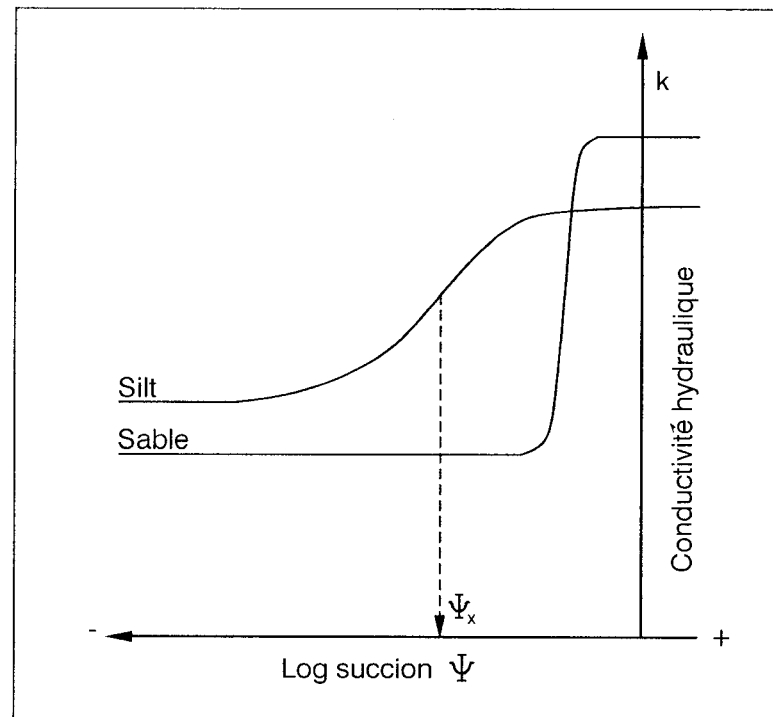


Figure 1.4 : Fonctions de perméabilité types pour un sable et pour un silt (tirée de Aubertin et al., 1995).

La fonction de perméabilité d'un sol peut être déterminée par des mesures in-situ ou par des méthodes de laboratoire. Au laboratoire, $k(\psi)$ est déterminée par des essais en régime permanent ou en régime transitoire comme la méthode du profil instantané (Fredlund et Rahardjo, 1993). Ces méthodes sont généralement longues et difficiles à réaliser. Il existe également des méthodes indirectes pour déterminer $k(\psi)$ à partir de la CRE. Ces méthodes sont soit empiriques, macroscopiques ou statistiques.

Dans le présent mémoire, nous avons utilisé le modèle de prédiction macroscopique de Mualem (Todd, 1980) ainsi que les modèles statistiques de Childs et Collis-George (1950), Burdine (1953) Mualem (1976), et Fredlund et al. (1994). Les détails de calcul sont présentés à la section 3.5.

Afin de déterminer $k(\psi)$ par des méthodes directes, nous avons réalisé deux essais de laboratoire suivant des méthodes distinctes. On trouvera au chapitre 3 la description et les résultats d'un essai de drainage gravitaire dont les buts sont, d'une part, de déterminer la courbe de rétention d'eau lorsque l'état d'équilibre est atteint dans la colonne et d'autre part, de déterminer la fonction de perméabilité en utilisant la courbe de débit sortant en fonction du temps. Des simulations numériques du drainage ont été réalisées en utilisant les différentes fonctions $k(\psi)$ prédites auparavant et les courbes de variation du débit sortant simulées sont comparées avec la courbe expérimentale pour déterminer quelle fonction $k(\psi)$ correspond le mieux à la réalité. Au chapitre 5, des essais d'infiltration en conditions non saturées sont réalisés dans une colonne instrumentée de piézomètres. En régime permanent, on connaît le débit, le gradient hydraulique et la succion, on peut donc déterminer la fonction de perméabilité dans la zone des succions mesurées.

1.1.3.4 EFFETS D'HYSTERESIS DANS LES FONCTIONS HYDRIQUES

Les fonctions hydriques $\theta(\psi)$ et $k(\psi)$ ne sont pas uniques pour un même matériau. Effectivement, on n'obtient pas les mêmes résultats expérimentaux de teneur en eau en fonction de la succion si les mesures ont été réalisées après le drainage d'un échantillon saturé en eau ou après le mouillage d'un échantillon initialement sec (fig.1.5). La teneur en eau volumique pour un potentiel de pression donnée est habituellement supérieure en drainage qu'en mouillage (Maqusoud et al., 2002). L'hystérésis est le phénomène qui cause cette différence. Plusieurs facteurs en sont responsables (Hillel, 1980) :

- L'irrégularité de la forme des pores : des vides plus larges sont interconnectés par des passages plus étroits créant l'effet de bouteille d'encre (*inkbottle effect*)
- La dépendance de l'angle de contact avec la direction de l'écoulement
- La présence d'air emprisonné

- Le changement de volume associé à la variation de teneur en eau (observé plus fréquemment dans les sols à texture fine)

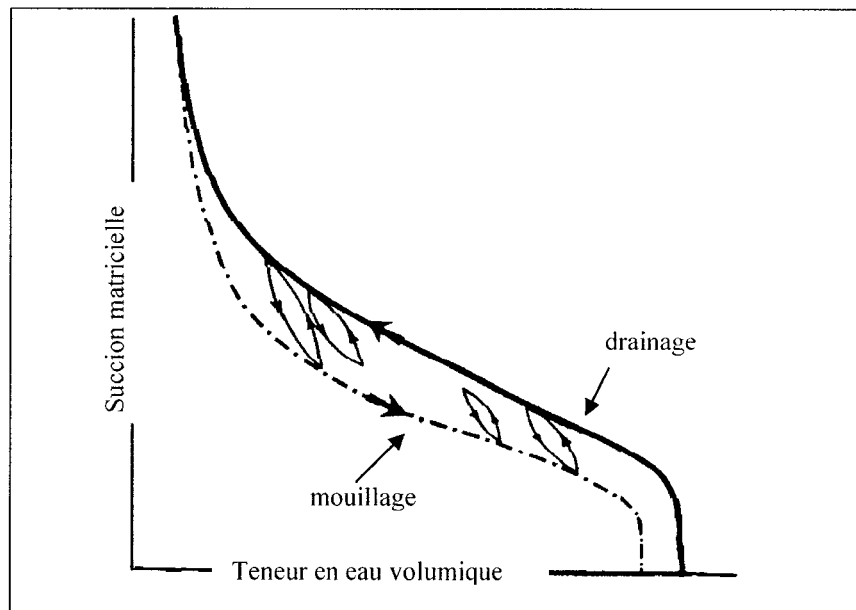


Figure 1.5 : Courbes de rétention d'eau obtenues après drainage et après mouillage. Les loupes représentent les positions intermédiaires possibles (Adaptée de Hillel, 1980).

Puisque le phénomène d'hystérésis influence la répartition de la teneur en eau en fonction de la succion, et que l'eau ne peut circuler que là où la pellicule d'eau est continue, le phénomène affecte également la fonction de perméabilité $k(\psi)$. Dans les calculs, en général, une seule fonction de perméabilité et de teneur en eau est attribuée pour un matériau; il existe cependant des circonstances, telle la conception de couvertures avec effet de barrière capillaire, pour lesquelles il est important de tenir compte des effets d'hystérésis.

1.1.3.5 INFILTRATION

L'infiltration est le processus physique par lequel l'eau pénètre dans un sol à partir de la surface ou bien à partir d'une zone d'injection. Elle peut être causée, par exemple, par la pluie, l'irrigation ou la fuite d'un réservoir. Ce processus implique le déplacement de l'air par l'eau dans les pores du sol (Vauclin, 1984).

On peut définir l'écoulement vertical de l'eau lors de l'infiltration par la variation de la teneur en eau du sol en fonction du temps et de la profondeur. En partant de l'équation unidirectionnelle (axe z) de conservation de la masse (eq. 1.8), on obtient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(-k \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (1.13)$$

avec, en suivant l'équation de Bernoulli ($h = \psi + z$ (avec z négatif)),

$$k \frac{\partial h}{\partial z} = k \frac{\partial \psi}{\partial z} + k \frac{\partial z}{\partial z} \quad (1.14)$$

Si l'on suppose que ψ ne dépend que de θ , tout comme k , alors

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = \frac{\partial \psi}{\partial \theta} * \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (1.15)$$

L'équation 1.13 devient

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[-k(\theta) \left(\frac{\partial \psi}{\partial \theta} * \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + k(\theta) \right] \quad (1.16)$$

Si on introduit le terme de diffusivité D_k défini par Klute, (1952 cité par Bear, 1988)

$$D_k(\theta) = -k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad (1.17)$$

on obtient l'équation de l'infiltration à 1D en fonction de la teneur en eau volumique présentée par Vauclin, (1984)

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D_k(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial k}{\partial \theta} \quad (1.18)$$

On peut également décrire le phénomène d'infiltration par la variation du débit en fonction de l'élévation par l'équation suivante :

$$-\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (1.19)$$

où

k et h sont des fonctions de ψ . On obtient alors une équation en fonction de la succion.

Étant donné la forte non linéarité des équations d'infiltration 1.18 et 1.19, il n'existe pas de solution analytique générale pour les résoudre. Toutefois, des auteurs (Philip, 1957, Parlange, 1971, Zhu et Mohanty, 2002) ont développé des solutions quasi-analytiques. Pour obtenir ces solutions, les auteurs ont dû introduire des expressions analytiques pour décrire $k(\psi)$ ou $k(\theta)$. On peut noter que les résultats obtenus par ces auteurs correspondent aux observations expérimentales de différents auteurs lesquelles sont reprises par Corey (1994) pour le cas d'une infiltration dans un profil de dimension semi-finie, dans un sol homogène initialement sec. Sur le plan expérimental, de manière à demeurer dans des conditions où il n'y a pas d'engorgement, le débit spécifique q (ou v_D) est numériquement inférieur à la conductivité hydraulique en conditions saturées k_{sat} . Dans ces conditions, les phénomènes suivants ont été observés (Corey, 1994) :

- Après une période de temps permettant une infiltration de l'eau jusqu'à une grande profondeur, on observe que, sur une portion du profil de teneur en eau partant de la surface jusqu'à une certaine profondeur, la teneur en eau et la pression ont des valeurs constantes. Dans cette région du sol, le débit est pratiquement stable, la principale force provoquant l'écoulement est la gravité et le gradient est égal à l'unité. Cette zone porte le nom de zone de transmission.

- Il existe également, sous la zone de transmission, une zone de transition où la teneur en eau diminue graduellement en allant en profondeur. Dans cette zone, le gradient de succion est responsable du mouvement de l'eau.
- La zone de transition est plus grande si la courbe granulométrique du sol est étendue.
- La conductivité hydraulique dans la zone de transmission se rapproche de la valeur du débit spécifique q .
- La valeur de la teneur en eau dans la zone de transmission dépend de la valeur de ψ qui correspond à la valeur de $k_{unsat} = q$.

À partir de ces observations, on fait la supposition que le même type de profil sera obtenu lorsque l'infiltration a lieu dans un sol présentant une zone vadose en surface et des conditions saturées sous le niveau de la nappe. On fait également l'hypothèse que le niveau de la nappe demeure constant. Dans ces conditions, la zone de transmission devrait présenter des valeurs de pression et de teneur en eau constantes mais, contrairement aux observations de Corey, pour une zone vadose infinie, les valeurs de teneur en eau devraient augmenter dans la zone de transition en allant en profondeur pour atteindre la valeur de teneur en eau à saturation.

Bear propose une explication mathématique de ces observations par le développement suivant (Bear, 1988) :

En régime permanent, l'infiltration à une dimension (z), de l'eau dans le sol peut être décrite par l'équation suivante :

$$-q = k(\psi) \left(\frac{d\psi}{dz} - 1 \right) \quad (1.20)$$

où

z est l'élévation, positive vers le haut et $z = 0$ au niveau de la nappe phréatique lorsque $\psi = 0$

Cette équation devient

$$\int_{z_1}^{z_2} dz = \int_{\psi_1}^{\psi_2} \frac{d\psi}{q/k(\psi) + 1} \quad (1.21)$$

Dans le cas où le débit est très faible, $q/k(\psi) \ll 1$, et alors $\int_{z_1}^{z_2} dz \approx \int_{\psi_1}^{\psi_2} d\psi$ et $\int_{h_1}^{h_2} dh \rightarrow 0$ et

la distribution de la teneur en eau se rapproche de celle qu'on obtient en condition

d'équilibre hydrostatique. De plus, lorsque $\int_{z_1}^{z_2} dz \rightarrow \infty$, $[q/k(\psi) + 1] \rightarrow 0$ et dans ces

conditions, $q = -k(\psi)$, le gradient hydraulique prend presque la valeur de l'unité. On est dans la région de transmission où la teneur en eau et la succion sont constantes. Les figures 1.6 et 1.7 montrent les profils de succion et de teneur en eau dans un sol non saturé en condition d'infiltration ou d'évaporation.

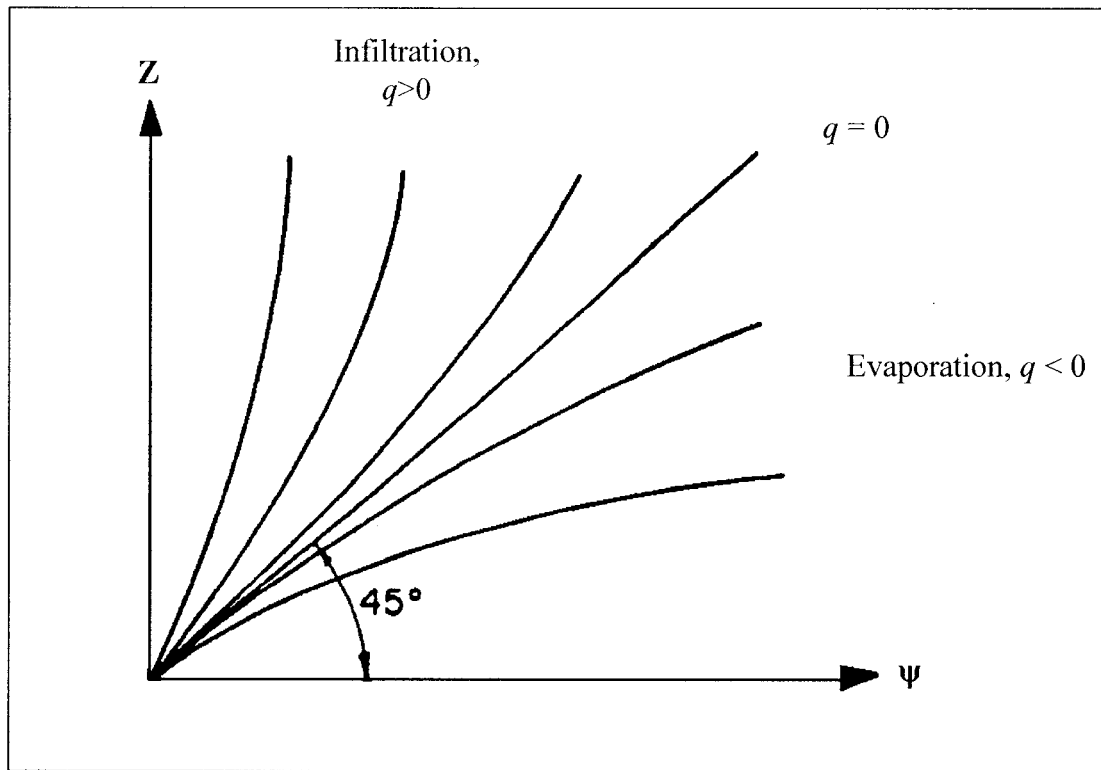


Figure 1.6 : Répartition schématique de la succion en fonction de l'élévation lors de l'écoulement vertical, évaporation ou infiltration, dans un sol non saturé (adaptée de Bear, 1988 p. 506).

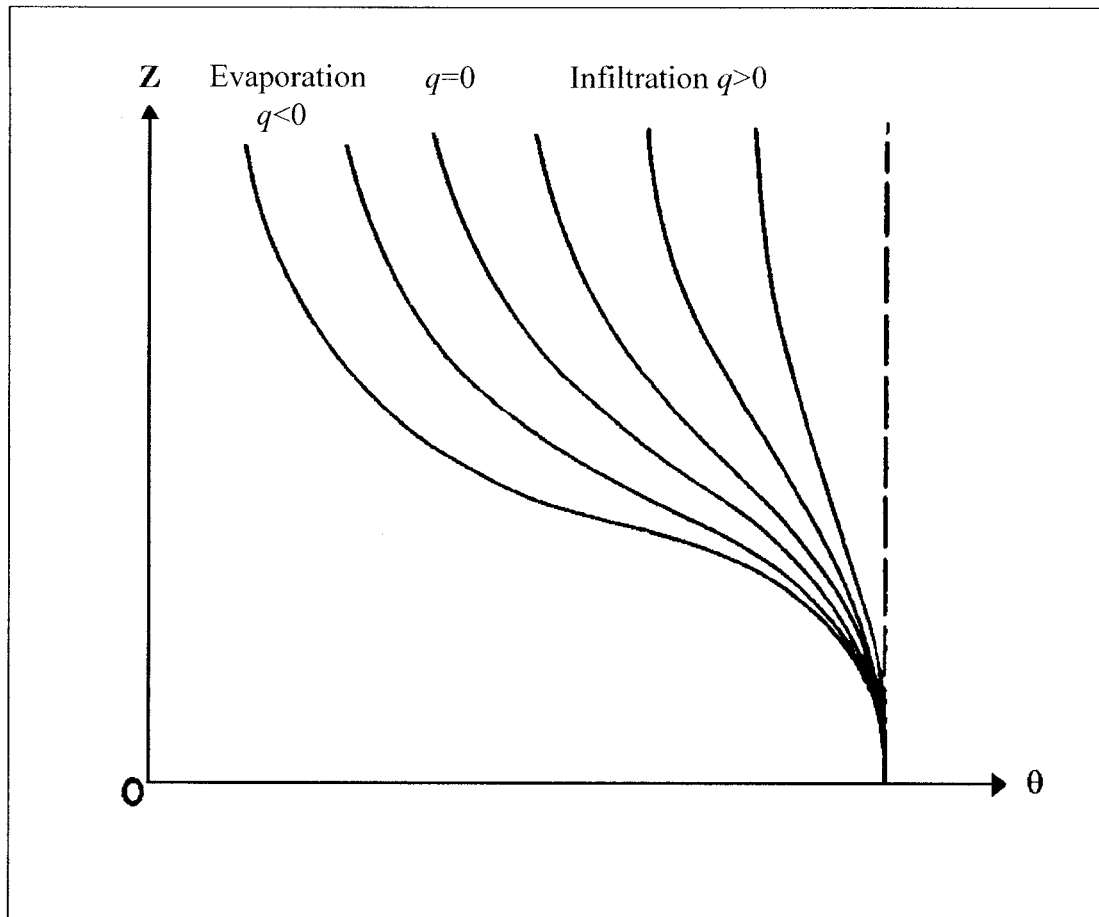


Figure 1.7 : Répartition schématique de la teneur en eau en fonction de l'élévation lors de l'écoulement vertical, évaporation ou infiltration, dans un sol non saturé (adaptée de Bear, 1988).

1.2 Théorie des essais de traceur non réactif

La dispersion des contaminants dans le sol dépend de plusieurs facteurs tels la source de pollution (diffuse ou ponctuelle), les propriétés du contaminant, les caractéristiques du sol (teneur en matière organique, propriétés hydrauliques, porosité, forme et homogénéité des grains, etc.). Ce mémoire s'intéresse aux caractéristiques du sol et

plus particulièrement aux propriétés hydrauliques qui influencent la dispersion d'un contaminant non réactif.

1.2.1 Mécanismes du transport

Pour un contaminant non réactif ayant les mêmes propriétés que celles de l'eau les deux principaux mécanismes de transport sont l'advection et la dispersion hydrodynamique. Pour un écoulement à une dimension (axe x), l'équation qui décrit le phénomène de transport de soluté en respectant la conservation de masse est l'équation d'advection-dispersion (EAD). On l'exprime de la façon suivante:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_x^* \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.22)$$

où

C est la concentration (moles/m³),

t est le temps (s),

D_x^* est le coefficient de dispersion hydrodynamique dans la direction x (m²/s) et

v_x est la vitesse réelle moyenne de l'eau dans les pores (m/s)

Dans cette équation, le premier terme exprime la dispersion alors que le deuxième terme correspond à l'advection.

1.2.1.1 ADVECTION

L'advection correspond au déplacement que subit une particule par l'action de la vitesse (v_D) dans la direction de l'écoulement de l'eau souterraine. Après un certain temps, si on ne tient compte que de l'advection, pour une source de contamination ponctuelle, le nuage de pollution s'est déplacé mais il garde la même forme et la même concentration. Toutefois, cette situation n'est pas réaliste et on observe, après un

certain temps, en plus du déplacement, un étalement du nuage formant un panache de contamination. Cet étalement est causé par la dispersion hydrodynamique.

1.2.1.2 DISPERSION HYDRODYNAMIQUE

La dispersion hydrodynamique est le résultat des mécanismes de diffusion et de dispersion mécanique. Ces deux phénomènes sont inséparables et sont toujours présents de manière plus ou moins importante.

Diffusion

La diffusion est le mécanisme par lequel les molécules se déplacent des zones à fortes concentrations vers les zones à faible concentration. Tout comme la loi de Darcy où le débit est directement proportionnel au gradient de charges hydrauliques, la loi de Fick décrit le flux de masse comme directement proportionnel au gradient de concentration. Pour un milieu aqueux, non poreux, en régime permanent, la première loi de Fick s'exprime comme suit :

$$J = -D_d \text{grad}(C) \quad (1.23)$$

où

J est le flux de masse (moles/m²s). Le signe négatif indique que le transport s'effectue des zones à fortes concentrations vers les zones à faibles concentrations,

D_d est le coefficient de diffusion d'une substance dans l'eau (m²/s) et

C est la concentration (moles/m³).

Dans un milieu poreux, le coefficient de diffusion est plus faible que dans un milieu aqueux libre à cause des obstacles causés par les grains. L'équation 1.24 présente la loi de Fick appliquée à un milieu poreux.

$$J = -D_d' \text{grad}(C) \quad (1.24)$$

où

D_d' est le coefficient de diffusion effectif (m^2/s)

Le rapport entre le coefficient de diffusion effectif et le coefficient de diffusion dans l'eau dépend de la porosité n et de la tortuosité des pores du sol τ . Toutefois, la relation entre ces différents éléments est controversée.

Pour Helfferich (1966)

$$\frac{n}{2} D_d \leq D_d' \leq D_d \left[\frac{n}{(2-n)} \right]^2 \quad (1.25)$$

Pour Greenkorn (1983)

$$D_d' = u_G n D_d \quad (1.26)$$

où

u_G est un nombre plus petit que 1

Finalement, pour Greenkorn et Kessler (1972)

$$D_d' = \frac{n}{\tau} D_d \quad (1.27)$$

où

τ est la tortuosité c'est-à-dire, le rapport L_e/L de la distance L_e parcourue par une particule pour traverser l'échantillon de longueur L .

Dispersion mécanique

Lorsqu'il y a un écoulement de l'eau dans le sol, en plus de la diffusion qui est causée par le gradient de concentration, la dispersion d'un traceur est aussi assurée par la dispersion mécanique.

Ce phénomène est causé par les variations locales de la vitesse et de la direction du fluide autour d'une vitesse et d'une direction moyenne. En d'autres mots, ce phénomène est causé par deux types de mécanismes : les mécanismes cinématiques et les mécanismes dynamiques (Sahimi, 1983). Les mécanismes cinématiques sont le résultat de la variation de la longueur des lignes de courant alors que les mécanismes dynamiques reflètent plutôt la variation de la vitesse des molécules autour d'une vitesse moyenne à l'intérieur d'un pore du sol.

Ces variations sont le résultat de l'hétérogénéité du médium poreux. La vitesse du fluide est effectivement plus grande au centre d'un pore que sur les parois des grains, elle est également plus grande dans un grand pore que dans un petit. De plus, le trajet emprunté par une particule de traceur sera plus ou moins long selon qu'elle doit contourner des grains de taille plus ou moins importante (fig. 1.8). En fait, c'est principalement l'hétérogénéité du milieu, à l'échelle mésoscopique (grains, pores) et à plus grandes échelles (stratifications, failles, discontinuités géologiques, etc.) qui augmente la distribution des vitesses et contribue à l'étalement du nuage de traceur.

Plusieurs études du transport de soluté en conditions saturées montrent que la valeur du coefficient de dispersion est directement proportionnelle à la vitesse moyenne de l'eau dans les pores (Matsubayashi et al, 1996, Fesch et al., 1998, Sato et al., 1995.). Certains trouvent la même relation en conditions non saturées (Yule et Gardner, 1978, James et Rubin, 1985, Maraqa et al, 1996). Pour Klotz et al. (1980), la relation linéaire est meilleure si le matériau est uniforme, c'est-à-dire pour un faible coefficient d'uniformité. On peut exprimer la dispersion mécanique par l'équation suivante :

$$D_L = \alpha_L v \text{ et } D_T = \alpha_T v \quad (1.28)$$

où

D_L et D_T sont respectivement les coefficients de dispersion mécanique longitudinale (dans le sens de l'écoulement) et transversale (perpendiculairement à l'écoulement) (m^2/s)

α_L et α_T sont respectivement la dispersivité longitudinale et la dispersivité transversale (m)

v est la vitesse réelle moyenne de l'eau dans les pores du sol, égale au débit spécifique divisé par la porosité effective (éq. 1.29) (m/s).

$$v = q/n_e \quad (1.29)$$

où

n_e est la porosité effective qui correspond aux pores et interstices reliés à l'état saturé qui permettent l'écoulement (Chapuis, 1999), établie par essais de traceur non réactif.

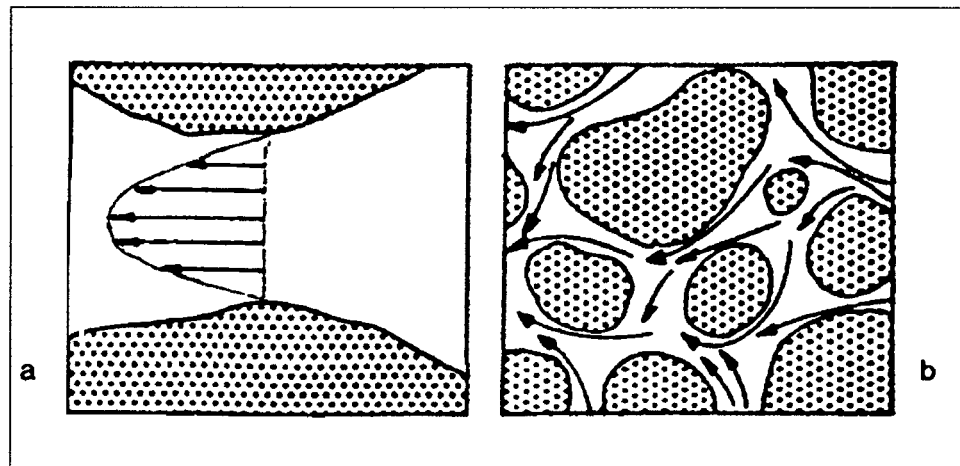


Figure 1.8 : Mécanismes de la dispersion mécanique. a) mécanismes dynamiques : variation du vecteur vitesse à l'intérieur d'un pore, b) mécanismes cinématiques : variation des longueurs de trajet. (tirée de Käss, 1998)

Dispersivité longitudinale et transversale

La dispersivité est une caractéristique propre au médium poreux. Elle va varier d'un sol à l'autre en fonction de la porosité, du diamètre effectif des grains, du coefficient d'uniformité et de la forme des grains. Selon Xu et Eckstein (1997), la porosité (n) et l'uniformité de la taille des grains (C_u) sont les facteurs qui influencent le plus la dispersivité d'un sol. Plus le coefficient d'uniformité (C_u) est grand plus la dispersivité augmente et inversement. De plus, elle diminue avec une augmentation de la porosité (Xu et Eckstein, 1997). Tout comme la conductivité hydraulique, la dispersivité va varier en fonction de la teneur en eau. Finalement, il est généralement admis que la dispersivité transversale α_T est un ordre de grandeur plus faible que la dispersivité longitudinale α_L (Gelhar et al., 1992).

Contributions de la diffusion et de la dispersion mécanique dans la dispersion

La contribution relative de la diffusion et de la dispersion mécanique dans le phénomène de dispersion hydrodynamique dépend de la vitesse du fluide. Si la vitesse est faible, le traceur passe suffisamment de temps dans les pores pour que la diffusion se produise. À l'inverse, si la vitesse est grande, c'est la dispersion mécanique qui contribue le plus à la dispersion. Selon Shackelford (1991), le transport de masse par diffusion est dominant seulement lorsque la vitesse de l'eau dans les pores est de 0.5 cm/an (1.59×10^{-8} cm/s) ou moins. En 1962, Pfannkuch (cité par Domenico et Schwartz, 1998 et par Bear, 1988) a étudié la relation entre ces deux mécanismes. Il a utilisé les résultats de nombreux essais de traceur pour construire la relation entre deux nombres sans dimension : en ordonnée, le rapport entre le coefficient de dispersion longitudinale et le coefficient de diffusion dans l'eau D_L/D_d et en abscisse le nombre de Peclet P_e (éq. 1.30) lequel exprime le ratio entre le taux de transport par convection et le taux de transport par diffusion moléculaire. Les résultats de cette étude sont présentés par la figure 1.9. La droite plus courte montre les résultats pour le même exercice mais avec la dispersion transversale.

$$P_e = vd_m / D_d \quad (1.30)$$

où

v est la vitesse réelle moyenne de l'eau dans les pores (m/s)

d_m est la taille moyenne des grains (m)

D_d est le coefficient de diffusion du composé dans l'eau (m²/s)

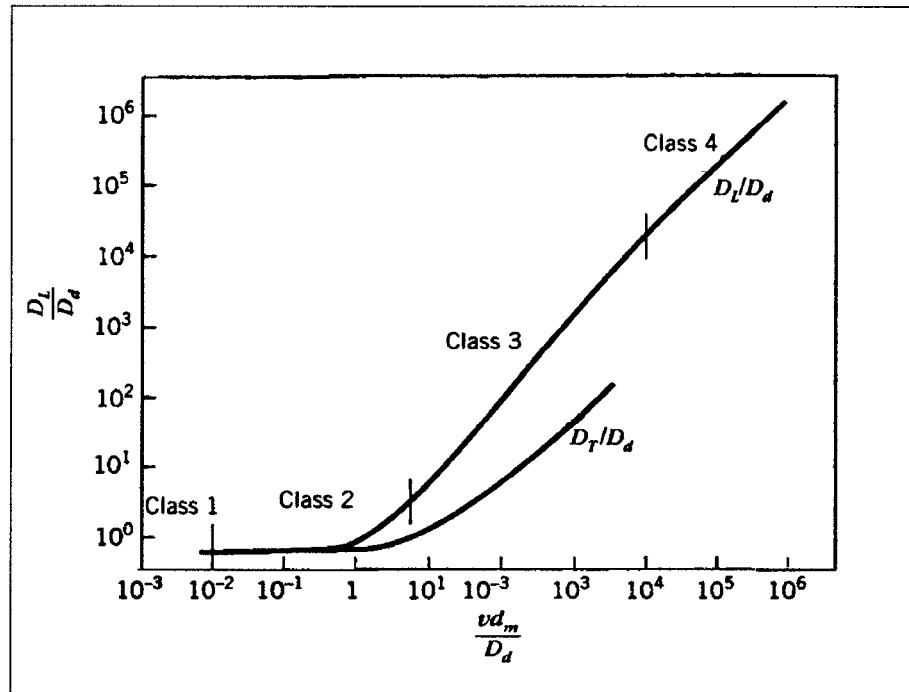


Figure 1.9 : Expérience de Pfannkuch visant à déterminer l'importance relative de la diffusion et de la dispersion hydrodynamique dans la dispersion sous différentes conditions de vitesse (tirée de Domenico et Schwartz, 1998)

Le graphique de la figure 1.9 peut être séparé en quatre classes. Considérant que la vitesse du fluide augmente en se déplaçant vers la droite sur l'axe des x et que l'importance relative de la dispersion mécanique augmente vers le haut sur l'axe des y :

Classe 1 : Pour une vitesse faible, le mécanisme de diffusion domine.

Classe 2 : Pour un nombre de Peclet situé entre 0.4 et 5, l'importance relative de la diffusion et de la dispersion hydrodynamique est la somme des deux mécanismes.

Classe 3 : En augmentant encore la vitesse, la diffusion cause des interférences avec la dispersion mécanique mais les deux ne sont plus additifs.

Classe 4 : Le mécanisme de la dispersion mécanique domine et les effets de la diffusion sont négligeables. Au-delà de cette zone la dispersion occasionnée par l'inertie et la turbulence ne peut plus être négligée.

En somme, pour simplifier l'interprétation des essais de traceur, il est préférable d'ajuster le débit de manière à pouvoir négliger les effets de la diffusion.

1.2.2 Mesures des paramètres du transport

Il existe deux manières de représenter la dispersion hydrodynamique longitudinale résultante d'un essai de traceur. Soit en faisant le graphique de la distribution des concentrations à un endroit x le long de l'axe de transport (fig. 1.10 a) ou bien en faisant le graphique de la distribution des concentrations le long de l'axe après un certain temps (fig. 1.10 b)

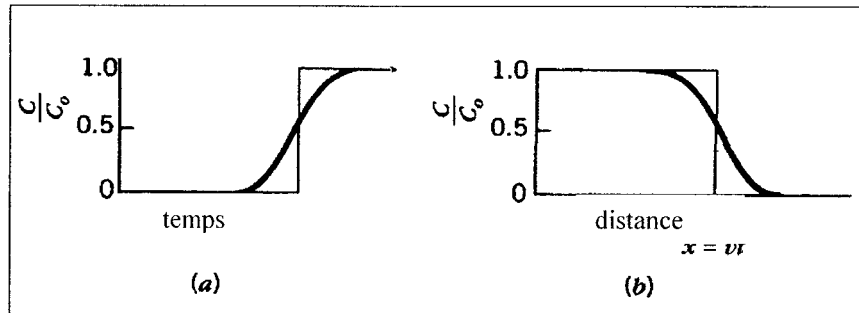


Figure 1.10 : Exemple de courbe de distribution de temps de résidence (a) et exemple de courbe de distribution spatiale des concentrations (b), (tirée de Domenico et Schwartz, 1998).

où

C est la concentration du fluide au moment t ou à la distance x et

C_0 est la concentration de la solution traceur (moles/m³)

On peut décrire la courbe de distribution du temps de résidence de la façon suivante : (fig. 1.10 a)

- Au point x , la concentration du fluide dans le tube est de zéro jusqu'au temps d'arrivée du traceur où $C/C_0 > 0$.
- Le temps pour lequel $C/C_0 = 0.5$ correspond à $t = x/v$ soit la distance divisée par la vitesse réelle moyenne de l'eau dans les pores
- Après un certain temps, la concentration au point d'observation vérifie $C/C_0 = 1$. Ceci nous indique que le fluide original a été totalement déplacé et que seule la solution traceur circule dans le tube.

Quant à la courbe de distribution des concentrations en fonction de la distance, on peut la décrire ainsi : (fig. 1.10 b)

- À faible distance du point d'entrée du traceur la concentration C vaut C_0 ,
- À la distance correspondant à $x = vt$ (vitesse par le temps écoulé), la concentration C vaut $0.5C_0$.

- À une grande distance du point d'entrée la concentration C vaut 0.

Ces résultats peuvent être interprétés suivant deux grandes familles de modèles. La première approche consiste à simplifier le milieu poreux pour développer des expressions mathématiques qui décrivent le phénomène de manière exacte. La seconde approche vise à construire un modèle statistique pour décrire le mouvement des particules au niveau microscopique puis de généraliser ce modèle pour décrire le comportement du traceur au niveau macroscopique.

1.2.2.1 MODELES DETERMINISTES, SOLUTION D'OGATA-BANKS (1961)

Selon cette approche, le milieu poreux est comparé à un modèle simplifié dont on connaît parfaitement la géométrie : paquet de tubes capillaires (Taylor, 1953, Aris, 1956, cité par Bear, 1988), réseaux de cellules interconnectées (Bear, 1960, cité par Bear 1988). Dans ce type de modèle, un traceur de concentration C_o entre dans un tube ou une cellule et déplace le fluide présent de concentration $C_l = 0$ tout en s'y mélangeant. Si on néglige la diffusion moléculaire, seule la variation des vitesses à l'intérieur des tubes ou des cellules (fig. 1.8 a) cause un étalement de la concentration. Des solutions différentes sont énoncées suivant la géométrie du modèle utilisé (tubes capillaire, cellules interconnectées).

Une des solutions élaborées pour ce type de problème (paquet de tubes capillaires) est donnée par l'équation d'Ogata-Banks (1961). Cette équation est une solution à l'équation d'advection-dispersion à une dimension (éq. 1.22) qui est valable dans les conditions suivantes :

- La source est continue. C'est-à-dire que pour tous les temps ($t > 0$), la concentration à $x = 0$ est égale à la concentration de la solution traceur.

$$C(0,t) = C_o$$

- Juste avant le début de l'essai, ($t \leq 0$) la concentration en traceur de l'eau de la colonne est de zéro.

$$C(x,0) = 0$$

$$\frac{C(x,t)}{C_o} = \left(\frac{1}{2} \right) \left(\operatorname{erfc} \left[\frac{(x-vt)}{2(D_L t)^{1/2}} \right] + \exp \left(\frac{vx}{D_L} \right) \operatorname{erfc} \left[\frac{(x+vt)}{2(D_L t)^{1/2}} \right] \right) \quad (1.31)$$

où

$\operatorname{erfc}(x)$ est la fonction d'erreur complémentaire

$$\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x)$$

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt$$

Si on néglige l'effet de la diffusion moléculaire,

$$D_L = D_x^* = \alpha_L v$$

En remplaçant dans l'équation 1.31, on obtient l'équation 1.32 :

$$\frac{C(x,t)}{C_o} = \left(\frac{1}{2} \right) \left(\operatorname{erfc} \left[\frac{(x-vt)}{2(\alpha_L vt)^{1/2}} \right] + \exp \left(\frac{x}{\alpha_L} \right) \operatorname{erfc} \left[\frac{(x+vt)}{2(\alpha_L vt)^{1/2}} \right] \right) \quad (1.32)$$

Ainsi, pour déterminer la valeur de dispersivité à partir des courbes expérimentales de distribution de temps de séjour, il suffit d'ajuster la courbe calculée par l'équation 1.32 en faisant varier la dispersivité. La dispersivité retenue est celle qui correspond à la courbe calculée ayant la plus petite différence avec la courbe expérimentale.

1.2.2.2 MODELES STATISTIQUES, METHODE DE BEAR

Selon les tenants de cette approche, les lois qui gouvernent le déplacement d'une particule de traceur dans un milieu poreux sont telles qu'il est impossible de prévoir de manière exacte le mouvement, dans le temps et l'espace, de cette particule. Le mouvement aléatoire des particules est à la base de cette approche. Chaque particule a des chances égales d'aller dans telle direction avec telle vitesse. Les lois de la statistique peuvent donc être employées afin de décrire la distribution spatiale d'un nuage de particules qui se déplacent selon les mêmes conditions moyennes de vitesse et de direction.

Le modèle statistique le plus utilisé implique que le transport de soluté se fait selon un régime Fickien. Dans le cas de la dispersion, un régime Fickien est atteint lorsque le taux d'étalement du soluté croît linéairement avec le temps. La diffusion moléculaire est un bon exemple de régime Fickien puisque la dispersion qui en résulte est directement proportionnelle au gradient de concentration. Même si au niveau microscopique, la dispersion mécanique ne fonctionne pas du tout de cette manière, le résultat macroscopique, sur une courte distance, de l'effet combiné de la diffusion et de la dispersion mécanique, montre une distribution des concentrations suivant une courbe normale. Les paramètres du transport peuvent ensuite être calculés à partir de la moyenne et de l'écart-type de la courbe de distribution des temps de séjour si elle suit une courbe normale telle que montrée par la figure 1.11.

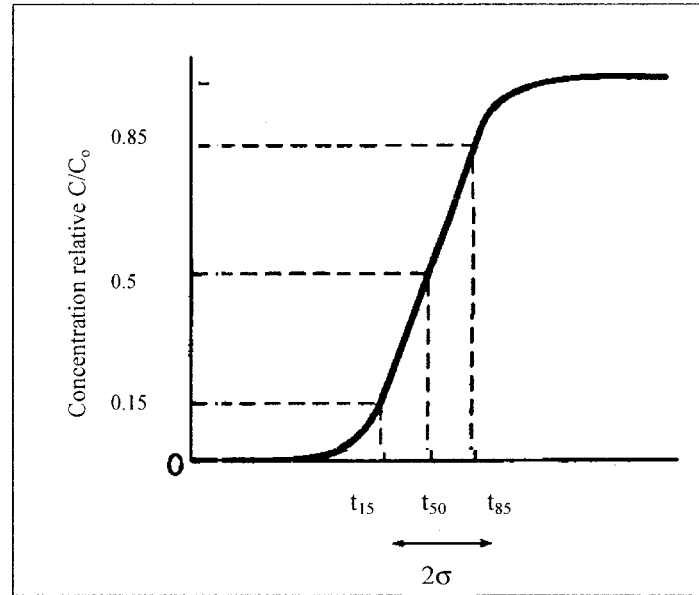


Figure 1.11 : Courbe de distribution des temps de séjour avec identification des t_{15} , t_{50} et t_{85} (tirée de Domenico et Schwartz, 1998)

Pour appliquer la méthode décrite ci-dessous, le régime Fickien doit être atteint. Pour ce faire, un panache de contaminant doit parcourir une distance suffisamment grande pour que l'écoulement ait rencontré toutes les échelles d'hétérogénéité disponibles et que l'ensemble des vitesses possibles soit représenté. Ainsi les hypothèses statistiques à la base des équations seront respectées.

Les équations 1.33 à 1.37 sont utilisées pour calculer les paramètres suivants :

- Le coefficient de dispersion longitudinale D_L (équ. 1.33 et 1.34)
- La vitesse moyenne de l'eau dans les pores v (équ. 1.35)
- La dispersivité longitudinale α_L (équ. 1.36)
- La porosité effective n_e (équ. 1.37)

$$D_L = \frac{1}{2} \sigma^2 L \frac{ki}{n_e} \quad (1.33)$$

où

$$\sigma \text{ est l'écart-type} \quad 2\sigma = \frac{t_{85} - t_{15}}{t_{50}} \quad (1.34)$$

t_{85} , t_{15} , t_{50} sont les temps correspondant respectivement à C/C_0 égale à 0.85, 0.15 et 0.5.

D_L est le coefficient de dispersion longitudinale (m^2/s)

L est la longueur de l'échantillon (m)

k est la conductivité hydraulique (m/s)

i est le gradient hydraulique (sans unité)

n_e est la porosité effective (sans unité)

Puisque la porosité effective n'est pas une valeur connue avant l'essai, on peut utiliser les équivalences suivantes pour calculer la vitesse moyenne de l'eau dans les pores:

$$\frac{Q}{An_e} = \frac{ki}{n_e} = \frac{L}{t_{50}} = v \quad (1.35)$$

$$\alpha_L = \frac{D_L}{v} \quad (1.36)$$

où

v est la vitesse réelle moyenne de l'eau dans les pores (m/s)

α_L est la dispersivité longitudinale (m/s)

Q est le débit (m^3/s)

A est l'aire de la section (m^2)

$$\frac{Q/A}{v} = n_e \quad (1.37)$$

1.2.3 Problèmes liés à l'expérimentation

Les conditions d'expérimentation sur le terrain et en laboratoire doivent être optimales et doivent respecter les conditions d'utilisation des équations. Tel que mentionné précédemment, la dispersion peut être causée par plusieurs facteurs et la condition de réussite d'un essai de traceur consiste à éliminer tous ces facteurs afin d'isoler la dispersion causée par le médium uniquement. Les quatre sections qui suivent mettent en relief différents facteurs qui peuvent biaiser l'interprétation des résultats.

1.2.3.1 PROBLEME DU MILIEU HOMOGENE

À moins de faire l'étude des effets de l'hétérogénéité du milieu poreux sur la dispersion d'un soluté, il est souhaitable d'utiliser un médium très homogène et bien caractérisé afin d'éliminer les effets mal connus d'une double porosité, de la variation de la densité du sol, de la variation de la taille des grains, etc. L'utilisation de billes de verre à granulométrie uniforme permet de réduire l'hétérogénéité. Une caractérisation détaillée des billes de verre utilisées est présentée aux chapitres 3 et 4.

1.2.3.2 PROBLEME D'ECHELLE

L'étude de la dispersivité d'un sol sert ultimement à connaître sur quelle distance et sur combien de temps un panache de contaminant va se déplacer. Malheureusement, il est difficile de déduire les paramètres de transport sur le terrain à partir des résultats d'essais de laboratoire à petite échelle. Une étude menée par Gelhar et al. (1992), à partir des résultats d'essais de traceur sur différents terrains à différentes échelles, montre que la dispersivité a tendance à augmenter avec la taille du terrain étudié. Ces conclusions sont toutefois controversées parce qu'on identifie plusieurs erreurs expérimentales dans les études utilisées. Silliman et Simpson (1987) ont démontré l'effet d'échelle en laboratoire en introduisant différentes hétérogénéités dans une boîte contenant un sable grossier. Dans ce cas, la dispersivité varie en fonction des hétérogénéités introduites. Selon les auteurs, une dispersivité globale peut être

mesurée si la distance parcourue par le traceur est beaucoup plus grande que l'hétérogénéité. D'un autre côté, Klotz et al (1980) démontrent qu'il est possible, dans certaines conditions très strictes (mêmes propriétés sédimentaires, stratifications dans le même sens que l'écoulement et la distance entre le point d'injection et le point de détection est moins de 50 m.), d'utiliser les résultats de laboratoire pour faire des prédictions sur le terrain.

Pour comprendre ces résultats des différents auteurs, on doit introduire les notions de dispersivité microscopique, à l'échelle des grains et des pores, et la dispersivité macroscopique causée par de plus grandes hétérogénéités : stratification, variation progressive de la tailles des grains, discontinuités géologiques, etc. Pour chacune de ces échelles, on doit utiliser un volume élémentaire représentatif permettant au traceur d'interagir avec toutes les hétérogénéités. Selon Gelhar (1979), la dispersivité augmente en s'éloignant de la source jusqu'au moment où, ayant rencontré toutes les hétérogénéités correspondantes à l'échelle du problème, elle devient constante, ce qu'il nomme *dispersivité asymptotique*. En somme, si la taille du problème n'est pas suffisamment grande, la distribution spatiale du traceur ne suivra pas une courbe normale et les théories classiques d'interprétation ne pourront pas être utilisées.

Pour un même médium, il est donc nécessaire de faire des essais à différentes échelles afin d'évaluer la distance nécessaire pour atteindre la dispersivité asymptotique. Nous avons réalisé, en conditions saturées, avec un médium homogène, un essai de traceur en colonne courte (0.3 m) (section 2.5) et un essai de traceur en colonne longue (1.2 m) (section 6.3). Les résultats des deux essais ont ensuite été comparés (section 6.3.1).

1.2.3.3 PROBLEME DE GEOMETRIE DU MONTAGE

Lors de l'étude des paramètres de transport en laboratoire, le montage dans lequel le matériau à l'étude est placé peut induire une dispersivité supplémentaire soit par sa géométrie ou par ses composantes. James et Rubin (1972) ont étudié l'augmentation

de la dispersivité causée par le mécanisme de collecte de l'eau placé à la sortie de la colonne. Selon eux, l'influence du montage sera plus grande si la colonne est courte, si la vitesse augmente ou si on est en conditions non saturées. De même, Yule et Gardner (1978) montrent que la géométrie de leur appareil induit une dispersion supplémentaire en rallongeant la longueur de certaines lignes de courant par rapport à d'autres. Idéalement, pour rencontrer les exigences relatives aux conditions frontières nécessaires à la validité des solutions d'Ogata-Banks et de Bear, l'entrée d'eau et de traceur doit permettre une distribution uniforme de la solution sur toute la surface du sol. De même, les lignes de courant doivent également être perpendiculaires à la zone de sortie d'eau. Le montage que nous avons utilisé ne correspond pas à ces conditions mais une étude de l'effet de la géométrie a été réalisée. Les détails sont présentés au chapitre 6.

1.2.3.4 PROBLEME DU TAUX D'INFILTRATION CONSTANT

Un paramètre important à contrôler lors d'essai de traceur est le débit d'infiltration. Sur le terrain, une pluie survenant durant l'essai peut biaiser les résultats en augmentant la vitesse moyenne de l'eau. Au laboratoire, le débit d'infiltration doit être constant. L'utilisation d'un très faible débit rend la tâche difficile mais plusieurs ont recours à des pompes très précises ou à un système de réservoir à charge constante (bouteille de Mariotte). Notre système d'infiltration à débit constant est décrit au chapitre 4.

1.3 Transport de soluté en conditions non saturées

La problématique du transport en conditions non saturées a été beaucoup étudiée ces dernières années mais aucun modèle n'est accepté de manière générale pour décrire l'influence de la teneur en eau sur la dispersion (Maraqa, 2000). Des résultats de

laboratoire et de terrain, en apparences contradictoires, sont à la source de ce manque d'unanimité.

1.3.1 Quelques considérations théoriques

Si la vitesse du fluide est suffisamment grande et sachant que le coefficient de diffusion effectif diminue avec la teneur en eau (Lim et al., 1998), on peut considérer que la contribution de la diffusion est négligeable dans les processus de dispersion. Dans ces conditions, l'équation du coefficient de dispersion peut être simplifiée par l'équation suivante :

$$D_L = \alpha_L v \quad (1.38)$$

avec

$$v = q/n_e \quad (1.39)$$

Puisqu'en conditions non saturées, l'air occupe une partie de l'espace des vides, c'est un peu comme si la porosité effective (n_e) était réduite. Dans ces conditions, pour un débit d'infiltration constant, la vitesse moyenne de l'eau dans les pores du sol augmente ce qui favorise une augmentation du coefficient de dispersion.

De plus, tel que mentionné à la section 1.3.1.2, la dispersivité augmente avec une diminution de la porosité du sol. Ainsi, lorsque l'air occupe l'espace des vides, la porosité effective diminue et on s'attend à ce que la dispersivité augmente. La présence d'air oblige les particules à emprunter des chemins plus tortueux, ce qui augmente l'effet des mécanismes cinématiques, créant une augmentation de la dispersivité avec la diminution de la teneur en eau. D'un autre côté, les mécanismes dynamiques, soit la variation de la vitesse autour d'une vitesse moyenne, sont également influencés par la présence d'air. Une diminution de l'espace par lesquels les fluides peuvent circuler diminue la variation possible du vecteur vitesse à l'intérieur d'un pore (fig. 1.8 a) diminuant ainsi la dispersivité lorsque la teneur en eau diminue. En résumé, une

diminution de la teneur en eau augmente la dispersivité en affectant les mécanismes cinématiques et diminue la dispersivité par l'action des mécanismes dynamiques.

Il existe deux modèles pour décrire le transport de masse en condition non saturées. Le modèle dit à l'équilibre où toutes les particules du fluide participent à l'écoulement et le modèle du transport qui n'est pas en condition d'équilibre et où une partie des particules du fluide est immobile. Dans ce dernier cas, on parle du modèle des zones d'eau mobile et immobile (MIM)

1.3.2 Modèle du transport en condition d'équilibre

En tenant compte de la teneur en eau, l'équation générale du transport de masse en une dimension dans l'axe des x, (éq. 1.22) peut s'exprimer de la façon suivante :

$$\theta \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\theta D \frac{\partial C}{\partial x} \right) - v_x \theta \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.40)$$

Pour des conditions non saturées, en régime permanent et pour une teneur en eau constante, l'équation 1.40 peut être réduite à l'équation d'advection dispersion en conditions saturées. Dans ce cas, les solutions d'Ogata-Banks et de Bear peuvent être utilisées pour décrire la courbe de distribution des temps de séjour. La dispersivité calculée dans ces cas est spécifique à la teneur en eau.

Van Genuchten et Simunek (1996) émettent de nombreuses réserves et limites d'application pour l'équation d'advection dispersion en conditions non saturées :

Pour utiliser cette équation, on doit faire l'hypothèse que :

- La phase gazeuse joue un rôle négligeable dans l'écoulement non saturé et donc qu'une seule équation est nécessaire pour décrire l'écoulement.
- L'équation de Darcy est valide autant dans des conditions où l'écoulement est très faible que dans les conditions où l'écoulement est très grand.

- Les gradients osmotiques et électrochimiques sont négligeables par rapport au gradient de pression d'eau (suction).
- La densité du fluide est indépendante de la concentration en traceur.
- On peut négliger la compressibilité du sol et celle du fluide.

L'équation est complexifiée par les éléments suivants :

- L'effet d'hystérésis qui affecte les fonctions $\theta(\psi)$ et $k(\psi)$.
- La grande non linéarité de la fonction de perméabilité $k(\psi)$.
- Le manque de méthode précise et peu dispendieuse pour mesurer les propriétés hydrauliques en conditions non saturées.

De plus, la transposition des résultats de laboratoire sur le terrain est limitée par les hétérogénéités du sol, l'effet d'échelle, les variations de température dans le sol, les activités biologiques et chimiques, etc.

1.3.3 Modèle des zones d'eau mobile et immobile (MIM)

Dans plusieurs études de traceur (non réactif) en conditions non saturées, la courbe de distribution des temps de séjour ne suit pas une loi normale. On observe plutôt une arrivée précoce du traceur et un allongement de la queue de la courbe (van Genuchten et Wierenga, 1976; De Smedt et Wierenga, 1984; De Smedt et al., 1986; Bond et Wierenga, 1990; Lennartz et Meyer-Windel 1995; Griffioen et al., 1998; Fesch et al., 1998; Padilla et al., 1999; Nützmann et al., 2002). Ce phénomène serait causé par la présence d'eau immobile à l'intérieur du sol. Lors du drainage, les pores les plus gros se drainent rapidement alors qu'à cause des forces capillaires, les petits pores tendent à rester saturés plus longtemps. Les échanges de soluté, principalement par diffusion, à l'interface entre les zones d'eau mobile et immobile sont la source de l'asymétrie. En fait, les petits pores agissent comme des réservoirs d'où le traceur diffuse, après le passage du front du traceur, vers la région d'eau mobile. Ce phénomène se produit

plus facilement dans des sols constitués d'agrégats. Le modèle de Coats et Smith (1964, cité par van Genuchten et Simunek, 1976) permet de décrire le transport de soluté en conditions non saturées lorsqu'une portion de l'eau est immobilisée dans de très petits pores.

$$\theta_m \frac{\partial C_m}{\partial t} + \theta_{im} \frac{\partial C_{im}}{\partial t} = \theta_m D \frac{\partial^2 C_m}{\partial z^2} - v_m \theta_m \frac{\partial C_m}{\partial z} \quad (1.41)$$

où

les indices m et im correspondent respectivement aux zones d'eau mobile et immobile : le second terme de cette équation représente le transfert de masse entre les deux zones.

Il est exprimé par l'équation suivante :

$$\theta_{im} \frac{\partial C_{im}}{\partial t} = \lambda (C_m - C_{im}) \quad (1.42)$$

où

λ est le coefficient de transfert de masse.

Dans d'autres études, les courbes de distribution de temps de séjour suivent une loi normale et peuvent être décrites par l'équation d'advection dispersion (équation 1.40) (Maraqa et al., 1996; Lennartz et Meyer-Windel, 1995; Mace, 1994). Ces résultats montrent soit une très faible présence d'eau immobile ou bien, si une portion d'eau est immobilisée, elle n'est pas en contact avec les zones d'eau mobile et il n'y a pas d'échange de masse entre les deux zones (Maraqa et al., 1996; Lennartz et Meyer-Windel, 1995). Effectivement, si θ_{im} tend vers zéro, ou si il n'y a pas de transfert de masse λ tend vers zéro, l'équation 1.41 est réduite à l'équation d'advection-dispersion (eq. 1.40)

Puisque la présence d'eau immobile augmente la dispersion, il sera important de bien contrôler ce facteur. L'utilisation de billes de verres de forme sphérique et de tailles homogènes permet de réduire la présence d'eau stagnante. Toutefois, on peut vérifier

la proportion d'eau immobile en mesurant la vitesse moyenne de l'eau dans les pores du sol puis en appliquant les équations suivantes

$$v = L/t_{50} = q/\theta_m \quad (1.43)$$

$$\theta_m = \frac{qt_{50}}{L} \quad (1.44)$$

1.3.4 Quelques résultats

Il est généralement admis que la dispersion augmente lorsque le degré de saturation diminue (Maciejewski, 1993). Certains vont même jusqu'à montrer que, indépendamment de la vitesse du fluide, la dispersivité augmente avec la diminution de la teneur en eau (Mace, 1994, Sato et al., 1995, Fesh et al., 1998, Padilla et al., 1999, Nützmann et al., 2002). Des résultats sensiblement différents sont trouvés par d'autres chercheurs. Selon Maraqa et al. (1996) la dispersivité en milieu non saturé est relativement constante et elle est 2 à 3 fois plus grande qu'en milieu saturé. Pour Matsubayashi et al. (1996), en conditions non saturées, le coefficient de dispersion augmente linéairement plus rapidement qu'en conditions saturées, avec l'augmentation de la vitesse jusqu'à une certaine valeur de teneur en eau. Au-delà de cette valeur, le coefficient de dispersion diminue jusqu'à atteindre celui qu'on trouve en conditions saturées.

À l'inverse des résultats précédemment décrits, James et Rubin (1985) observent que pour une même vitesse de l'eau dans les pores, la dispersivité est trois fois plus petite en conditions non saturées qu'en conditions saturées. Pour eux, la distribution de la vitesse interstitielle serait la source la plus importante de dispersion hydrodynamique. Finalement, Beaudoin et Chapuis (1999) observent, pour un degré de saturation élevé (75 à 100%) une augmentation de la dispersivité avec l'augmentation de la teneur en eau.

Même si généralement les différentes études montrent que la dispersivité a tendance à augmenter lorsque la teneur en eau diminue, les mécanismes responsables de ce phénomène sont mal connus. Une bonne piste de recherche est offerte par Nützmann et al. (2002). Selon eux, la variation de la longueur des lignes de courant causée par la présence de d'air dans les pores, engendre la variation de la vitesse du fluide autour d'une vitesse moyenne $\Delta v/v$, laquelle variation est responsable de l'augmentation de la dispersivité. En installant plusieurs points de mesure pour une même teneur en eau, ils calculent une variation de vitesse et une vitesse moyenne. Suivant une logique basée sur l'approche statistique, ils démontrent une relation linéaire entre la dispersivité et $\Delta v/v$

$$\alpha = \frac{l_n}{2} \left(\frac{\Delta v}{v} \right) \quad (1.45)$$

où

l_n est un facteur de forme empirique.

De plus, ils montrent expérimentalement que $\Delta v/v$ dépend de la teneur en eau par la relation suivante :

$$\frac{\Delta v}{v} = \alpha_{sat} \theta^b \quad (1.46)$$

où

α_{sat} est la dispersivité en conditions saturées,

b est un paramètre empirique.

En combinant les deux équations, on obtient

$$\alpha = \alpha_{sat} \frac{l_n}{2} \theta^b \quad (1.47)$$

1.3.5 Problèmes liés à l'expérimentation en milieu non saturé

Outre les difficultés expérimentales relevées à la section 1.3.3, l'étude du transport en conditions non saturées présente deux difficultés spécifiques. Il s'agit de la mesure de la teneur en eau et la mesure de la concentration en traceur.

1.3.5.1 MESURE DE LA TENEUR EN EAU VOLUMIQUE

La seule manière de faire des mesures directes de la teneur en eau est de prendre un échantillon de sol et de faire la différence entre son poids humide et son poids sec. Dans le cas d'une grande colonne, il est très complexe de construire un montage qui soit à la fois étanche et démontable en plusieurs échantillons. De plus, dès que l'infiltration cesse, l'eau se redistribue dans la colonne. Il faut donc démonter la colonne très rapidement pour que les échantillons présentent encore la teneur en eau qui prévalait lors de l'essai. Un tel système nécessite également de vider et remplir le montage entre chaque essai, ce qui est coûteux en terme de temps. Ce type de mesure de la teneur en eau a cependant été utilisé par Sato et al. (1995) pour une colonne courte, par Bond et Wierenga (1990) et Matsubayashi et al. (1996) pour de grandes colonnes démontables et par James et Rubin (1985) pour une grande colonne dont les sections se démontent très rapidement.

Étant donné les désavantages de la méthode directe, on préconise habituellement des méthodes de mesures indirectes. Les modes de mesures indirectes rencontrés dans la littérature comprennent l'utilisation de sonde TDR (Nützmänn et al., 2002; Fesch et al., 1998; Mace, 1994), la pesée de l'appareil en entier (Lennartz et Meyer-Windel, 1995; Maraqa et al., 1996; Padilla et al., 1999) et la méthode d'adsorption des rayons gamma (DeSmedt et Wierenga, 1984; Maciejewski, 1993). Plus d'information sur les sondes TDR (Time Domain Reflectometry) peut être obtenue dans les ouvrages de

Langner et al. (1998), Hart et Lowery, (1998), Nadler et al., (1999), et Gaidi et Alimi-Ichola, (2000). Une autre méthode non destructive intéressante pour déterminer la teneur en eau d'un sol dans une colonne est celle de la transmission de la lumière. Niemet et al., (2002) et Niemet et Selker (2001), proposent des équations pour relier la transmission de la lumière au travers un médium translucide, à de la teneur en eau de ce médium.

1.3.5.2 MESURE DE LA CONCENTRATION EN TRACEUR

On relève, dans la littérature, deux manières principales de mesurer la concentration en traceur. Soit, pour une colonne courte où la teneur en eau est constante dans tout le profil, l'eau de l'effluent est échantillonnée et analysée; soit, pour une grande colonne présentant un profil de teneur en eau variable, la mesure doit alors se faire le long du profil. L'analyse de l'eau de l'effluent a été utilisée par Padilla et al. (1999), Maraqa et al. (1996), De Smedt et al. (1986), De Smedt et Wierenga (1984) et Lennartz et Meyer-Windel (1995).

La mesure de la concentration à plusieurs endroits dans le montage est un peu plus complexe. De la même manière que pour la mesure de la teneur en eau, Bond et Wierenga (1990) ont utilisé une méthode destructive afin d'extraire l'eau du sol et d'en faire l'analyse. Quant aux méthodes non destructives, les principales sont les suivantes :

- Conductivité électrique : En utilisant un sel comme traceur, la concentration peut être mesurée en plaçant des électrodes aux endroits voulus. Toutefois, puisque la conductivité électrique est également affectée par la présence de l'eau, une

calibration doit être faite pour chaque teneur en eau (Matsubayashi et al., 1995). Le type de sol, le type d'ion, la température et la géométrie de la sonde affectent également la mesure (Matsubayashi et al., 1995). Nützmann et al. (2002) utilisent également cette méthode avec des électrodes au platine.

- Méthode radiométrique : La présence d'un isotope radioactif ou activé dans la solution traceur permet une mesure de la concentration par la détection des émissions radioactives produites par la désintégration. Cette mesure implique l'utilisation de détecteurs le long du profil. Ceux-ci peuvent être fixes ou mobiles, ils sont généralement dispendieux et lourds à cause de leur protection de plomb. La lecture doit être corrigée en fonction de la concentration initiale, de la constante de désintégration, du volume détecté (dépend de la géométrie du détecteur et du montage). Le choix de l'isotope doit se faire en fonction d'une courte demi-vie, d'un faible dégagement d'énergie et d'une bonne solubilité. Dans l'étude du transport en conditions non saturées de Maciejewski (1993), cette méthode s'est révélée peu précise. Käss (1998) présente une bonne introduction sur les méthodes radiométriques.
- Technique d'analyse d'images : La capture de plusieurs images successives par la technologie numérique permet de suivre l'évolution d'un nuage de colorant dans un médium translucide. Un bon logiciel de traitement d'image doit ensuite être utilisé pour convertir les variations de teintes en valeur de concentration. Theodoropoulou et al. (2003) présentent une méthode qu'ils ont utilisée dans un modèle poreux artificiel constitué de verre attaqué à l'acide pour simuler le milieu poreux. Le fluide initial et la solution traceur contiennent tous deux, en trace, un indicateur organique très sensible au pH. Le traceur étant une solution de HCl, la concentration est visible par la teinte prise par l'indicateur de pH en réaction avec l'acide (jusqu'à 18 teintes).

Ces trois méthodes étant dépendantes de la teneur en eau, cette dernière doit être mesurée au préalable par une des méthodes citées à la section 1.4.5.1.

1.4 Modélisation numérique

Plusieurs modélisations numériques ont été réalisées au cours de ce projet afin de reproduire et valider les essais effectués en laboratoire. Pour simuler l'écoulement de l'eau dans le sol saturé ou non saturé, nous avons utilisé le logiciel SEEP/W 2D. Le logiciel CTRAN/W est ensuite utilisé, en conjonction avec SEEP/W, pour reproduire le transport de soluté dans le milieu poreux saturé ou non.

1.4.1 SEEP/W

SEEP/W (version 5, Geo Slope international ltd., 2002) est un logiciel de simulation de l'écoulement de l'eau dans les pores du sol. Le code utilise la méthode des éléments finis pour résoudre des problèmes à deux dimensions dans une section verticale, horizontale ou autour d'un axe vertical. Il permet de simuler les écoulements en milieu saturé et non saturé, en régime permanent et en régime transitoire. SEEP/W doit donc résoudre la loi de Darcy (eq. 1.5) ainsi que l'équation de conservation (eq. 1.9). Le logiciel résout les deux équations suivantes :

Dans un plan vertical dont les axes principaux sont x et z :

$$k_x \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) + k_z \left(\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) + Q = \left(\frac{\partial \theta}{\partial t} \right) \quad (1.48)$$

Pour un problème axisymétrique autour d'un axe vertical (z, r) :

$$k_r \left[\left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right) + \left(\frac{1}{r} \right) \left(\frac{\partial h}{\partial r} \right) \right] + Q = \left(\frac{\partial \theta}{\partial t} \right) \quad (1.49)$$

q est le débit unitaire aussi égal à la vitesse de l'eau dans les pores

Q le débit appliqué à la frontière

k est la conductivité hydraulique

i est le gradient hydraulique

θ est la teneur en eau volumique

n est la porosité totale

S_r est le degré de saturation.

r est la distance radiale

Le logiciel calcule et présente toutes les conditions d'écoulement aux temps voulus, à l'endroit voulu (h , q , k , θ , P_w , etc.).

1.4.2 CTRAN/W

CTRAN/W (version 5, Geo Slope international ltd.) est utilisé en conjonction avec le logiciel SEEP/W lequel fait les calculs pour déterminer les conditions d'écoulement (h , q , k , θ , P_w , etc.). À partir de ces résultats, le logiciel CTRAN/W résout la problématique du transport de contaminant pour des problèmes aussi simples que le traçage de particules entraînées par le mouvement de l'eau jusqu'à la caractérisation de phénomènes impliquant les mécanismes de diffusion moléculaire, de dispersion, d'adsorption, de dégradation radioactive et de différence de densité.

Pour un problème de dispersion simple avec un traceur non réactif de même densité que l'eau, le logiciel utilise l'équation d'advection dispersion (eq. 1.40) pour connaître la valeur de la concentration en contaminant en tout point et pour tous les temps.

L'équation d'advection dispersion est présentée ci-dessous sous la forme à une dimension mais le logiciel l'utilise également sous une forme à deux dimensions.

$$\theta \frac{\partial C}{\partial t} = \theta D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.49)$$

Afin de réaliser la simulation du transport en 2D, d'un traceur dans un milieu poreux, il est donc nécessaire de connaître les dispersivités longitudinale α_L et transversale α_T , ainsi que le coefficient de diffusion moléculaire du traceur dans le médium poreux.

Chapitre 2 Propriétés et caractéristiques des billes de verre

Tel que vu précédemment, pour bien interpréter des essais de traceur en conditions non saturées, il est capital de bien connaître le médium dans lequel seront faits les essais. Le prochain chapitre a pour but de caractériser les billes de verre qui seront utilisées. Plusieurs essais ont été réalisés pour connaître les propriétés du matériau : granulométrie, masse volumique des grains, indice des vides minimal et maximal, conductivité hydraulique saturée et essai de traceur en conditions saturées. Un essai de drainage ayant pour but de mesurer la courbe de rétention d'eau et de faire des prédictions de la fonction de perméabilité a également été réalisé. Les détails de cet essai sont présentés au chapitre 3.

2.1 Courbe granulométrique

La granulométrie des billes de verre a été déterminée au laboratoire de l'URSTM de l'UQAT en utilisant un granulomètre au laser Malvern. Lors de ce type d'essai l'échantillon peut être analysé à sec ou mélangé à un agent dispersant comme l'eau. Un faisceau monochromatique (laser) est orienté face à cet échantillon. Selon la grosseur des particules, le faisceau sera dévié de sa trajectoire initiale d'un angle plus ou moins grand. La lumière diffractée dans différentes orientations est ensuite perçue par un détecteur. Ce détecteur optique est composé de plusieurs unités de détecteurs qui reçoivent cette lumière déviée selon un angle défini. Le granulomètre Malvern permet d'obtenir la distribution des diamètres de particules variant de 0,05 à 880 μm . La figure 2.1 présente la courbe granulométrique obtenue à la suite de cet essai. Les résultats expérimentaux sont également présentés à l'annexe 1 (tableau A.1.1). Il est intéressant de noter que, bien que 90% des particules aient une taille située entre 200 et

300 μm , le granulomètre détecte une portion (environ 0.5%) de particules très fines, dont la taille est située entre 0.3 et 16 μm . En fait, on ne sait pas si ces particules existent réellement où si elles sont le résultat d'un problème de mesure de l'appareil.

Le D_{10} (diamètre correspondant à 10% de particules passantes) et le D_{60} (diamètre correspondant à 60% de particules passantes) sont calculés par interpolation linéaire. On obtient :

$$D_{10} = 225 \mu\text{m}$$

$$D_{60} = 273 \mu\text{m}$$

Le coefficient d'uniformité, C_u

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 1.21$$

Ce qui correspond, selon le système de classification de l'USCS (Casagrande, 1948) à un sable fin, à granulométrie peu étalée.

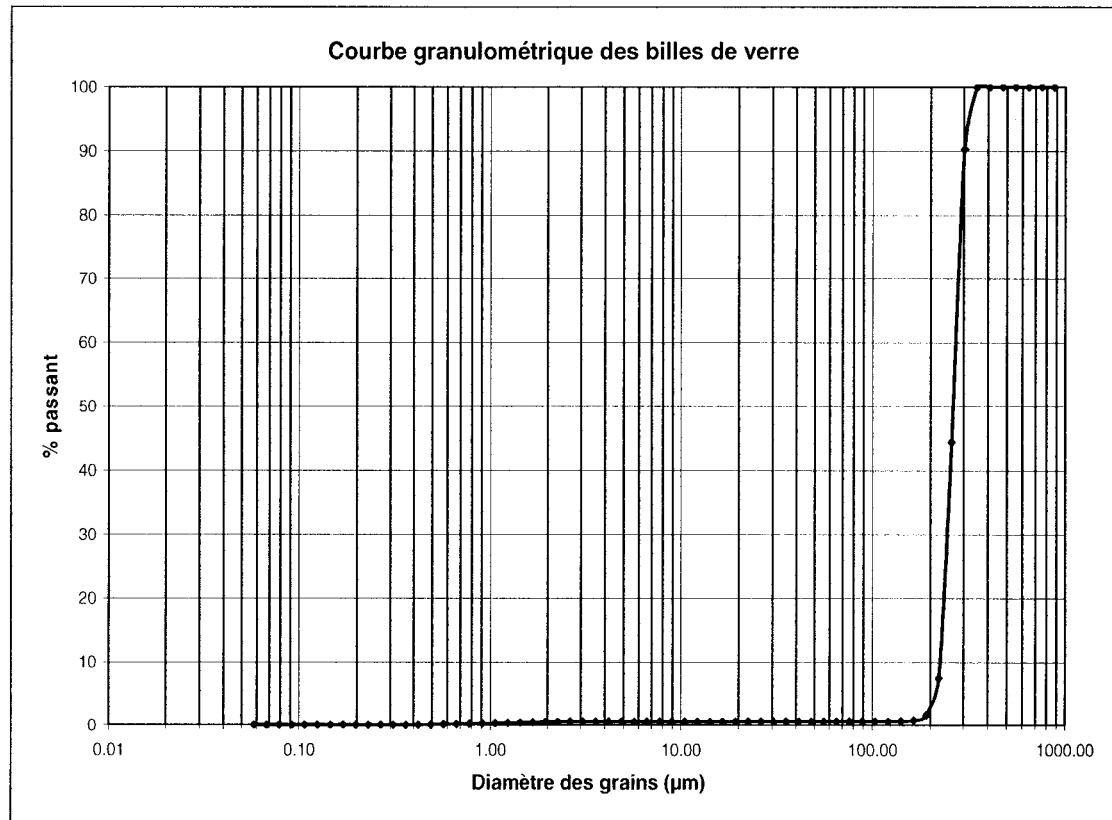


Figure 2.1 : Courbe granulométrique des billes de verre

2.2 Masse volumique des grains ρ_s

La masse volumique des grains a également été mesurée avec grande précision avec un pycnomètre de type Accupyc 1330 au laboratoire de l'URSTM. Le principe de cet essai est simple. On place le matériau dans une cellule remplie de gaz (hélium). Le volume de la cellule et la pression exercée par le gaz lorsqu'il est seul, sont connus. L'appareil mesure la variation de pression d'hélium suivant l'ajout du matériau. Cette variation de pression est proportionnelle au volume du matériau. Ainsi, connaissant le volume et la masse de l'échantillon, on déduit le ρ_s .

$$\rho_s = 2.485 \pm 0.02 \text{ g/cm}^3$$

2.3 Indice des vides maximal, e_{\max} et minimal, e_{\min}

Les indices des vides maximal et minimal correspondant aux billes de verre ont été obtenus expérimentalement dans le respect des normes ASTM D4254-91 et D4253-93 (reapproved 1996).

Sous leur forme la plus lâche, on obtient :

$$e_{\max} = 0.677$$

$$n_{\max} = 40.37\%$$

Sous leur forme la plus dense, on obtient :

$$e_{\min} = 0.546$$

$$n_{\min} = 35.33\%$$

2.4 Conductivité hydraulique en milieu non saturé et saturé

L'obtention de la fonction $k(\theta)$ (conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique) pour des degrés de saturation élevés (entre 80 et 100%) est habituellement possible en réalisant des essais de perméabilité à charge constante dans un perméamètre à parois rigides (norme ASTM-2434-68). On obtient effectivement un degré de saturation (S_r) inférieur à 100% si le perméamètre n'est pas mis sous vide avant la saturation et si cette dernière est réalisée, par un écoulement du bas vers le haut mais avec de l'eau normalement aérée. Toutefois, si de l'eau désaérée est utilisée lors des essais de perméabilité, le degré de saturation augmente lentement jusqu'à 100%. Le degré de saturation exacte pour chacun des essais est calculé par la méthode gravimétrique (Chapuis et al., 1989). Le tableau 2.1 présente un résumé des résultats, l'ensemble des données peut être retrouvé en annexe 1 (tableaux A.1.2 à A.1.5).

Tableau 2. 1 : Résultats des essais de conductivité hydraulique en conditions non saturées mais à degré de saturation élevé

Date	k 20°C (cm/s)	Sr
21-août	3.70E-02	98.31%
21-août	3.99E-02	98.60%
22-août	3.95E-02	99.23%
23-août	4.21E-02	99.40%
23-août	4.11E-02	99.71%
23-août	4.20E-02	99.99%

En un premier temps, on constate qu'un haut degré de saturation est obtenu même si le vide n'est pas fait avant le remplissage et que de l'eau normale est utilisée. Nous supposons qu'à cause de la surface très lisse des billes de verre, les bulles d'air n'y adhèrent pas et qu'elles sont évacuées vers l'extérieur.

Finalement, bien qu'une légère augmentation de la conductivité hydraulique avec l'augmentation du degré de saturation soit observée, les essais ne sont pas concluants puisqu'il n'a pas été possible de faire varier le degré de saturation sur une plage de valeurs suffisamment grande.

2.5 Essais de traceur, en condition saturée, dans la colonne de 30.5 cm

Plusieurs essais de traceur ont été effectués dans une colonne de 30.5 cm de long et de 5.16 cm de diamètre remplie de billes de verre. Les traceurs utilisés sont soit une solution en sel (NaCl) ou en lithium (Li). Ces essais ont pour but de déterminer le

coefficient de dispersion longitudinale et d'en déduire la dispersivité du médium en condition saturée.

Tous les essais ont été faits dans le montage qui est présenté à la figure 2.2. Les paramètres du montage sont fournis à l'annexe 1 (tableau A.1.2) Un écoulement en régime permanent est d'abord induit dans la colonne. Une bouteille de Mariotte en réservoir d'entrée assure une différence de charge constante. Un essai de perméabilité à charge constante permet ensuite de vérifier si l'écoulement se passe de manière normale (sans obstruction par des bulles d'air) et si la conductivité hydraulique correspond à celle trouvée précédemment pour les billes de verre. Lorsque toutes ces conditions (annexe 1 tableau A.1.6) sont établies, on change le réservoir d'entrée pour une bouteille de Mariotte contenant la solution de traceur et on part le chronomètre.

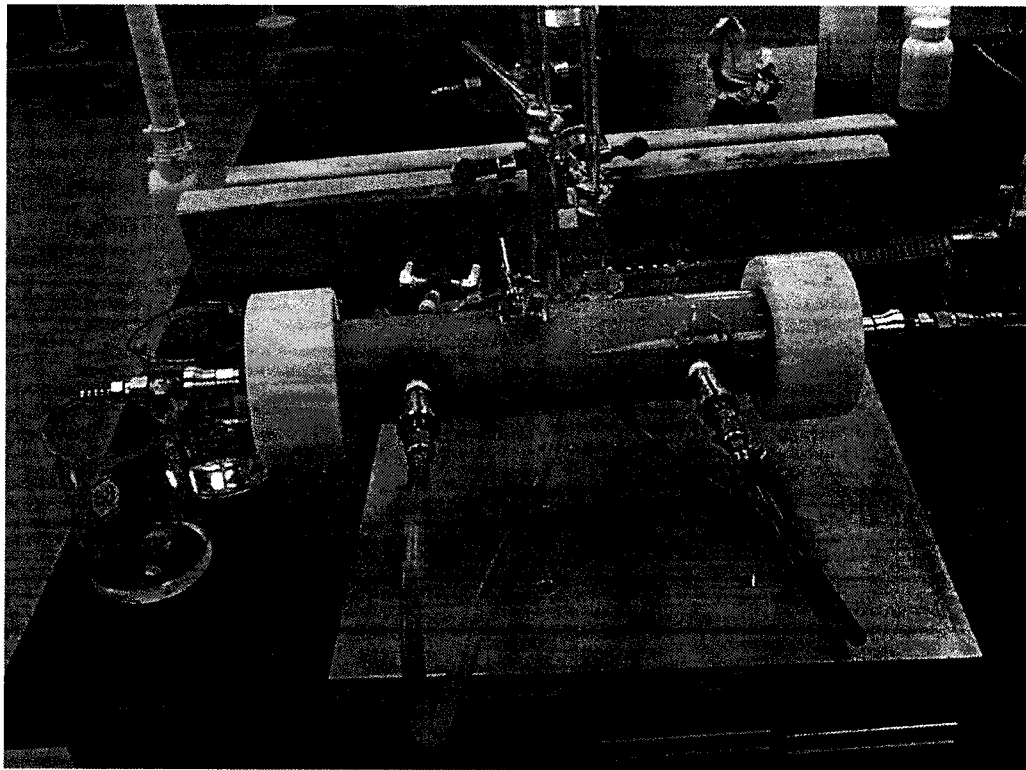


Figure 2.2 : Montage utilisé pour les essais de traceur en condition saturée

Les mesures de concentration en sel se font par un conductivimètre placé, en ligne, à la sortie de la colonne. Les mesures de concentration en lithium nécessitent la prise d'échantillons (1.5 à 2 cm^3) de l'eau de sortie. La concentration en lithium est ensuite mesurée par spectroscopie d'absorption atomique avec un appareil Perkin-Elmer (modèle 5000). Les intervalles de temps entre chaque mesure sont indiqués sur les feuilles de données placées à l'annexe 1 (tableaux A.1.7, A.1.8).

La constance du débit de sortie est vérifiée au moins deux fois durant l'essai.

2.5.1 Calculs effectués

Les résultats ont été analysés par la méthode d'Ogata-Banks en utilisant l'équation 1.32 et par la méthode de Bear, en utilisant les équations 1.33 à 1.37. Les résultats des calculs ainsi que les paramètres des essais sont présentés dans le tableau 2.2.

2.5.2 Essai avec NaCl

2.5.2.1 CALIBRAGE DU CONDUCTIVIMETRE

Avant de commencer les essais nous avons calibré l'appareil de mesure de la conductivité électrique pour pouvoir convertir ces valeurs en concentration en sel. Il suffit de mesurer la conductivité de plusieurs solutions ayant des concentrations en sel connues. On obtient la relation entre la conductivité électrique ($\mu\text{S}/\text{cm}$) et la concentration en sels (g/l). Une relation de 3^{ième} degré a été trouvée, elle est présentée à la figure 2.3.

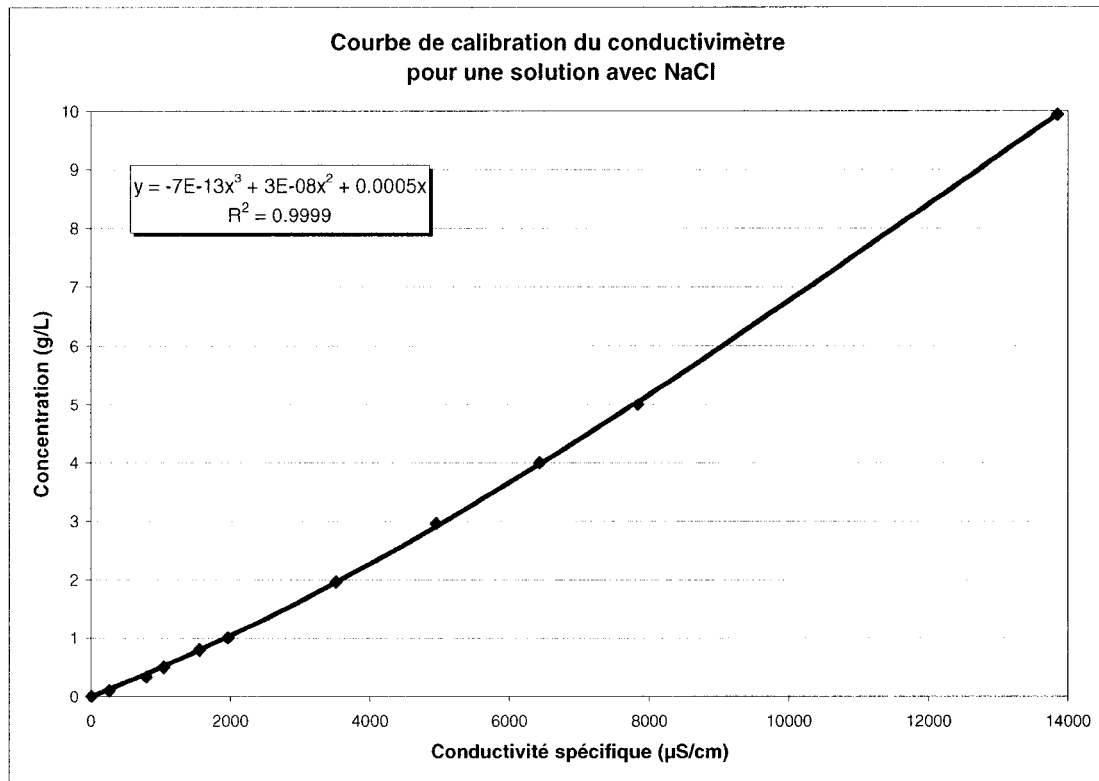


Figure 2.3 : Courbe de calibration du conductivimètre

2.5.2.2 COURBE DE MONTEE

Les résultats de ce premier essai de traçage sont présentés à l'annexe 1 (tableau A.1.7) et la courbe de montée est montrée à la figure 2.4.

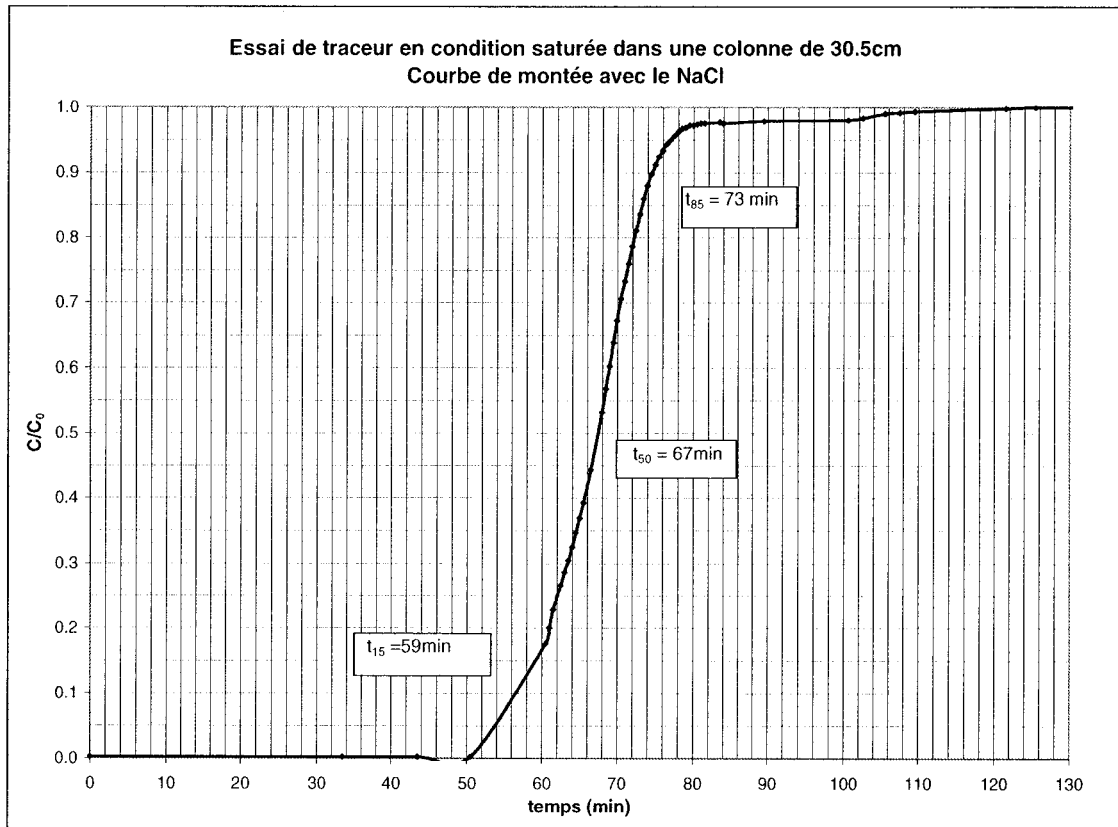


Figure 2.4 : Courbe de montée pour l'essai de traceur en condition saturée avec NaCl

À partir de ces résultats, on obtient par la méthode de calcul de Bear, une dispersion longitudinale de $1.26 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ et une dispersivité de 0.166 cm pour une vitesse réelle moyenne de $7.59 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Les calculs des paramètres de transport par la méthode d'Ogata-Banks donnent une dispersion longitudinale de $9.64 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ et une dispersivité de 0.127 cm. En utilisant l'équation 1.35, on obtient une porosité effective de 0.426 et en utilisant l'équation 1.37, on obtient $n_e = 0.286$. Contrairement à nos attentes, la porosité effective calculée avec l'équation 1.35, est plus grande que la porosité maximale telle que mesurée expérimentalement. De plus, on trouve une grande différence entre les résultats selon qu'on utilise l'équation 1.35 ou 1.37. Il est possible que ces résultats soient dus à l'utilisation du conductivimètre en ligne lequel restreint le débit et fausse les données.

2.5.2.3 COURBE DE RINÇAGE

Lorsque la concentration de la solution qui sort est la même que celle qui entre ($C/C_0 = 1$), on échange de nouveau les bouteilles de Mariotte pour réintroduire de l'eau pure comme solution d'entrée. La variation de la concentration de la solution de sortie en fonction du temps pour cette période de rinçage est présentée par la figure 2.5.

En utilisant la méthode de calcul de Bear, à partir de ces valeurs, on obtient une dispersion longitudinale de $3.02 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, une dispersivité de 0.04 cm et une vitesse réelle moyenne de $7.48 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Il est à noter que le débit est légèrement plus grand lors du lavage que lors de la montée. La porosité effective, calculée avec l'équation 1.35, est de 0.426 et elle est de 0.390 lorsqu'on la calcule avec l'équation 1.37. L'analyse de la courbe de distribution des temps de séjours par la méthode d'Ogata-Banks permet de calculer une dispersivité longitudinale de $3.51 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ et une dispersivité de 0.047 cm.

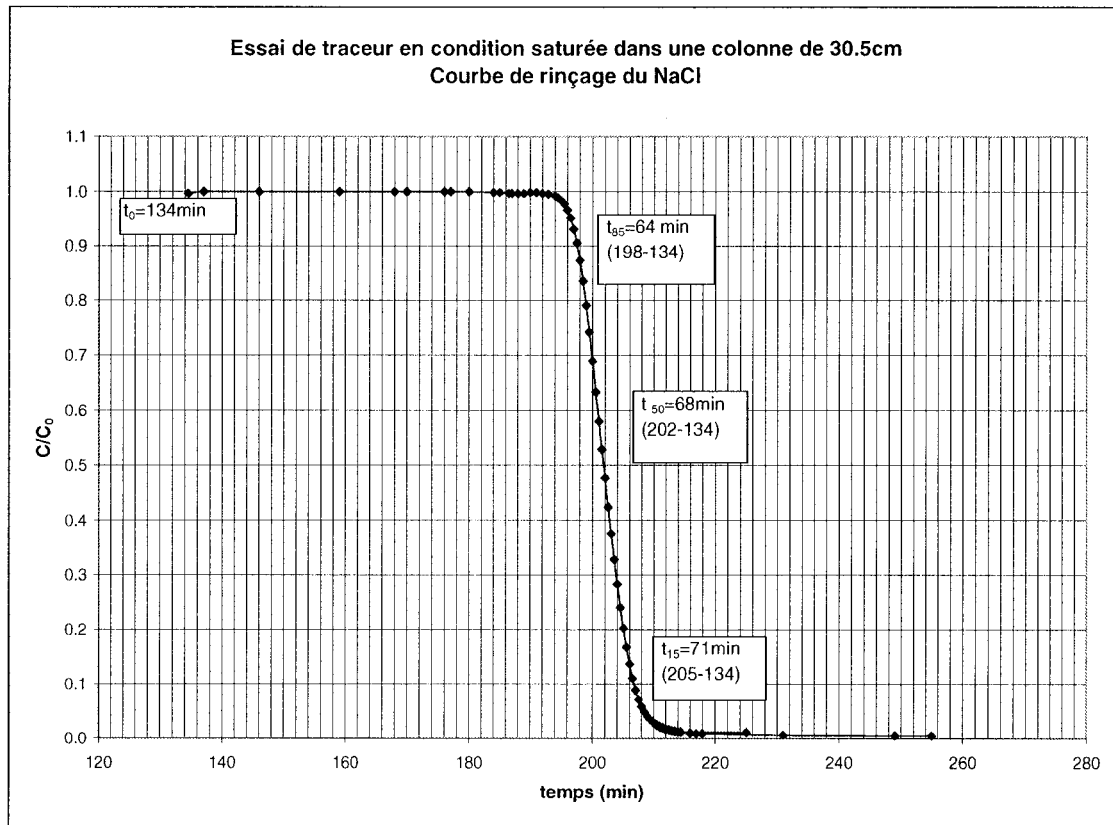


Figure 2.5 : Courbe de rinçage pour l'essai de traceur en condition saturée avec NaCl

2.5.3 Essai avec le Lithium

2.5.3.1 COURBE DE MONTEE

La figure 2.6 montre les résultats pour la courbe de montée du lithium. Pour cet essai, on trouve un coefficient de dispersion de $1.51 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, une dispersivité de 0.238 cm et une vitesse réelle de l'eau dans les pores de $6.35 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Calculée avec l'équation 1.35, la porosité effective est de 0.373 et avec l'équation 1.37 on obtient une porosité effective de 0.376. Les calculs par la méthode d'Ogata-Banks donnent une dispersivité longitudinale de $1.45 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ et une dispersivité de 0.228 cm. Les détails de l'essai et les résultats sont présentés à l'annexe 1, au tableau A.1.8

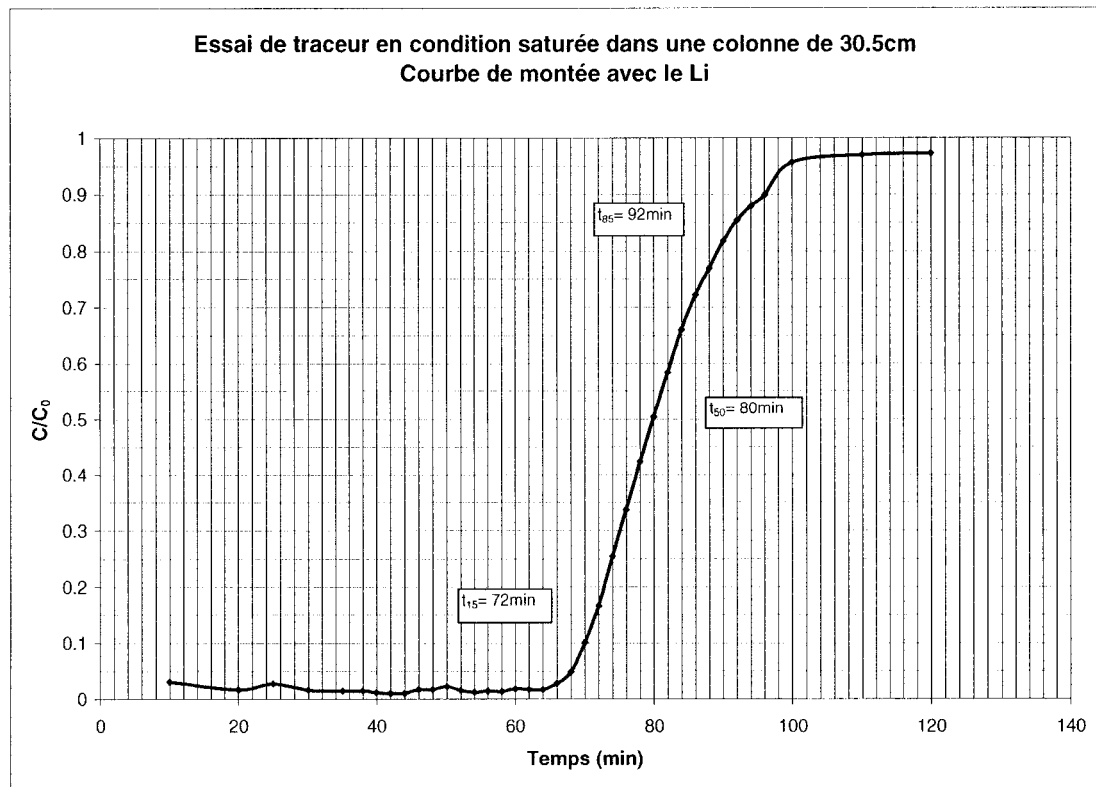


Figure 2.6 : Courbe de montée pour l'essai de traceur en condition saturée avec le Li

2.5.3.2 COURBE DE RINÇAGE

La courbe de rinçage est montrée par la figure 2.7. L'interprétation de ce graphique par la méthode de Bear nous indique un coefficient de dispersion de $1.33 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ et une dispersivité de 0.188 cm. La vitesse réelle de l'eau dans les pores est de $7.06 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Le résultat du calcul de la porosité effective est de 0.384 par l'équation 1.35 et de 0.339 par l'équation 1.37. Par la méthode d'Ogata-Banks, on obtient une dispersivité longitudinale de $1.26 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ et une dispersivité de 0.179 cm.

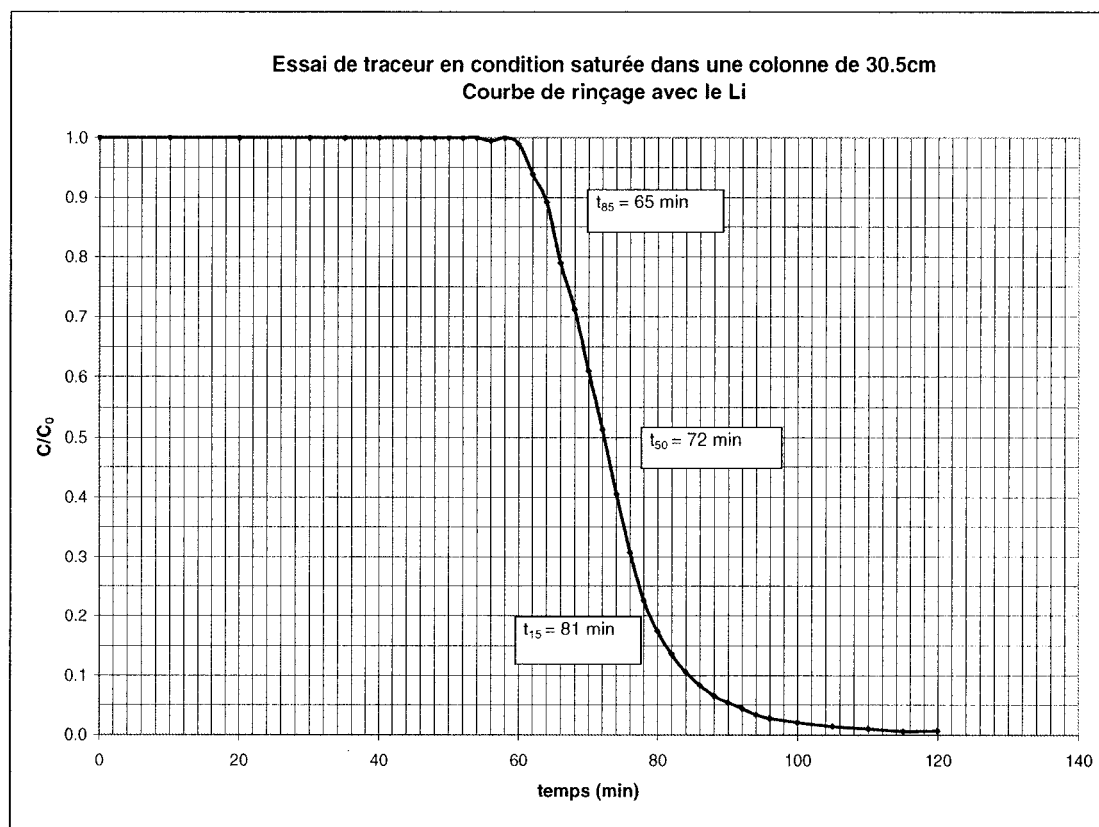


Figure 2.7 : Courbe de rinçage pour l'essai de traceur en condition saturée avec le Li

2.5.4 Conclusion des essais de traceur dans la colonne courte

Le tableau 2.2 présente une synthèse des résultats et des conditions de chacun des essais. On remarque une différence importante entre les résultats obtenus pour le rinçage du NaCl et ceux obtenus pour les trois autres essais. On mesure, entre autre, une porosité effective plus grande que la porosité maximale des billes de verre ce qui indique une erreur lors de l'essai. Il est possible que ce phénomène soit causé par le conductivimètre qui restreint le débit et fausse les calculs lors des essais avec le NaCl comme traceur. Seuls les essais avec le lithium seront retenus pour caractériser les billes de verre. Notons que les porosités effectives calculer à partir des résultats d'essai

de traceur avec le lithium sont légèrement plus faible que la porosité totale de 40% mesurée lors du montage (tableau A.1.8, annexe 1).

Tableau 2. 2 : Résultats des essais de traceur dans la colonne de 30.5 cm

Méthode de Bear				
	NaCl montée	NaCl rinçage	Li montée	Li rinçage
t₁₅ (s)	3540	4260	4320	4860
t₅₀ (s)	4020	4080	4800	4320
t₈₅ (s)	4380	3840	5520	3900
Q (cm³/s)	4.54E-02	6.10E-02	5.00E-02	5.00E-02
L (cm)	30.5	30.5	30.5	30.5
A (cm²)	20.91	20.91	20.91	20.91
v (cm/s)	7.59E-03	7.48E-03	6.35E-03	7.06E-03
σ	0.1045	0.0515	0.1250	0.1111
D_L (cm²/s)	1.26E-03	3.02E-04	1.51E-03	1.33E-03
α_L (cm)	0.166	0.040	0.238	0.188
n_e éq. 1.35	42.6%	42.6%	37.3%	38.4%
n_e éq. 1.37	28.6%	39.0%	37.6%	33.9%
Méthode d'Ogata-Banks				
α_L (cm)	0.127	0.047	0.228	0.179
D_L (cm²/s)	9.64E-04	3.51E-04	1.45E-03	1.26E-03
v (m/s)	7.59E-03	7.48E-03	6.35E-03	7.06E-03

2.6 Sommaire des résultats de la caractérisation des billes de verre

En guise de conclusion, le tableau 2.3 propose un résumé des caractéristiques des billes de verre. Afin de compléter cette caractérisation, un essai de drainage ayant pour objectif d'évaluer la CRE et la fonction de perméabilité est présenté au chapitre 3.

Tableau 2. 3 : Synthèse des caractéristiques des billes de verre

Granulométrie	Nom	Sable fin et uniforme
	D ₁₀	225 µm
	Cu	1.21
Densité des solides	ρ _s	2.485 ± 0.02 g/cm ³
Indice des vides (porosité)	max	0.677 (0.4037)
	min	0.546 (0.3533)
	Montage drainage	0.587 (≈ 0.3794)
Conductivité hydraulique saturée	k _{sat}	4.2×10 ⁻⁴ m/s
Caractéristiques de dispersion en milieu saturé, colonne courte	α _L (cm) (moyenne Li)	0.208
	n _e (moyenne Li)	0.368

Chapitre 3 Essai de drainage et de rétention d'eau

La dispersion de traceur dans le sol est très fortement dépendante de la vitesse de l'eau dans les pores du sol (éq. 1.22 et 1.28) et la vitesse de l'eau est directement proportionnelle à la conductivité hydraulique (éq. 1.3). Puisque la conductivité hydraulique varie en fonction de la teneur en eau, il est nécessaire de définir correctement la fonction de perméabilité d'un matériau avant d'étudier l'influence de la teneur en eau sur la dispersivité. L'essai qui est décrit dans ce chapitre a pour but de préciser la fonction de perméabilité des billes de verre.

Le matériau a été placé dans une colonne d'environ 2 m puis il a été saturé. La colonne de billes de verre est ensuite drainée en prenant note du volume d'eau drainée en fonction du temps. Plusieurs modélisations de cet essai ont été réalisées en employant les différentes fonctions de perméabilité préalablement prédites, pour les billes de verre, par différents modèles. Des courbes de volume d'eau drainée en fonction du temps sont donc obtenues numériquement pour chacune des fonctions de perméabilité employée. La comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats numériques a pour but d'évaluer quelle fonction de perméabilité permet d'obtenir une courbe de volume d'eau drainée en fonction de temps qui correspond le plus aux résultats expérimentaux.

La courbe de rétention d'eau des billes de verre est également obtenue suite à l'essai de drainage. Lorsqu'il n'y a plus d'écoulement dans la colonne et que l'équilibre est atteint, la teneur en eau volumique en fonction de l'élévation a été mesurée par échantillonnage. La pesée humide d'un échantillon suivit de sa pesée lorsqu'il est séché permet effectivement de mesurer la teneur en eau massique puis de la convertir

en teneur en eau volumique. La courbe de rétention d'eau expérimentale est ensuite comparée aux CRE obtenues par différentes méthodes de prédiction lesquelles utilisent soit les propriétés géotechniques de base des matériaux ou bien certaines valeurs obtenues expérimentalement (ψ_a , ψ_r , θ_s , θ_r). Dans tous les cas, on assume que la succion est égale à l'élévation.

3.1 Montage

3.1.1 La colonne

L'essai de drainage a été réalisé dans une grande colonne de plexiglas de 183.53 cm de hauteur par 10.29 cm de diamètre (fig. 3.1 et 3.2). Cette colonne est formée de trois sections permettant de faciliter le montage et la récupération des échantillons à la fin de l'essai.

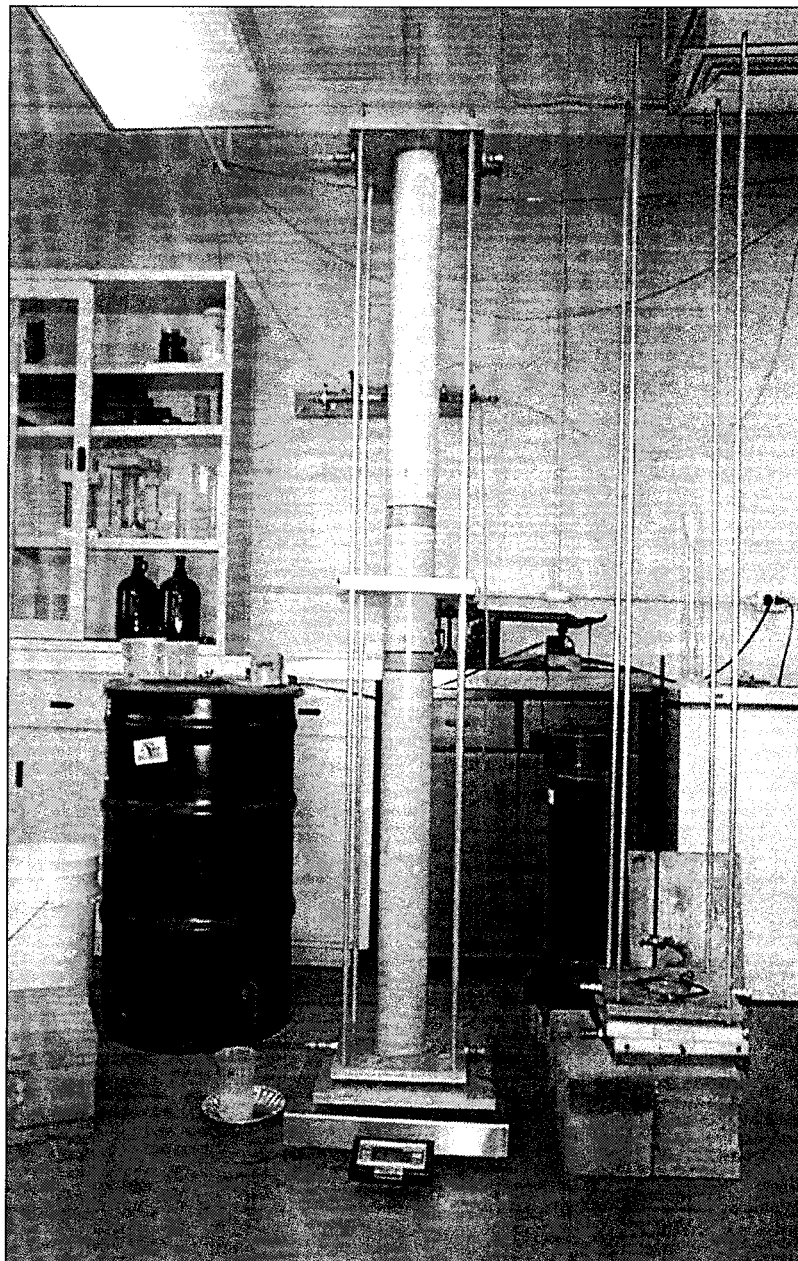


Figure 3. 1: Photo de la colonne de drainage

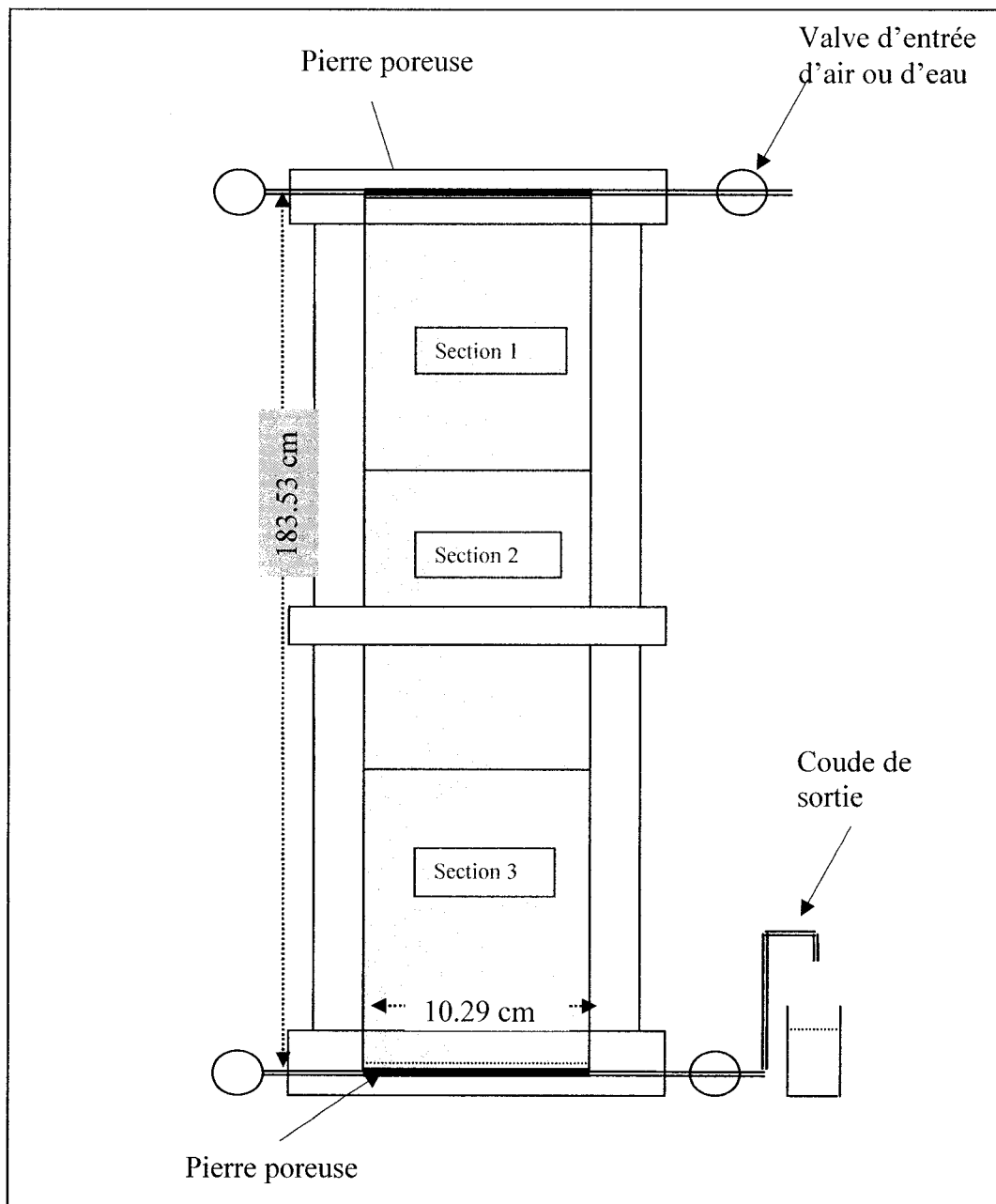


Figure 3. 2: Schéma de la colonne de drainage

Des pierres poreuses ayant une perméabilité plus grande que les billes de verre, ont été placées à la base et au sommet du sol afin d'empêcher la migration du matériau. La colonne est maintenue verticalement par trois plaques situées au sommet, à la base et

au centre. Ces plaques sont elles-mêmes reliées par quatre tiges de métal. La pression exercée par les plaques du sommet et de la base assure également l'étanchéité du système. Des valves sont placées aux extrémités afin d'assurer les entrées ou sorties d'air ou d'eau. La sortie d'eau du bas prend la forme d'un coude afin de maintenir 10 cm de sol saturé à la base du montage. Lors de l'essai de drainage, l'appareil est placé sur une balance précise au gramme et un récipient est placé sous la sortie d'eau.

3.1.2 Le compactage

Le compactage des billes de verre s'est fait en emplissant graduellement la colonne. À tous les 500 g de sol ajouté (environ 4 cm), un pilon de 1.64 kg est utilisé en poussée statique (10 coups) pour tasser les billes uniformément. Le tableau des données du compactage est disponible à l'annexe 2 (tableau A.2.3). La masse volumique moyenne du sol est de 1.56 g/cm^3 et la masse totale de sol sec (séché à l'air) est de 23718 g dans un volume de 15262.16 cm^3 . Connaissant la masse volumique des solides ($\rho_s = 2.485 \text{ g/cm}^3$), on calcule une porosité de 37.44%. Considérant une erreur sur la mesure de 1.17%, la porosité est de $37.44\% \pm 0.44\%$. Les détails du calcul de l'erreur sur la mesure est disponible au début de l'annexe 2.

3.1.3 Saturation

Afin de favoriser une saturation totale, le montage a été mis sous vide durant 24 heures avant de le remplir d'eau désaérée en provoquant un écoulement lent du bas vers le haut. L'écoulement a été maintenu durant deux jours avant de commencer les essais. Les mesures de masses et volumes lors du montage nous permettent de calculer un degré de saturation de 100% (Chapuis et al., 1989).

3.1.4 Essai de perméabilité

Avant de procéder au drainage, nous avons fait un essai de perméabilité (écoulement vertical descendant) pour vérifier si l'écoulement était normal à l'intérieur de la colonne. Les résultats de cet essai sont reportés au tableau 3.1 On constate que la conductivité hydraulique saturée mesurée lors de cet essai n'est pas significativement différente des résultats obtenus précédemment en conditions saturées avec de plus petits échantillons (section 2.4).

Tableau 3. 1 : Résultats de l'essai de perméabilité dans la colonne de drainage

essai de perméabilité										
H in (cm)	H out (cm)	i	Δt (s)	# tare	tare+eau (g)	eau (g-cm ²)	Q (cm ² /s)	k (cm/s)	t°C	K 20°C
96.8	78.5	0.10	180	1	142.55	64.2	0.357	4.32E-02	23.6	3.97E-02
96.8	78.5	0.10	300	3	185.58	107.49	0.358	4.34E-02	23.6	3.99E-02
96.8	85.8	0.06	180	1	115.7	37.35	0.208	4.19E-02	23.6	3.84E-02
96.8	85.8	0.06	300	3	139.9	61.81	0.206	4.16E-02	23.6	3.82E-02
96.8	69.3	0.15	180	1	173.13	94.78	0.527	4.25E-02	23.6	3.90E-02
96.8	69.3	0.15	180	3	173.49	95.4	0.530	4.28E-02	23.6	3.93E-02
tare #1 (g)	78.35							4.255E-02	moyennes	3.91E-02
tare #3 (g)	78.09									

3.2 Essai de drainage

Pour l'essai de drainage, la colonne est placée sur une balance précise au gramme. Le niveau de la nappe est maintenu constant à 10 cm de la base du sol à l'aide du coude de sortie d'eau. Le chronomètre démarre lorsqu'on ouvre la valve du bas pour la sortie d'eau ainsi que la valve du haut pour l'entrée d'air. En notant la diminution du poids du montage en fonction du temps, on obtient le volume d'eau écoulé en fonction du temps donc le débit. On peut noter que, le jet d'eau étant plus puissant au début de l'expérience, les six premiers échantillons ont été récoltés dans des béciers tenus en main pour éviter que la puissance du jet influence le poids. Les mesures de la variation du poids du montage, pour obtenir la courbe du débit en fonction de temps, plutôt que la mesure directe du volume d'eau drainé, favorisent également une

diminution de l'erreur due à l'évaporation. Les résultats de cet essai sont disponibles à l'annexe 2 (tableau A.2.4)

3.3 Courbe de rétention d'eau

Lorsque l'écoulement observé devient très faible, après 52 heures, on a supposé que le drainage était terminé et la prise de mesures a cessé. Le démontage n'a eu lieu toutefois que 17 jours plus tard et l'on note alors une perte de masse de 36 g. Cette diminution de la masse totale est attribuable soit à une perte d'eau par drainage ou par évaporation. La colonne a été démontée en récupérant des échantillons de matériau humide en fonction de l'élévation en commençant par le haut. Après séchage au four durant 24 heures, nous avons pu déterminer la teneur en eau massique et volumique en fonction de l'élévation. En convertissant l'élévation en terme de pression par l'équation de Bernoulli (équ. 1.2), on obtient la relation de la teneur en eau volumique en fonction de la pression soit la courbe de rétention d'eau propre aux billes de verre (fig. 3.3). Ces résultats sont disponibles à l'annexe 2 (tableau A.2.5)

Les résultats expérimentaux sont comparés avec les résultats d'un essai de rétention capillaire simplifié effectué précédemment¹ (fig. 3.3). Il est intéressant de noter que les courbes des deux essais expérimentaux sont relativement semblables. Les feuilles de résultats pour les deux essais de remontée capillaire sont disponibles à l'annexe 2 (tableaux A.2.5 et A.2.6). On remarque une différence de porosité selon qu'on fait le calcul par la méthode des masses et volumes ($n = 37.44\%$) ou à partir de la teneur en eau massique mesurée dans la section saturée de la colonne ($n = 38.60\%$). La plus grande porosité calculée par la seconde méthode est probablement due à une

¹ On retrouve les paramètres de cet essai à l'annexe 2 (tableau A.2.6). La principale différence entre les deux essais de drainage est que le premier (19/10/01) a été effectué dans une colonne non étanche alors que la colonne de drainage est étanche pour le second essai (13/03/02). De plus, lors du premier essai, la récupération d'eau stagnante avec quelques échantillons de la base de la colonne a entraîné des valeurs de teneur en eau anormalement élevées pour de faibles succions.

décompression des billes de verre, provoquée par l'enlèvement des couches sus-jacentes lors du démontage.

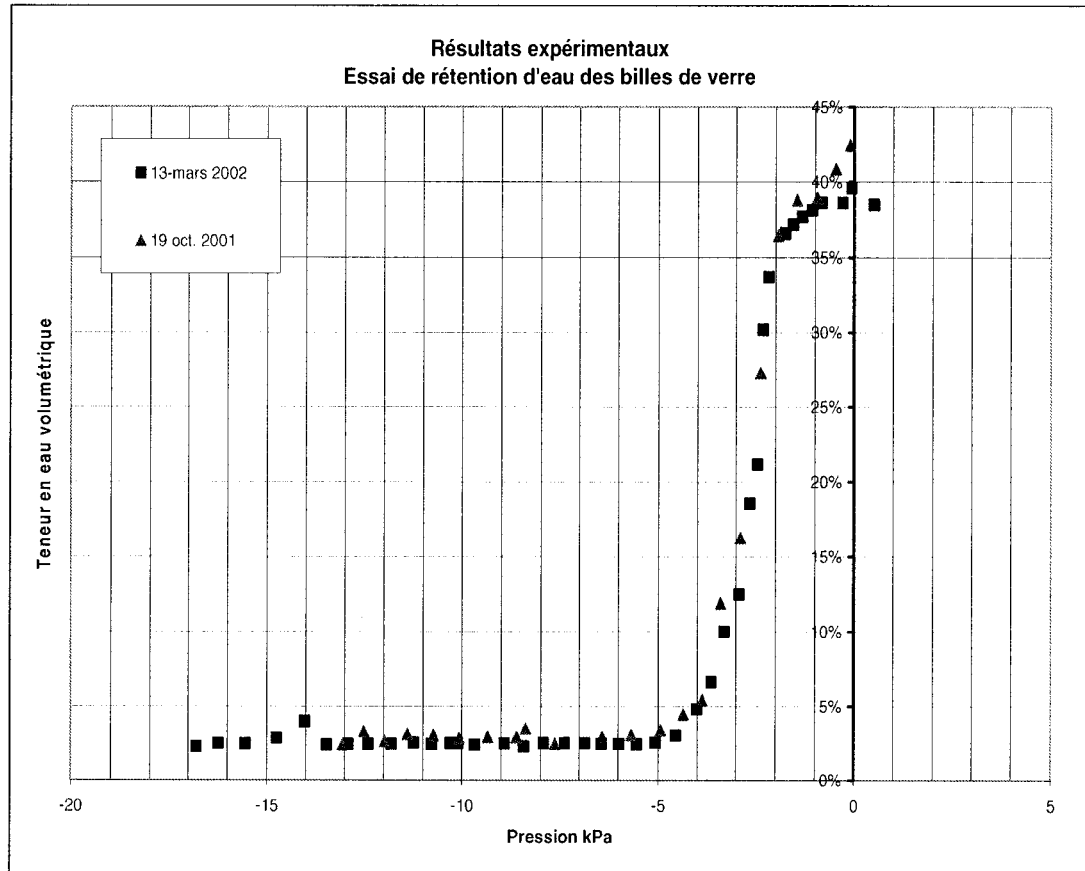


Figure 3. 3: Valeurs expérimentales de la courbe de rétention d'eau.

3.4 Modèles de prédiction de la courbe de rétention d'eau

En un premier temps, les résultats expérimentaux ont été comparés avec les résultats obtenus par deux méthodes de prédiction de la courbe de rétention d'eau. Ces méthodes sont basées sur les propriétés géotechniques de base des matériaux telles la courbe granulométrique, l'indice des vides, la masse volumique des grains, etc. Les

modèles utilisés sont celui de Arya et Paris (1981) et celui de Kovacs modifié (Mbonimpa et al., 2000; Aubertin et al, 2001).

En un deuxième temps, la courbe de rétention d'eau obtenue par expérimentation a été lissée et décrite sur tout le domaine des suctions par les modèles de van Genuchten (1980) et de Brooks et Corey (1964).

3.4.1 Modèles de prédiction à partir des propriétés géotechniques de base

3.4.1.1 MODELE DE ARYA ET PARIS (1981)

Le modèle de Arya et Paris (1981) prédit la courbe de rétention d'eau à partir des valeurs de masse volumique des grains ρ_s , de masse volumique du sol ρ_d et de la courbe granulométrique. La première étape de cette méthode consiste à prédire une courbe de distribution des pores à partir de la courbe granulométrique du sol (équ. 3.1). Le volume cumulé des pores est ensuite divisé par la masse volumique du sol pour obtenir la teneur en eau (équ. 3.2). Finalement, la pression d'eau correspondant au rayon des pores est calculée par l'équation de capillarité (équ. 3.3 à 3.5)

Étape 1 : La courbe granulométrique est divisée en plusieurs segments correspondant à une unité de masse W_i (pourcentage massique). On trouve le volume des vides par l'équation 3.1 :

$$V_{vi} = (W_i / \rho_s) e \quad (3.1)$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, n$$

où

V_{vi} est le volume des pores correspondant au $i^{\text{ème}}$ segment de la courbe granulométrique

W_i est le pourcentage massique de chaque segment de la courbe granulométrique.

La somme des W_i est un.

ρ_s est la masse volumique des grains = 2,485 g/cm³

e est l'indice des vides = 0.59

Étape 2 : On trouve la teneur en eau volumique pour chaque segment en utilisant l'équation 3.2 :

$$\theta_i = \sum_{i=1}^{i=n} (V_{vi} * \rho_d) \quad (3.2)$$

$i = 1, 2, 3, \dots, n$

où

θ_i est la teneur en eau volumique pour chaque segment

ρ_d est la masse volumique du sol = 1.559 g/cm³

La relation entre le rayon des pores et la taille des particules suppose que la forme des particules est sphérique et que les pores sont cylindriques. On obtient le rayon des pores par l'équation 3.3 :

$$r_i = R_i \left[\frac{4en_i^{(1-\alpha_A)}}{6} \right]^{1/2} \quad (3.3)$$

où

r_i est le rayon moyen des pores

R_i est le rayon moyen des particules

α_A est obtenue empiriquement par les auteurs, la meilleure estimation est de 1.38 (Arya et Paris, 1981)

n_i est le nombre de particules par unité de masse de sol, cette valeur est obtenue par l'équation 3.4

$$n_i = \frac{3W_i}{4\pi R_i^3 \rho_s} \quad (3.4)$$

Étape 3 : Finalement, la pression d'eau correspondant à la taille des pores est calculée par l'équation de capillarité (eq. 3.5)

$$\psi_i = \frac{2T_w \cos \beta_w}{\gamma_w r_i} \quad (3.5)$$

où

ψ_i est la succion

T_w est la tension de surface de l'eau. À 25°C, $T = 0.074256$ g/cm)

β_w est l'angle de contact. On suppose $\beta = 0$

γ_w poids de l'eau = 9.8 kN/m³

La figure 3.4 présente la comparaison entre les résultats expérimentaux et la courbe de rétention d'eau calculée par la méthode d'Arya et Paris (1981).

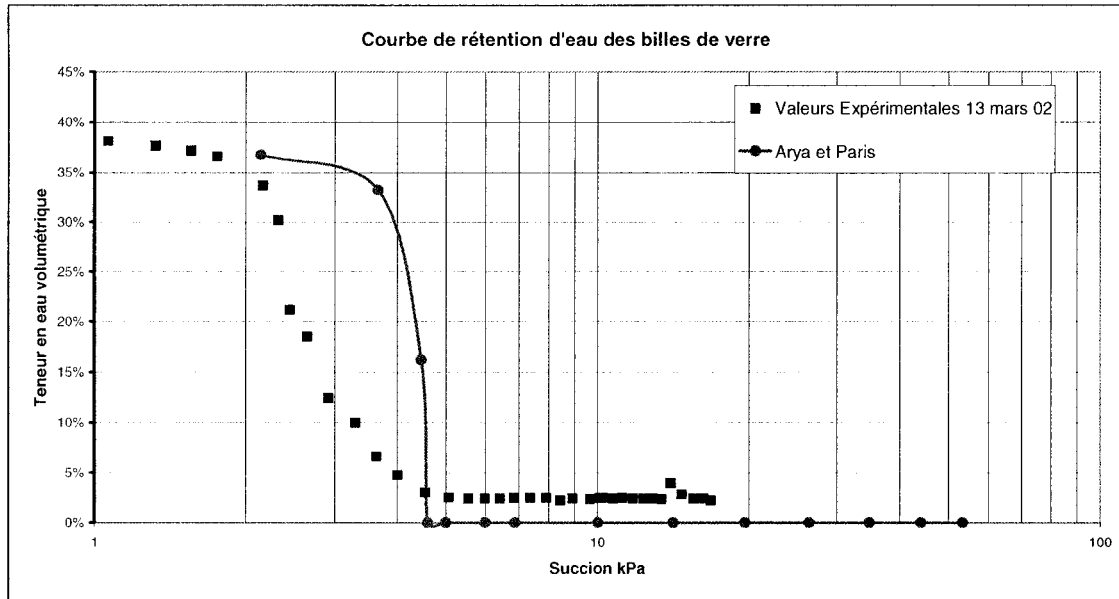


Figure 3. 4: Comparaison entre les résultats expérimentaux et la courbe de rétention d'eau calculée avec le modèle d'Arya et Paris (1981)

3.4.1.2 MODELE DE KOVACS MODIFIE MK-2 (MBONIMPA ET AL, 2000; AUBERTIN ET AL, 2001)

Les auteurs proposent une version modifiée du modèle de Kovacs (1981) lequel utilise les caractéristiques géotechniques de base pour prédire la courbe de rétention d'eau. Le modèle tient compte de l'eau retenue par capillarité S_c (éq. 3.7) ainsi que de l'eau retenue par adhésion S_a (éq. 3.8) dans le calcul du degré de saturation S_r (éq. 3.6). La principale modification apportée par les auteurs est l'introduction des paramètres C_ψ et m . Les équations ci-dessous présentées ne s'appliquent que pour un matériau granulaire et non cohésif. Les auteurs proposent d'autres équations pour l'évaluation de la courbe granulométrique de matériaux plastiques (Mbonimpa et al, 2000 et Aubertin et al, 2001).

Le degré de saturation total

$$S_r = \frac{\theta}{n} = S_c + S_a^*(1 - S_c) \quad (3.6)$$

L'eau retenue par les forces capillaires

$$S_c = 1 - \left[\left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right]^m \exp \left[-m \left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \quad (3.7)$$

où h_{co} est la hauteur de remontée capillaire équivalente dans un sol.

L'eau retenu par les forces d'adhésion

$$S_a^* = 1 - \langle 1 - S_a \rangle \quad (3.8)$$

Si $S_a \geq 1$ alors $S_a^* = 1$ et si $S_a < 1$ alors $S_a^* = S_a$

$$S_a = a_c C_\psi \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3} (\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad (3.9)$$

La hauteur de remontée capillaire équivalente dans un sol h_{co} :

L'équation générale pour h_{co} est :

$$h_{co} = \frac{T_w \cos \beta_w}{\gamma_w} \frac{\alpha_k}{e D_H} \quad (3.10)$$

où

α_k est un coefficient de forme

- constant et égal à 10 dans la version 2000 utilisé dans SEEP/W
- variable selon la forme et égal à 6 pour une sphère, dans la version 2001

D_H le diamètre effectif équivalent des grains.

On peut calculer le D_H de deux manières :

- 1- En fonction du coefficient d'uniformité C_u et du diamètre effectif des grains D_{10}

$$D_H = f(C_u)D_{10}$$

$$f(C_u) = 1 + 1.17 \log(C_u) \quad (\text{Aubertin et al. 1998}) \quad (3.11)$$

- 2- À partir de la courbe granulométrique que l'on divise en différentes fractions de diamètre D_i et de pourcentage massique W_i .

$$D_H = \frac{1}{\sum W_i / D_i} \quad (3.12)$$

Paramètres de distribution des pores m

Pour un matériau granulaire, les auteurs ont trouvé que le paramètre m peut être approximé de manière fiable par l'inverse du coefficient d'uniformité.

$$m = 1/C_u \quad (3.13)$$

Notons que, dans le logiciel Seep/W, le calcul est fait en utilisant $m=1$

Coefficient d'adhésion a_c

Les résultats des auteurs indiquent que pour un matériau granulaire, a_c varie entre 0.001 et 0.024. Toutefois, une telle variation n'apporte pas une différence significative sur le résultat final de la courbe de rétention d'eau. Le paramètre a_c est donc considéré constant et égale à 0.01.

Facteur de correction C_ψ

Ce facteur permet de s'assurer que la teneur en eau volumique soit nulle lorsque le matériau est à l'état totalement sec soit lorsque la succion ψ_o est de 10^7 cm .

$$C_{\psi} = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_0/\psi_r)} \quad (3.14)$$

ψ_r est la pression correspondant à la teneur en eau résiduelle. Les auteurs ont développé une relation entre ce paramètre et la hauteur de remontée capillaire équivalente dans un sol h_{co} . L'équation 3.15 présente cette relation.

$$\psi_r = 0.86h_{co}^{1.2} \quad (3.15)$$

ψ_n est un paramètre de normalisation servant à obtenir des termes sans dimension et un paramètre a_c adimensionnel. ψ_n est égale à 1 et prend les mêmes unités que celles utilisées pour les pressions ψ (cm, m, kPa).

Les quatre manières différentes de calculer la courbe de rétention d'eau des billes de verre par le modèle de Kovacs modifié sont représentées par la figure 3.5

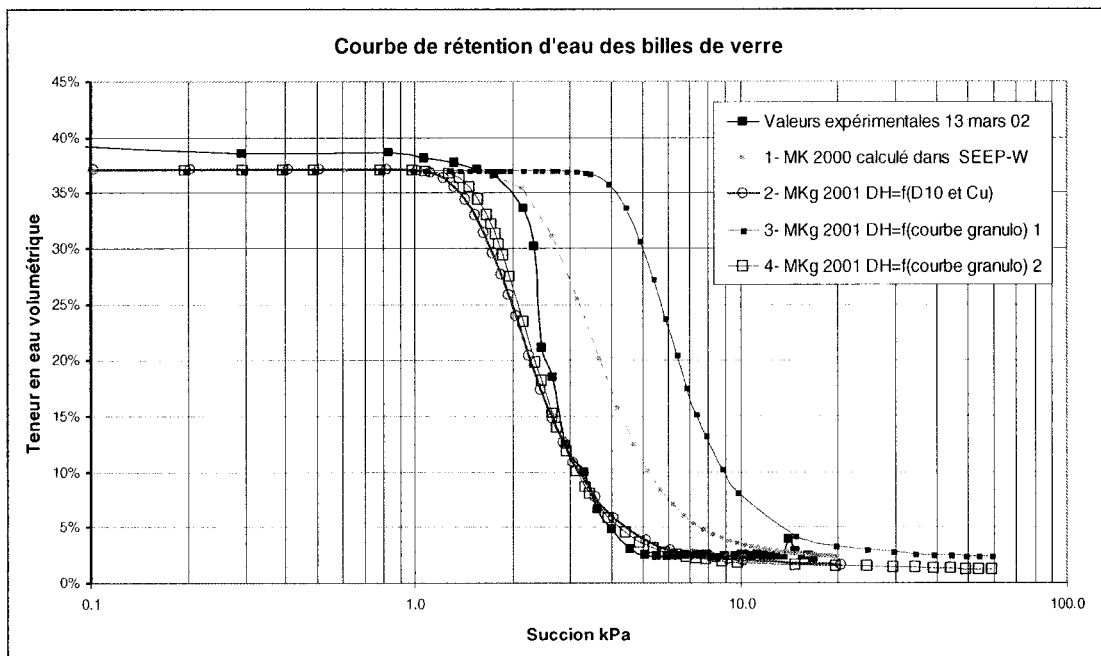


Figure 3. 5: Courbes de rétentions d'eau obtenues par la méthode de Kovacs modifiée, comparaison entre les versions 2000 et 2001.

La première courbe montre les résultats obtenus par la version 2000 du modèle, soit celle qui est intégré dans le logiciel SEEP/W. Dans cette méthode, le diamètre effectif équivalent des grains D_H , est calculé en fonction du D_{10} et du C_u , le paramètre de distribution des pores m est égale à un, et le coefficient de sphéricité α_k est de 10. Les résultats de ce calcul donnent une courbe qui est décalée vers de plus grandes succions par rapport à la courbe expérimentale.

La seconde courbe, résultats de la version 2001 du modèle, tient compte de la sphéricité des grains en posant $\alpha_k = 6$ ainsi que de la forme de la courbe granulométrique en posant $m = 1/C_u$. À noter qu'il est pris pour acquis que la valeur de α_k n'influence pas la valeur des paramètres m et a_c . Le diamètre effectif équivalent des grains D_H est calculé en fonction du C_u et du D_{10} . Cette courbe se rapproche

davantage des résultats expérimentaux mais la succion d'entrée d'air semble sous-évaluée.

De la même manière que pour la courbe précédente, les troisième et quatrième courbes tiennent compte de la forme des grains et de la forme de la courbe granulométrique. Toutefois, le D_H est calculé suivant la méthode des pourcentages massiques. De cette manière, la courbe trois qui tient compte de toute la courbe granulométrique, s'éloigne significativement des valeurs expérimentales. En éliminant les particules fines ($< 16 \mu\text{m}$) de la courbe granulométrique obtenue par le granulomètre au laser, on obtient la quatrième courbe de rétention d'eau laquelle se rapproche plus des valeurs expérimentales. Ces résultats laissent croire que les particules fines détectées par le granulomètre au laser n'existent pas et que leur détection est une erreur de l'appareil. Ce biais de l'appareil serait à confirmer éventuellement.

On peut dire que la quatrième courbe, calculée suivant la dernière version du modèle de Kovacs modifié, et en utilisant les pourcentages massiques pour évaluer le D_H est celle qui rejoint le plus les résultats expérimentaux.

Finalement, si on compare les résultats obtenus par les deux modèles (figure 3.6) on s'aperçoit que la courbe obtenue par le modèle de Kovacs Modifié (Aubertin et al., 2001) calculée en utilisant les pourcentage massique pour évaluer le D_H est celle qui s'approche le plus de la courbe expérimentale.

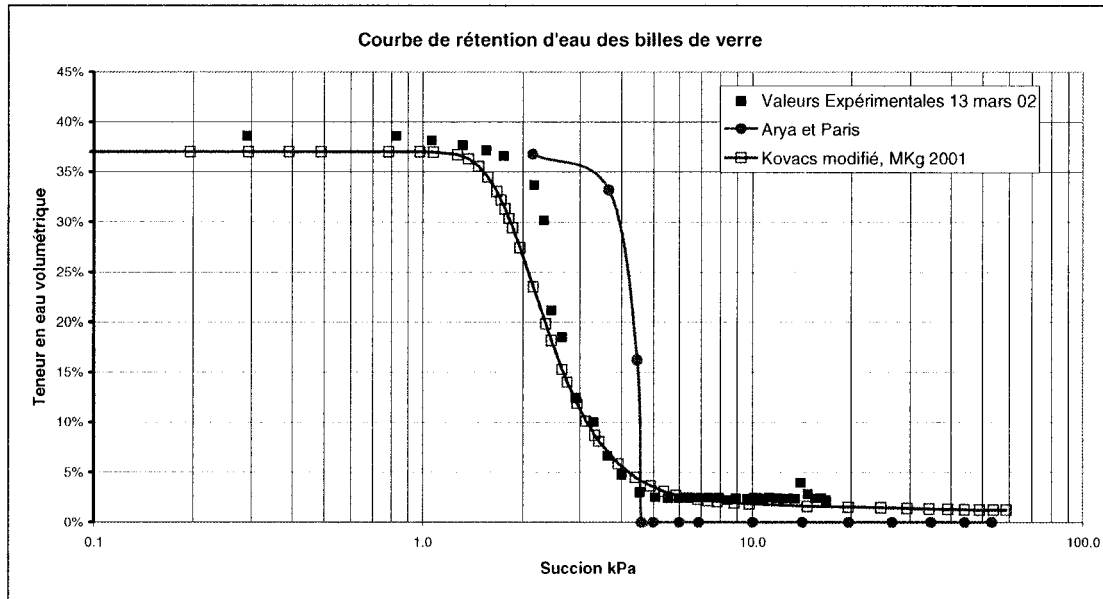


Figure 3. 6 : Comparaison des courbes de rétention d'eau obtenues par les modèles d'Arya et Paris (1981) et de Kovacs Modifié, MKg (Aubertin et al., 2001).

3.4.2 Modèles descriptifs de la CRE

Les deux modèles présentés, ceux de van Genuchten (1980) et Brooks et Corey (1964), permettent, à partir de quelques points expérimentaux (θ_r , θ_s), de décrire la courbe de rétention d'eau sur tout le domaine des succions.

3.4.2.1 MODELE DE VAN GENUCHTEN (1980)

Le modèle de vanGenuchten (1980), peut s'écrire de la façon suivante :

$$\theta_e = \left[\frac{1}{1 + (\alpha_v \psi)^{n_v}} \right]^{m_v} \quad (3.16)$$

θ_e est la teneur en eau volumique réduite (éq. 3.17)

ψ est la succion exprimée en kPa ou en unité de longueur

α_v est l'inverse de la succion d'entrée d'air $\alpha_v = 1/\psi_a$ on l'exprime dans la même unité que la succion

m_v et n_v sont des constantes d'ajustement du modèle, (sans unités)

$$\theta_e = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (3.17)$$

θ_r est la teneur en eau résiduelle
 θ_s est la teneur en eau à saturation

Les valeurs de α_v , m_v et n_v ont été évaluées par le logiciel RETC (van Genuchten et al, 1991) alors que θ_r et θ_s sont déterminées au laboratoire.

Pour les résultats expérimentaux obtenus sur les billes de verre, on trouve

$$\alpha_v = 3.98$$

$$n_v = 7.64$$

$$m_v = 1 - 1/n = 0.87$$

$$\theta_r = 0.0246$$

$$\theta_s = 0.3744$$

3.4.2.2 MODELE DE BROOKS ET COREY (1964)

Le modèle de Brooks et Corey (1964), quant à lui, peut s'écrire de la façon suivante :

$$\theta_e = \left(\frac{\psi_a}{\psi} \right)^{\lambda_b} \quad (3.18)$$

$\psi_a = 1/\alpha_b$ est la succion d'entrée d'air

λ_b est un paramètre de lissage de la courbe qui est lié à l'agencement des pores

Les valeurs de α_b et λ_b ont également été évaluées par le logiciel RETC. Selon le modèle de Brooks et Corey, pour les résultats obtenus dans la colonne remplie de billes de verre, on trouve :

$\alpha_b = 4.71$, la succion d'entrée d'air ψ_a est donc évaluée à 0.21m

$\lambda_b = 4.19$

La figure 3.7 montre les résultats obtenus par les deux méthodes. La courbe obtenue par le modèle de van Genuchten semble être celle qui se rapproche le plus des points expérimentaux. Étant donné que la porosité calculée selon la méthode des masses et volumes nous apparaît plus valable que celle mesurée dans le bas de la colonne, nous avons modifié la CRE en utilisant les paramètres du modèle de van Genuchten obtenus à la section 3.4.2 mais pour une teneur en eau volumique à l'état saturé de 0.3744. C'est donc cette courbe qui sera utilisée pour évaluer la fonction de perméabilité et dans toutes les simulations.

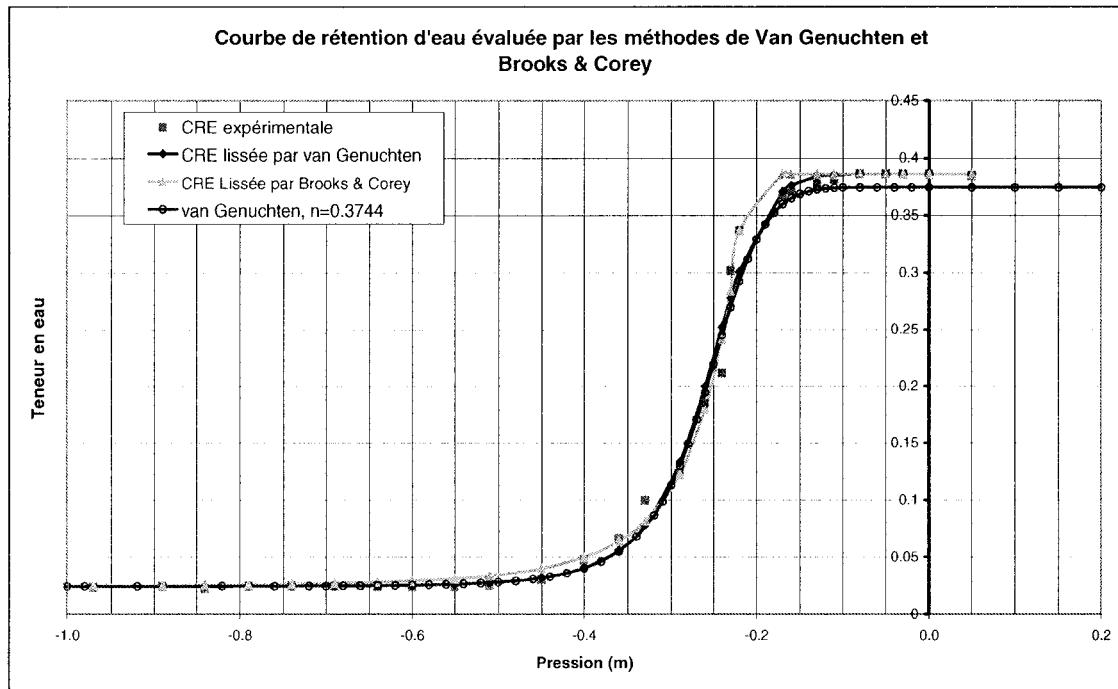


Figure 3. 7: Courbes de rétention d'eau pour tout le domaine des succions selon les modèles de van Genuchten (1980) et Brooks & Corey (1964).

3.5 Prédiction de la fonction de perméabilité

L'écoulement de l'eau en milieu non saturé est grandement déterminé par la fonction de perméabilité $k(\psi)$. Il existe plusieurs modèles permettant d'évaluer cette fonction à partir de la courbe de rétention d'eau. Nous utiliserons ici le modèle macroscopique de Mualem (1978) ainsi que les modèles statistiques de Childs et Collis-Georges (1950), Burdine (1953), Mualem (1976) et Fredlund et al (1994).

3.5.1 Modèle macroscopique

3.5.1.1 MODELE MACROSCOPIQUE DE MUALEM (1978)

Les modèles dits macroscopiques ont pour objectifs de déduire une expression analytique pour la fonction $k(\psi)$. Ce type de modèle repose sur des hypothèses simplificatrices lesquelles proposent une analogie entre l'écoulement laminaire et l'écoulement dans les pores du sol. L'équation 3.19 montre la forme générale prise par ces modèles :

$$S_e = \left(\frac{Sr - Sr_r}{1 - Sr_r} \right)^\delta = \frac{k}{k_{sat}} \quad (3.19)$$

S_e est le degré de saturation réduit

Sr est le degré de saturation pour lequel on cherche k

Sr_r est le degré de saturation résiduel

k_{sat} est la conductivité hydraulique lorsque le matériau est en condition saturée

Plusieurs hypothèses existent quant à la valeur que doit prendre δ . Selon Mualem (1978), elle peut varier entre 2.5 (sols grossiers) et 24.5 (sols fins). Telle que proposée par Irmay (1954), la valeur de $\delta = 3$ a été choisie pour décrire la fonction de perméabilité des billes de verre.

3.5.2 Modèles statistiques

Les quatre autres modèles que nous utiliserons pour décrire la fonction $k(\psi)$ à partir de la courbe de rétention d'eau sont appelés modèles statistiques ou théoriques. Trois principales hypothèses sous-tendent ces modèles (Mualem, cité par Bussière 1999) :

1. Le milieu poreux est considéré comme une série de pores interconnectés distribués de façon aléatoire dans l'échantillon. Les pores sont caractérisés par leur taille que l'on note rayon des pores (r_i) et leur distribution statistique est représentée par $f(r_i)$. On suppose que cette distribution $f(r_i)$ est retrouvée dans n'importe quelle section de l'échantillon.
2. L'équation de Hagen-Poiseuille est supposée valide au niveau d'un pore et ainsi, cette équation est utilisée pour estimer la conductivité hydraulique de ce pore (approche microscopique). La conductivité hydraulique globale est déterminée en intégrant seulement les pores qui contribuent à l'écoulement (pores remplis d'eau).
3. La courbe de rétention d'eau est considérée analogue à la fonction de distribution des rayons des pores.

3.5.2.1 MODELE STATISTIQUE DE CHILDS ET COLLIS-GEORGES (1950)

Le modèle de Childs et Collis-Georges (1950) peut s'écrire comme suit :

$$k_r = \frac{k}{k_{sat}} = \theta_e^l \frac{\int_0^{\theta_e} (\theta_e - \zeta) \psi^{-2}(\zeta) d\zeta}{\int_0^1 (1 - \zeta) \psi^{-2}(\zeta) d\zeta} \quad (3.20)$$

θ_e est la teneur en eau volumique réduite

l est un paramètre représentant l'interconnectivité des pores

ζ est une variable d'intégration

k_r est la conductivité hydraulique relative (égale à 1 en milieu saturé)

Selon Childs et Collis-George, l est égal à zéro ($l = 4/3$ selon Millington et Quirk (1961), $l = 1$ selon Kunze et al. (1968) cités par Bussière, (1999)). Sous la même forme d'équation que celle proposée par Kunze et al. (1968, cité par Green et Corey, 1971), Green et Corey (1971) proposent l'équation suivante (équ. 3.21) comme solution au modèle de Childs & Collis-George (1950) (équ. 3.20). Cette solution est incluse

dans le logiciel de modélisation utilisé SEEP/W sous le terme de *méthode de prédiction de Green et Corey (1971)*.

$$k(\theta)_{icc} = \frac{k_{sat}}{k_{sc}} * \frac{30T_w^2}{\mu g \rho_w} * \frac{\theta_s^{p_{cc}}}{n_{cc}^2} * \sum_{j=i}^{m_{cc}} [(2j_{cc} + 1 - 2i_{cc}) \psi_i^{-2}] \quad (3.21)$$

où

$k(\theta)_{icc}$ est la conductivité hydraulique calculée pour une certaine teneur en eau θ_i correspondant au i ème intervalle.

i_{cc} est le numéro d'intervalles qui augmente avec la diminution de θ .

j_{cc} est une variable pour un compteur de i à m .

k_{sat}/k_{sc} est la conductivité hydraulique mesurée en condition saturée / la conductivité hydraulique calculée pour une condition saturée.

T_w est la tension de surface

μ est la viscosité absolue de l'eau

g est l'accélération gravitationnelle

ρ_w est la masse volumique de l'eau

θ_s est la teneur en eau volumique en condition saturée

p_{cc} est une constante pour les interactions entre les pores de différentes dimensions

n_{cc} est le nombre total d'intervalles calculé entre la teneur en eau volumique à saturation et la teneur en eau égale à zéro

m_{cc} est le nombre total d'intervalles entre la teneur en eau volumique à saturation et la teneur en eau volumique la plus faible sur la courbe de rétention d'eau.

ψ_i est la succion correspondant au point milieu de l'intervalle i .

3.5.2.2 MODELE STATISTIQUE DE BURDINE (1953)

L'équation qui représente le modèle de Burdine (1953) est la suivante :

$$k_r = \frac{k(\theta_e)}{k_{sat}} = \theta_e^2 \frac{\int_0^{\theta_e} \psi^{-1}(\zeta) d\zeta}{\int_0^1 \psi^{-2}(\zeta) d\zeta} \quad (3.22)$$

Le modèle de Burdine (1953) est résolu par une équation analytique approchée proposée par vanGenuchten (1980) (éq. 3.23 et 3.24).

En fonction de la teneur en eau volumique la solution au modèle de Burdine s'écrit ainsi :

$$k_r = \theta_e^l \left[1 - (1 - \theta_e^{1/m_v})^{m_v} \right] \quad (3.23)$$

où

$$m_v = 1 - 2/n_v$$

l est un paramètre qui tient compte de l'interconnectivité des pores, égal à 0.5 selon Mualem (cité par van Genuchten et Wierenga, 1976)

En fonction de la charge hydraulique la solution au modèle de Burdine s'écrit ainsi :

$$k_r = \frac{\left\{ 1 - (\alpha_v h)^{n_v-2} \left[1 + (\alpha h)^{n_v} \right]^{m_v} \right\}}{\left[1 + (\alpha_v h)^{n_v} \right]^{m_v l}} \quad (3.24)$$

avec $m_v = 1 - 2/n_v$

Le logiciel RETC calcule la fonction de perméabilité en tenant compte des valeurs α_v et n_v calculées précédemment lors de la description de la courbe de rétention d'eau.

3.5.2.3 MODÈLE STATISTIQUE DE MUALEM-VANGENUCHTEN (1976)

Le modèle de Mualem (1976) permet d'estimer k_r de la façon suivante :

$$k_r = \frac{k(\theta_e)}{k_{sat}} = \theta_e^l \left[\frac{\int_0^{\theta_e} \psi^{-1}(\zeta) d\zeta}{\int_0^1 \psi^{-1}(\zeta) d\zeta} \right]^2 \quad (3.25)$$

l est égal à 0.5 selon Mualem (1976)

Une solution au modèle de Mualem est présentée par les équations suivantes (éq. 3.26 et 3.27) (van Genuchten et al. 1991, cité par Bussière, 1999) :

En fonction de la teneur en eau volumique :

$$k_r = \theta_e^l \left[1 - (1 - \theta_e^{1/m_v})^{m_v} \right]^2 \quad (3.26)$$

avec $m_v = 1 - 1/n_v$

En fonction de la charge hydraulique :

$$k_r = \frac{\left\{ 1 - (\alpha_v h)^{m_v n_v} \left[1 + (\alpha_v h)^{n_v} \right]^{-m_v} \right\}^2}{\left[1 + (\alpha_v h)^{n_v} \right]^{m_v l}} \quad (3.27)$$

avec $m_v = 1 - 1/n_v$

Ces équations sont incluses dans le logiciel SEEP/W sous le terme de *méthode de prédiction de van Genuchten (1980)*, elles permettent de définir la fonction de perméabilité lorsque la courbe de rétention d'eau est connue.

3.5.2.4 MODELE STATISTIQUE DE FREDLUND ET AL. (1994)

Fredlund et al. (1994), on proposé le modèle suivant pour évaluer k_r :

$$k_r = \frac{k(\psi)}{k_{sat}} = \frac{\psi \int_{\psi_n}^{\psi_r} \frac{\theta_w(\zeta) - \theta_w(\psi)}{\zeta^2} \theta'_w(\zeta) d\zeta}{\int_{\psi_n}^{\psi_r} \frac{\theta_w(\zeta) - \theta_w(\psi)}{\zeta^2} \theta'_w(\zeta) d\zeta} \quad (3.28)$$

On obtient la fonction de perméabilité en résolvant les sommations suivantes :

$$k_r = \sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta(\psi)}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \bigg/ \sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta_s}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \quad (3.29)$$

où

N est le nombre de sous-intervalles

i est une variable compteur

j est le numéro de l'intervalle

\bar{y}_i est le point milieu du i ème intervalle

θ' est la dérivée de l'équation du modèle de description de la courbe de succion proposée par Fredlund et Xing (éq. 3.30)

θ_s est la teneur en eau volumique à saturation

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + (\psi/\alpha)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}} \quad \text{avec} \quad C(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + (\psi/\psi_r)]}{\ln[1 + (1000000/\psi_r)]} \quad (3.30)$$

où

ψ_r est une constante liée à la succion matricielle correspondant à la teneur en eau résiduelle. Une valeur typique est de 1500 kPa.

n_f est un paramètre de lissage qui contrôle la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau

m_f est un paramètre de lissage de la courbe (lié à la teneur en eau résiduelle et à la fonction de correction $c(\psi)$).

Ce modèle est également intégré dans le logiciel SEEP/W sous le terme de *méthode de prédiction de Fredlund et al (1994)*, il nous permet de calculer la fonction de perméabilité à partir de la courbe de rétention d'eau.

Les fonctions de perméabilité calculées selon les différents modèles sont présentées dans le graphique de la figure 3.8:

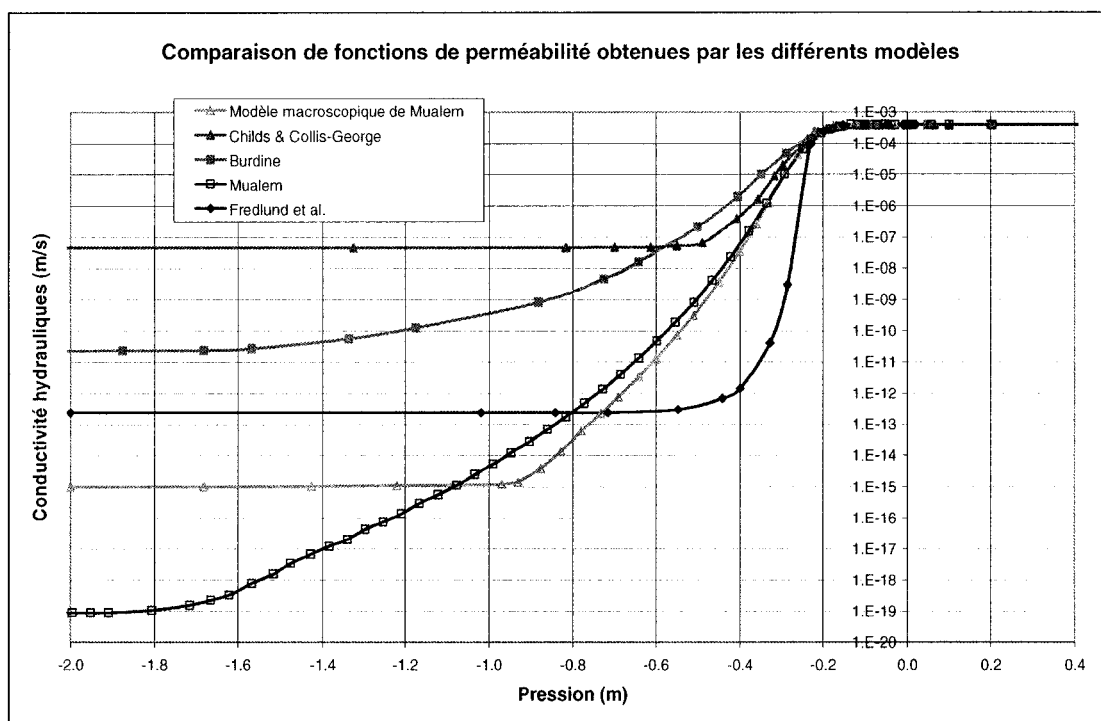


Figure 3. 8: Comparaison des fonctions de perméabilité obtenues par les différents modèles de prédiction.

3.6 Modélisation numérique de l'essai de drainage

Afin de déterminer la courbe de variation de conductivité hydraulique en fonction de la succion $k(\psi)$ pour les billes de verre nous avons simulé dans SEEP/W le drainage d'une colonne ayant les mêmes caractéristiques que le montage expérimental. Une

fonction de perméabilité différente, correspondant à chacun des modèles de prédiction présentés dans la section 3.5, a été utilisée dans chaque simulation. Les courbes de volume d'eau drainée en fonction du temps, simulées et expérimentales, seront ensuite comparées afin d'évaluer quelle est la fonction de perméabilité qui correspond le mieux aux billes de verre.

3.6.1 Les conditions de simulation

Les conditions initiales du drainage sont montrées par la figure 3.9. Il s'agit d'une colonne remplie de billes de verre en conditions saturées. La fonction représentant la courbe de rétention d'eau est celle calculée à partir du modèle de van Genuchten qui est très voisin des valeurs expérimentales (fig. 3.6). La charge est la même partout et elle est égale à l'élévation. En régime permanent, le logiciel SEEP/W calcule toutefois un minuscule débit qui est non significatif.

La figure 3.10 montre un exemple du modèle en conditions transitoires. La condition frontière au sommet est déterminée par une fonction qui indique une infiltration nulle durant toute la phase transitoire. À la base, nous avons imposé une fonction de charge hydraulique où la charge passe de 1.836 m à 0.1 m en 1 seconde, elle est ensuite constante pour le restant de la phase transitoire. La durée de la simulation du drainage est de 17 jours sauf pour le modèle de Fredlund et al. puisque, dans ce cas, l'équilibre n'est pas atteint même après 466 jours.

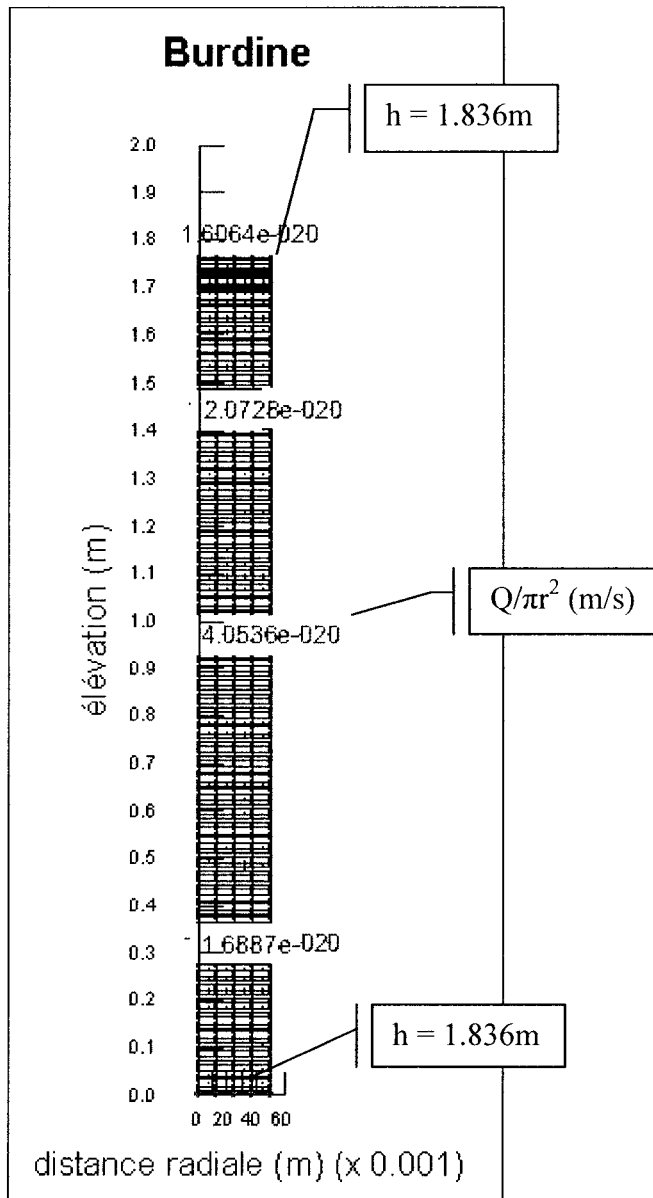


Figure 3. 9: Conditions initiales du drainage

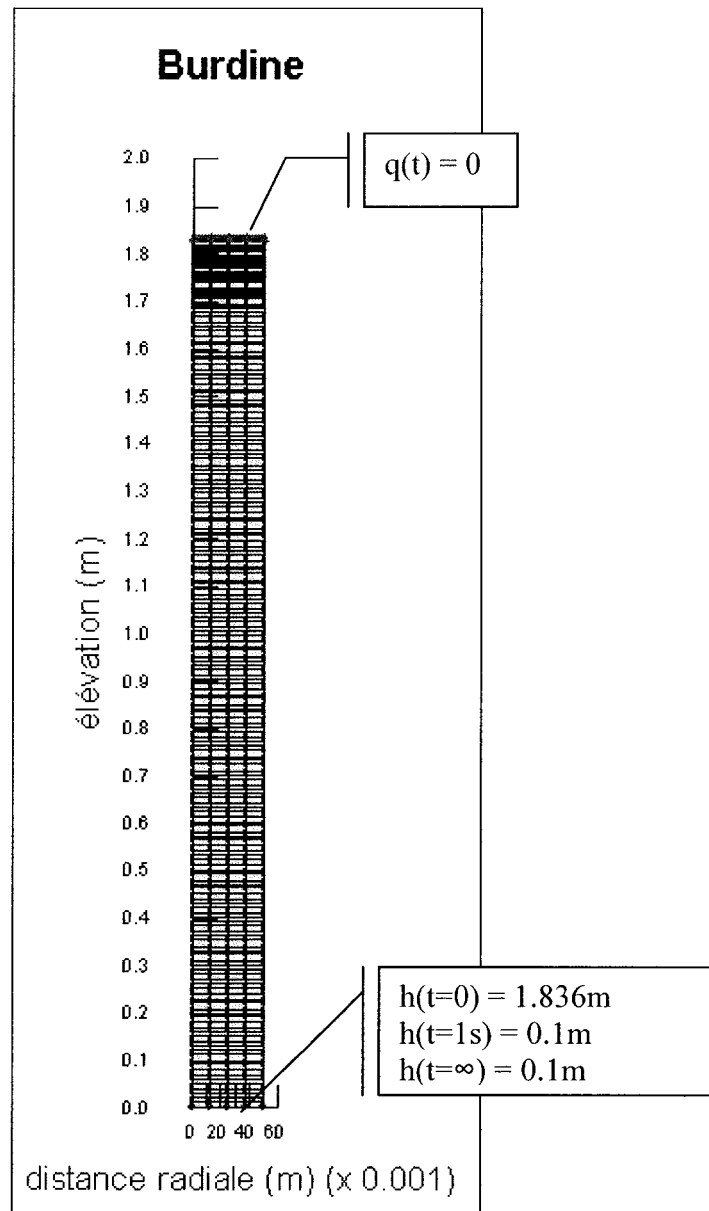


Figure 3. 10: Exemple du modèle en condition transitoire

3.6.2 Interprétation des résultats

Pour calculer le volume d'eau drainée en fonction du temps à partir des résultats des simulations, on doit d'abord établir les courbes du débit en fonction du temps. Pour

l'obtenir, on utilise la variation du gradient hydraulique dans la portion saturée de la colonne. Il est alors simple, en appliquant la loi de Darcy (éq.1.3) de calculer le débit en fonction du temps puisqu'on connaît la conductivité hydraulique saturée (3.91×10^{-4} m/s) et l'aire de la section (8.316×10^{-3} m²). Il suffit ensuite de calculer le débit moyen par intervalle de temps et de le multiplier par le temps écoulé, pour obtenir la variation du volume d'eau drainée en fonction du temps. La figure 3.11 présente les courbes obtenues pour toutes les fonctions $k(\psi)$ utilisées

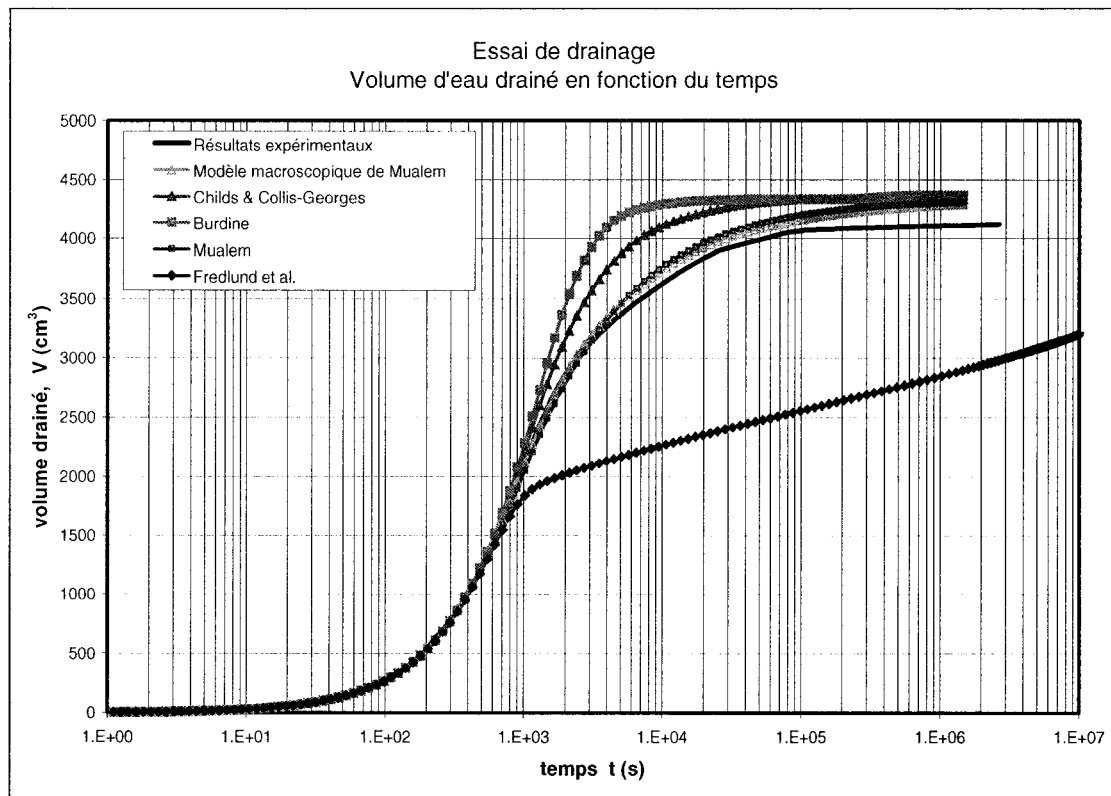


Figure 3. 11: Volume d'eau cumulé en fonction du temps, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques selon les différents modèles de prédiction de $k(\psi)$.

Les résultats obtenus par le modèle de Childs et Collis-Georges ainsi que par celui de Burdine montrent un drainage plus rapide que les résultats expérimentaux. Ce qui s'explique facilement en observant leurs fonctions de perméabilité puisque, selon ces modèles, la conductivité hydraulique demeure plus élevée que pour les autres modèles pour les mêmes suctions.

Le modèle de Fredlund et al., (1994) donne des résultats qui sont très éloignés de la réalité. Effectivement, la fonction de perméabilité obtenue selon ce modèle descend rapidement vers des conductivités hydrauliques très faibles. Toutefois, ces résultats sont possiblement biaisés par l'utilisation de SEEP/W pour décrire la fonction de perméabilité. Effectivement, les travaux de Leong et Rahardjo (1997) montrent une bonne concordance entre les fonctions de perméabilité prédites par le modèle de Fredlund et al. (1994) et les fonctions de perméabilité mesurées expérimentalement pour différents matériaux.

Finalement, les fonctions prédites par le modèle macroscopique de Mualem et le modèle de Mualem donne les résultats numériques qui se rapprochent le plus des résultats expérimentaux

On observe une différence notable entre les volumes totaux d'eau drainée résultant des simulations et le volume total expérimental d'eau drainée. Dans la prochaine section, ces volumes totaux d'eau drainée obtenus pour chacune des simulations sont comparés avec ceux obtenus par trois autres méthodes de calculs afin de vérifier l'exactitude du calcul numérique. Toutefois, la différence entre les volumes d'eau drainée totaux numériques et expérimentaux peut également provenir d'une erreur sur la mesure de la porosité en laboratoire. Étant donné l'erreur de précision sur la mesure de la porosité, nous avons repris les simulations pour des porosités de 37.88% et 37.00% (section 3.6.3).

3.6.3 Vérification des résultats numériques

Trois méthodes ont été utilisées pour faire la vérification des résultats numériques obtenus par la méthode décrite à la section précédente (méthode 1).

Méthode 2

Afin de vérifier la méthode de calcul utilisée pour interpréter les résultats des modélisations numériques, une seconde méthode a été développée. Cette 2^{ème} méthode a été utilisée pour calculer le volume d'eau drainée au temps correspondant à la fin de l'expérience ($t = 1.87 \times 10^5$ s) (tableau 3.3, 2^{ème} colonne) et au temps correspondant à la fin de la simulation numérique (tableau 3.3, 7^{ème} colonne). Pour les quatre premiers modèles ce temps est de 1.48×10^6 s (17jrs) et alors le drainage est terminée. Pour le modèle de Fredlund et al. la simulation dure 4.03×10^7 s (466 jrs.) mais le drainage n'est toujours pas terminé.

Pour connaître le volume d'eau drainée au temps voulu, on doit prendre, dans les résultats de simulations, les profils de teneur en eau volumique en fonction de l'élévation (z) dans la colonne pour les temps voulus. Ces profils sont ensuite convertis en volume d'eau restée dans la colonne par l'équation 3.31. Finalement, on obtient le volume d'eau drainée au temps t par l'équation 3.32.

$$V_w = A \int_0^L \theta(z) dz \quad (3.31)$$

$$V_w \text{ drainée } (t) = V_w (t=0) - V_w (t) \quad (3.32)$$

Méthode 3: Volume d'eau drainé théorique (CRE lissée par van Genuchten)

En condition d'équilibre, donc pour un temps très grand, la charge est égale dans toute la colonne ($h = 0.1$ m) et on trouve la pression d'eau en chaque point par l'équation de Bernoulli (eq. 1.2). À partir de la courbe de rétention d'eau lissée par le modèle de van Genuchten, on fait correspondre une teneur en eau pour chaque élévation dans la

colonne puis, les équations 3.31 et 3.32 permettent de calculer le volume d'eau final dans la colonne. Dans ce cas-ci, le volume d'eau initial moins le volume d'eau final indique le volume d'eau maximal qui peut être drainé.

Méthode 4: Volume d'eau drainé théorique (CRE expérimentale)

L'exercice précédemment décrit est repris mais avec les valeurs expérimentales de la courbe de rétention d'eau.

Le tableau 3.2 présente les résultats des méthodes 3 et 4.

Tableau 3. 2 : Volume d'eau drainée théorique calculé à partir des CRE expérimentale et lissée par le modèle de van Genuchten

Porosité	Vw drainée expérimental	Vw drainée théorique CRE van Genuchten, méthode 3	Vw drainée théorique CRE expérimentale, méthode 4
37.44	4084	4270.96	4291.19
37.88	4084	4324.69	4291.19
37.00	4084	4217.24	4291.19

3.6.4 Sommaire des résultats numériques

Le tableau 3.3 fait une récapitulation des résultats obtenus par les deux premières méthodes de calcul ainsi qu'une comparaison avec les résultats expérimentaux et théoriques (méthodes 3 et 4).

Les faibles différences obtenues dans les comparaisons effectuées entre les méthodes 1 et 2; 2 et 3 ainsi que 2 et 4 (pour les quatre premiers modèles) indiquent que le calcul numérique est fiable. Les grandes différences observées pour le modèle de Fredlund et al. sont dues au fait que, même si la simulation de drainage a été très longue (466 jours), l'équilibre n'est toujours pas atteint. Les comparaisons avec les valeurs théoriques de volume d'eau drainée maximal (méthodes 3 et 4) ne sont donc pas possibles dans ce cas.

En comparant ces résultats, on constate que la fonction $k(\psi)$ prédite par le modèle macroscopique de Mualem est celle qui donne numériquement des résultats qui se rapprochent le plus des résultats expérimentaux. Nous en déduisons que la fonction $k(\psi)$ des billes de verre peut être assimilée à la fonction $k(\psi)$ de Mualem. La figure 3.12 montre cette similitude.

Finalement, on remarque sur la figure 3.12 que la porosité de 37.44% a été légèrement surestimée. Lorsqu'une porosité de 37.00% est utilisée dans les simulations, les résultats de volume d'eau cumulée en fonction du temps correspondent davantage aux résultats obtenus expérimentalement.

Tableau 3. 3 : Volume d'eau drainée, comparaison entre les résultats expérimentaux, modélisés et théorique

Modèle de prédiction de $k(u)$	V_w drainée (cm^3) calculé par la méthode 1 $t=1.87\text{e}5\text{s}$	V_w drainée (cm^3) calculé par la méthode 2 $t=1.87\text{e}5\text{s}$	Différence entre les méthodes 1 et 2	Différence entre les résultats expérimentaux et numériques (méthode 1)	Différence entre les résultats expérimentaux et numériques (méthode 2)	V_w drainée (cm^3) calculé par la méthode 1 $t=1.48\text{e}6\text{s}$	V_w drainée (cm^3) calculé par la méthode 2 $t=1.48\text{e}6\text{s}$	différence entre les méthodes 2 et 3 fin du drainage
porosité, n=37.44%								
Modèle macroscopique de Mualem	4210.09	4150.34	1.42%	2.99%	1.60%	4292.30	4232.48	1.37%
Childs & Collis-Georges	4335.66	4270.92	1.49%	5.80%	4.38%	4335.66	4270.92	0.47%
Burdine	4334.50	4270.91	1.47%	5.78%	4.38%	4335.50	4270.99	0.47%
Mualem	4243.40	4183.15	1.42%	3.76%	2.37%	4308.00	4247.65	1.01%
Fredlund et al.	2629.48	2592.29	1.41%	-55.32%	-57.54%	3443.94	3402.32	20.34%
porosité, n=37.88%								
Modèle macroscopique de Mualem	4262.16	4201.70	1.42%	4.18%	2.80%	4345.96	4285.43	0.91%
Childs & Collis-Georges	4390.19	4324.65	1.49%	6.97%	5.56%	4390.19	4324.65	-0.78%
Burdine	4388.90	4324.56	1.47%	6.95%	5.56%	4448.60	4324.65	-0.78%
Mualem	4296.00	4235.00	1.42%	4.93%	3.57%	4362.00	4300.92	-0.23%
Fredlund et al.	2661.37	2623.83	1.41%	-53.45%	-55.65%	3485.18	3443.14	19.76%
porosité, n=37.00%								
Modèle macroscopique de Mualem	4158.19	4098.98	1.42%	1.78%	0.37%	4238.71	4179.43	0.90%
Childs & Collis-Georges	4281.30	4217.18	1.50%	4.61%	3.16%	4281.30	4217.18	0.00%
Burdine	4280.20	4217.19	1.47%	4.58%	3.16%	4285.50	4217.24	1.72%
Mualem	4190.90	4131.21	1.42%	2.55%	1.14%	4254.20	4194.41	2.26%
Fredlund et al.	2597.64	2561.00	1.41%	-57.22%	-59.47%	3402.48	3361.46	20.29%
								21.67%

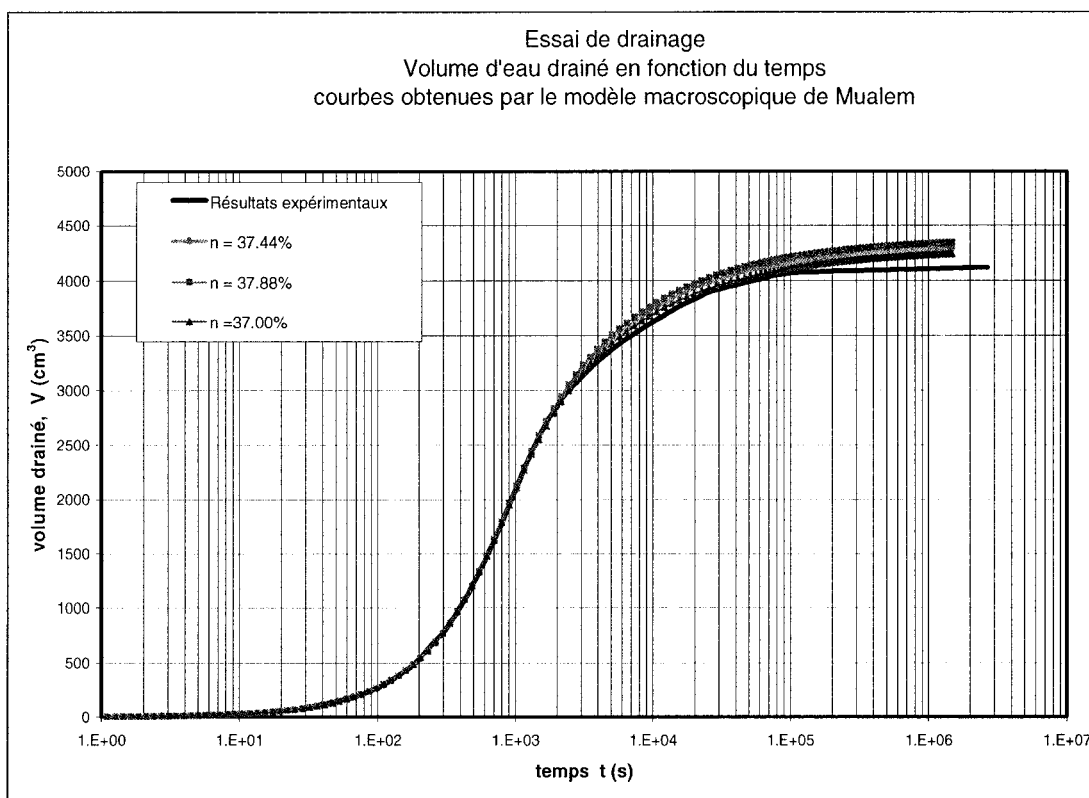


Figure 3. 12 : Courbes de volume d'eau drainée en fonction du temps, obtenues par le modèle macroscopique de Mualem pour différentes valeurs de la porosité totale.

3.7 Sommaire des résultats de l'essai de drainage

Le tableau 3.4 ainsi que les figures 3.13 et 3.14 présentent un sommaire des propriétés et caractéristiques des billes de verre.

Tableau 3. 4 : Synthèse des caractéristiques des billes de verre suite à l'essai de drainage

Granulométrie	Nom	Sable fin et uniforme
	D ₁₀	225µm
	Cu	1.21
Densité des solides	ρ _s	2.485 ± 0.02 g/cm ³
Indice des vides (porosité)	max	0.677 (0.4037)
	min	0.546 (0.3533)
	Montage drainage	0.587 (≈ 0.3794)
Conductivité hydraulique saturée	k _{sat}	4.2e-4 m/s
Caractéristiques de dispersion en milieu saturé, colonne courte	α _L (cm)	0.208
	n _e	0.368
Courbe de rétention d'eau, paramètres de van Genuchten	α _v	3.98
	n _v	7.64
	m _v	0.87
	θ _r	0.0246
	θ _s	0.3700
Fonction de perméabilité, définie par le modèle macroscopique de Mualem	δ	3

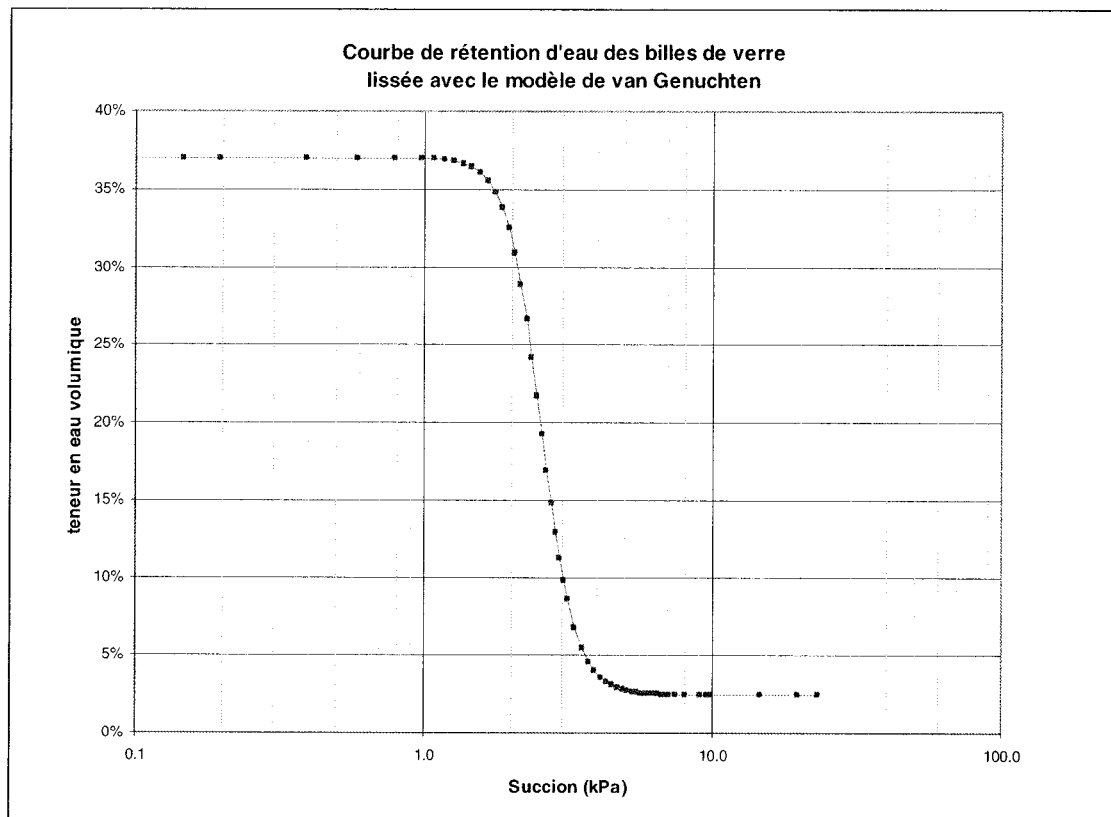


Figure 3. 13 : Courbe de rétention d'eau des billes de verre, lissée avec le modèle de van Genuchten

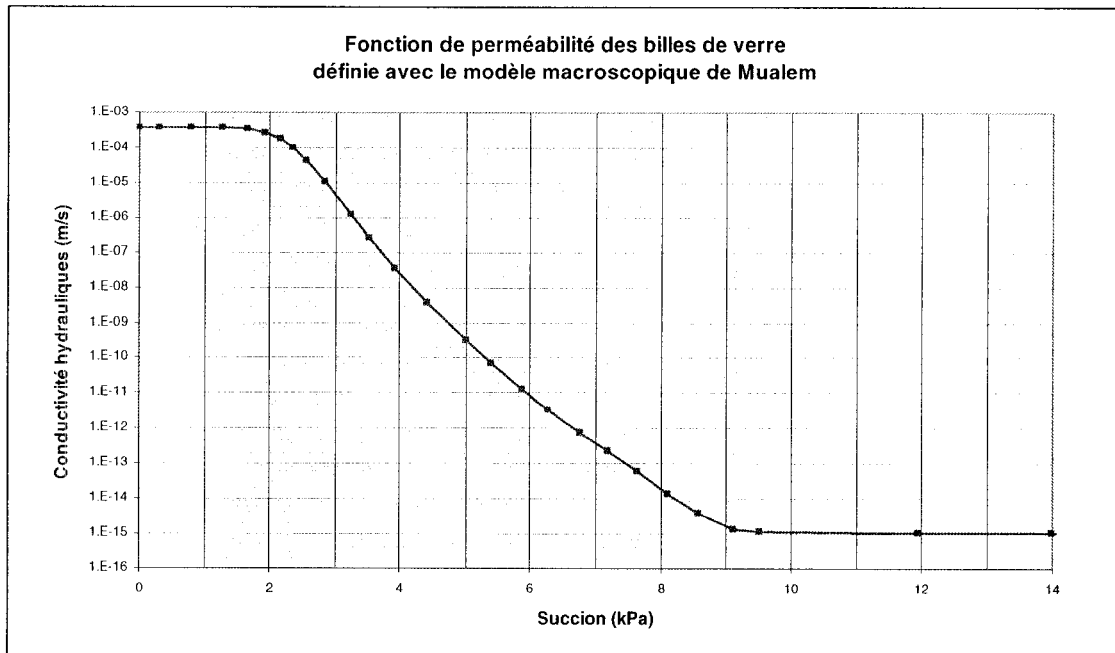


Figure 3. 14: Fonction de perméabilité des billes de verre, définie avec le modèle macroscopique de Mualem

Chapitre 4 Description du montage utilisé pour les essais de perméabilité et de traçage

L'étude expérimentale de la dispersivité en fonction de la teneur en eau comporte deux difficultés majeures. La première, qui n'est pas résolue dans le présent mémoire, est la mesure in situ de la concentration en traceur, nécessaire au calcul de la dispersivité. Des pistes de recherche sur ce sujet sont présentées au chapitre 1. La seconde difficulté qui porte sur la distribution spatiale de la teneur en eau, comporte deux volets. D'abord, l'obtention d'une teneur en eau constante sur une certaine distance de transport, puis, l'évaluation et la mesure exacte de cette teneur en eau. Le montage réalisé et décrit dans le présent chapitre, vise à obtenir une teneur en eau constante sur une distance permettant la mesure de la dispersivité. La modélisation numérique de l'infiltration dans cette colonne permet de prédire la valeur de la teneur en eau et la distance sur laquelle elle est constante.

Les sections qui suivent présentent une description du montage comprenant la colonne de billes de verre, le système d'apport d'eau à débit constant ainsi qu'un système de piézomètres permettant de lire les mesures de charge hydraulique et de s'assurer de la stabilité de l'écoulement en régime permanent.

4.1 Montage

Le montage est constitué de trois parties principales : la colonne contenant les billes de verre, un système d'apport d'eau à débit constant et un système de tensiomètres

permettant de connaître la charge hydraulique dans la colonne. Une photo du montage dans son ensemble est présentée par la figure 4.1.

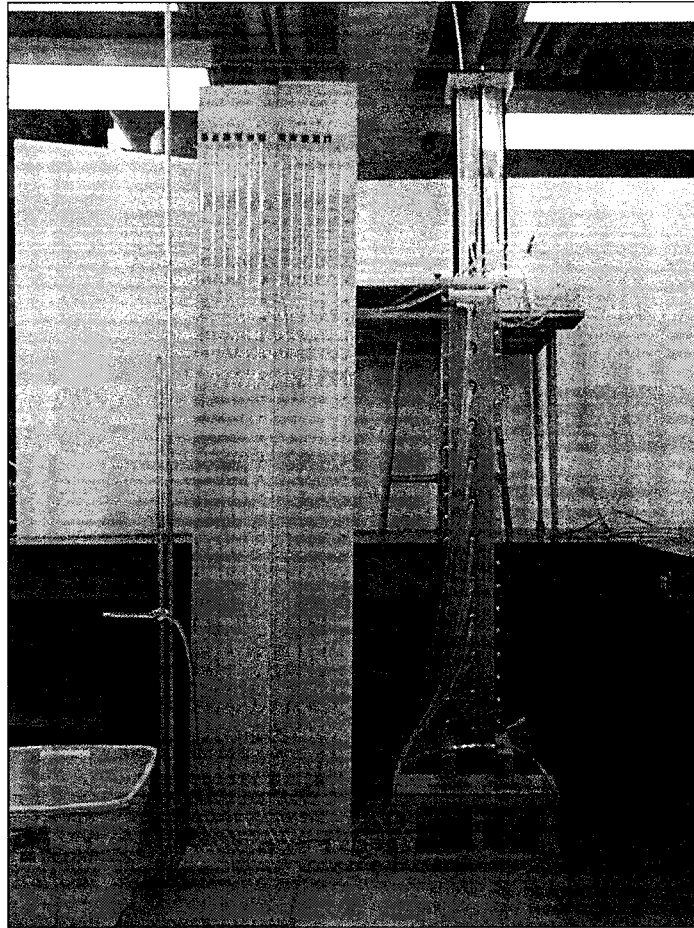


Figure 4. 1 : Photo du montage expérimental

4.1.1 Colonne

Afin d'étudier les paramètres du transport dans une seule dimension, les billes de verre ont été placées dans une colonne qui a la forme d'un prisme rectangulaire très allongé, une colonne plate (figure 4.2). Les parois de ce prisme sont faites de plexiglas de 1.3 cm ($\frac{1}{2}$ po) d'épaisseur. Les dimensions de l'intérieur de la colonne

sont 11.37 cm de largeur, 1.19 cm d'épaisseur et 119.8 cm de longueur. Des trous de 1.4 cm de diamètre ont été percés et filetés à tous les 10 cm sur toute la longueur de la colonne. Un grillage dont les ouvertures sont plus petites que 200 μm est collé sur chaque trou, à l'intérieur de la colonne, pour éviter la migration des billes de verre dans les piézomètres.

Les billes de verre ont été introduites dans la colonne au moyen d'un entonnoir rectangulaire. Après chaque ajout de 100 g, les billes sont tassées par 10 coups d'un pilon en bois qui prend la forme de l'intérieur de la colonne. Les billes sont entassées sur une hauteur de 117.05 cm, ce qui laisse un espace vide au sommet de la colonne. Les données de compactage sont disponibles à l'annexe 3, au tableau A.3.1. Pour ce montage, on trouve une porosité de $39.07 \pm 0.81\%$. L'erreur sur la mesure est calculée en suivant la même méthodologie que celle qui est présentée à l'annexe 2. Un tissu absorbant et ayant une grande conductivité hydraulique est placé au sommet des billes pour empêcher leur migration et pour permettre une distribution uniforme de l'eau d'infiltration.

Finalement, la colonne est saturée avec de l'eau désaérée par un écoulement lent du bas vers le haut. Un morceau de plexiglas est retenu fermement par des courroies au sommet de la colonne afin de rendre la colonne étanche pour le temps de la saturation.

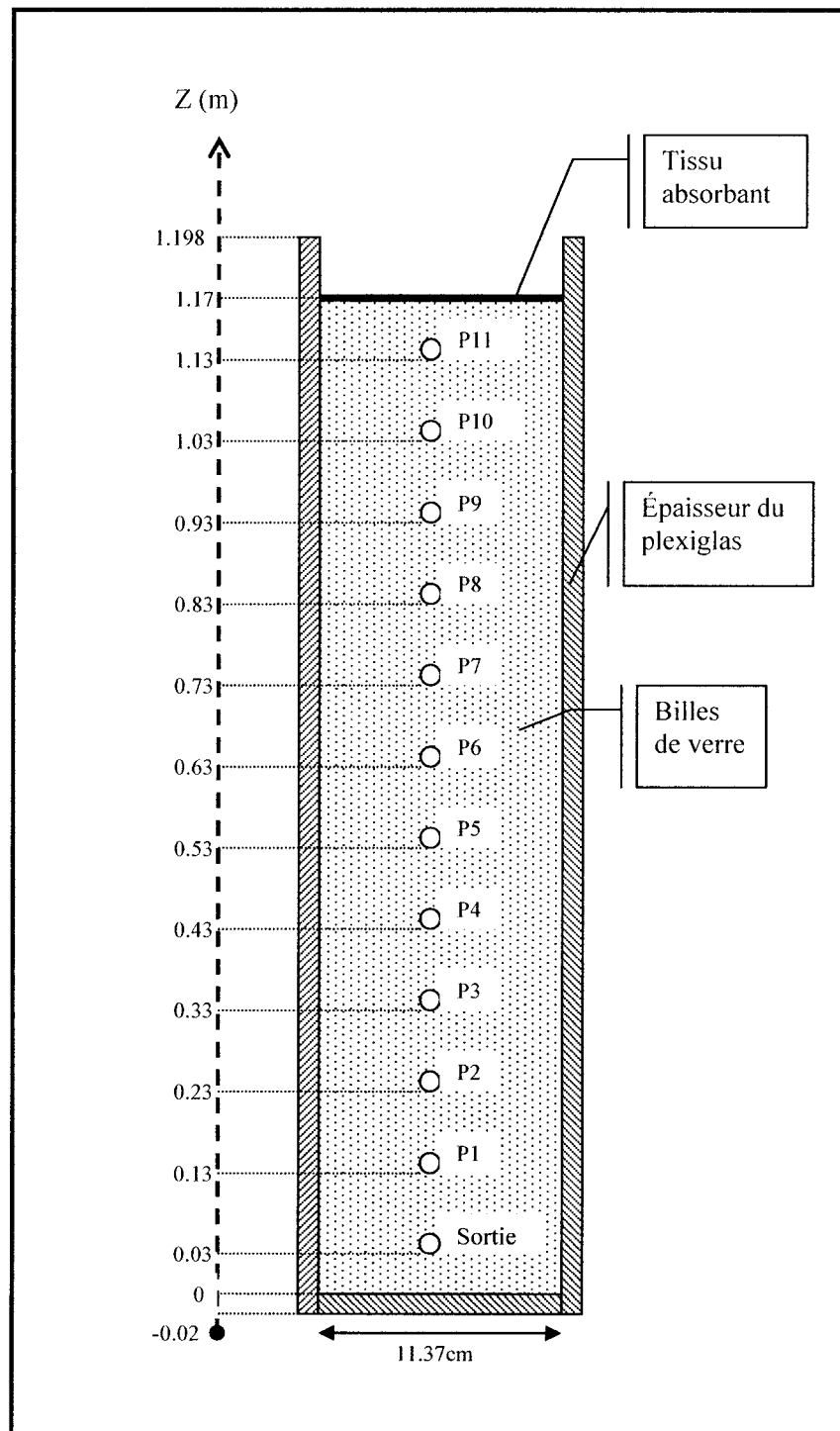


Figure 4. 2: Schéma de la colonne plate

4.1.2 Système de piézomètres

Des tubes de plastiques sont fixés de manière étanche à chaque trou de la colonne par des raccords vissés dans les trous. L'autre extrémité des tubes est reliée à un panneau gradué qui permet de lire la hauteur d'eau dans les tubes et d'en déduire la charge hydraulique dans la colonne.

Avant de fixer le tube, des morceaux de coton sont introduits dans la partie étroite du raccord. Les propriétés hydrauliques de ces cotons ne sont pas connues avec exactitude mais, ils doivent être perméables et posséder une bonne capacité de rétention d'eau. En fait, la pression d'entrée d'air de ce matériau doit être beaucoup plus grande que celle des billes de verre. On cherche un AEV d'au moins 1 m. La figure 4.3 montre un exemple de raccord. Le raccord du piézomètre 11 est divisé en deux afin de permettre une sortie d'eau lors de la saturation de la colonne entre deux essais. L'écoulement se faisant alors du bas vers le haut.

L'avantage de ce système en comparaison avec l'utilisation de tensiomètres est qu'il est très peu coûteux et possiblement plus précis (la précision des tensiomètres est de 0.1% à 2%).

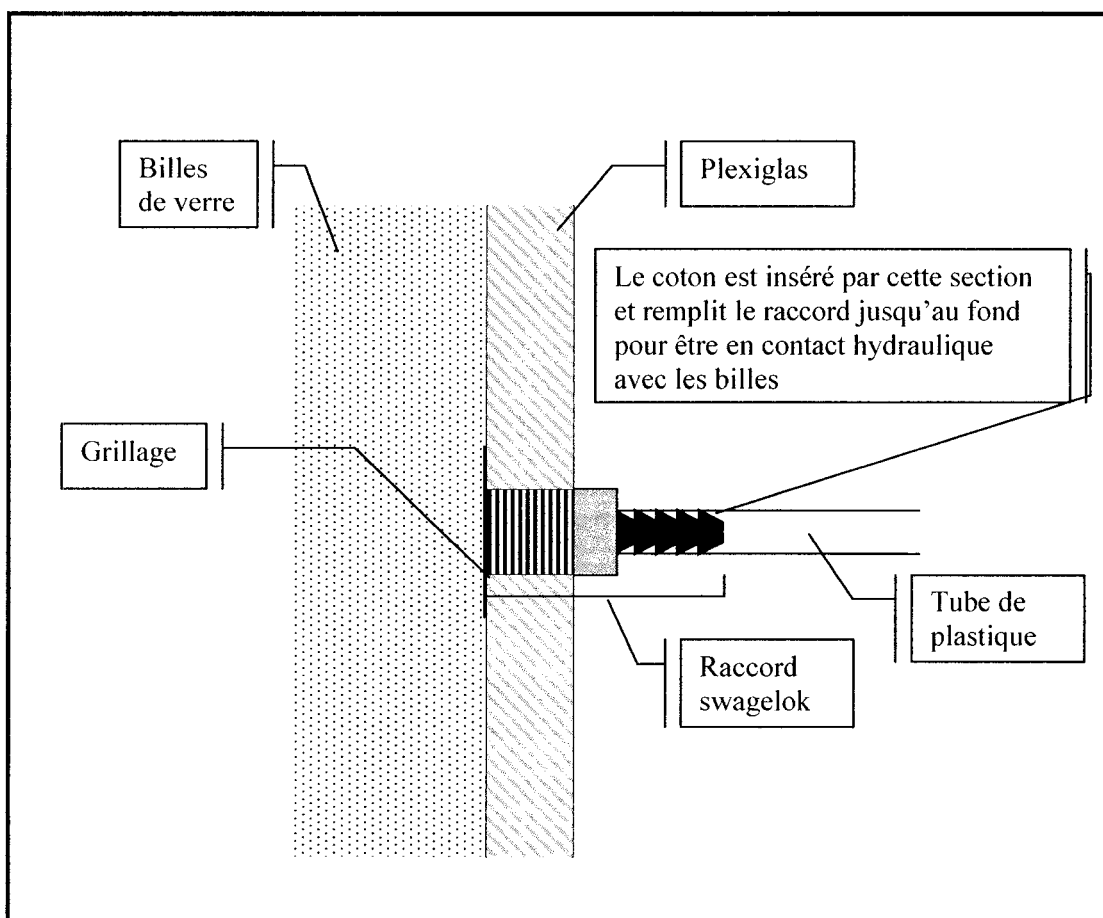


Figure 4. 3: Exemple de raccord de piézomètre

4.1.3 Système d'apport d'eau à débit constant

Afin de maintenir un régime permanent, il est nécessaire d'imposer un débit d'infiltration constant à l'entrée de la colonne. Le système d'apport d'eau représenté à la figure 4.4 permet d'avoir un débit constant. Le réservoir d'eau principal est de type bouteille de Mariotte. La charge hydraulique est gardée constante à l'intérieur grâce à un tube fixe, dont le sommet est en contact avec l'atmosphère. La pression est donc toujours égale à zéro à la base du tube. Selon le principe des vases

communicants, la charge hydraulique dans le second réservoir est également maintenue constante à l'aide d'un tube qui relie les deux réservoirs.

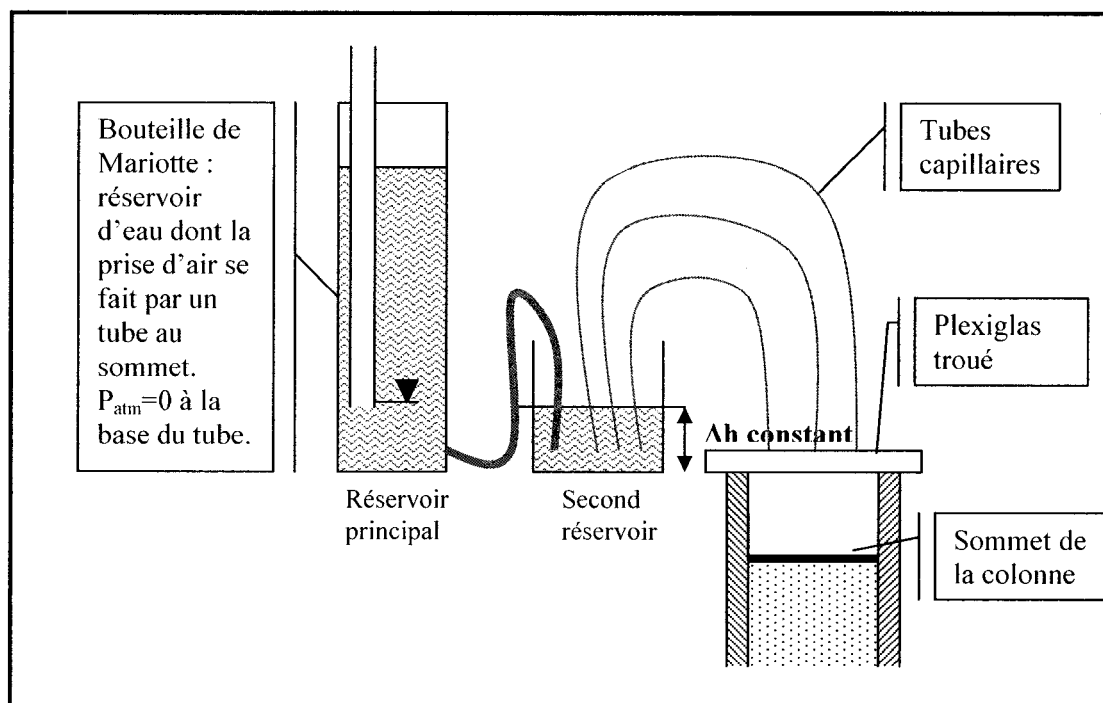


Figure 4. 4: Schéma du système d'apport d'eau à débit constant

Finalement, pour que l'eau d'infiltration soit répartie également sur toute la largeur de la colonne, le débit a été séparé dans des tubes de très petit diamètre intérieur (0.79 mm pour les trois premiers essais et 0.19 mm pour le quatrième essai). La sortie d'eau de ces tubes est fixée au sommet de la colonne par un morceau de plexiglas troué (1 trou par tubes) (figure 4.5). Il s'agit donc, avant de commencer l'essai, d'ajuster le débit en faisant varier la hauteur du tube dans la bouteille de Mariotte ou en ajustant le nombre de tubes capillaires utilisés.

Pour un essai de plus d'une journée, il est nécessaire d'utiliser de l'eau distillée et déminéralisée. On doit également couvrir le second réservoir sinon des bactéries

peuvent croître dans les tubes capillaires, en réduire le diamètre, réduisant conséquemment le débit.



Figure 4. 5 : Photo du système d'infiltration à débit constant

Pour s'assurer de la constance du débit, plusieurs mesures ont été réalisées avant chacun des essais d'infiltration, le débit à la sortie de la colonne a été mesuré durant les essais, puis, une dernière mesure, hors colonne, a été faite après. La figure 4.6 montre la constance du débit pour l'essai d'infiltration ayant nécessité le débit le plus petit.

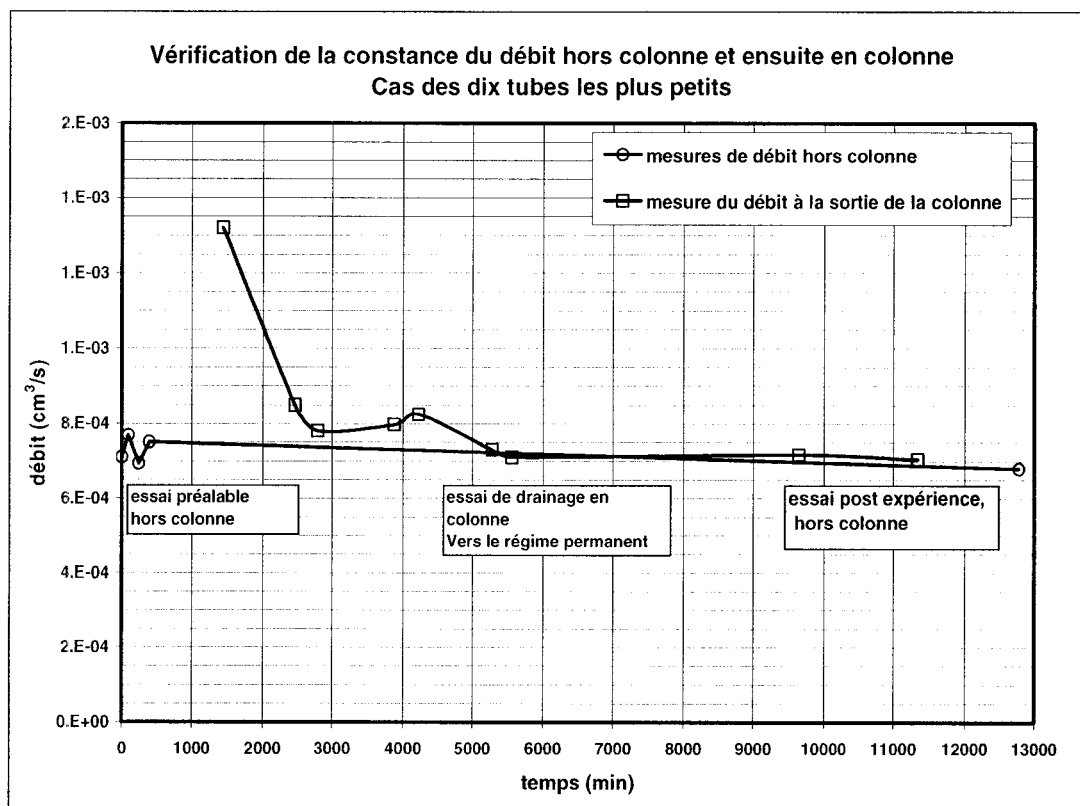


Figure 4. 6 : Graphique montrant la régularité du débit d'infiltration

4.2 Essai de conductivité hydraulique, comparaison avec les essais précédents

De nombreuses mesures de conductivité hydraulique en milieu saturé ont été effectuées dans la colonne. Pour ces essais, on a utilisé de l'eau désaérée et l'écoulement se faisait du haut vers le bas. Le volume d'eau en fonction du temps est récupéré à la sortie de la colonne et une différence de charge hydraulique est lue pour chacun des piézomètres. En mesurant la température de l'eau, on obtient une conductivité hydraulique relative à 20°C. C'est la moyenne des valeurs trouvées pour tous des piézomètres qui est présentée dans le tableau 4.1. Dans la colonne de droite de ce tableau, on a reporté la mesure de l'écart type entre les piézomètres.

Tableau 4. 1: Résultats des essais de perméabilité effectués dans la colonne plate

date	$k_{20}^{\circ\text{C}}$ moyen (cm/s)	σ piézo
15/05	3.45E-02	6.28E-03
15/05	3.51E-02	5.19E-03
28/05	3.49E-02	9.57E-03
28/05	3.57E-02	6.54E-03
28/05	3.81E-02	7.60E-03
05/06	3.14E-02	2.02E-03
05/06	3.27E-02	7.52E-03
05/06	3.14E-02	5.94E-03
05/06	3.34E-02	6.38E-03
07/06	3.14E-02	5.79E-03
07/06	3.30E-02	5.90E-03
07/06	3.25E-02	4.24E-03
07/06	3.30E-02	3.70E-03
07/06	3.33E-02	3.74E-03
19/06	3.03E-02	4.19E-03
20/06	3.18E-02	7.10E-03
20/06	3.08E-02	4.25E-03
moyenne	3.31E-02	

Si on compare les valeurs de k mesurées pour la colonne plate avec celles mesurées lors des autres essais (tableau 4.2), on s'aperçoit que la conductivité hydraulique est plus faible dans la colonne plate même si la porosité y est plus grande (39%) que dans la colonne de drainage (37%). Il est possible que la colonne plate ne soit pas initialement totalement saturée, ce qui peut entraîner une réduction de la conductivité hydraulique.

Tableau 4. 2: Comparaison entre les conductivités hydrauliques des billes de verre obtenues dans les différents montages

Essai	$k_{20}^{\circ\text{C}}$
perméamètre	4.20E-02
colonne 30.5cm (Li)	3.91E-02
colonne 30.5cm (NaCl)	5.74E-02
colonne de drainage	3.91E-02
colonne plate	3.31E-02

4.3 Sommaire des caractéristiques du modèle physique

Le montage a été conçu pour l'étude des paramètres du transport en 1D. Une attention particulière a été portée au système d'apport d'eau permettant d'assurer un débit constant. De plus, un système de piézomètres est installé afin de faire les mesures de charge hydraulique dans la colonne. La précision et la validité de ces lectures seront étudiées dans le prochain chapitre. Finalement, les essais de conductivité hydraulique en conditions saturées ont montré que les caractéristiques de l'écoulement dans la colonne plate sont comparables à celles obtenues pour les billes de verre dans les autres montages.

Chapitre 5 Essai d'infiltration à débit constant

Durant l'infiltration, en gardant un débit constant et plus faible que le débit nécessaire pour garder la colonne saturée, on obtient un profil dont la partie supérieure présente une teneur en eau constante comprise entre la valeur saturée et la valeur résiduelle. Afin d'obtenir cette zone de transition dans la colonne de billes de verre, des essais d'infiltration à débit constant ont été effectués. On verra également, dans la deuxième section de ce chapitre, comment ces essais permettent de déterminer la fonction de perméabilité $k(\psi)$ expérimentale. Finalement, nous comparerons les résultats expérimentaux avec ceux obtenus par la modélisation numérique des essais d'infiltration.

5.1 Essais d'infiltration

5.1.1 La méthode

Quatre essais d'infiltration de différents débits ont été effectués. Le tableau 5.1. montre les débits utilisés. Avant chacun des essais, on mesure le débit des petits tubes correspondant à la même différence de charge que celle qui sera utilisée durant l'essai. Ce débit doit être constant dans le temps avant de commencer l'essai d'infiltration.

La charge hydraulique au point de sortie, à $z = 0.03\text{m}$, est maintenue à 0.2 m . Le point de référence ($z = 0$) est la base des billes de verre. L'eau qui sort de la colonne s'égoutte dans un bac qui est posé sur une balance précise au gramme. Quelques instants avant de commencer l'essai, la plaque de plexiglas trouée, supportant les tubes, est placée au sommet de la colonne pour imposer le débit (voir figures 4.1, 4.4 et 4.5).

L'essai débute lorsqu'on branche le tuyau de sortie, provoquant ainsi le drainage de la colonne. Le chronomètre démarre à ce moment et on mesure la baisse de charge dans les piézomètres de même que le poids de l'eau drainée.

Tableau 5. 1: Débits utilisés lors des essais d'infiltration

essai	date	débit m ³ /s	vitesse m/s
1	10/10/2002	1.90E-07	1.40E-04
2	17/10/2002	2.21E-08	1.63E-05
3	22/10/2002	4.60E-09	3.40E-06
4	12/11/2002	7.38E-10	5.45E-07

5.1.2 Les résultats

Les figures 5.1 à 5.8 présentent la variation de la charge hydraulique et la variation de la pression dans les piézomètres pour les quatre essais. La pression est calculée avec l'équation de Bernoulli (éq. 1.2) à partir des mesures de charge hydraulique dans les piézomètres. L'élévation pour chacun des piézomètres est montrée par la figure 4.2. Les résultats détaillés de chacun des essais sont présentés à l'annexe 4, aux tableaux A.4.1 à A.4.4.

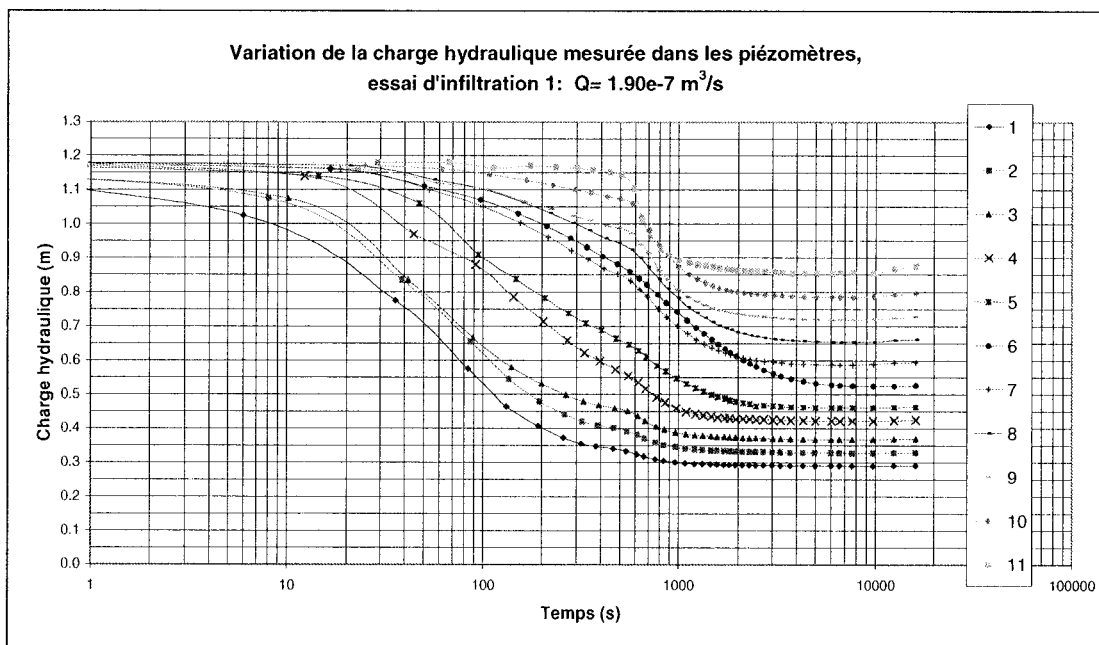


Figure 5. 1: Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le premier essai d'infiltration.

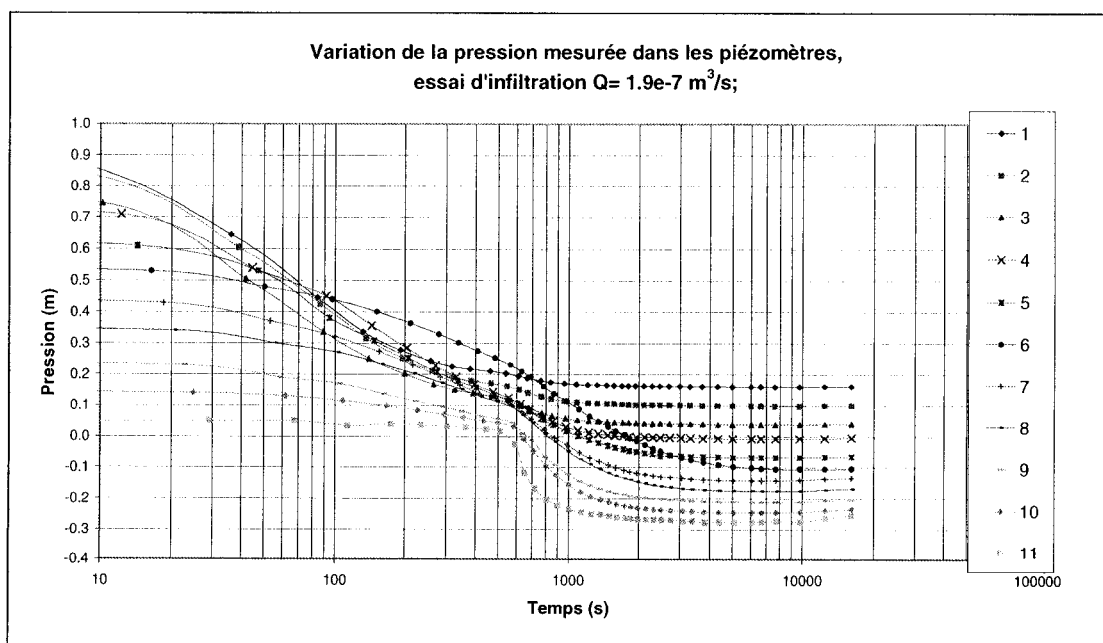


Figure 5. 2: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du premier essai d'infiltration

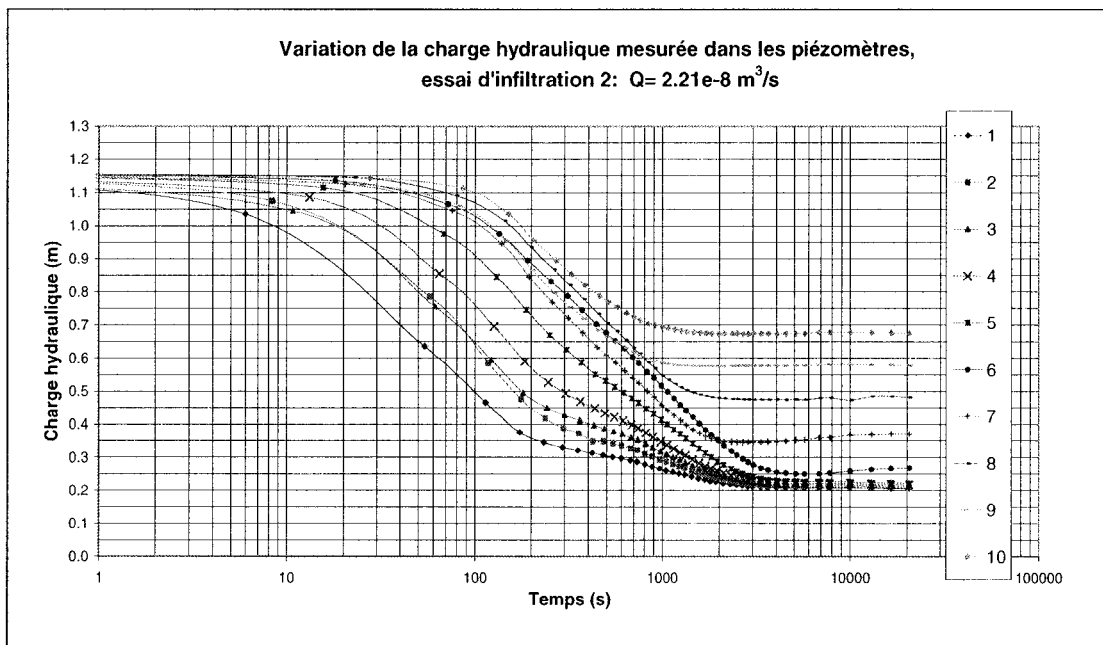


Figure 5. 3 Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le second essai d'infiltration.

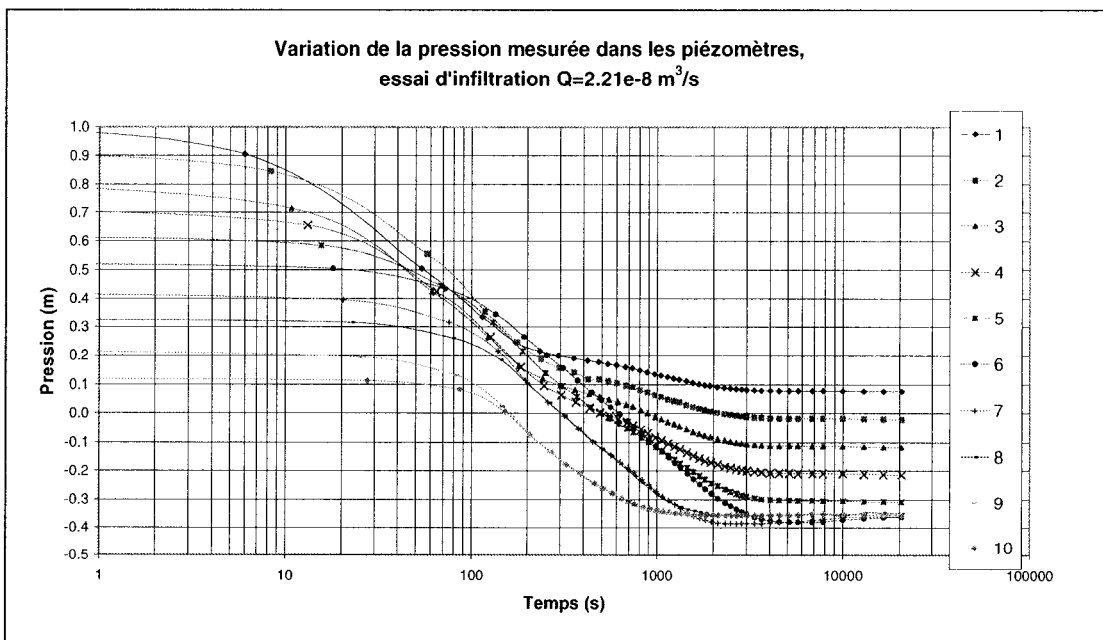


Figure 5. 4: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du second essai d'infiltration

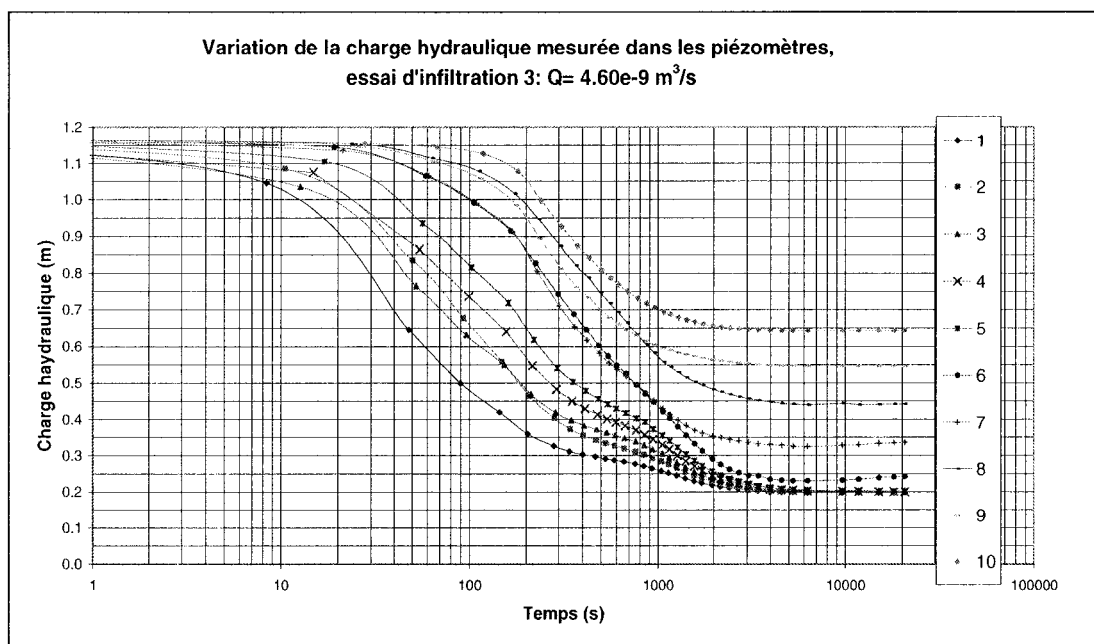


Figure 5. 5: Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le troisième essai d'infiltration.

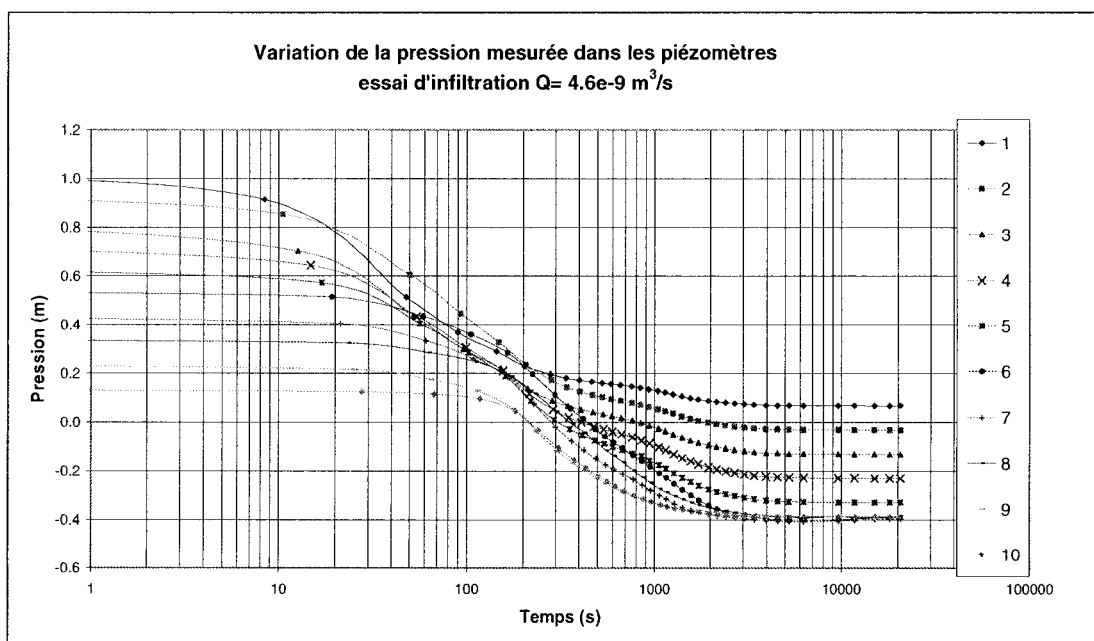


Figure 5. 6: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du troisième essai d'infiltration

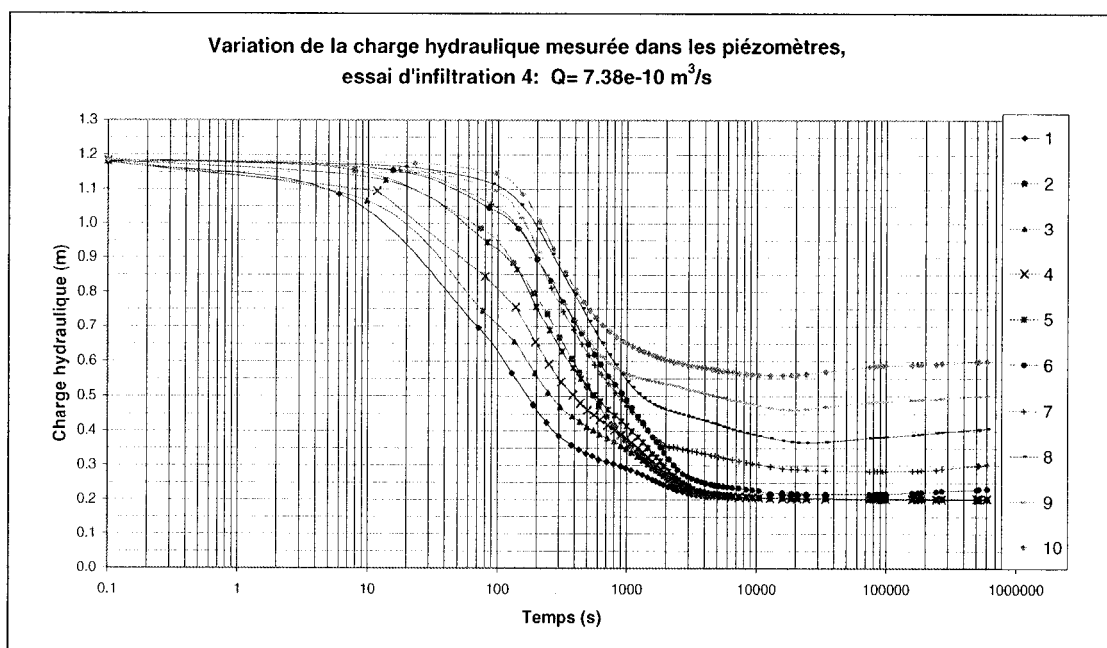


Figure 5. 7: Variation de la charge hydraulique mesurée dans les piézomètres pour le quatrième essai d'infiltration.

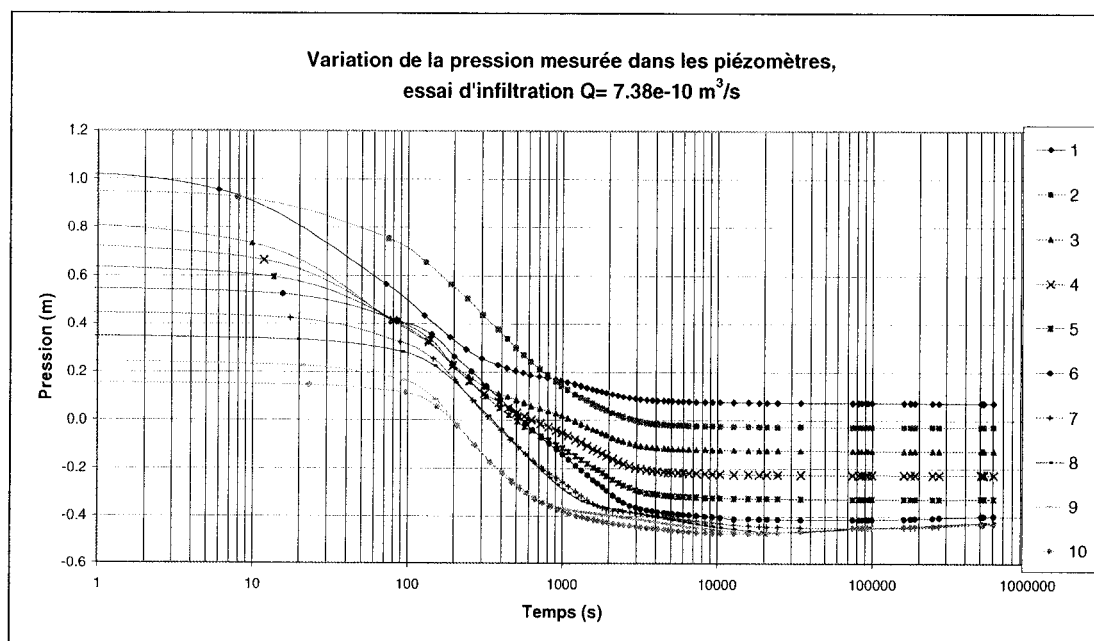


Figure 5. 8: Variation de la pression mesurée dans la colonne lors du quatrième essai d'infiltration

5.1.2.1 PERFORMANCE DU MONTAGE

Un problème important du montage est qu'il ne permet pas de faire l'interprétation de la phase transitoire des essais. Les cotons qui sont insérés dans les raccords (figure 4.3), n'ont pas tous la même conductivité hydraulique et ils subissent également, lors de l'essai, une compression qui est difficile à évaluer. Les graphiques qui précèdent montrent clairement les résultats de cette hétérogénéité des caractéristiques hydrauliques des cotons. Le temps de réaction des piézomètres n'est pas uniforme; certains montrent une baisse de charge très rapide alors que d'autres présentent un retard marqué qui n'est pas dû uniquement à leur élévation dans la colonne. Par exemple, pour tous les essais, le piézomètre 6 réagit plus lentement que le piézomètre 7, ce qui se traduit par un chevauchement de leurs courbes de rabattement en fonction du temps.

Une solution à ce problème aurait été d'utiliser des bougies poreuses cylindriques suffisamment petites pour s'insérer dans les connexions. Les caractéristiques hydrauliques de ce matériau sont habituellement bien définies par le fabricant. Il existe effectivement des céramiques poreuses de cette forme et dont la pression d'entrée d'air est plus grande que nos besoins (-5 m) mais leur conductivité hydraulique est tellement faible (10×10^{-6} m/s) que les essais auraient été beaucoup trop longs et alors d'autres facteurs auraient biaisé les résultats (variation de température, croissance de bactéries dans les petits tubes et réduction du débit, etc.). Il serait intéressant d'évaluer la possibilité de mesurer la charge hydraulique par des tensiomètres couplés à un système d'acquisition de données. Il faudra toutefois s'assurer de l'homogénéité des bougies poreuses qui sont à l'intérieur des tensiomètres et évaluer la précision de ces outils ainsi que leur temps de réaction. Un tel système permettrait d'avoir des mesures plus fiables pour l'interprétation de la phase transitoire.

Il est à noter que le piézomètre 11 n'a pas tenu la succion dans les trois derniers essais probablement à cause du raccord qui est séparé en deux, ce qui favorise l'apparition de bulles d'air. Ces bulles d'air coupent le contact hydraulique entre le coton et l'eau du piézomètre.

Pour tous les essais, on remarque une légère instabilité de la valeur de la charge hydraulique en régime permanent. Elle semble augmenter sensiblement après une longue période de temps. Il est difficile d'expliquer ce phénomène, peut-être que l'eau désaérée qui a été utilisée se gazéifie de nouveau.

La précision des mesures des piézomètres ne peut pas être évaluée par une comparaison avec des résultats analytiques puisqu'il n'y a pas de solution analytique aux équations d'infiltration (équ. 1.18 et 1.19). D'autant plus que ces équations sont valides pour des cas d'infiltration simple alors que dans notre expérience, l'injection de l'eau créée par les piézomètres qui se vident complique l'analyse du problème. Des simulations numériques des essais ont été réalisées et les résultats sont comparés avec les résultats expérimentaux (section 5.4)

5.1.2.2 INTERPRETATION DU REGIME PERMANENT

Les figures 5.9 et 5.10 présentent respectivement la courbe de charge hydraulique en fonction de l'élévation et la courbe de pression en fonction de l'élévation en régime permanent pour les 4 essais.

Pour tous les essais, la portion non saturée de la colonne présente des profils $h(z)$ et $\psi(z)$ qui correspondent aux observations expérimentales relevées par Corey (1994) et qui sont exprimées dans la figure 1.6, page 17. La zone de transmission est facilement identifiable pour les courbes correspondant aux essais 2, 3 et 4. Puisque la succion y est constante, la charge est pratiquement égale à l'élévation et le gradient est l'unité.

Le cas du premier essai est particulier, le débit étant très grand, on ne crée pas de zone de transmission et on demeure plutôt dans la zone de transition.

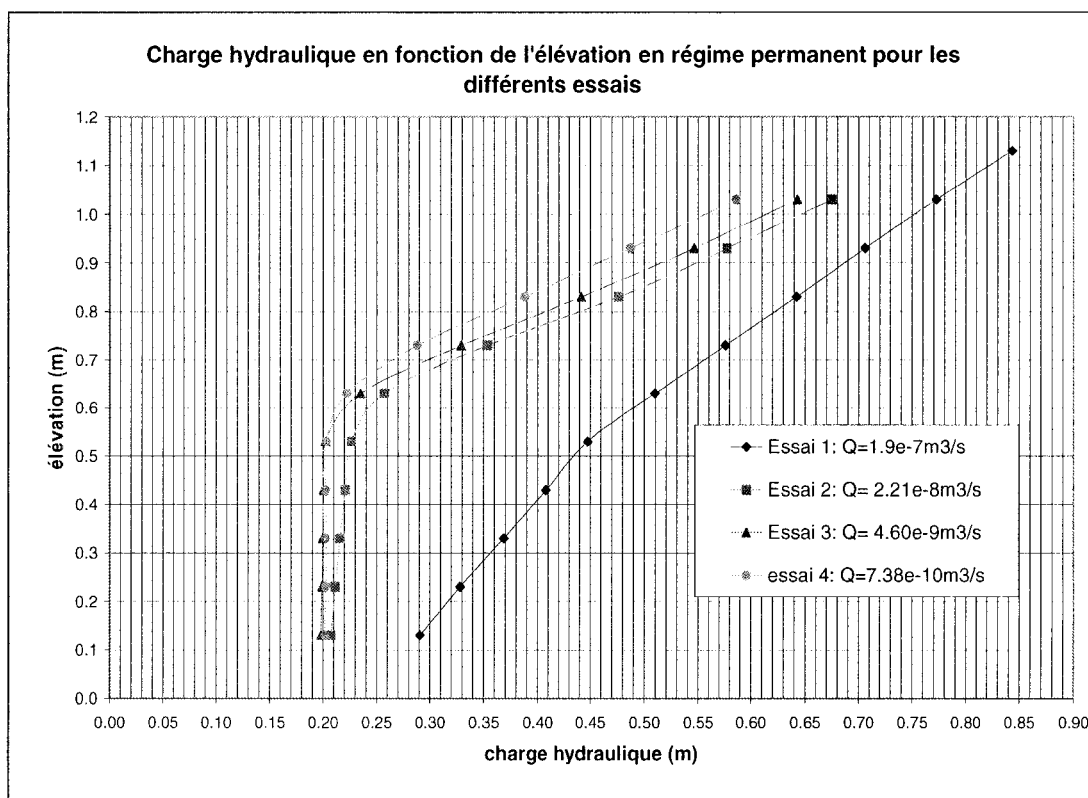


Figure 5. 9: Profil de la charge hydraulique en fonction de l'élévation, en régime permanent, lors des essais d'infiltration

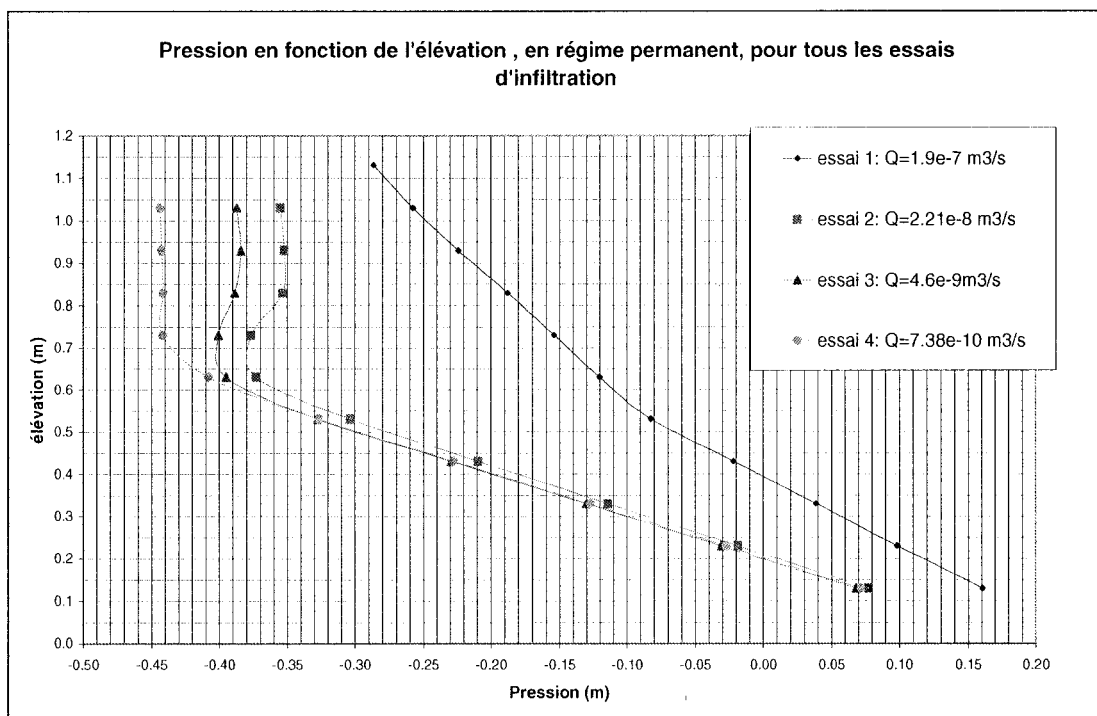


Figure 5. 10: Profil de la pression en fonction de l'élévation, en régime permanent, lors des essais d'infiltration

Avant de procéder aux simulations, nous avons évalué la fonction de perméabilité des billes de verre à partir des résultats des essais d'infiltration en régime permanent

5.2 Détermination expérimentale de la fonction $k(u)$

En régime permanent, connaissant le débit spécifique et les valeurs des charges hydrauliques pour chacun des piézomètres dont l'élévation est connue, on peut calculer la conductivité hydraulique correspondant à la succion. La loi de Darcy est utilisée pour calculer la conductivité hydraulique et l'équation de Bernoulli est utilisée pour calculer la succion. Cet exercice fournit des points expérimentaux pour définir la fonction de perméabilité. La charge hydraulique utilisée pour les calculs est une moyenne des valeurs de charges hydrauliques mesurées en régime permanent. Le détail des calculs et des valeurs utilisées est présenté dans le tableau 5.2 où la succion est exprimée en terme de pression d'eau u . La figure 5.11 montre la fonction de perméabilité expérimentale $k(u)$ obtenue par les essais d'infiltration, $k(\text{infiltration})$ en comparaison avec la fonction de perméabilité décrite par le modèle macroscopique de Mualem et calée sur les résultats d'essais de drainage, $k(\text{drainage})$ (chapitre 3).

Tableau 5. 2: Détails des calculs et des valeurs utilisées pour définir la fonction de perméabilité à partir des essais de drainage

Calcul de $k(u)$ pour chaque essai d'infiltration						
Essai 1: $q=1.4e-4$ (m/s)						
piézo	z (m)	h (m)	u (m)	u moy	i	k (m/s)
1	0.13	0.291	0.16			
2	0.23	0.329	0.10	0.13	0.38	3.69E-04
3	0.33	0.369	0.04	0.07	0.40	3.50E-04
4	0.43	0.408	-0.02	0.01	0.40	3.55E-04
5	0.53	0.448	-0.08	-0.05	0.40	3.53E-04
6	0.63	0.510	-0.12	-0.10	0.62	2.26E-04
7	0.73	0.576	-0.15	-0.14	0.66	2.11E-04
8	0.83	0.642	-0.19	-0.17	0.66	2.12E-04
9	0.93	0.706	-0.22	-0.21	0.64	2.19E-04
10	1.03	0.772	-0.26	-0.24	0.66	2.11E-04
11	1.13	0.844	-0.29	-0.27	0.71	1.97E-04
Essai 2: $q=1.63e-5$ (m/s)						
piézo	z (m)	h (m)	u (m)	u moy	i	k (m/s)
1	0.13	0.208	0.08			
2	0.23	0.212	-0.02	0.03	0.04	4.07E-04
3	0.33	0.216	-0.11	-0.07	0.04	3.80E-04
4	0.43	0.221	-0.21	-0.16	0.05	3.36E-04
5	0.53	0.227	-0.30	-0.26	0.06	2.83E-04
6	0.63	0.257	-0.37	-0.34	0.31	5.35E-05
7	0.73	0.354	-0.38	-0.37	0.96	1.70E-05
8	0.83	0.477	-0.35	-0.36	1.23	1.33E-05
9	0.93	0.578	-0.35	-0.35	1.01	1.61E-05
10	1.03	0.675	-0.36	-0.35	0.97	1.68E-05
Essai 3: $q=3.40e-6$ (m/s)						
piézo	z (m)	h (m)	u (m)	u moy	i	k (m/s)
1	0.13	0.198	0.07			
2	0.23	0.199	-0.03	0.02	0.00892	3.81E-04
3	0.33	0.200	-0.13	-0.08	0.00667	5.10E-04
4	0.43	0.201	-0.23	-0.18	0.00917	3.71E-04
5	0.53	0.203	-0.33	-0.28	0.01833	1.85E-04
6	0.63	0.235	-0.39	-0.36	0.32611	1.04E-05
7	0.73	0.330	-0.40	-0.40	0.94389	3.60E-06
8	0.83	0.442	-0.39	-0.39	1.12071	3.03E-06
9	0.93	0.546	-0.38	-0.39	1.04429	3.26E-06
10	1.03	0.643	-0.39	-0.39	0.97000	3.51E-06
Essai 4: $q=5.45e-7$ (m/s)						
piézo	z (m)	h (m)	u (m)	u moy	i	k (m/s)
1	0.13	0.202	0.07			
2	0.23	0.203	-0.03	0.02	0.0068	8.06E-05
3	0.33	0.203	-0.13	-0.08	0.0008	6.62E-04
4	0.43	0.202	-0.23	-0.18	-0.0029	-1.85E-04
5	0.53	0.203	-0.33	-0.28	0.0079	6.94E-05
6	0.63	0.222	-0.41	-0.37	0.1897	2.88E-06
7	0.73	0.288	-0.44	-0.42	0.6616	8.24E-07
8	0.83	0.388	-0.44	-0.44	0.9998	5.46E-07
9	0.93	0.487	-0.44	-0.44	0.9903	5.51E-07
10	1.03	0.586	-0.44	-0.44	0.9906	5.51E-07

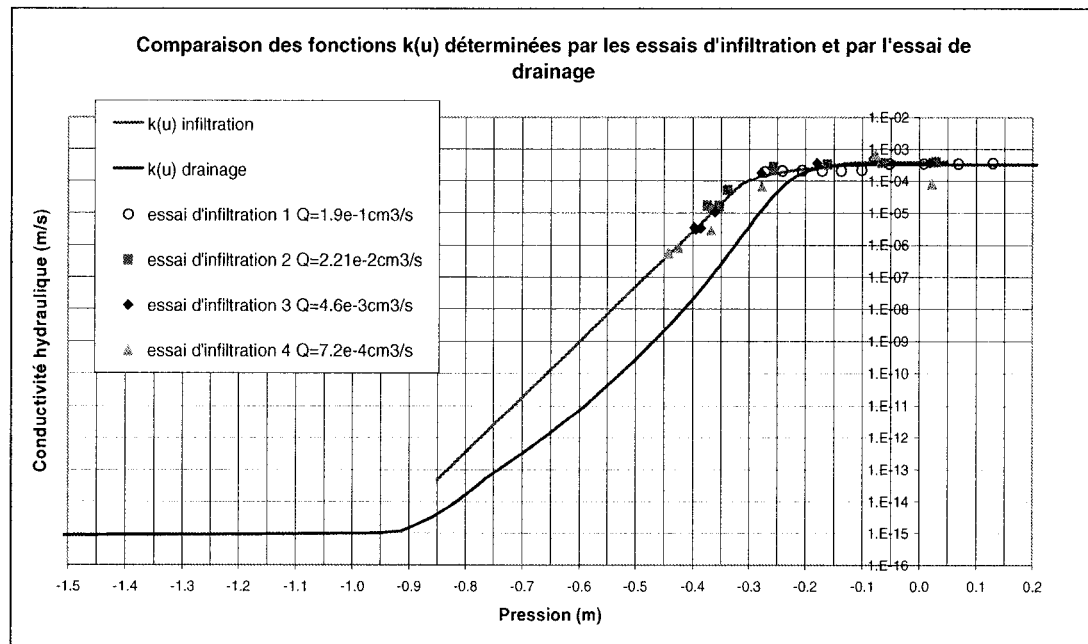


Figure 5. 11: Comparaison des fonctions de perméabilité déterminées par les essais d'infiltration et par l'essai de drainage

On obtient des fonctions de perméabilité très rapprochées l'une de l'autre selon que la fonction a été évaluée par la méthode de l'essai de drainage² ou par les essais d'infiltration. La pression à partir de laquelle on observe une chute marquée de la conductivité hydraulique, mesurée par la seconde méthode, est toutefois légèrement plus petite, -0.3 m que si elle est évaluée par la méthode de l'essai de drainage où cette pression est de -0.21 m. Cette différence est potentiellement attribuable aux différents phénomènes (drainage vs drainage et mouillage) qui interviennent dans chacune des méthodes. Une différence dans la compaction des montages peut également produire des fonctions de perméabilité différentes.

² Rappelons que la méthode de l'essai de drainage consiste à drainer une colonne du sol à l'étude, en notant la variation du volume d'eau drainée en fonction du temps. Des modélisations numériques sont ensuite réalisées en utilisant les fonctions de perméabilité prédites par les modèles existants (Childs et Collis-Georges; Mualem.; Burdine; Fredlund et al. et le modèle macroscopique de Mualem.). La comparaison des courbes du volume d'eau drainée en fonction du temps, expérimentale et simulées, permet ensuite de choisir la fonction de perméabilité donnant les résultats simulés qui correspondent le plus aux résultats expérimentaux.

5.3 Modélisation numérique

5.3.1 Le modèle numérique

Le montage expérimental a été représenté dans le logiciel SEEP/W afin de simuler l'écoulement de l'eau lors des essais d'infiltration. Une vue de côté a été privilégiée pour simuler l'écoulement de l'eau dans les piézomètres. Le modèle utilisé dans SEEP/W est montré par la figure 5.12, il est constitué de 5287 éléments et de 9094 noeuds. Il s'agit d'une colonne de 1.198 m de hauteur par 0.0119 m de largeur. Les onze piézomètres sont reliés à la colonne aux mêmes élévations que dans l'expérience. La largeur des piézomètres modélisés est de 0.001 m. Le calcul numérique est fait dans le plan (2D) en supposant une profondeur de 1 m. Une correction de la teneur en eau des piézomètres a été réalisée pour prendre cette profondeur en compte (voir section 5.3.1.1).

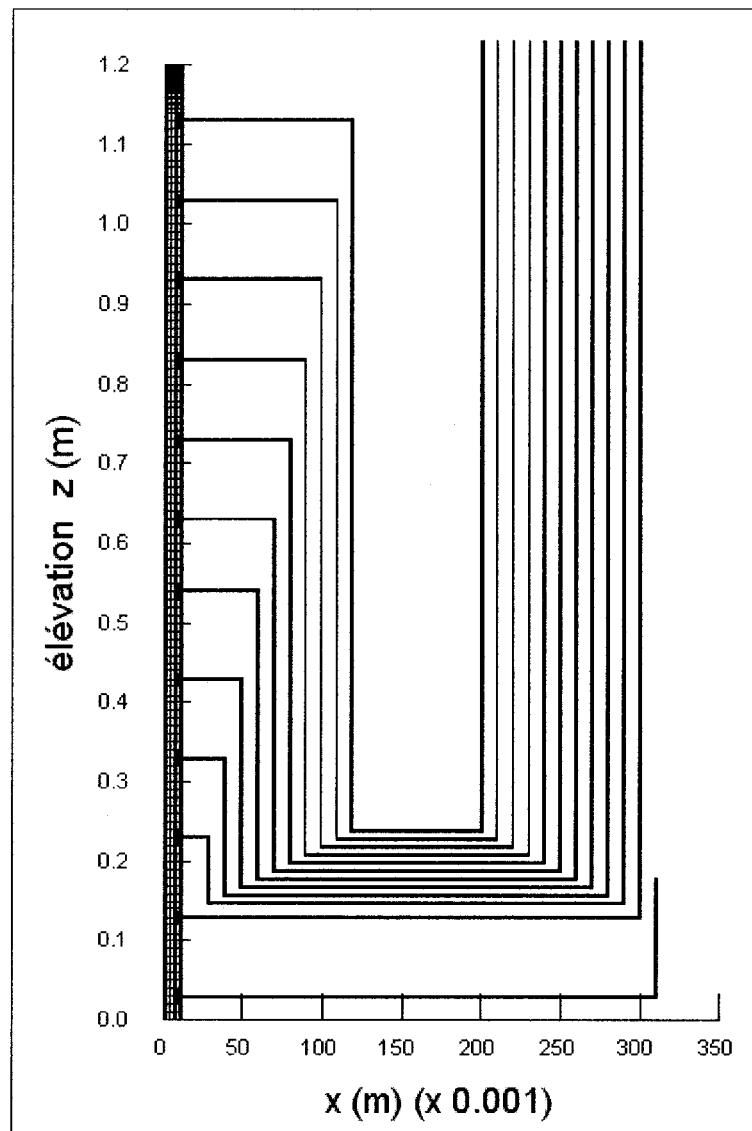


Figure 5. 12: Modèle utilisé dans SEEP/W

Comme dans les conditions expérimentales, un réservoir d'eau de 3.2 cm de hauteur est placé au sommet du montage. Dans cette région, la grille a été raffinée pour permettre une continuité de l'écoulement lors de l'infiltration. La figure 5.13 montre le sommet de la colonne de manière plus détaillée.

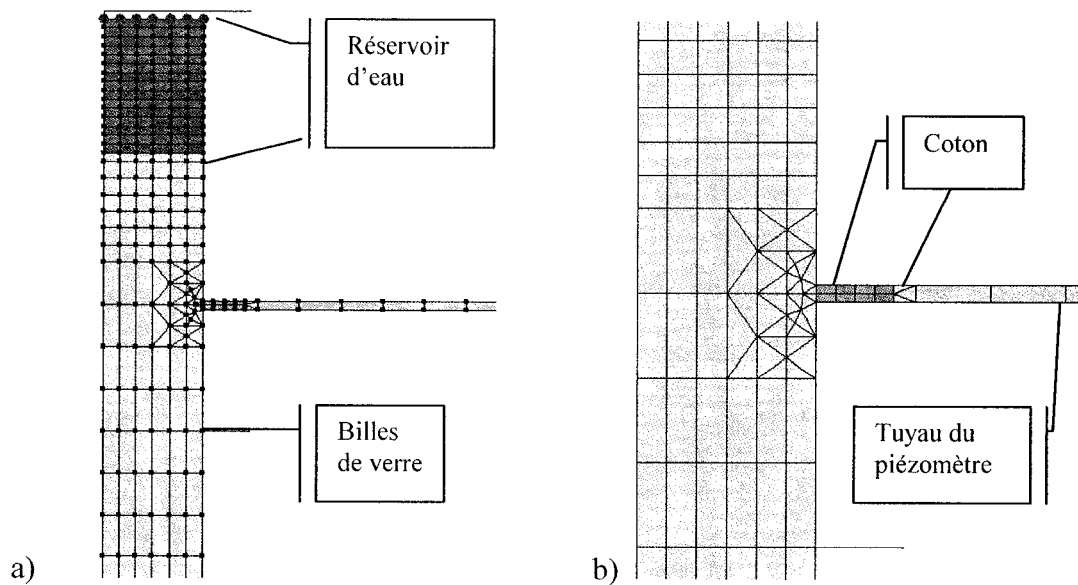


Figure 5. 13: Détail du sommet de la colonne modélisée (a) et agrandissement de la jonction du piézomètre avec la colonne (b)

Les billes de verre remplissent la colonne jusqu'à une élévation de 1.66 m. Dans les zones où il n'y a pas de raffinement spécifique, la taille des éléments est de 1 cm. Les cotons qui font le contact hydraulique entre les billes de verre et les piézomètres sont représentés par le matériau plus foncé. Finalement, les parties gauche et droite des piézomètres ont des propriétés différentes. Cette distinction est expliquée à la section 5.3.2.2. La figure 5.14 montre le détail de la jonction entre les deux types de matériau des piézomètres ainsi que la sortie d'eau.

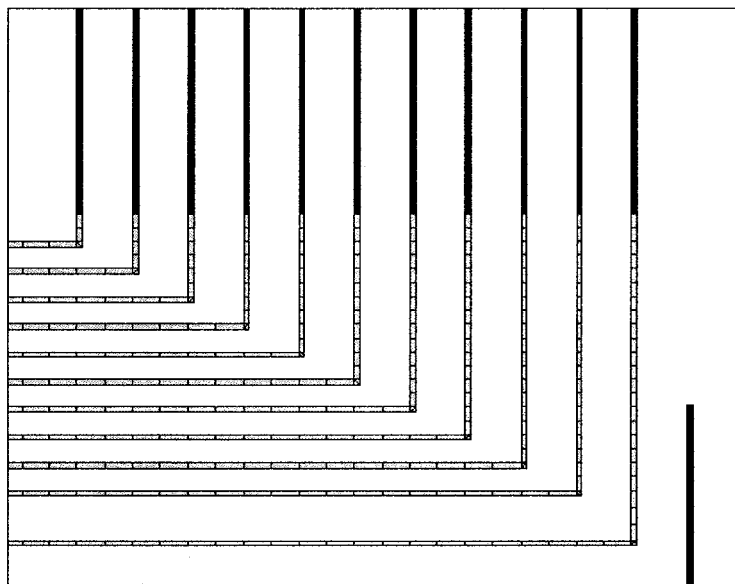


Figure 5. 14: Détails des piézomètres et de la sortie d'eau.

5.3.2 Les matériaux

Les sections qui suivent présentent les propriétés des matériaux utilisés dans les simulations

5.3.2.1 BILLES DE VERRE

Fonction de perméabilité :

La fonction de perméabilité des billes de verre est celle qui a été déterminée expérimentalement après les essais d'infiltration (section 5.2).

Courbe de rétention d'eau :

La courbe de rétention d'eau utilisée dans les modélisations est celle qui a été obtenue par l'essai de drainage en colonne et qui a été lissée par la méthode de van Genuchten. Les propriétés hydrauliques des billes de verre sont présentées, sous forme de graphiques, à la figure 5.15.

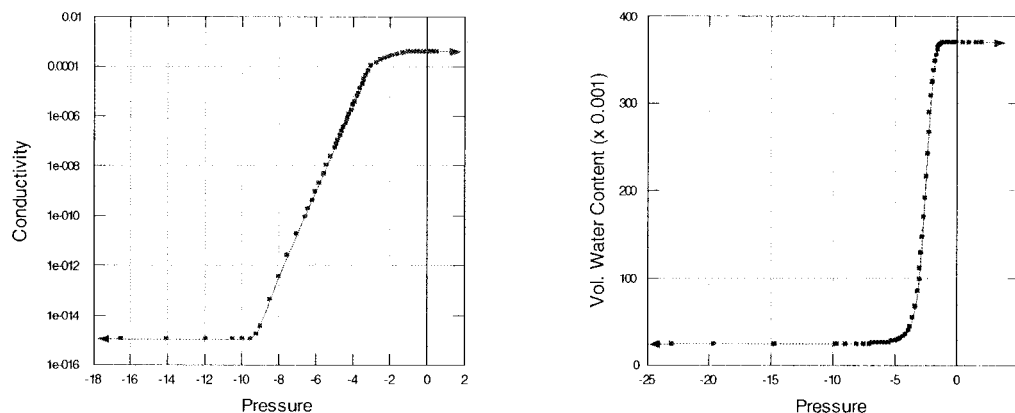


Figure 5. 15 Propriétés hydrauliques des billes de verre simulées

5.3.2.2 PIEZOMETRES

Fonction de perméabilité :

La conductivité hydraulique dans les piézomètres doit être assez élevée pour simuler l'écoulement dans un tuyau avec très peu de perte de charge mais le contraste des perméabilités avec le coton adjacent doit être suffisamment petit pour que le logiciel converge. Une conductivité hydraulique saturée de 0.01 m/s a été choisie. Dans la branche de droite, qui se vide pendant le drainage, la valeur de k passe de 0.01 m/s à 5×10^{-3} m/s lorsque le tuyau se vide. Dans la branche de gauche qui doit demeurer saturée en tout temps, la conductivité hydraulique est constante en fonction de la pression et elle est égale à 0.01 m/s. Les propriétés hydrauliques des piézomètres sont présentées, sous forme de graphiques, par les figures 5.16 et 5.17.

Courbe de Rétention d'eau :

Dans un volume vide de sol, la teneur en eau volumique ($\theta = V_w/V_v$) à saturation est de 1 puisque tout le volume est rempli d'eau. Dès que la pression est négative, la teneur en eau volumique chute à zéro. La teneur en eau des piézomètres modélisés a

dû être corrigée pour que l'injection d'eau dans la colonne, causée par une baisse de charge de 1 cm dans le piézomètre modélisé soit la même que celle qui est causée par une baisse de charge de 1 cm dans le piézomètre réel.

Puisque la section du tube réel est de $7.069 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$, une baisse de charge de 1 cm entraîne l'injection de $7.069 \times 10^{-2} \text{ cm}^3$ d'eau réparti sur une largeur de 11.37 cm. Ce qui donne un débit unitaire de $6.217 \times 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{cm}$. Dans SEEP/W, la section du tube modélisé est de 10 cm^2 ($0.1 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$). Dans ce cas, si la différence de teneur en eau ($d\theta$) entre les conditions saturée et vide est de 1, la baisse du niveau d'eau de 1 cm provoque l'injection de 10 cm^3 d'eau sur une largeur de 100 cm, pour un débit unitaire de $0.1 \text{ cm}^3/\text{cm}$. Afin d'obtenir le même débit unitaire dans SEEP/W que dans le cas réel, le $d\theta$ doit être de 0.06217 ($6.217 \times 10^{-3} / 0.1$). La variation de la teneur en eau volumique dans les piézomètres est donc de 6.217%.

Comme la conductivité hydraulique, la teneur en eau volumique de la branche de gauche des piézomètres, est constante et égale à la teneur en eau volumique des piézomètres saturés, soit 6.217%.

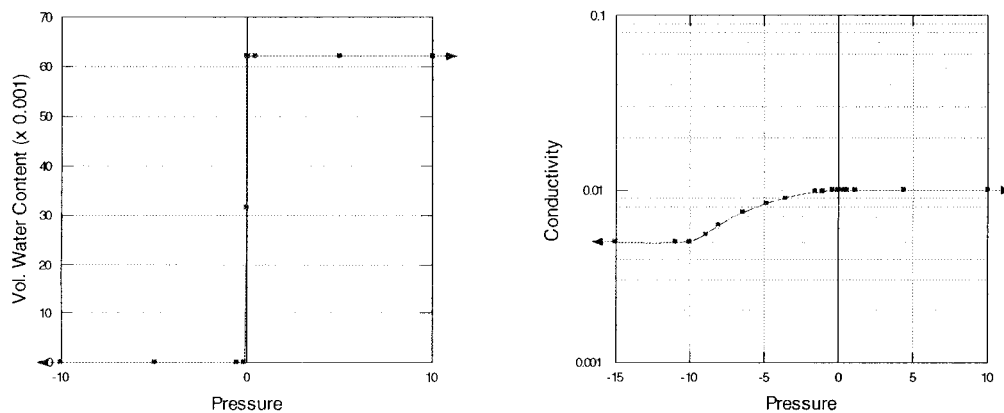


Figure 5. 16: Propriétés hydrauliques de la partie droite des piézomètres simulés

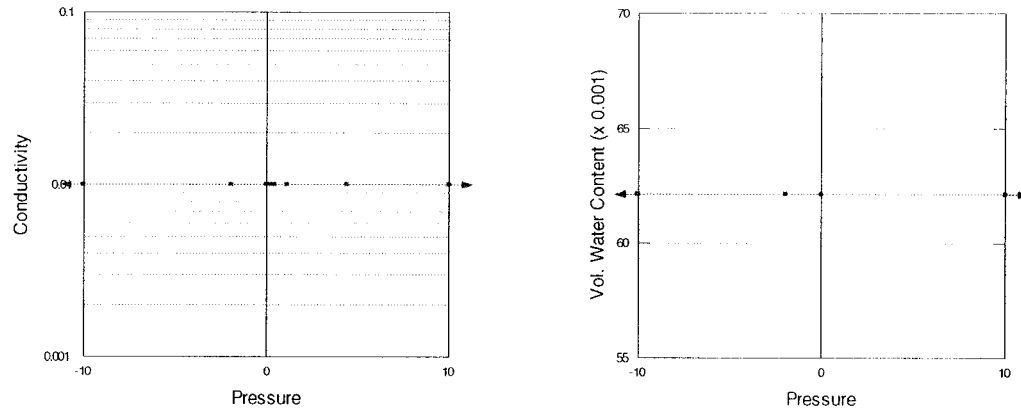


Figure 5. 17: Propriétés hydrauliques de la branche de gauche des piézomètres simulés

5.3.2.3 RESERVOIR SOMMITAL

Fonction de perméabilité :

La fonction de perméabilité du réservoir placé au sommet doit également être élevée. Nous avons choisi la même que celle de la branche de droite des piézomètres ($k_{sat} = 0.01$ m/s). Cette grande perméabilité en conditions saturées permet de simuler l'écoulement dans un réservoir.

Courbe de Rétention d'eau :

La courbe de rétention d'eau du réservoir sommital présente un drainage rapide. Un bon lissage de la courbe permet la convergence des calculs. La figure 5.18 présente les caractéristiques hydrauliques du réservoir sommital.

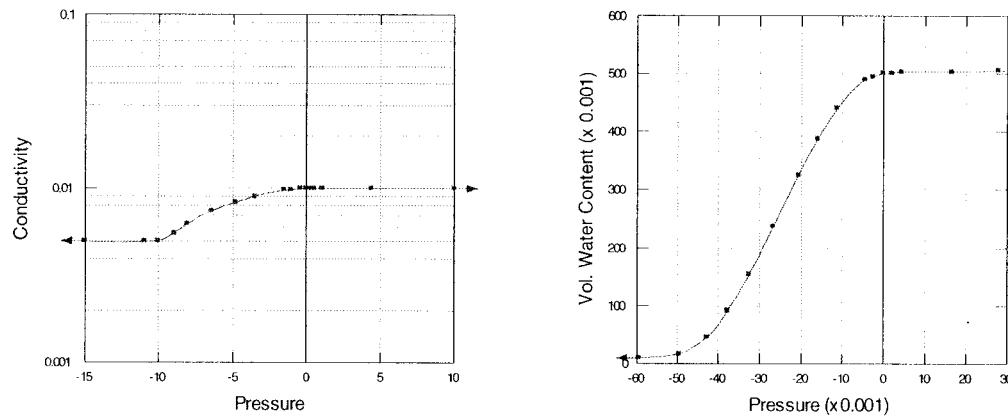


Figure 5. 18: Propriétés hydrauliques du réservoir placé au sommet de la colonne d'infiltration

5.3.2.4 COTONS

Fonction de perméabilité :

Après de nombreux essais, le meilleur contraste de perméabilité entre les cotons, les billes de verre et les piézomètres est celui créé lorsque la conductivité hydraulique des cotons est de 1×10^{-6} m/s. Elle est toujours constante puisque ce matériau demeure constamment saturé

Courbe de Rétention d'eau :

Étant donné qu'ils demeurent toujours saturés, nous avons posé pour les cotons, une teneur en eau volumique constante et égale à celle des piézomètres soit 6.217%. La figure 5.19 présente les propriétés hydrauliques des cotons.

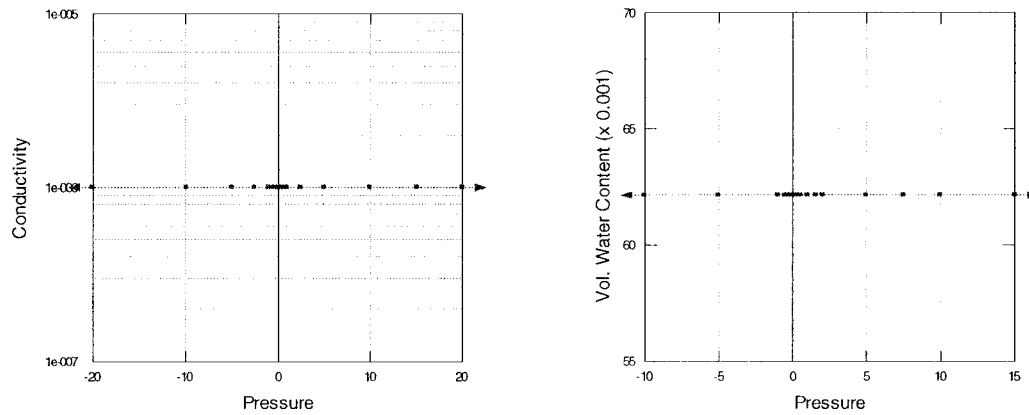


Figure 5. 19: Propriétés hydrauliques des cotons

5.3.3 Le régime permanent

Pour vérifier le bon fonctionnement du modèle numérique nous avons fait une simulation en régime permanent, en imposant un gradient de charge de 1 entre l'entrée et la sortie d'eau. Les résultats de cet exercice (annexe 4, figures A.4.1 à A.4.3) montrent que la lecture de la charge hydraulique dans les piézomètres reflète fidèlement la valeur de la charge hydraulique dans la colonne pour la même élévation. La valeur de la charge hydraulique dans les tubes des piézomètres est constante et le débit est le même de l'entrée à la sortie du modèle. Toutefois, une lecture directe de la pression dans les piézomètres doit se faire dans la partie horizontale directement à la sortie de la colonne à cause de la variation de l'élévation ailleurs dans les piézomètres.

Pour effectuer la simulation de l'infiltration en conditions transitoires on doit, auparavant, définir les conditions initiales de cette modélisation. Dans notre cas, il n'y a aucun écoulement dans la colonne avant de commencer l'infiltration. Pour modéliser cette situation en régime permanent on a imposé une charge d'entrée égale

à la charge de sortie et égale à l'élévation de la colonne soit 1.198 m. Tel que prévu, les résultats montrent un système sans écoulement.

5.3.4 Le régime transitoire

5.3.4.1 LES CONDITIONS AUX FRONTIERES

Pour les quatre simulations on impose une condition frontière de débit au sommet de la colonne et une variation de la charge hydraulique à la base. Dans tous les cas, la charge hydraulique à la sortie passe graduellement de 1.198 m à 0.2 m en 10 s (figure 5.20). Le débit d'infiltration imposé au sommet dépend du débit expérimental (tableau 5.1). Il passe subitement de 0 m/s à la valeur du débit expérimental (tableau 5.1) après 6 s. Ceci simule un délai de 6 s entre l'ouverture de la valve du bas et la mise en route du système d'infiltration

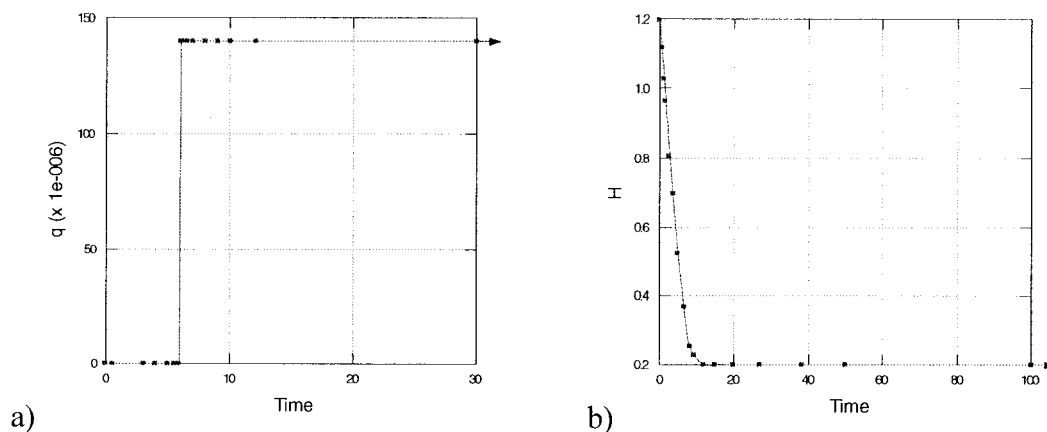


Figure 5. 20: a) Fonction de variation du débit en fonction du temps au sommet de la colonne et b) variation de la charge hydraulique en fonction du temps à la sortie de la colonne d'infiltration

5.3.4.2 LES PAS DE TEMPS

Pour les trois premiers essais, le logiciel effectue 175 étapes de temps avec un pas de temps initial de 0.01 s, un taux d'expansion de 1.1 et une taille maximale de 300 s. L'infiltration est modélisée durant 23049 s soit 6.4 h. Le régime permanent est beaucoup plus long à atteindre lors du dernier essai, on impose donc 790 étapes de temps avec la même taille initiale et le même taux d'expansion mais avec une taille maximale des pas de temps de 900 s. Dans ce cas, l'infiltration est modélisée durant 612270 s soit 170 h (7 jours).

5.3.4.3 LES CRITERES DE CONVERGENCE

Pour que la solution calculée pour une étape de temps soit valable et que le logiciel passe à la prochaine étape de temps, la valeur résiduelle, c'est-à-dire la norme euclidienne de la différence des charges calculées à chacun des nœuds, pour deux itérations successives, doit être plus petite que 1×10^{-4} m. Dans toutes les simulations d'infiltration, ce critère est rempli en moins de 30 itérations.

5.3.5 Résultats de la simulation

Tout comme dans l'essai d'infiltration expérimental, les lectures de charge hydraulique effectuées dans les piézomètres, en régime transitoire, ne représentent pas la valeur de la charge hydraulique dans la colonne à cause des pertes de charge lors de l'écoulement de l'eau dans les tuyaux et les cotons. La réaction des piézomètres est en retard sur la réaction dans la colonne. Les courbes 1 à 11 de la figure 5.21 présentent la variation de la charge hydraulique dans les piézomètres et les courbes 1c à 11c montre le même phénomène mais dans la colonne de billes de verre. On trouvera à l'annexe 4 (fig. A.4.4 à A.4.11) les graphiques de la variation de la charge hydraulique et de la pression dans les piézomètres pour chacun des débits

d'infiltration. Une comparaison des résultats de la modélisation avec les résultats expérimentaux en régime permanent est présentée à la prochaine section.

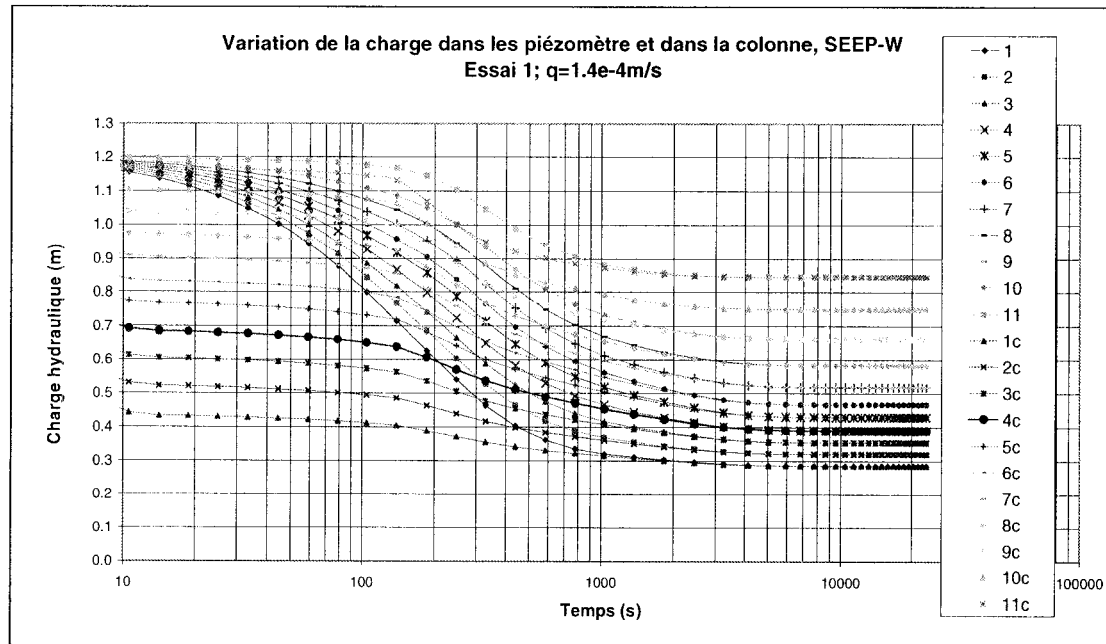


Figure 5. 21: Comparaison de la variation de la charge hydraulique dans les piézomètres et dans la colonne lors de la modélisation de l'infiltration

La figure 5.22 présente les profils de teneur en eau volumique en fonction du débit spécifique d'infiltration en régime permanent. Les valeurs exactes des teneurs en eau ainsi que l'élévation sur laquelle elles sont constantes sont montrées dans le tableau 5.3.

Tableau 5. 3 : Valeur des teneurs en eau ainsi que l'élévation sur laquelle elles sont constantes obtenues par les simulations numériques

essai	$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$q \text{ m/s}$	θ	S_r	$z(\text{m})$
1	1.90E-07	1.40E-04	variable	variable	
2	2.21E-08	1.63E-05	5.43	14.68	0.76-1.17
3	4.60E-09	3.43E-06	3.98	10.76	0.72-1.17
4	7.38E-10	5.45E-07	3.18	8.59	0.77-1.17

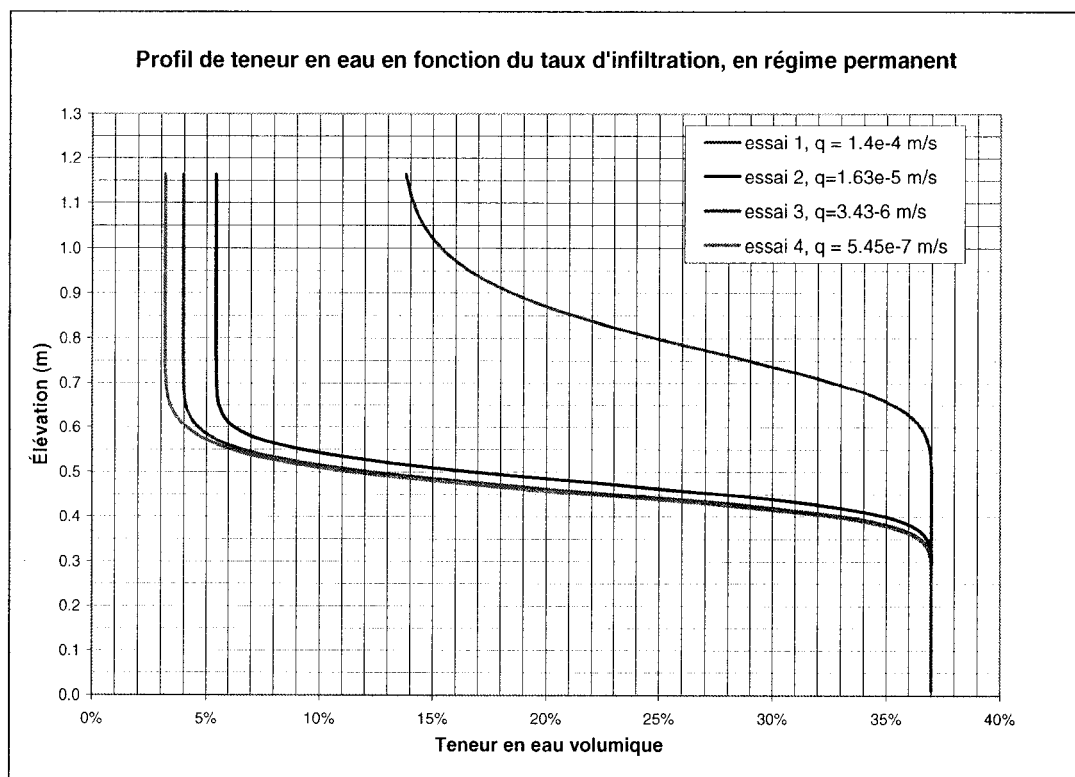


Figure 5. 22: Profil des teneurs en eau en fonction du débit d'infiltration en régime permanent pour les simulations

5.4 Comparaison entre les résultats expérimentaux et simulés

Les figures 5.23 à 5.30 présentent des comparaisons entre les valeurs de charges hydrauliques et de pression d'eau obtenues expérimentalement et par des calculs numériques en régime permanent.

Les résultats de la modélisation du premier essai d'infiltration montrent une distribution des pressions qui correspond davantage à la zone de transition qu'à la zone de transmission. En fait, en modélisant l'infiltration avec ce débit d'eau, on obtient, dans la portion supérieure de la colonne, des pressions qui se rapprochent de l'AEV des billes de verre. Une légère erreur dans l'évaluation de la pression d'entrée d'air des billes de verre peut entraîner la différence observée entre les valeurs modélisées et expérimentales.

Tel que prévu on trouve une bonne correspondance des valeurs obtenues expérimentalement et par simulation pour les essais 2, 3 et 4. Il est effectivement normal, qu'en modélisant l'infiltration avec la fonction de perméabilité obtenue expérimentalement par les essais d'infiltration, on obtienne des distributions de charge et de pression semblables. Toutefois, une erreur systématique de mesure des charges hydrauliques dans les piézomètres ne serait pas détectable par cet exercice. Une mesure directe ou indirecte de la teneur en eau volumique et la comparaison avec les teneurs en eau obtenues numériquement serait nécessaire pour valider la méthode.

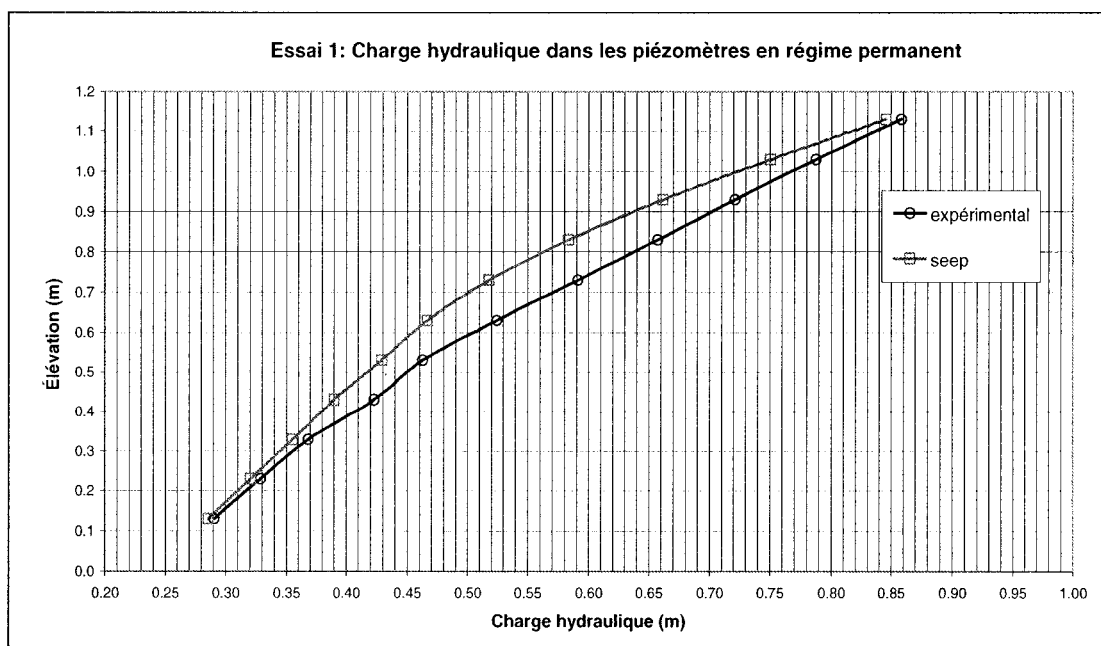


Figure 5. 23: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 1

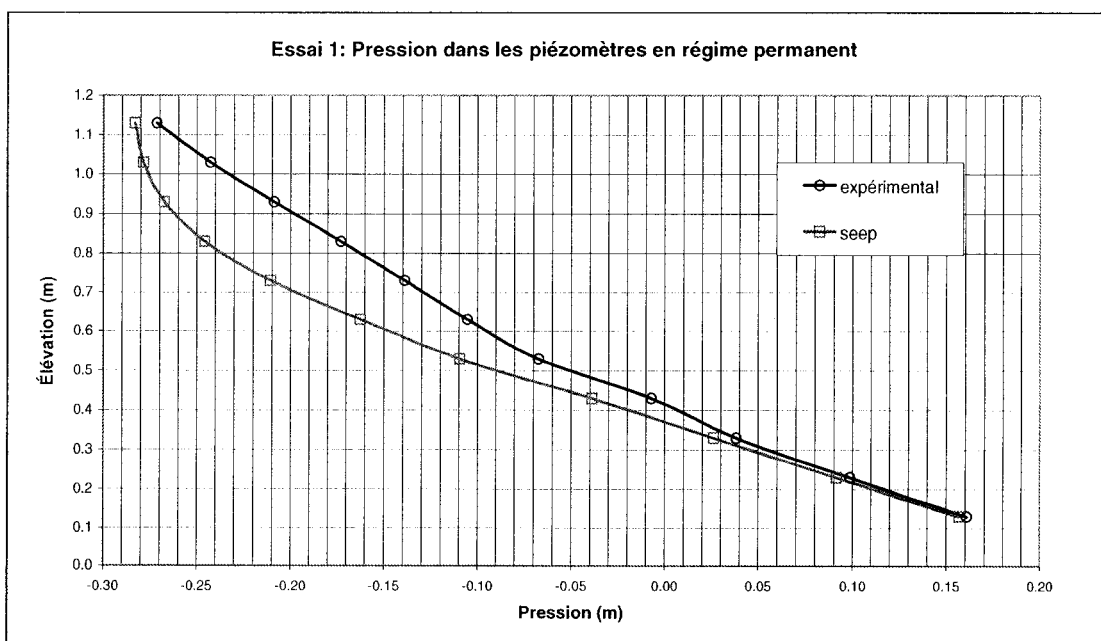


Figure 5. 24: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 1

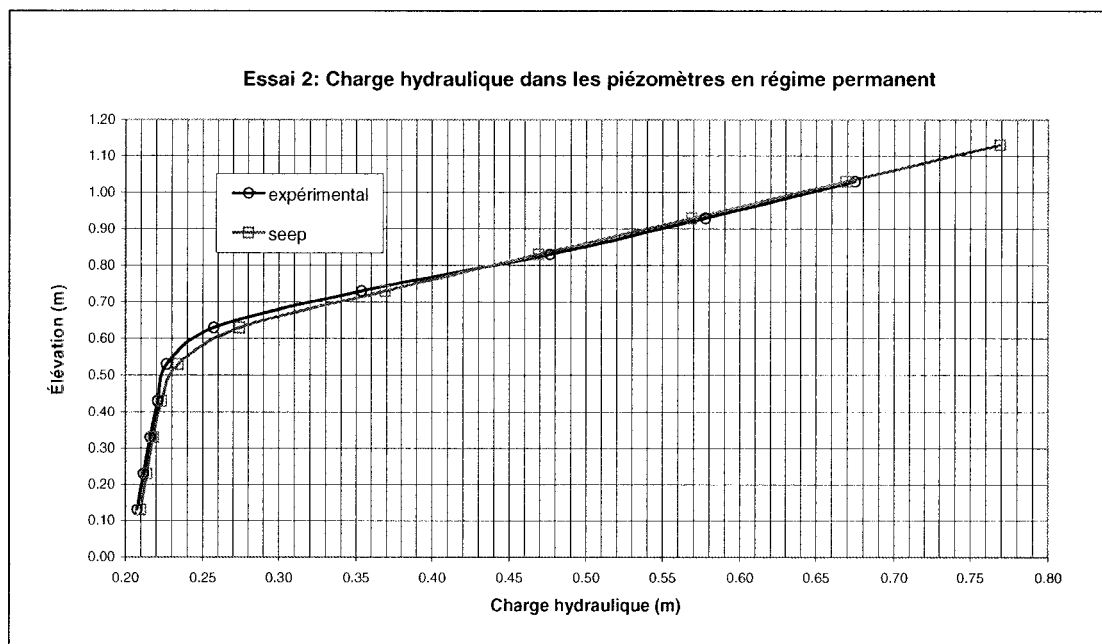


Figure 5. 25: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 2

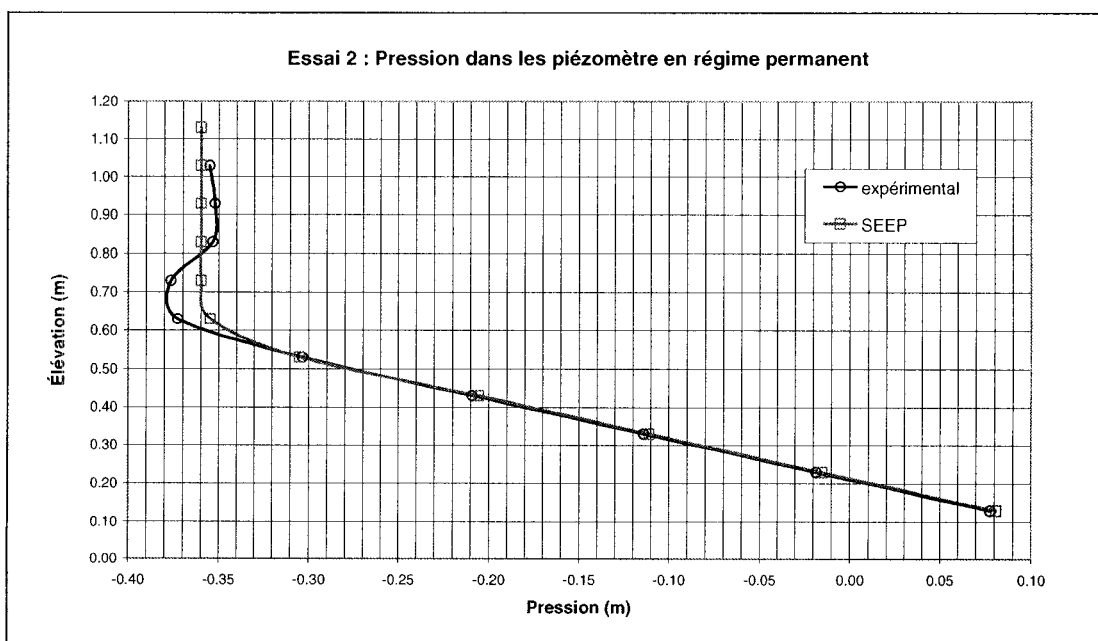


Figure 5. 26: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 2

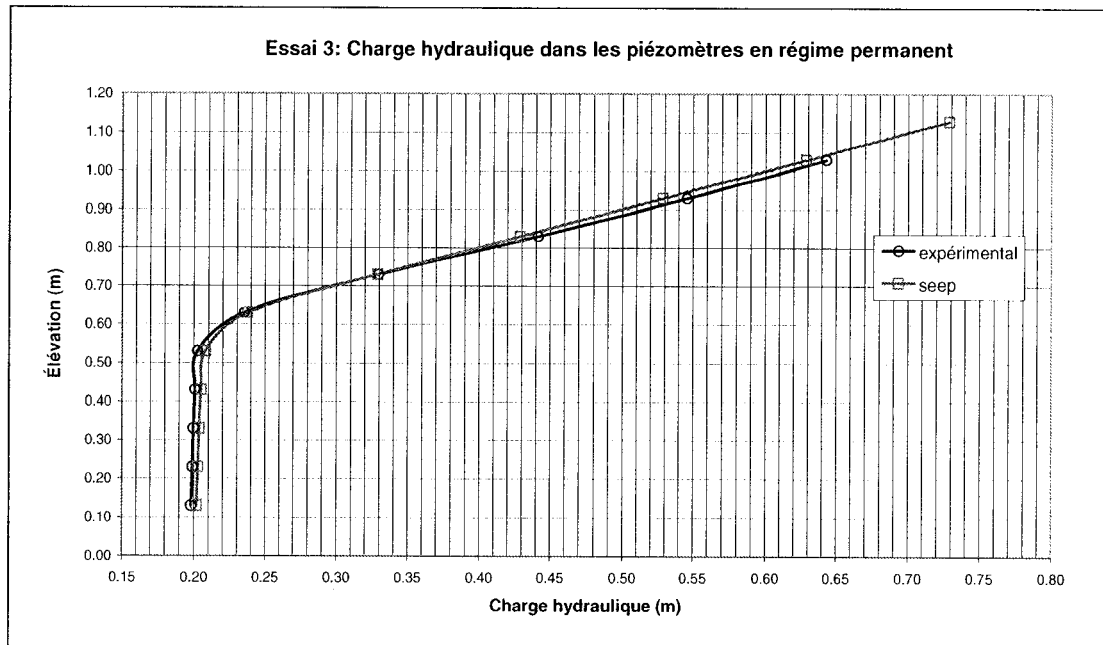


Figure 5. 27: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 3

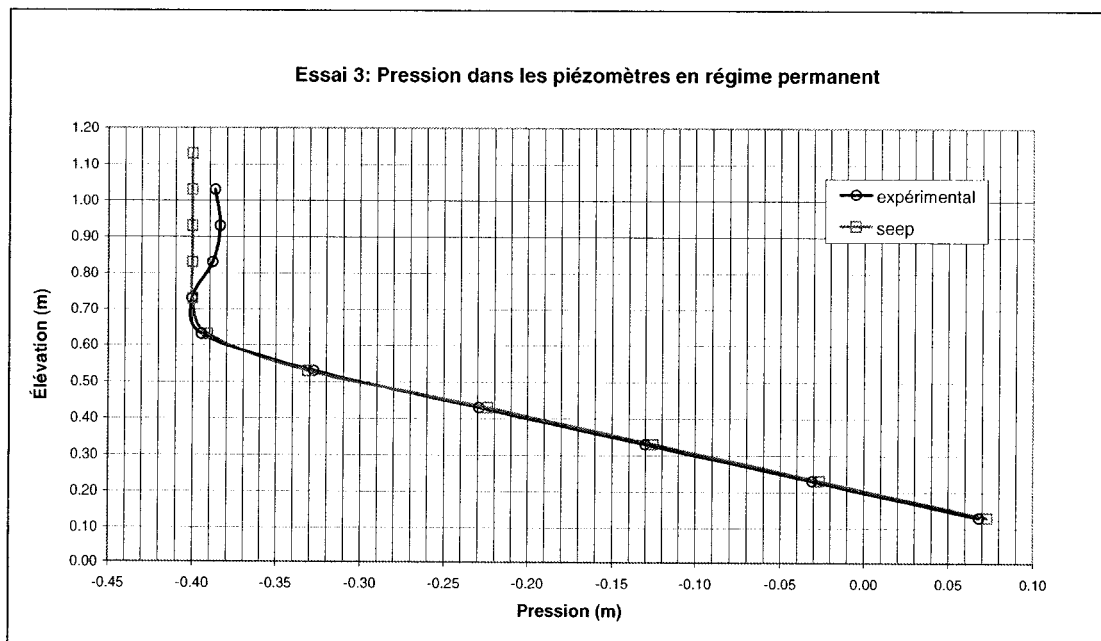


Figure 5. 28: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai3

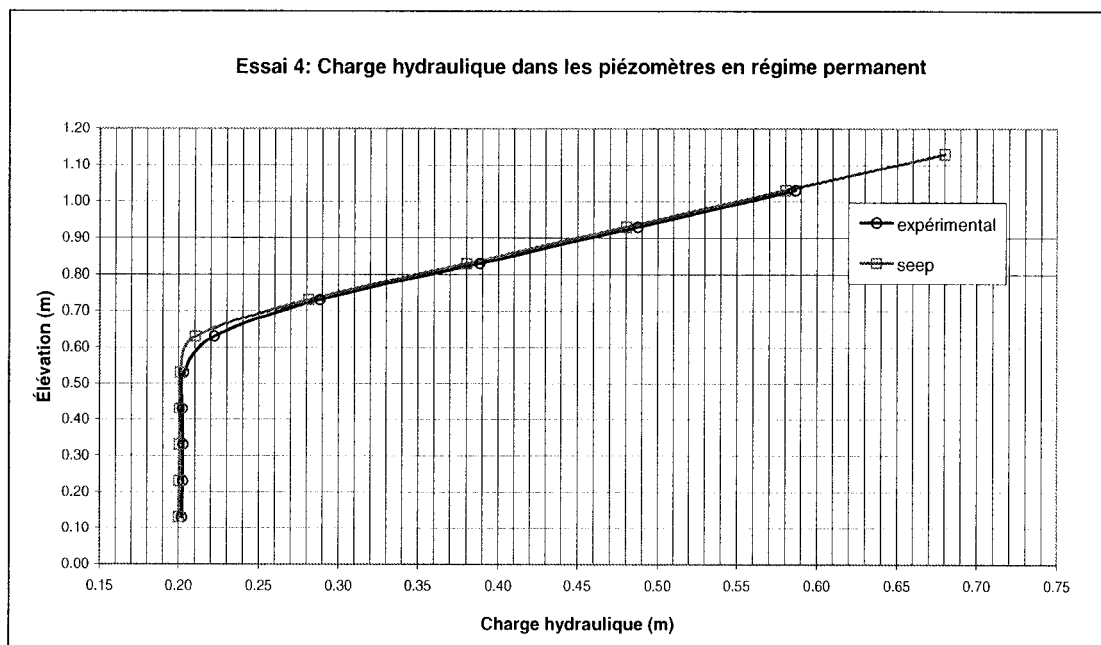


Figure 5. 29: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 4

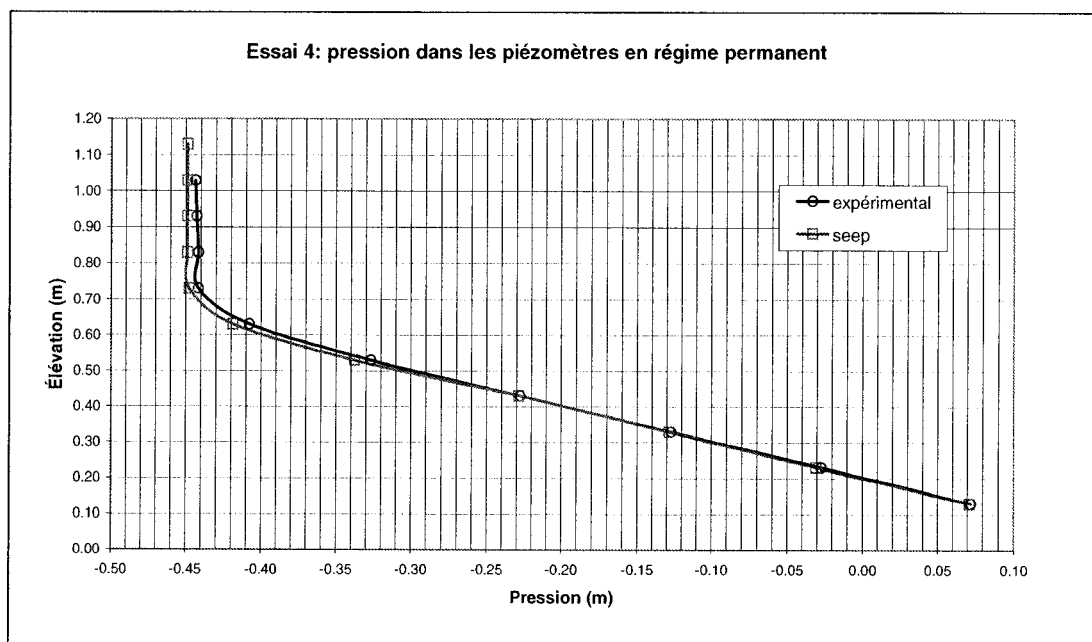


Figure 5. 30: Comparaison des pressions expérimentales et simulées dans les piézomètres en régime permanent, essai 4

5.5 Comparaisons des fonctions de perméabilité obtenues par les essais d'infiltration et par l'essai de drainage

5.5.1 Simulation des essais d'infiltration en utilisant $k(u)$ drainage

Des simulations d'infiltration ont été réalisées en utilisant la fonction de perméabilité évaluée suite à l'essai de drainage afin d'évaluer l'impact de la différence entre les fonctions $k(u)$ sur l'évaluation de la teneur en eau volumique. À la lumière des résultats (fig. 5.31) il devient évident qu'une erreur dans l'évaluation de la fonction de perméabilité entraîne des différences majeures dans la prédiction de la teneur en eau de la zone de transmission. Il apparaît nécessaire, une fois de plus, de faire une mesure directe ou indirecte de la teneur en eau dans la zone de transmission pour valider le modèle.

Les distributions de la charge et de la pression en fonction de l'élévation sont présentées par les figures 5.32 à 5.39. On y observe également des importantes différences entre les résultats expérimentaux et simulés.

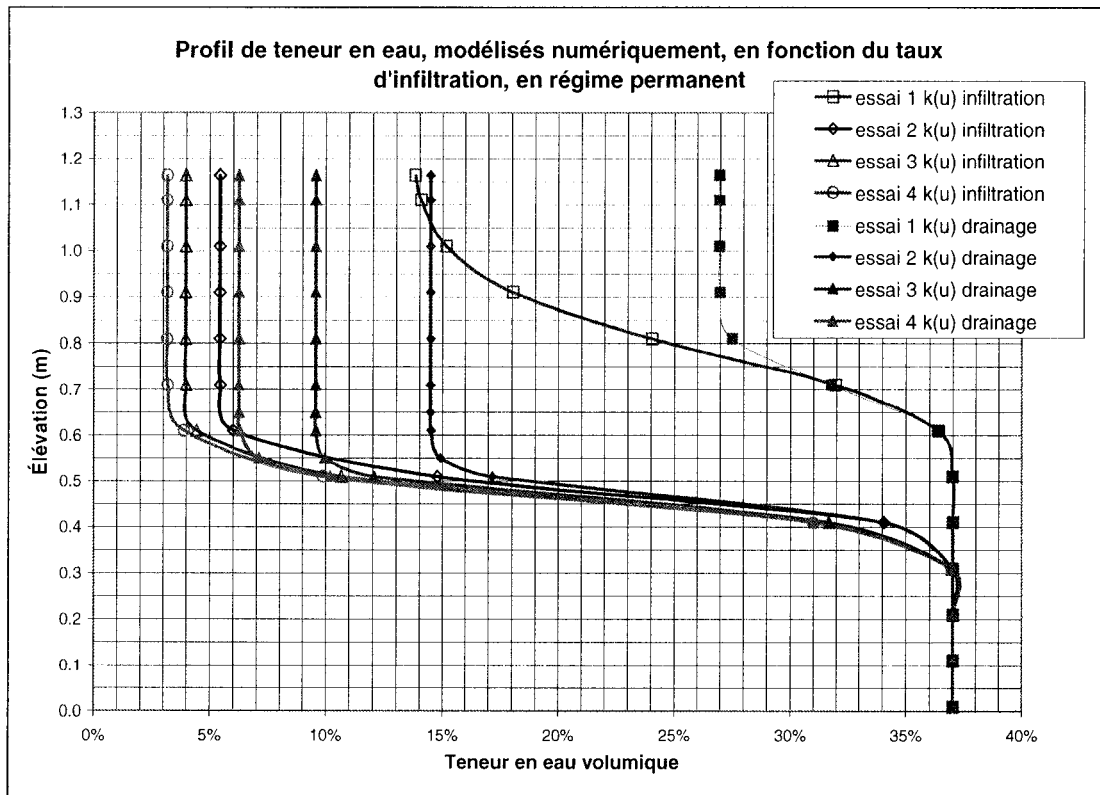


Figure 5. 31: Comparaison des teneurs en eau volumiques obtenues par les simulations d'infiltration en utilisant soit $k(u)$ infiltration ou $k(u)$ drainage

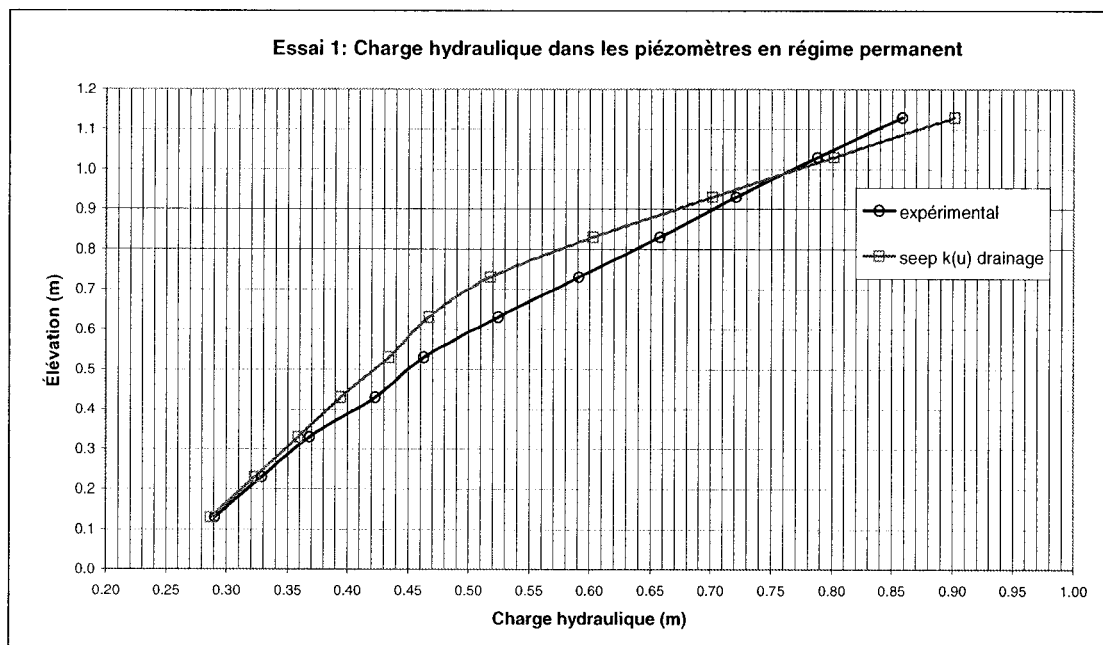


Figure 5. 32: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 1

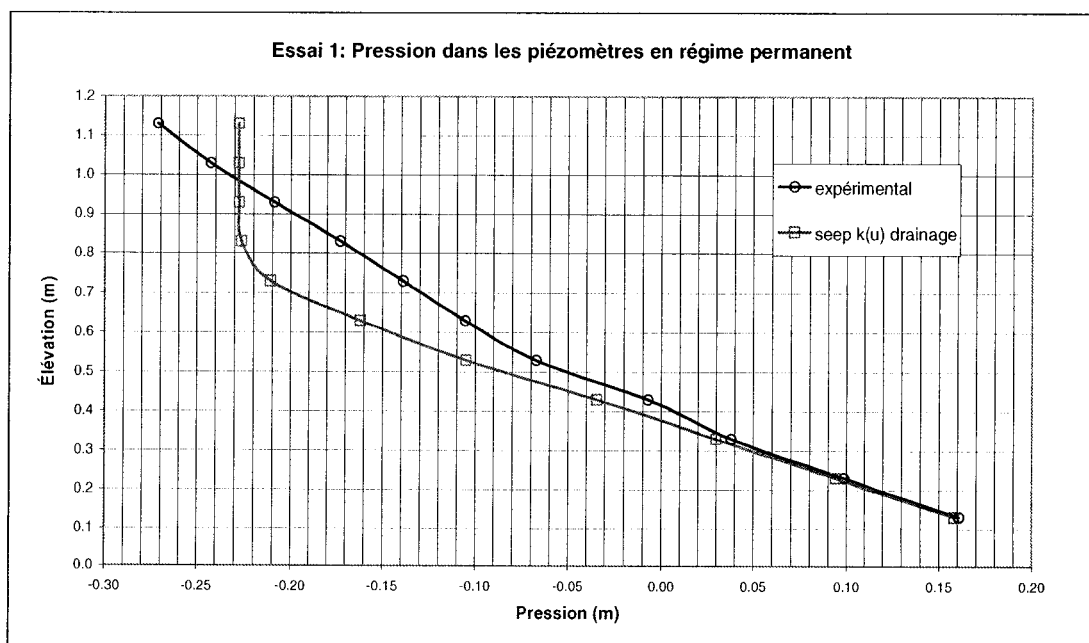


Figure 5. 33: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 1

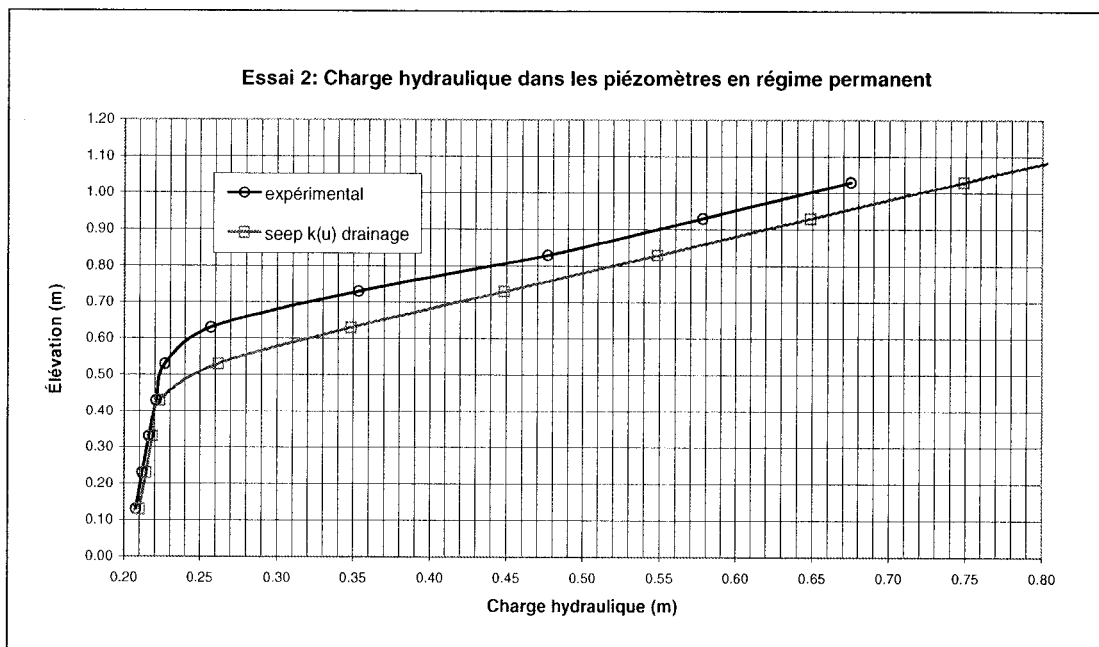


Figure 5. 34: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 2

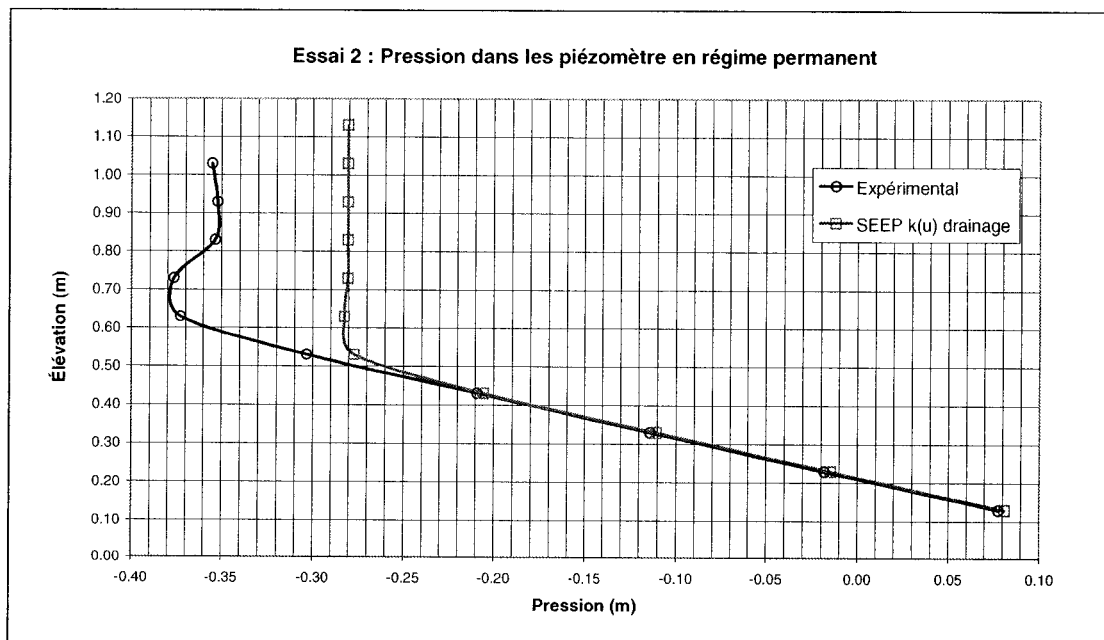


Figure 5. 35: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage en régime permanent, essai 2

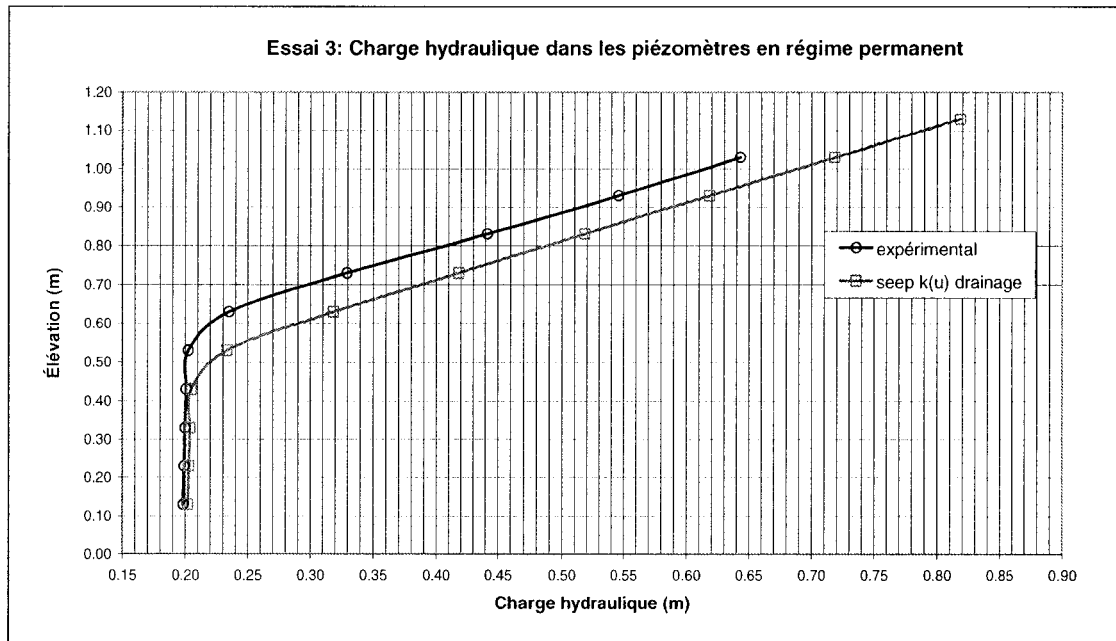


Figure 5. 36: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 3

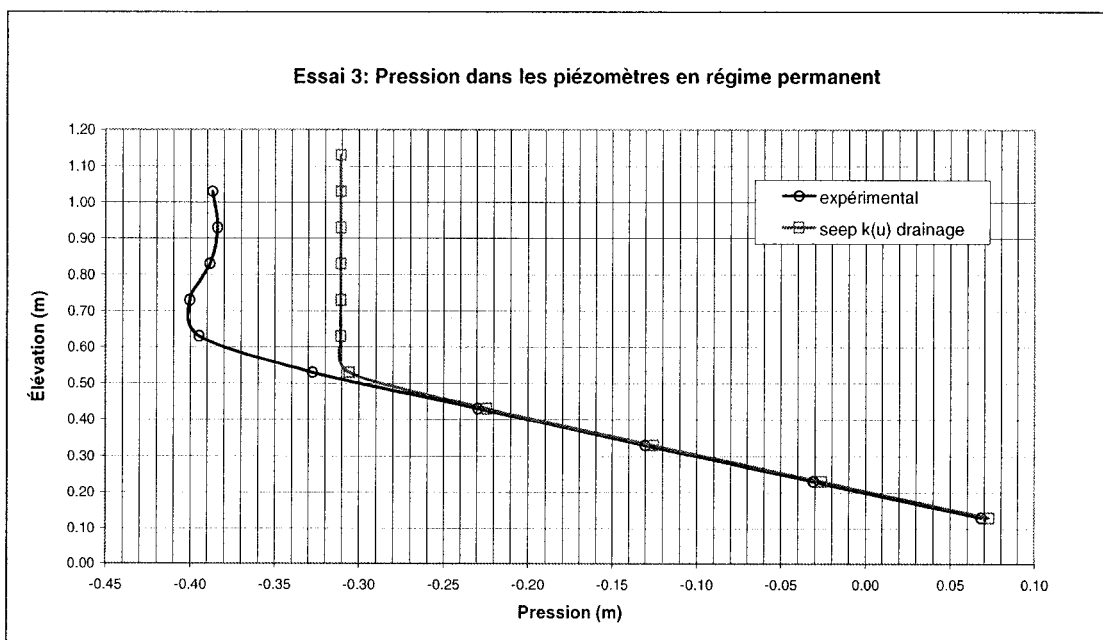


Figure 5. 37: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 3

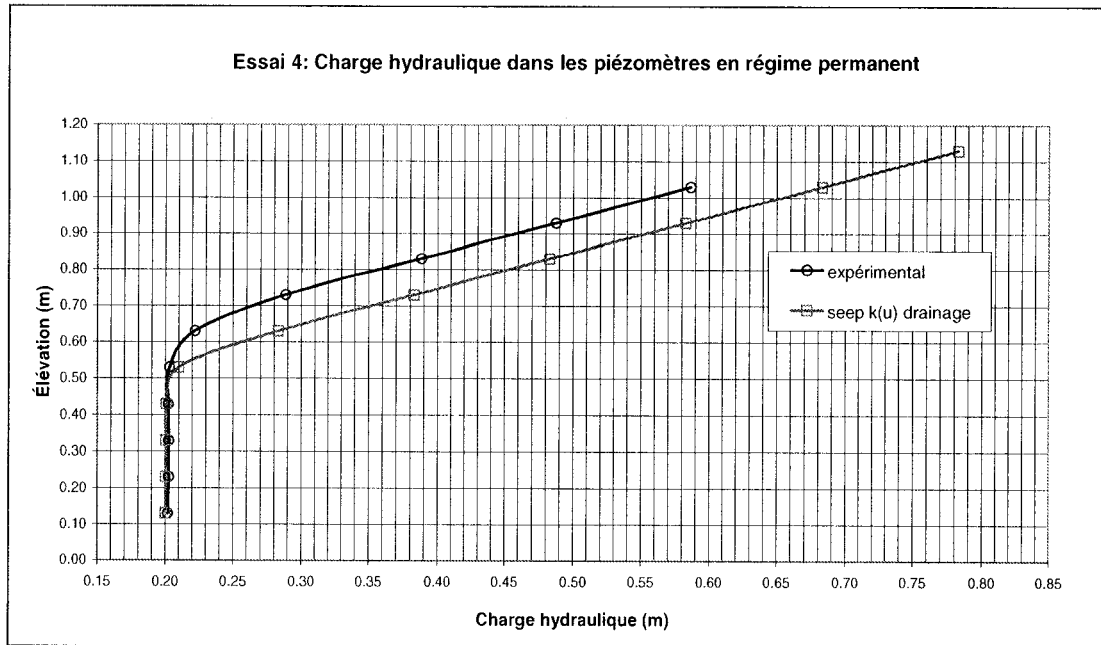


Figure 5. 38: Comparaison des charges hydrauliques expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 4

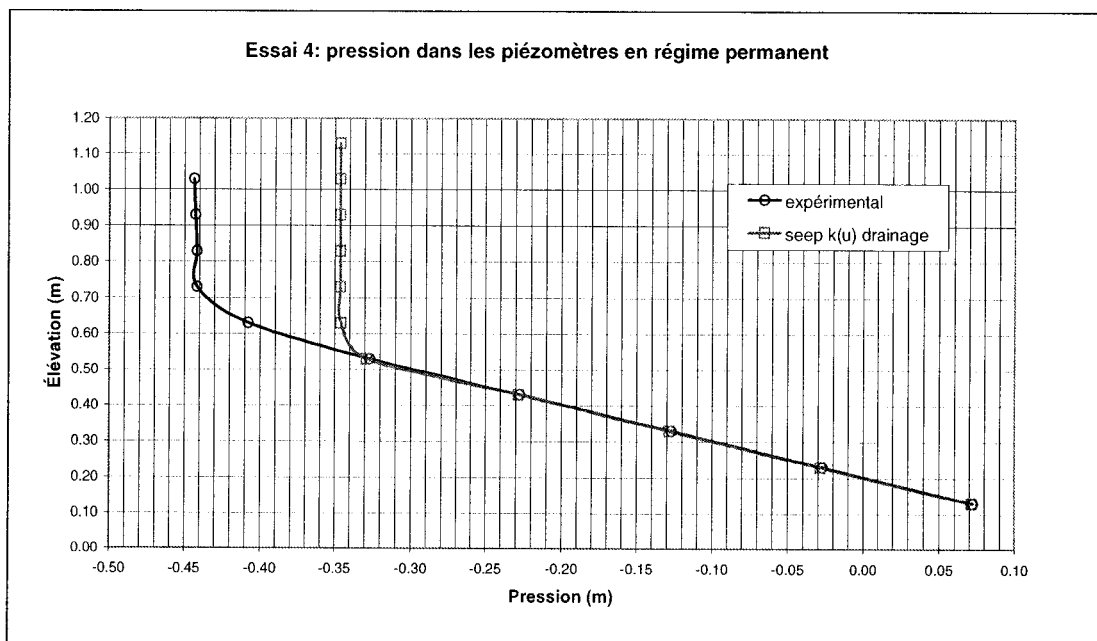


Figure 5. 39: Comparaison des pressions expérimentales et simulées avec $k(u)$ drainage, en régime permanent, essai 4

5.5.2 Simulation de l'essai de drainage en utilisant $k(u)$ infiltration

Sur la figure 5.40 la courbe du volume d'eau drainée en fonction du temps obtenue par la simulation du drainage en utilisant la $k(u)$ infiltration, est représentée. On observe une différence entre les résultats simulés et les valeurs expérimentales. La fonction de perméabilité obtenue par la méthode du drainage correspond davantage aux résultats expérimentaux.

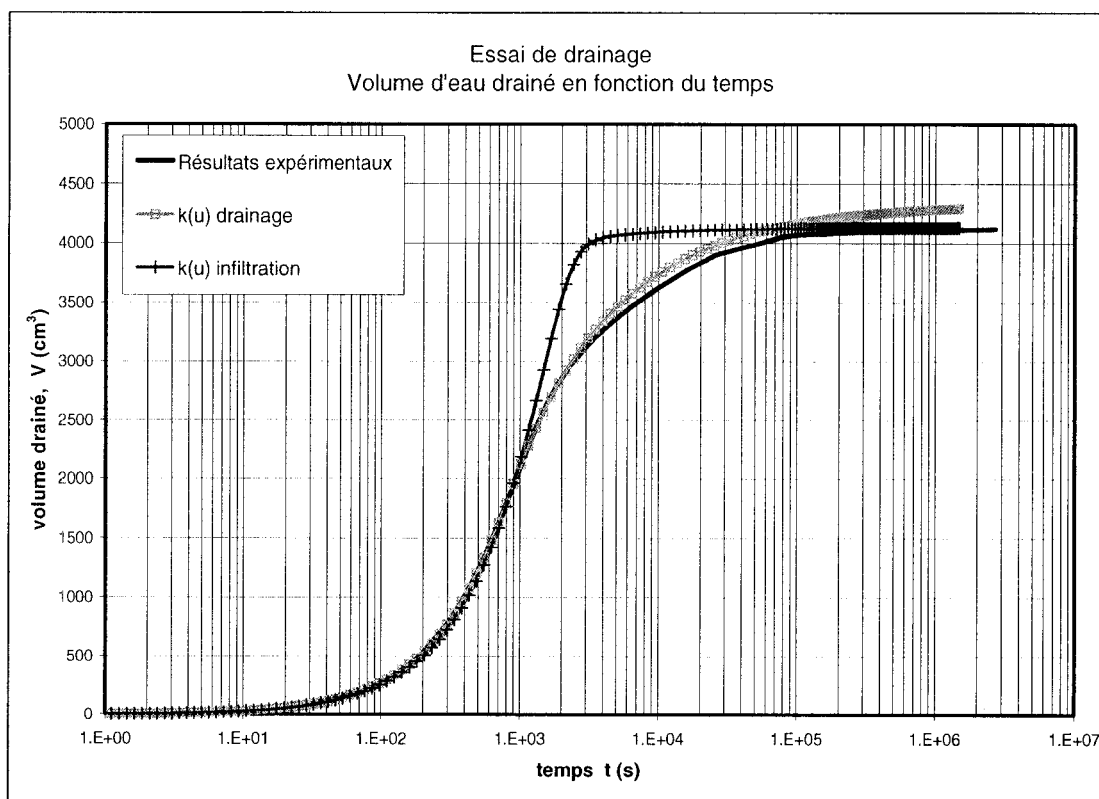


Figure 5. 40: Comparaison des volumes d'eau drainée en fonction du temps pour des simulations de drainage en utilisant soit k (infiltration) ou k (drainage).

Ces différences entre les fonctions de perméabilité obtenues par les deux méthodes peuvent provenir de deux raisons principales :

- Une différence dans le compactage des montages peut être la source de porosités différentes dans les billes de verre. De plus, il est possible que la porosité varie légèrement dans la colonne plate puisque les billes de verre ne sont pas retenues au sommet.
- La différence entre les deux fonctions de perméabilité peut également provenir du fait que des phénomènes différents (drainage, drainage et infiltration) interviennent dans les deux méthodes.

5.6 Sommaire des résultats des essais d'infiltration

Le montage et la méthodologie employée pour les essais d'infiltration permettent d'obtenir, en deçà d'un certain débit, une teneur en eau constante dans la portion supérieure de la colonne. La valeur de cette teneur en eau peut être prédite par une modélisation numérique de l'infiltration mais on constate que la teneur en eau obtenue est fortement dépendante de la fonction de perméabilité employée dans la modélisation.

La méthode d'évaluation de la fonction $k(u)$ à partir des valeurs de charges hydrauliques en régime permanent durant l'infiltration semble donner de bons résultats. Effectivement, en régime permanent, les valeurs expérimentales $h(z)$ et $u(z)$, se rapprochent grandement des résultats des modélisations numériques. Toutefois, la mesure directe ou indirecte de la teneur en eau dans la zone de transmission en régime permanent durant l'infiltration serait nécessaire pour valider le modèle.

L'évaluation de la fonction de perméabilité par la méthode de l'essai de drainage ne semble pas adéquate pour déduire la fonction de perméabilité des billes de verre lors des essais d'infiltration. Une différence de porosité entre les deux montages ou

l'influence des différents phénomènes impliqués dans les deux méthodes serait la source de cette différence.

Finalement, il faudrait évaluer si la distance sur laquelle la teneur en eau volumique est constante est suffisante pour mesurer la dispersivité pour cette teneur en eau. Pour y arriver, il faudrait créer des zones de transmission de tailles différentes (colonne plate de hauteurs différentes) mais avec les mêmes teneurs en eau (même débit d'infiltration) et y effectuer des essais de traceur afin de mesurer la distance nécessaire à l'obtention de la dispersivité asymptotique. D'un autre côté, en gardant une distance de transport égale d'un essai à l'autre on éliminerait l'effet d'échelle sur la mesure de la dispersivité pour ne conserver que l'effet de la teneur en eau.

Chapitre 6 Essai de traceur en milieu saturé dans la grande colonne

Un essai de traceur en milieu saturé a été réalisé dans le montage afin de déterminer les paramètres du transport en conditions saturées. Une comparaison des résultats avec ceux obtenus précédemment dans une colonne plus courte permettra également d'évaluer l'effet d'échelle. Finalement, des comparaisons avec les résultats obtenus par simulations numériques et par le calcul théorique permettront d'étudier l'influence de la géométrie du montage sur la courbe de distribution de temps de séjour. Le traceur utilisé est une solution à 0.5 ppm de lithium.

6.1 Saturation

Afin d'assurer un degré de saturation de 100%, un morceau de plexiglas a été utilisé pour sceller le sommet du montage et un raccord de connexion rapide y a été installé pour permettre l'entrée d'eau. La colonne a été mise sous vide durant 24 h avant d'être lentement saturée par un écoulement du bas vers le haut. Il n'a pas été possible de calculer exactement le degré de saturation par la méthode des masses et des volumes à cause des piézomètres. On suppose toutefois que le degré de saturation est très près de 100% puisque selon les essais en perméamètres, les bulles d'air ne semblent pas adhérer aux billes de verre (voir section 2.4).

6.2 Essai de perméabilité

Trois essais de perméabilité ont été réalisés durant l'essai de traceur. Ces essais montrent que la conductivité hydraulique est relativement constante tout au long de

l'essai. On remarque toutefois une légère augmentation du débit et du gradient durant l'essai. Le tableau 6.1 présente ces résultats.

Tableau 6. 1: Résultats des essais de perméabilité réalisés durant l'essai de traceur dans la colonne plate

Essai de perméabilité durant l'essai de traceur, solution à 0.5ppm de lithium, Sr=1									
temps (min)	5 minutes			90 minutes			190 minutes		
Q (cm ³ /s)	0.0814			0.0833			0.0847		
piézo	lecture (cm)	i	k 20°C (cm/s)	lecture (cm)	i	k 20°C (cm/s)	lecture (cm)	i	k 20°C (cm/s)
1	139.6			139.6			139.6		
2	141.2	0.160	3.56E-02	141.2	0.160	3.65E-02	141.2	0.160	3.71E-02
3	143.0	0.180	3.17E-02	143.0	0.180	3.24E-02	143	0.180	3.30E-02
4	144.7	0.170	3.35E-02	144.8	0.180	3.24E-02	144.8	0.180	3.30E-02
5	146.6	0.190	3.00E-02	146.6	0.180	3.24E-02	146.6	0.180	3.30E-02
6	148.0	0.140	4.07E-02	148.1	0.150	3.89E-02	148.1	0.150	3.96E-02
7	150.0	0.200	2.85E-02	150.1	0.200	2.92E-02	150.1	0.200	2.97E-02
8	151.6	0.160	3.56E-02	151.7	0.160	3.65E-02	151.7	0.160	3.71E-02
9	153.3	0.170	3.35E-02	153.4	0.170	3.43E-02	153.6	0.190	3.12E-02
10	155.2	0.190	3.00E-02	155.3	0.190	3.07E-02	155.4	0.180	3.30E-02
11	157.4	0.220	2.59E-02	157.5	0.220	2.65E-02	157.6	0.220	2.70E-02
moyenne		0.178	3.25E-02		0.179	3.30E-02		0.180	3.33E-02
écart-type		0.023	4.24E-03		0.021	3.70E-03		0.021	3.74E-03

6.3 Essai de traceur

Avant de procéder à l'écoulement de la solution contenant le traceur, un écoulement en régime permanent est d'abord obtenu avec de l'eau. La stabilité de l'écoulement est assurée par une bouteille de Mariotte servant de réservoir d'entrée alors que la sortie est maintenue à une élévation constante. Une seconde bouteille de Mariotte est utilisée comme réservoir d'entrée pour le traceur. La charge des deux réservoirs d'entrée est fixée à la même valeur. Au temps $t = 0$, l'entrée d'eau est débranchée et on branche l'entrée d'eau contenant le traceur. Les mesures de concentration en lithium ont été faites à la sortie de la colonne par échantillonnage. Des échantillons de 1.5 à 2 cm³ ont été récoltés à toutes les 120 s. Puisque la durée de la prise d'échantillon est d'environ 30 s, une correction de temps de 0.15 s a été apportée. De plus, les retards occasionnés par les tuyaux d'entrée et de sortie sont corrigés en

soustrayant 1239 s. Les résultats de cet essai sont présentés à l'annexe 5, dans le tableau A.5.1

À partir de la courbe de distribution de temps de séjour présentée à la figure 6.1, en utilisant la méthode de Bear, (éq. 1.33 à 1.37) on détermine un coefficient de dispersion longitudinale de $8.04 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ et une dispersivité longitudinale de $5.42 \times 10^{-3} \text{ m}$ pour une vitesse réelle moyenne de l'eau dans les pores de $1.48 \times 10^{-4} \text{ m/s}$. La porosité effective calculée à partir de ces résultats est de 42.0%. en utilisant l'équation 1.35 et de 41.47% en utilisant l'équation 1.37. Par la méthode d'Ogata-Banks, on obtient un coefficient de dispersion de $7.81 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ et une dispersivité longitudinale de $5.27 \times 10^{-3} \text{ m}$

Contre toute attentes, on observe que la porosité effective mesurée par ces essais est plus grande que la porosité totale de $39.07\% \pm 0.81$ calculée lors du montage de la colonne plate. Ceci est probablement causé par l'expansion prise par le matériau puisqu'il n'y a pas de dispositif, au sommet, pour retenir les billes de verre.

Le tableau 6.2 présente un résumé des résultats et des valeurs utilisées pour les calculs. Il est à noter que la distance L , parcourue par le traceur, n'est pas égale à la hauteur des billes de verre dans la colonne (117 cm) puisque la sortie est située à l'élévation $z = 3 \text{ cm}$. La distance parcourue L est de 114 cm.

Tableau 6. 2: Paramètres et résultats de l'essai de traceur dans la colonne plate

Méthode de Bear	
t_{15} (s)	7100
t_{50} (s)	7690
t_{85} (s)	8600
L (m)	1.14
V (m/s)	1.48E-04
σ	9.75E-02
D_L (m ² /s)	8.04E-07
α_L (m)	5.42E-03
Q (m ³ /s)	8.31E-08
k_{sat} (m/s)	3.48E-04
i moyen	1.79E-01
A (m ²)	1.35E-03
n_e % (éq. 1.35)	42.0%
n_e % (éq. 1.37)	41.4%
Méthode d'Ogata-Banks	
α_L (m)	5.27E-03
D_L (m ² /s)	7.81E-07
v (m/s)	1.48E-04

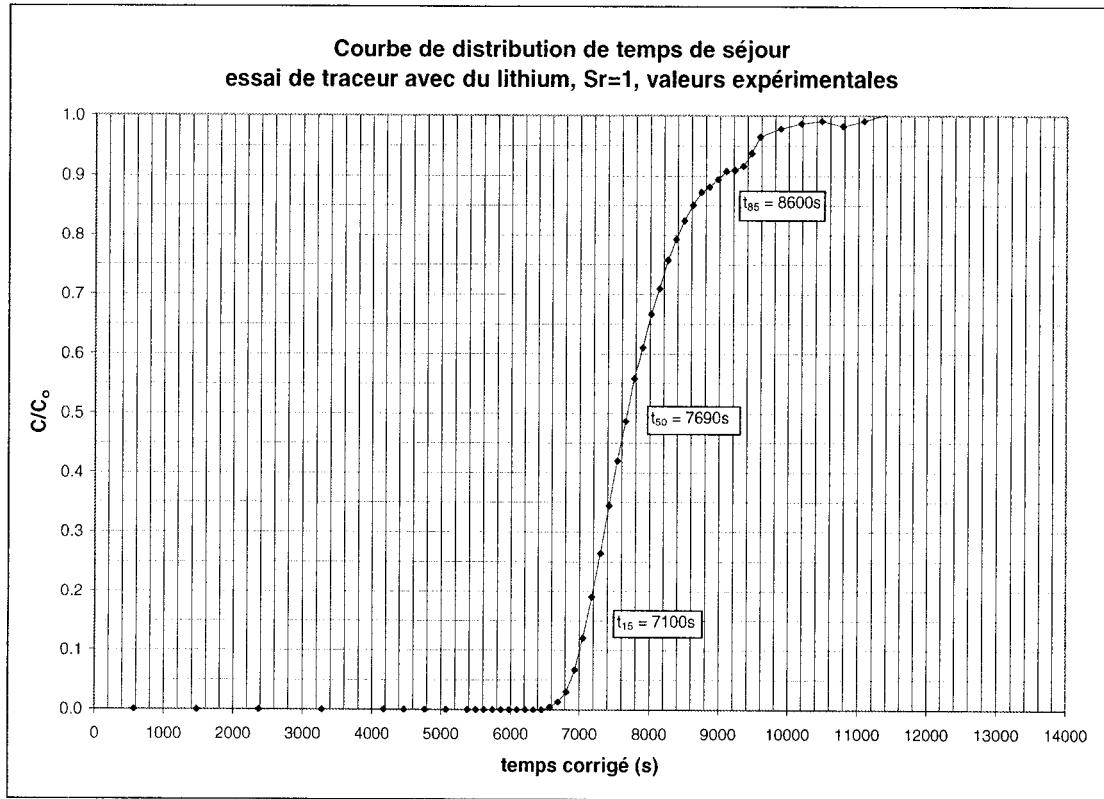


Figure 6. 1: Courbe de distribution de temps de séjour, essai de traceur avec du lithium dans la colonne plate

6.3.1 Discussion

La différence entre les dispersivités longitudinales trouvées pour les billes de verre par l'essai de traceur en colonne courte $\alpha_L = 2.08 \times 10^{-3}$ m et l'essai de traceur dans la colonne plate $\alpha_L = 5.42 \times 10^{-3}$ m est causée par deux principaux facteurs. D'une part, le transport dans la colonne plate se fait sur une plus grande distance entraînant une augmentation de la dispersivité due à l'échelle du problème. D'un autre côté, la dispersion observée dans la colonne plate est le résultat de la dispersivité des billes de verre à laquelle s'ajoute la dispersion causée par les variations de la vitesse réelle de l'eau dans les pores, dues à la géométrie du montage. Les figures 6.2 et 6.3 montrent les lignes d'écoulement dans les zones d'entrée et de sortie d'eau de la colonne. On y

voit également que la vitesse de Darcy n'est pas constante et que des coins d'eau immobile se forment. Il devient évident que la géométrie de ces zones influence la longueur du chemin parcouru par une particule de traceur de même que les variations de sa vitesse et donc la dispersivité mesurée lors de cet essai.

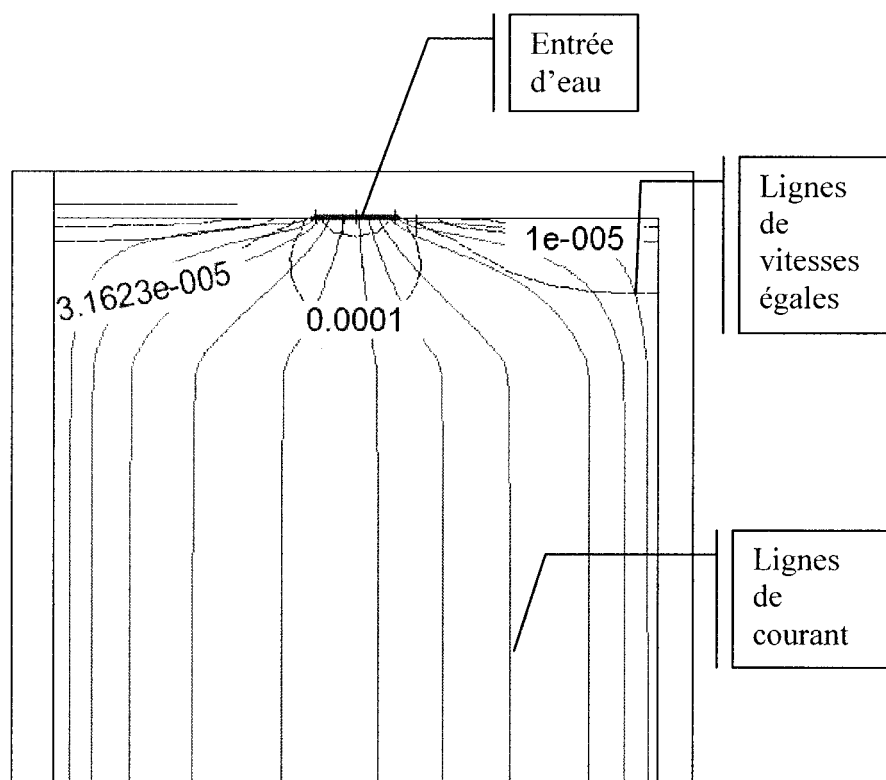


Figure 6. 2: Zone d'entrée d'eau dans la colonne, contours de vitesses égales et lignes de courant.

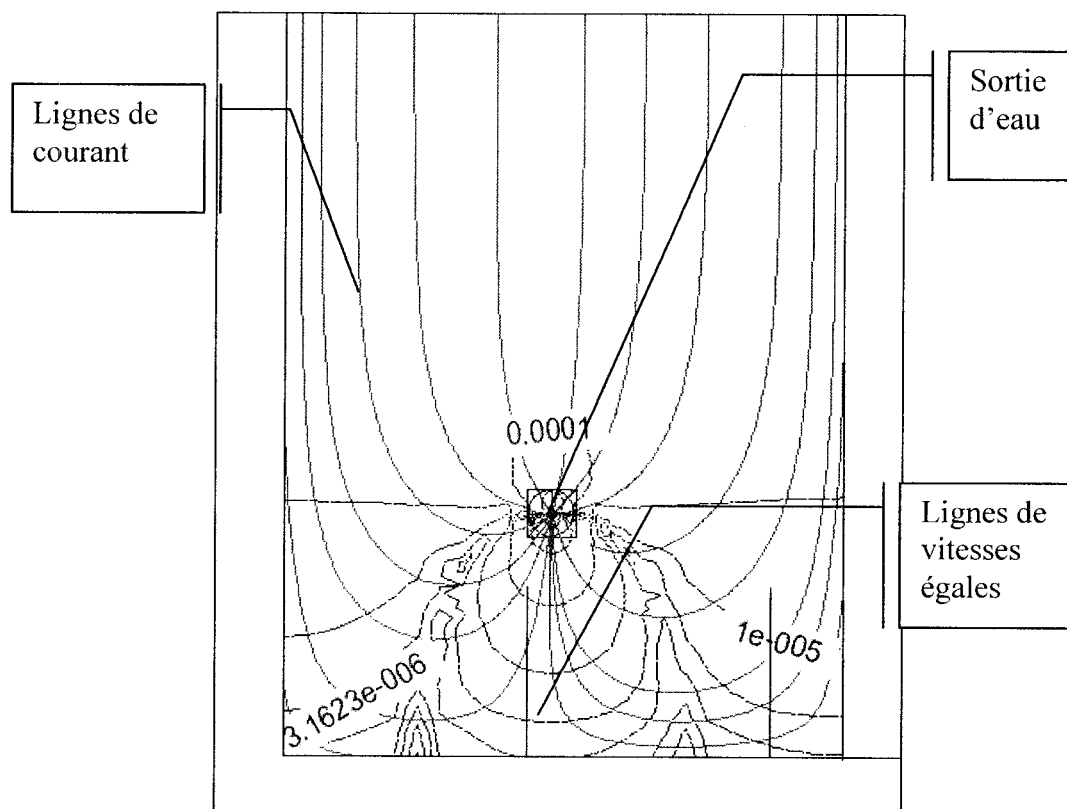


Figure 6. 3: Zone de sortie d'eau de la colonne, contours de vitesses égales et lignes de courant.

6.3.2 Simulation de l'essai de traceur dans SEEP/W et CTRAN/W

Afin d'isoler la dispersivité des billes de verre de celle causée par la géométrie du montage, nous avons simulé le transport du traceur dans la colonne en attribuant aux billes de verre différentes valeurs de dispersivité (α_{billes}). Les résultats de la simulation indiquent une dispersivité (α_{total}) plus grande que α_{billes} puisque la courbe de distribution de temps de séjour obtenue tient compte de la dispersion causée par la géométrie du montage. En refaisant la simulation avec différentes valeurs de α_{billes} (le tableau 6.3 présente les valeurs de α_{billes} qui ont été utilisées) on obtient une relation $\alpha_{\text{billes}} / \alpha_{\text{total}}$ qui permet de prédire un α_{billes} correspondant au α_{total} mesuré expérimentalement.

6.3.2.1 SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT DANS SEEP/W

La première étape dans la modélisation numérique du transport de contaminant dans la colonne plate est de simuler l'écoulement en régime permanent avec le logiciel SEEP/W. La figure 6.4 montre le modèle utilisé pour les simulations. Le modèle est constitué de 792 éléments et de 995 nœuds.

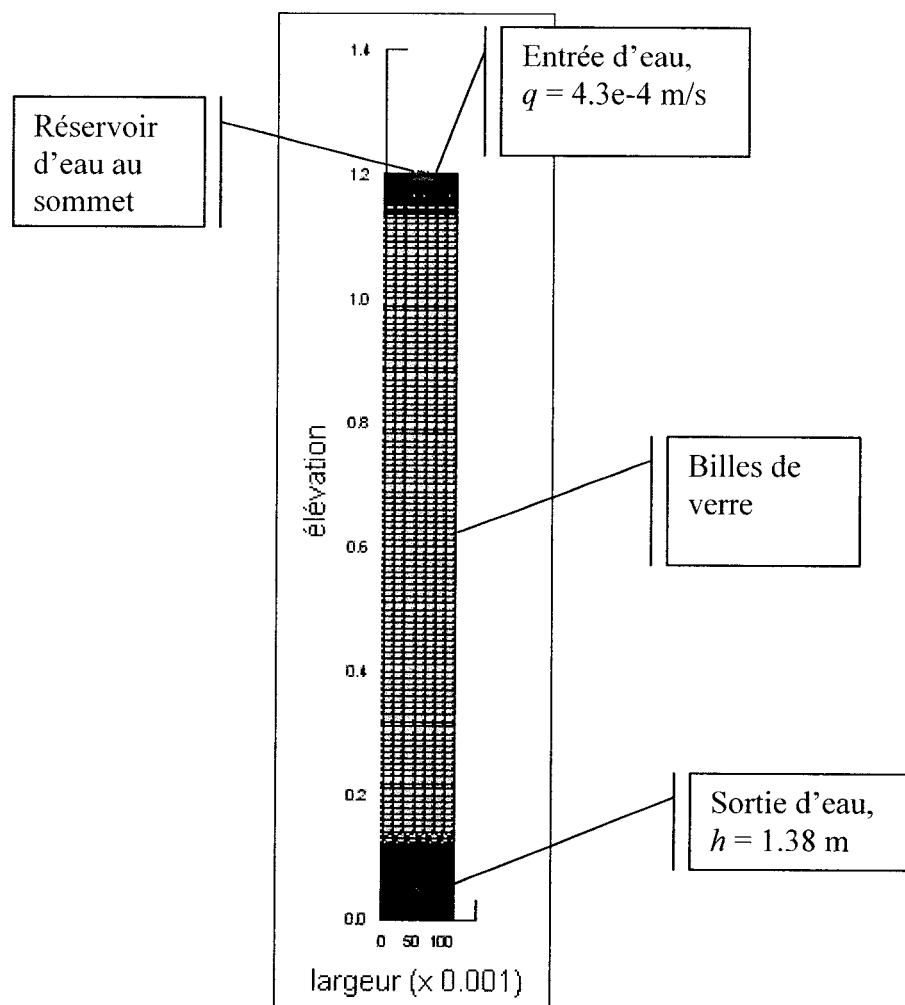


Figure 6. 4: Modèle utilisé pour faire les simulations de l'écoulement et du transport dans la colonne plate

Les matériaux

La conductivité hydraulique posée pour les billes de verre est celle mesurée durant l'essai de traceur, à la température de l'essai : $k_{sat} = 3.48 \times 10^{-4}$ m/s. La teneur en eau volumique est de 0.39 (mesurée lors du compactage). Pour le réservoir d'eau au sommet de la colonne on a posé une conductivité hydraulique saturée de 1.0×10^{-2} m/s et une teneur en eau volumique de 1.

Les conditions aux frontières

Puisque le débit moyen lors de l'expérience est de 8.31×10^{-8} m³/s, sachant que $q = Q/A$ ($A = 1.353 \times 10^{-3}$ m²), on obtient un débit unitaire $q = 6.144 \times 10^{-5}$ m/s. On a procédé par essais et erreur pour déterminer avec précision le débit d'entrée d'eau qui permet d'obtenir un débit unitaire $q = 6.144 \times 10^{-5}$ m/s à l'intérieur de la colonne. La charge hydraulique au point de sortie est de 1.38 m.

Le raffinement de la grille

La grille est raffinée au sommet et à la base de la colonne puisque, dans ces zones, on peut observer de grandes variations de vitesse de l'eau. Aux points d'entrée et de sortie la vitesse est très grande alors que dans les coins, la vitesse est très faible. De plus, la stabilité du calcul numérique est assurée par le respect de deux critères :

Nombre de Peclet

$$Pe = \frac{v\Delta x}{D} \leq 2 \quad (6.1)$$

sachant que $D = \alpha v$ l'équation 6.1 devient :

$$\Delta x \leq 2\alpha \quad (6.2)$$

$$\Delta x \leq 0.01m$$

Les plus grands éléments du modèle ont 1 cm de hauteur.

Nombre de courant

$$\frac{\Delta x}{v} \geq \Delta t$$

Ce critère est utilisé pour déterminer les pas de temps de calcul lors de la simulation du transport de contaminant. En fait, il faut que les pas de temps soient plus petits ou égaux au temps pris par une particule pour traverser un élément. Si on prend la hauteur du plus petit élément (3.84×10^{-4} m), lequel est situé dans la région de la sortie d'eau, divisée par la vitesse moyenne réelle de l'eau dans les pores ($v = v_D/n_e$) soit $v = 1.48 \times 10^{-4}$ on obtient des pas de temps de 2.6 s. En fait, ce critère est très difficile à rencontrer puisque la vitesse varie beaucoup aux points d'entrée et de sortie d'eau. Pour les éléments du centre de la colonne, qui font 0.01m de hauteur, le pas de temps peut aller jusqu'à 63 s. En compromis, nous avons utilisé un pas de temps initial de 0.01 s, avec un facteur d'expansion de 1.01 et un pas de temps maximal de 8 s pour un total de 2500 étapes de temps. Les détails des raffinements des zones d'entrée et de sortie d'eau sont présentés par les figures 6.5 et 6.6.

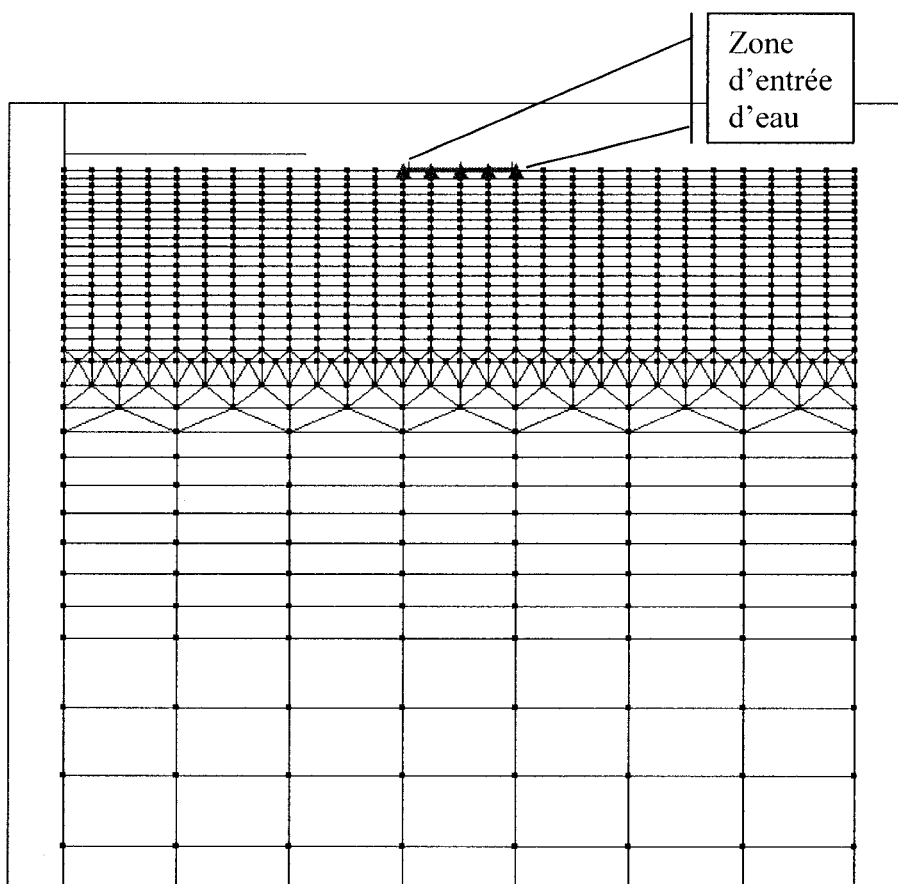


Figure 6. 5: Détail du raffinement au sommet de la colonne

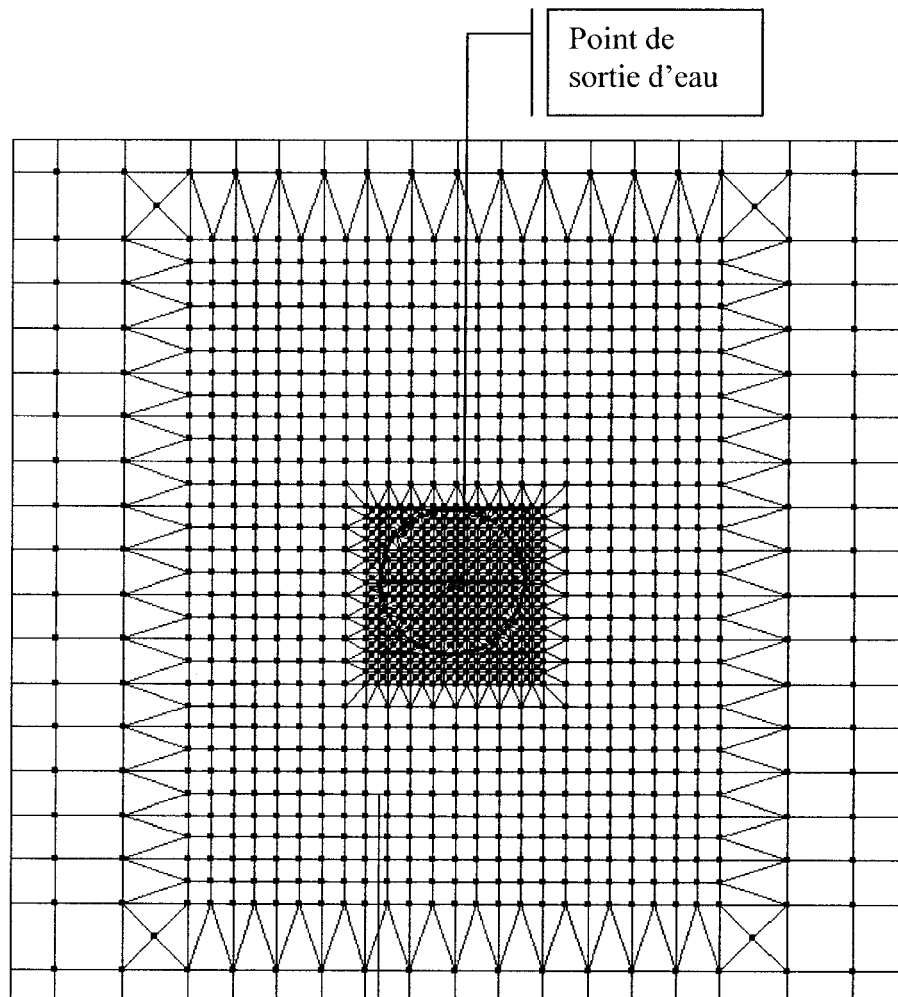


Figure 6. 6: Détail du raffinement de la grille à la sortie d'eau

6.3.2.2 SIMULATION DU TRANSPORT DANS CTRAN/W

Matériaux

Pour les simulations du transport de contaminant, la dispersivité longitudinale des billes de verre est variable d'un essai à l'autre. Le tableau 6.3 montre les différents α_L

utilisés. Pour la dispersivité transversale, on suppose toujours qu'elle est dix fois plus petite que la dispersivité longitudinale. Le coefficient de diffusion moléculaire du lithium dans le médium poreux D_d' a été négligé puisque sa valeur est très petite par rapport à celle du coefficient de dispersion longitudinale ($D_L = 8 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$). L'équation 1.25 montre la relation entre le coefficient de diffusion moléculaire dans l'eau D_d et le coefficient de diffusion effectif D_d'

Si on prend la porosité mesurée pour la colonne plate : $n = 0.39$ et un coefficient de diffusion moléculaire du lithium dans l'eau $D_d = 1.029 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ (Lide, 2003), on obtient un coefficient de diffusion effectif situé entre $6 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ et $2 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour le réservoir d'eau au sommet de la colonne, on pose des dispersivités longitudinale et transversale de 0.1 m/s. La diffusion moléculaire du lithium dans l'eau du réservoir est de $1.029 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$.

Les conditions aux frontières

Au sommet de la colonne, une injection continue d'une solution à 0.5 ppm de lithium est représentée par des triangles. À la sortie, l'eau et le traceur peuvent s'écouler librement, sans accumulation de masse. En exemple de résultats, la figure 6.7 présente les courbes de concentrations égales pour l'étape de temps $t = 5352 \text{ s}$.

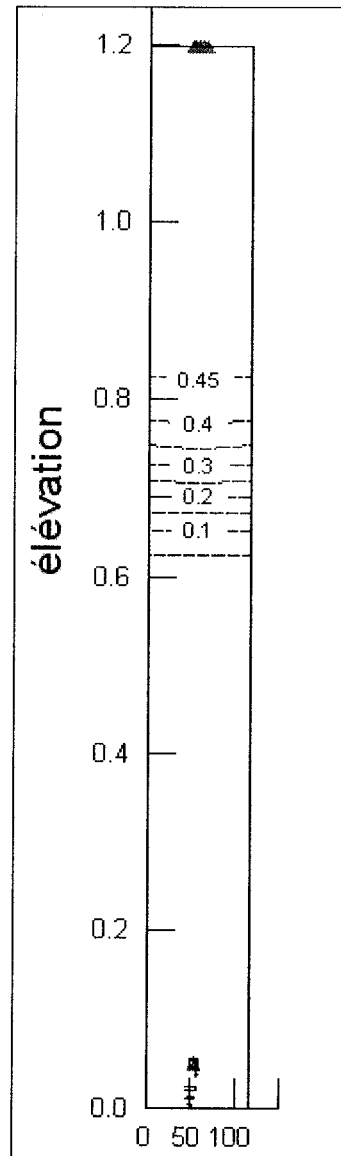


Figure 6. 7: Courbes d'iso-concentration au temps $t = 5352$ s

6.3.2.3 INTERPRETATION DES RESULTATS

Nous avons utilisé l'équation d'Ogata-Banks (1961) (éq 1.32) pour faire le calcul de la dispersivité totale pour les courbes de distribution de temps de séjour obtenues par les simulations numériques. Les résultats sont présentés dans le tableau 6.3.

À partir des résultats obtenus pour les simulations 1 à 5, il a été possible de définir la relation entre la dispersivité des billes de verre et la dispersivité totale obtenue dans le montage (figure 6.8). Cette relation permet de calculer une dispersivité pour les billes de verre qui ne tiennent pas compte de la géométrie du montage. En simulant de nouveau le transport de lithium dans la colonne (simulation 6) et en utilisant la dispersivité longitudinale obtenue par la relation trouvée, on obtient la courbe présentée par la figure 6.9.

Tableau 6. 3: Comparaison entre les valeurs de α_{billes} imposées lors des simulations avec les valeurs de α_{total} résultantes

	résultats expérimentaux	simulation 1	simulation 2	simulation 3	simulation 4	simulation 5	simulation 6
$\alpha_{\text{L billes}} \text{ (m)}$		4.23E-03	2.00E-03	6.00E-03	1.00E-03	1.87E-03	1.57E-03
$\alpha_{\text{L total}} \text{ (m)}$	5.27E-03	8.68E-03	5.74E-03	1.091E-02	4.47E-03	5.58E-03	5.19E-03

Relation entre la dispersivité des billes et la dispersivité totale

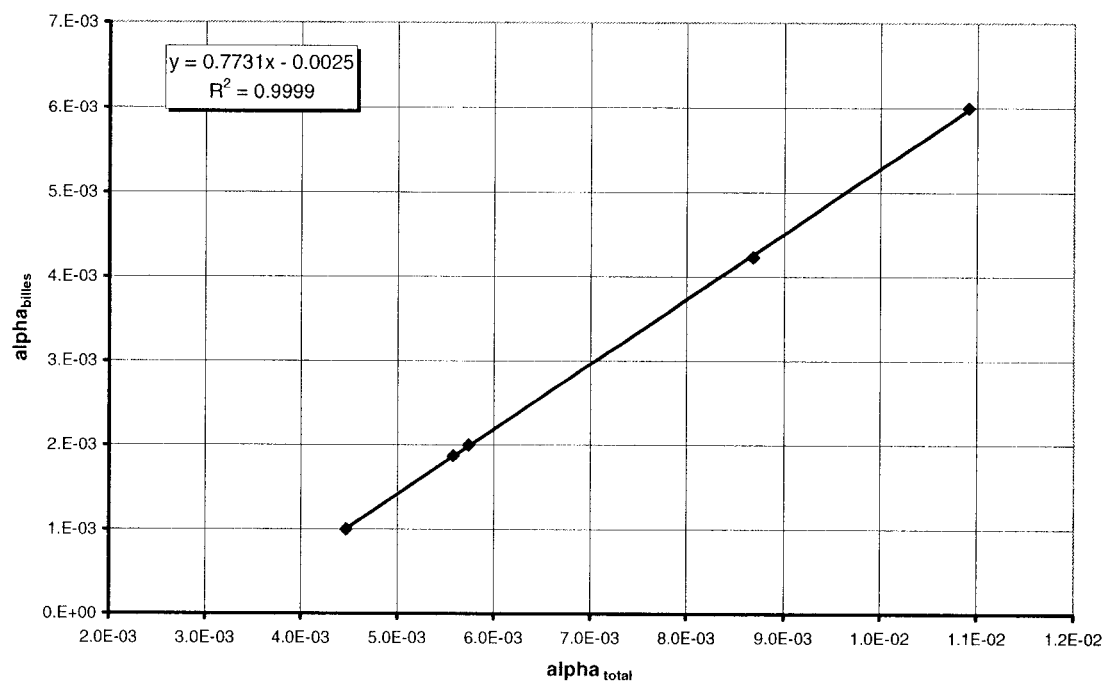


Figure 6. 8: Relation entre la dispersivité des billes de verre et la dispersivité totale obtenue avec le montage

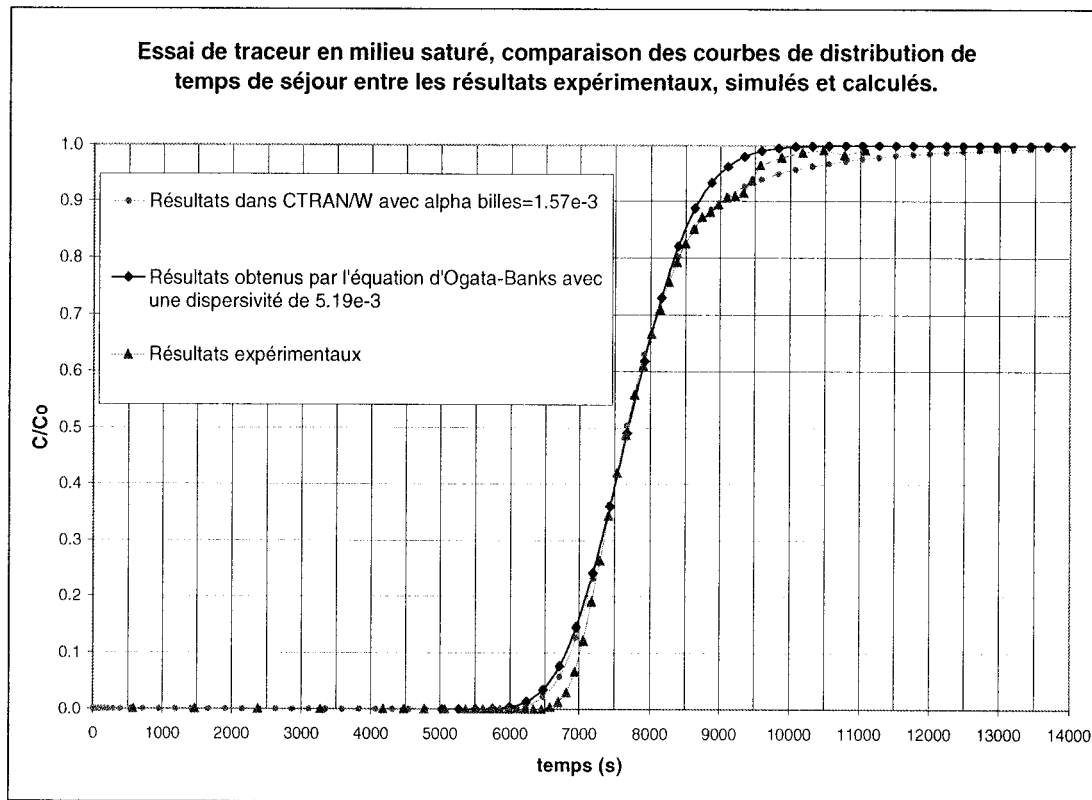


Figure 6. 9: Comparaison des courbes de distribution de temps de séjours entre les résultats expérimentaux, simulés et calculés

Malgré l'ajustement de la courbe théorique, le graphique présenté à la figure 6.9 montre toujours une différence notable entre la courbe calculée, la courbe obtenue par simulation numérique et la courbe expérimentale. Sachant que, dans l'expérience et dans la simulation, la vitesse réelle de l'eau dans les pores, donc le coefficient de dispersion, n'est pas stable dans toute la colonne, il est normal de ne pas obtenir une courbe qui corresponde parfaitement à la courbe théorique. La courbe théorique est la solution pour un cas idéal où la vitesse réelle de l'eau dans les pores est constante.

On remarque également une différence entre les résultats expérimentaux et simulés en ce qui a trait aux temps d'arrivée du traceur. Le traceur arrivant plus rapidement dans

la simulation que dans l'essai de laboratoire. Il est possible que cette différence soit causée par la légère variation de débit durant l'expérience.

Finalement, contrairement à nos attentes par rapport à l'effet d'échelle, la dispersivité mesurée dans la grande colonne est semblable, un peu plus faible, que celle que l'on mesure dans la colonne courte (tableau : 6.4) En fait, la dispersivité des billes de verre obtenue avec la colonne courte est certainement surestimée puisque nous n'avons pas tenu compte de la dispersion causée par la géométrie du montage. De plus, l'homogénéité du matériau favorise une diminution de l'effet d'échelle.

Tableau 6. 4: Comparaison entre les paramètres de transport mesurés dans la grande colonne avec ceux mesurés dans la colonne courte

Colonne courte 0.305m			
		Ogata-Banks	Bear
montée Li		2.28E-03	2.38E-03
rinçage Li		1.79E-03	1.88E-03
montée NaCl		1.27E-03	1.66E-03
rinçage NaCl		4.70E-04	4.00E-04
moyenne lithium seulement		2.04E-03	2.13E-03
Colonne longue 1.14m			
		Ogata- Banks	Bear
montée Li	α_{total}	5.27E-03	5.42E-03
	α_{billes}	1.57E-03	1.75E-03

6.4 Sommaire des résultats de l'essai de traceur en conditions saturées dans la grande colonne

Les résultats de cet essai ont permis de déterminer une dispersivité longitudinale des billes de verre de 1.57×10^{-3} m lorsque l'écoulement se fait dans des conditions saturées. Cette valeur étant au moins deux fois plus petite que la valeur mesurée lors

de l'essai de traceur, on constate que la géométrie du montage a un effet majeur dans l'évaluation de la dispersivité.

Il semble que l'homogénéité du matériau soit telle que l'effet d'échelle est très faible pour les billes de verre. Toutefois, il faudrait simuler le transport du traceur dans la colonne courte pour évaluer l'influence de la géométrie de ce montage sur les paramètres de dispersion observés et déterminer un α_{billes} qui soit exempt de l'influence de la géométrie. Cet exercice nous permettrait d'évaluer plus clairement l'effet d'échelle.

Finalement, le rapport $\alpha_{\text{billes}}/\alpha_{\text{total}}$ tel que déterminé par les simulations numériques montre une relation linéaire qui donne de bons résultats en regard de la dispersivité des billes de verre. Des études plus approfondies sur des géométries différentes et avec un plus grand éventail de dispersivités seront toutefois nécessaires pour valider la méthode et vérifier que la modélisation simule fidèlement la réalité.

Chapitre 7 Conclusions et recommandations

Rappelons d'abord les deux objectifs principaux de ce mémoire :

- Concevoir un modèle physique et une méthode expérimentale qui permettent d'étudier le transport de soluté en fonction de la teneur en eau.
- Identifier puis éliminer ou contrôler tous les facteurs autres que la teneur en eau qui peuvent influencer la dispersivité

Un modèle physique et une méthode expérimentale ont été conçus afin de produire, en régime permanent, une zone de transmission à teneur en eau constante sur une certaine élévation dans le sol. Le modèle est un prisme rectangulaire dont les parois sont faites de plexiglas. Un système d'apport d'eau à débit précis et constant est utilisé pour assurer la stabilité du régime permanent lors des essais d'infiltration. Cette « colonne plate » est instrumentée sur la hauteur par des piézomètres qui sont installés à tous les 10 cm ce qui permet de connaître h et ψ . Il a donc été possible, en régime permanent d'infiltration, en connaissant le débit, les gradients de charges hydrauliques entre deux piézomètres et la succion moyenne entre deux piézomètres, de déterminer la fonction de perméabilité.

La réalisation de modélisations numériques des essais d'infiltration a permis d'évaluer la teneur en eau dans la zone de transmission pour chacun des essais. Toutefois, cette évaluation est fortement dépendante de la fonction de perméabilité qui a été utilisée lors de la modélisation.

Nous recommandons donc, d'une part, d'évaluer la fonction de perméabilité par les essais d'infiltration et, d'autre part, de développer une méthode pour faire la mesure in

situ de la teneur en eau. Un travail de recherche est également à faire pour développer une méthode fiable de mesure in situ de la concentration en traceur.

En ce qui a trait au second objectif, trois facteurs ont été identifiés et deux ont été étudiés.

Pour contrôler l'influence de l'hétérogénéité du sol sur la dispersivité, nous avons utilisé des billes de verre de forme sphérique et à granulométrie uniforme. Ce matériau a été caractérisé par de nombreux essais. Dans le cadre de cet exercice, une méthode originale de mesure de $k(\psi)$ a été utilisée. Cette méthode consiste à drainer une colonne du sol, en notant la variation du volume d'eau drainée en fonction du temps. Des modélisations numériques sont ensuite réalisées en utilisant les fonctions de perméabilité prédites par les modèles existants (Childs et Collis-Georges; Mualem.; Burdine; Fredlund et al. et le modèle macroscopique de Mualem). La comparaison des courbes du volume d'eau drainée en fonction du temps, expérimentale et simulées, permet ensuite de choisir la fonction de perméabilité donnant les résultats simulés qui correspondent le plus aux résultats expérimentaux.

Les fonctions de perméabilité obtenues par les deux méthodes sont similaires toutefois, la pression à partir de laquelle la conductivité hydraulique chute radicalement est sensiblement différente. Avec la méthode de l'infiltration cette pression est de -0.30 m alors que pour l'essai de drainage elle est de -0.21 m. Cette différence est probablement attribuable soit à des porosités différentes dans les deux montages ou à l'influence de phénomènes différents (drainage, drainage et infiltration) dans les deux méthodes.

L'influence de la géométrie du montage sur la dispersivité mesurée lors d'un essai de traceur a été étudiée par la réalisation de modélisations numériques du transport d'un soluté dans la « colonne plate ». Pour chaque modélisation, une dispersivité a été

attribuée pour les billes de verre α_{billes} et une dispersivité globale, α_{total} , est mesurée à la sortie du montage. On trouve une relation linéaire entre α_{billes} et α_{total} qui permet de prédire, à partir des résultats expérimentaux, la dispersivité des billes de verre. Des études plus approfondies avec des géométries différentes et avec différents matériaux seront toutefois nécessaires pour valider la méthode.

Les effets de l'échelle du problème sur la dispersivité n'ont pas été étudiés systématiquement mais les résultats d'un essai de traceur en conditions saturées dans une colonne courte (30.5 cm) sont comparés avec ceux obtenus dans les mêmes conditions dans la colonne plate (114 cm). On obtient une dispersivité de 2.04×10^{-3} m dans la colonne courte et de 1.57×10^{-3} m dans la colonne longue. Cette faible différence est attribuable au fait que les effets de la géométrie de la colonne courte n'ont pas été éliminés. On suppose que l'homogénéité du matériau favorise une diminution de l'effet d'échelle.

En somme, lors d'essais de traceur en laboratoire, une attention particulière doit être portée à la géométrie du montage, aux effets d'échelle, et à l'homogénéité du matériau afin d'en réduire les effets sur les résultats. De plus, des essais avec différents matériaux devraient être réalisés afin de valider les méthodes de détermination des fonctions de perméabilité par drainage ou par infiltration. Finalement, un travail de recherche reste à faire afin de développer des méthodes de mesure in situ de la concentration en traceur et de la teneur en eau.

Références

ARYA, L. M. , PARIS, J. F., (1981) A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particule-size distribution and bulk density data. Soil Sci. Soc. Am. J. 45: 1023-1030.

AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P., (2001). A physically-based model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. Submittend to Canadien geotechnical journal, December 2001

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

AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P., AACHIB, M., BUSSIÈRE, B., RICARD, J.F., TREMBLAY, L., (1995), «Évaluation en laboratoire de barrières sèches construites à partir de résidus miniers.» *Centre de développement technologique (C.D.T.), École Polytechnique de Montréal*, Rapport NEDEM 2.22.2a

BEAR, J. (1988). *Dynamics of fluids in porous media*, Dover publication.

BEAUDOIN, F., CHAPUIS, R.P., (1999), «Influence du degré de saturation sur le coefficient de dispersion en écoulement unidimensionnel.» *Rapport de stage, Laboratoire d'hydrogéologie et environnement minier, département des génies civil, géologique et des mines. École polytechnique de Montréal.*

BOND, W.J., WIERENGA, P.J.,(1990). «Immobile water during solute transport in unsaturated sand columns», *Water Resources Research*, vol 26, no 10, pp 2475-2481.

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

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

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

CASAGRANDE, A. (1948), «Classification and identification of soils.» *Transactions, ASCE.* Vol. 113, pp. 901-930

CHAPUIS, R., BAASS, K., DAVENNE, L., (1989) Granular soils in rigid-wall permeameters: method for determining the degree of saturation. *Can Geotech. J.* **26** 71-79.

CHAPUIS, R., (1999) *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*, Les publications du Québec.

CHILDS, E.C., COLLIS-GEORGES, G.N. (1950). The permeability of porous materials. *Proceedings of the Royal Society of London, Serie A*, 201: 392-405.

COREY, A.T., (1994) *Mechanics of immiscible fluids in porous media*, Water resources publication.

DE SMEDT, F., WAUTERS, F., SEVILLA, A., (1986) «Study of tracer movement through unsaturated sand», *Journal of Hydrology*, 85 pp.169-181.

DE SMEDT, F., WIERENGA, P.J., (1984) «Solute transfert through columns of glass beads», *Water Resources Research*, vol 20, no 2, pp 225-232.

DOMENICO, P.A., SCHWARTZ, F.W., (1997) *Physical and chemical hydrogeology*. 2ed. John Wiley & Sons.

FESCH, C., LEHMANN, P., HADERLEIN, S.B., HINZ, C., SCHWARZENBACH, R.P., FLÜHLER, H., (1998) «Effect of water content on solute transport in a porous medium containing reactive micro-aggregates.» *Journal of Contaminant Hydrology*, 33, pp.211-230.

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

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

GAIDI, L., ALIM-ICHOLA, I., (2000), «Etude des caractéristiques hydrodynamiques des sols par la méthode TDR (time domain reflectometry).» *Bull. Eng. Geol. Env.*, 59 pp. 247-255

GELHAR, L.W., GUTJAHR, A.L., NAFF, R.L., (1979), «Stochastic analysis of macrodispersion in a stratified aquifer.» *Water Resources Research*, vol 15, no 6, pp. 1387-1397

GELHAR, L.W., WELTY, C., REHFELDT, K.R., (1992), «A critical review of data on field -scale dispersion in aquifers.» *Water Resources Research*, vol 28, no 7, pp. 1955-1974

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

GREENKORN, R.A. (1983), *Flow phenomena in porous media: fundamentals and applications in petroleum, water and food production*. Marcel Dekker, New-York, 550p

GREENKORN, R.A. , KESSLER, D.P., (1972), *Transfer operations*., McGraw-Hill, New-York, 548p.

GRIFFIOEN, J.W., BARRY, D.A., PARLANGE, J.Y., (1998), «Interpretation of two-region model parameters», *Water Resources Research*, vol 34 no 3, pp 373-384.

HART, G.L., LOWERY, B., (1998), «Measuring instantaneous solute flux and loading with time domain reflectometry.», *Soil Science Society of America Journal*, vol 62, pp 23-35

HELFFERICH, F. (1966), «Ion exchange, a series of advances.» *J.A. Marinski (ed)* Marcel Dekker, New-York, pp. 65-100

HILLEL, D., (1980), *Fundamentals of soil physics*, Academic press, 1980

HILLEL, D., (1998), *Environmental soil physics*, Academic press, 1998

IRMAY, S., (1954) «On the hydraulic conductivity of unsaturated soils», *Trans Am. Geophysics Union*, 35.

JAMES, R.V., RUBIN, J., (1972), «Accounting for apparatus-induced dispersion in analyses of miscible displacement experiments», *Water Resources Research*, vol 8, no 3, pp 717-721

JAMES, R.V., RUBIN, J., (1985), «Transport of chloride ion in a water-unsaturated soil exhibiting anion exclusion.» *Soil Science Society of America Journal*, vol 50, pp. 1142-1149.

KÄSS, W., (1998), *Tracing technique in geohydrology*. A.A. Balkema ed.

KLOTZ, D., SEILER, K.P., MOSER, H., NEUMAIER, F., (1980), «Dispersivity and velocity relationship from laboratory and field experiments», *Journal of Hydrology*, 45, pp. 169-184.

LANGNER, H.W., WRAITH, J.M., INSKEEP, W.P., GABER, H.M., HUWE, B., (1998), «Apparatus for constant-head solute transport and soil water characteristic determination.», *Soil Science Society of America Journal*, vol 62, pp. 110-113.

LENNARTZ, B., MEYER-WINDEL, S., (1995), «The role of immobile water in unsaturated substrates», *Hydrogéologie*, no 4, pp. 75-83.

LIDE, D.R., Handbook of chemistry and physics, 83rd. éd 2002-2003, Chemical Rubber pub, Cleveland, Co.

LIM, P.C., BARBOUR, S.L., FREDLUND, D.G., (1998), «The influence of degree of saturation on the coefficient of aqueous diffusion», *Canadian Geotechnical Journal*, 35, pp. 811-827.

MACE, R.A., (1994) *Steady-state flow and non-reactive transport in unsaturated sand and gravel cores*. Mémoire de maîtrise, Université de Waterloo, 295p.

MACIEJEWSKI, S., (1993), «Numerical and experimental study of solute transport in unsaturated soils», *Journal of Contaminant Hydrology*, 14, pp.193-206.

MAQSoud, A., BUSSIÈRE, B. and AUBERTIN, M. (2002). «L'hystérésis des sols non saturés utilisés dans les couvertures avec effets de barrière capillaire. » *In Proceedings of the 55th Canadian Geotechnical Conference and 3rd Joint IAHR-CNC and CGS Groundwater Specialty Conference*, Niagara Falls, Ontario, Canada, pp. 181-188.

MARAQA, M.A., (2000), «Characterization of hydrodynamic dispersion in porous media», *Geoengineering in arid lands; proceedings of the First international conference on geotechnical, geoenvironmental engineering and management in arid lands. Developments in Arid Regions Research Series 1*, pp. 435-442.

MARAQA, M.A., WALLACE, R.B., VOICE, T.C., (1996) «Effects of degree of water saturation on dispersivity and immobile water in sandy soil columns.» *Journal of Contaminant Hydrology*, 25; pp.199-218.

MATSUBAYASHI, U., TANHUECO, R. MA., DEVKOTA, L.P., TAKAGI, F., (1995), «On the electrode probes designed for the specific electrical conductance of unsaturated soil. » *Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering*, Vol 13, no 1, pp. 81-95

MATSUBAYASHI, U., DEVKOTA, L.P., TAKAGI, F., (1996), «Characteristics of the dispersion coefficient in miscible displacement through a glass beads medium», *Journal of Hydrology*, 192, pp.51-64.

MBONIMPA, M., AUBERTIN, M., CHAPUIS, R.P., BUSSIÈRE, B., (2000) «Développement de fonctions hydriques utilisant les propriétés géotechniques de base.» *Proceedings, 1st Joint IAHC-CNC and CGS Groundwater Specialty Conference, 53rd Canadian Geotechnical Conference, Montreal, Quebec, Canada*, 343-350

MUALEM, Y. (1976) «A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media.» *Water resources research*, 12, pp.513-522

MUALEM, Y., (1978) «Hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Generalized macroscopic approach.» *Water Resources Research*, v 14, n 2, pp. 325-334

NADLER, A., GAMLIEL, A., PERETZ, I., (1999), «Practical aspects of salinity effect on TDR-measured water content: a field study.», *Soil Science Society of America Journal*, vol 63, pp. 1070-1076.

NIELSEN, D.R., VAN GENUCHTEN, M.TH., BIGGAR, J.W., (1986), «Water flow and solute transport processes in the unsaturated zone.» *Water Resources Research*, vol 22, no 9, pp. 89S-108S.

NIEMET, M.R., ROCKHOLD, M.L., WEISBROD, N., SELKER, J.S., (2002), «Relationships between gas-liquid interfacial surface area, liquid saturation, and light transmission in a variably saturated porous media», *Water Resources Research*, vol 38, no 8, pp. 10-1 à 10-12.

NIEMET, M.R., SELKER, J.S., (2001), «A new method for quantification of liquid saturation in 2D translucent porous media systems using light transmission», *Advances in Water Resources*, 24, pp. 651-6-666.

NÜTZMANN, G., MACIEJEWSKI, S., JOSWIG, K., (2002) «Estimation of water saturation dependence of dispersion in unsaturated porous media: experiments and modelling analysis», *Advances in Water Resources*, 25, pp. 565-576.

OGATA, A., BANKS, R.B., (1961) «A solution of the differential equation of longitudinal dispersion in porous media», *U. S. Geological Survey Professional Paper (1961) : A1-A7*

PADILLA, I.Y., YEH, T.-C.J., CONKLIN, M.H., (1999) «The effect of water content on solute transport in unsaturated porous media» *Water Resources Research*, vol 35, no 11, pp. 3303-3313.

PARLANGE, J.Y., (1971) «Theory of the water movement in soils: 8, One-dimensional infiltration with constant flux at the surface.» *Soil Science*, vol. 114, no 1.

PHILIP, J.R., (1957). «The theory of infiltration :1. The infiltration equation and its solution.» *Soil Science*. Vol. 83, pp.345-357.

RICHARDS, L.A., (1931). Capillary conduction of liquids through porous medium. *J. Physics*. 1: 318-333

SAHIMI, M, DAVIS, H.T., SCRIVEN, L.E. (1983), «Dispersion in disordered porous media. » *Chemical Engineering Communications*, v 23, n 4-6, Nov, 1983, p 329-341

SATO, T., TANAHASHI, T., YUASA, H., et al., (1995), « Adsorption and dispersion characteristics within unsaturated zone », *Proceeding of the First international conference on Unsaturated soils*, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherland, pp. 561-566.

SHACKELFORD, C.D., (1991). «Laboratory diffusion testing for waste disposal. A review.», *Journal of Contaminant Hydrology*. vol 7, pp:177-217

SILLIMAN, S.E., SIMPSON, E.S. (1987) «Laboratory evidence of the scale effect in dispersion of solute in porous media», *Water Resources Research*, vol 23, no 8, pp. 1667-1673.

THEODOROPOULOU, M.A., KAROUTSOS, V., KASPIRIS, C., TSAKIROGLOU, C.D., (2003), «A new visualization technique for the study of solute dispersion in model porous media.», *Journal of Hydrology*, 274 pp. 176-197.

TODD, D.K. (1980). *Groundwater Hydrology*, 2nd ed., John Wiley & sons, inc.

VAN GENUCHTEN, M. Th., et al. (1991) *The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils*. No rapport: IAG-DW12933934, U.S. salinity laboratory, U.S. department of agriculture, agricultural research service, Riverside, California 92501.

VAN GENUCHTEN, M. TH., (1980), A close form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44: 892-898

VAN GENUCHTEN, M.TH., SIMUNEK, J., (1996), «Evaluation of pollutant transport in the unsaturated zone», *Regional approaches to water pollution in the*

environment, NATO science series. Partnership sub-series 2, Environmental security, 20 pp. 139-172. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands.

VAN GENUCHTEN, M.TH., WIERENGA, P.J., (1976) «Mass transfert studies in sorbing porous media 1. Analytical solutions.» *Soil Science Society of America Journal*, vol 40, no 4, pp. 473-480.

VAUCLIN, M. (1984) «Infiltration in unsaturated soils», in *Fundamentals of transport phenomena in porous media*. Édité par Jacob Bears et Yavuz Corapcioglu.

XU, M., ECKSTEIN, Y., (1997), «Statistical analysis of the relationships between dispersivity and other properties of porous media» *Hydrogeology Journal*, vol 5, no 4, pp.4-20

YULE, D.F., GARDNER, W.R., (1978) « Longitudinal and transversal dispersion coefficients in unsaturated plainfield sand.» *Water Resources Research*, vol 14, no 4, pp. 582-588.

ZHU, J., MOHANTY, B.P., (2002) «Analytical solution for steady state vertical infiltration», *Water Resources research*, vol. 38, no 8, pp. 201-205.

Annexes

Annexe 1

Tableau A.1 1 : Résultats de l'analyse granulométrique

taille μm	% passant essai 1	% passant essai 2	% passant essai 3	Moyenne	Cumulé
0.058	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.068	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.079	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.092	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.107	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.125	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.146	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.198	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.230	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.268	0.0002	0.0002	0.0005	0.0003	0.0003
0.313	0.0017	0.0017	0.0039	0.0024	0.0027
0.364	0.0059	0.0060	0.0122	0.0080	0.0108
0.424	0.0121	0.0124	0.0230	0.0159	0.0266
0.494	0.0220	0.0230	0.0384	0.0278	0.0545
0.576	0.0364	0.0386	0.0583	0.0444	0.0989
0.671	0.0436	0.0463	0.0636	0.0512	0.1501
0.781	0.0517	0.0549	0.0683	0.0583	0.2083
0.910	0.0495	0.0520	0.0587	0.0534	0.2617
1.060	0.0502	0.0521	0.0533	0.0519	0.3136
1.235	0.0537	0.0546	0.0507	0.0530	0.3666
1.439	0.0585	0.0584	0.0489	0.0552	0.4218
1.677	0.0562	0.0551	0.0408	0.0507	0.4725
1.953	0.0453	0.0433	0.0276	0.0387	0.5112
2.276	0.0328	0.0304	0.0157	0.0263	0.5375
2.651	0.0213	0.0190	0.0072	0.0158	0.5533
3.089	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
3.598	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
4.192	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
4.884	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
5.690	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
6.628	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
7.722	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
8.996	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
10.480	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
12.210	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
14.224	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5533
16.571	0.0000	0.0145	0.0000	0.0048	0.5582
19.306	0.0000	0.0251	0.0000	0.0084	0.5665
22.491	0.0000	0.0325	0.0000	0.0108	0.5773
26.202	0.0000	0.0327	0.0000	0.0109	0.5882
30.525	0.0000	0.0276	0.0000	0.0092	0.5974
35.562	0.0000	0.0202	0.0000	0.0067	0.6042
41.430	0.0000	0.0129	0.0000	0.0043	0.6085
48.265	0.0000	0.0073	0.0000	0.0024	0.6109
56.229	0.0000	0.0036	0.0000	0.0012	0.6121
65.507	0.0000	0.0015	0.0000	0.0005	0.6126
76.316	0.0000	0.0002	0.0000	0.0001	0.6126
88.908	0.0005	0.0005	0.0012	0.0007	0.6134
103.578	0.0020	0.0019	0.0045	0.0028	0.6162
120.668	0.0078	0.0072	0.0156	0.0102	0.6264
140.578	0.0296	0.0273	0.0532	0.0367	0.6630
163.773	0.1275	0.1180	0.2051	0.1502	0.8132
190.796	0.7368	0.6972	1.0631	0.8323	1.6456
222.277	5.3736	5.3060	6.8987	5.8594	7.5050
258.953	35.3885	35.8838	39.5413	36.9379	44.4429
301.680	47.0464	46.8201	43.7210	45.8625	90.3054
351.457	10.7462	10.4122	7.9255	9.6946	100.0000
409.448	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
477.007	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
555.713	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
647.406	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
754.227	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
878.675	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000

Tableau A.1 2 : Paramètres du montage pour les essais de perméabilité à charge constante

ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE	
ASTM D2434-68 (reapp.74)	
Date:	21-08-2001
Géométrie	
Longueur échant.(cm)	16.74
L1(cm)	18.06
L2 (cm)	0.53
t (cm)	0.78
Diamètre du moule (cm)	8.70
Surface (cm ²)	59.45
Volume (cm ³)	995.14
Dist. des manomètres (cm)	13.30
Masses	
Masse perméam.	2169.40
Masse perméam. + sol sec	3757.00
Masse sol sec	1587.60
Masse perméam. + eau	3848.60
Masse perméam. + eau + sol	4792.20
Masse sol humide	1938.74
Masse eau dans le sol	351.14
Degré de saturation	
Degré de saturation initiale	98.56%
Densité des grains (g/cm ³)	2.49
Volume des vides (cm ³)	356.27
Porosité	0.36
Indice des vides	0.56

Tableau A.1 3 : Essais de perméabilité à charge constante

ESSAIS DE PERMÉABILITÉ À CHARGE CONSTANTE								
ASTM D2434-68 (reapp.74)								
Essai de perméabilité à l'eau normale 21/08/01:								
température	24.5°C							
$\rho_{24.5}^{\circ\text{C}} \text{ g/cm}^3$	0.997186							
$\mu_{24.5}^{\circ\text{C}}$	0.91							
Δt (s)	Δh (cm)	i	V_w (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	k 20°C (cm/s)	poids total (g)	Sr
60	2.03	0.152	22.9	0.382	4.22E-02	3.84E-02	4791.3	98.31%
60	1.85	0.139	21.3	0.355	4.29E-02	3.91E-02		
60	1.80	0.135	20.2	0.337	4.18E-02	3.81E-02		
60	1.80	0.135	18.6	0.310	3.85E-02	3.51E-02		
60	1.70	0.128	17.7	0.295	3.88E-02	3.54E-02		
60	1.68	0.126	16.6	0.277	3.70E-02	3.37E-02		
60	2.38	0.179	27.91	0.465	4.38E-02	3.99E-02		
60	2.30	0.173	27.1	0.452	4.39E-02	4.00E-02		
60	2.20	0.165	24.9	0.415	4.22E-02	3.84E-02		
60	2.10	0.158	22.8	0.380	4.05E-02	3.69E-02		
60	2.00	0.150	22.4	0.373	4.18E-02	3.80E-02		
60	1.93	0.145	19.7	0.328	3.82E-02	3.48E-02		
60	1.78	0.133	18.5	0.308	3.89E-02	3.54E-02		
60	1.68	0.126	17.1	0.285	3.81E-02	3.47E-02		
moy k (cm/s)					4.06E-02	3.70E-02	moy Sr	98.31%
Essai de perméabilité à l'eau désaérée 21/08/01:								
température	24.5°C							
$\rho_{24.5}^{\circ\text{C}} \text{ g/cm}^3$	0.997186							
$\mu_{24.5}^{\circ\text{C}}$	0.91							
Δt (s)	Δh (cm)	i	V_w (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	k 20°C (cm/s)	poids total (g)	Sr
60	3.80	0.286	49.7	0.828	4.88E-02	4.44E-02	4792.1	98.53%
60	3.73	0.280	44.6	0.743	4.46E-02	4.07E-02		
60	3.50	0.263	41.8	0.697	4.45E-02	4.06E-02		
60	3.25	0.244	39.1	0.652	4.49E-02	4.09E-02		
60	3.13	0.235	37	0.617	4.41E-02	4.02E-02	4792.4	98.62%
120	1.75	0.132	37.4	0.312	3.98E-02	3.63E-02		
60	1.63	0.122	17.4	0.290	3.99E-02	3.64E-02	4792.5	98.65%
moy k (cm/s)					4.38E-02	3.99E-02	moy Sr	98.60%

Tableau A.1 4 : Essais de perméabilité à charge constante (suite)

ESSAIS DE PERMÉABILITÉ À CHARGE CONSTANTE								
ASTM D2434-68 (reapp.74)								
Essai de perméabilité à l'eau désaérée 22/08/01:								
température	25.5°C							
$\rho_{25.5}^{\circ\text{C}} \text{ g/cm}^3$	0.996954							
$\mu_{25.5}^{\circ\text{C}}$	0.89							
Δt (s)	Δh (cm)	i	V_w (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	k 20°C (cm/s)	poids total (g)	Sr
60	3.58	0.269	48.4	0.807	5.05E-02	4.50E-02	4794.4	99.18%
60	3.53	0.265	46.1	0.768	4.88E-02	4.35E-02		
60	3.35	0.252	43.8	0.730	4.88E-02	4.34E-02		
60	3.20	0.241	41.8	0.697	4.87E-02	4.34E-02		
60	2.95	0.222	34.9	0.582	4.41E-02	3.93E-02	4794.8	99.29%
300	2.33	0.175	136	0.453	4.36E-02	3.89E-02		
300	1.95	0.147	112.9	0.376	4.32E-02	3.85E-02		
60	1.58	0.118	16.2	0.270	3.84E-02	3.42E-02		
60	1.48	0.111	15.5	0.258	3.92E-02	3.49E-02		
60	1.40	0.105	14.5	0.242	3.86E-02	3.44E-02		
moy k (cm/s)					4.44E-02	3.95E-02	moy Sr	99.23%
essai de perméabilité à l'eau désaérée 23/08/01:								
température	25.0°C							
$\rho_{25}^{\circ\text{C}} \text{ g/cm}^3$	0.99707							
$\mu_{25}^{\circ\text{C}}$	0.90							
Δt (s)	Δh (cm)	i	V_w (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	k 20°C (cm/s)	poids total (g)	Sr
90	2.95	0.222	63.5	0.706	5.35E-02	4.82E-02	4795.2	99.40%
60	3.03	0.227	40.2	0.670	4.96E-02	4.46E-02		
60	2.98	0.224	37.9	0.632	4.75E-02	4.28E-02		
60	2.85	0.214	36.1	0.602	4.72E-02	4.26E-02		
60	2.75	0.207	33.8	0.563	4.58E-02	4.13E-02		
60	2.60	0.195	32.1	0.535	4.60E-02	4.15E-02		
60	2.50	0.188	30.3	0.505	4.52E-02	4.07E-02		
60	2.38	0.179	28.4	0.473	4.46E-02	4.02E-02		
60	2.28	0.171	26.8	0.447	4.39E-02	3.96E-02		
60	2.15	0.162	25.6	0.427	4.44E-02	4.00E-02		
moy k (cm/s)					4.68E-02	4.21E-02	moy Sr	99.40%

Tableau A.1 5 : Essais de perméabilité à charge constante (suite)

ESSAIS DE PERMÉABILITÉ À CHARGE CONSTANTE								
ASTM D2434-68 (reapp.74)								
Essai de perméabilité à l'eau désaérée 23/08/01								
température	25.5°C							
$\rho_{25.5}^{\circ}\text{C g/cm}^3$	0.996954							
$\mu_{25.5}^{\circ}\text{C}$	0.89							
Δt (s)	Δh (cm)	i	V_w (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	k 20°C (cm/s)	poids total (g)	Sr
60	3.05	0.229	41.1	0.685	5.02E-02	4.48E-02	4796.3	99.71%
60	3.10	0.233	38.9	0.648	4.68E-02	4.17E-02		
60	3.00	0.226	37.200	0.620	4.62E-02	4.12E-02		
60	2.90	0.218	36.100	0.602	4.64E-02	4.14E-02		
60	2.73	0.205	33.700	0.562	4.61E-02	4.11E-02		
60	2.65	0.199	32.100	0.535	4.52E-02	4.03E-02		
60	2.45	0.184	30.200	0.503	4.60E-02	4.10E-02		
60	2.30	0.173	27.800	0.463	4.51E-02	4.02E-02		
60	2.23	0.167	26.400	0.440	4.42E-02	3.94E-02		
60	2.05	0.154	24.800	0.413	4.51E-02	4.02E-02		
moy k (cm/s)					4.61E-02	4.11E-02	moy Sr	99.71%
Essai de perméabilité à l'eau désaérée 23/08/01:								
température	25.5°C							
$\rho_{25.5}^{\circ}\text{C g/cm}^3$	0.996954							
$\mu_{25.5}^{\circ}\text{C}$	0.89							
Δt (s)	Δh (cm)	i	V_w (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	k 20°C	poids total (g)	Sr
60	3.25	0.244	42.30	0.705	4.85E-02	4.32E-02	4797.3	99.99%
300	3.00	0.226	195.10	0.650	4.85E-02	4.32E-02		
300	2.58	0.194	164.80	0.549	4.77E-02	4.25E-02		
300	2.18	0.164	142.80	0.476	4.90E-02	4.36E-02		
300	3.10	0.233	193.00	0.643	4.64E-02	4.14E-02		
300	2.78	0.209	159.10	0.530	4.28E-02	3.81E-02		
moy k (cm/s)					4.72E-02	4.20E-02	moy Sr	99.99%

Tableau A.1 6 : Conditions de l'essai de traceur avec le NaCl

Essai de traceur dans une colonne remplis de billes de verre avec une solution ayant une concentration de 5g/l de NaCl. Date: 13-02-02						
montage		Dimensions tubes de sortie et d'entrée (pour correction de temps)				
longueur (cm)	30.5	Conductivimètre en ligne		Prises	sortie	entrée
diamètre (cm)	5.16	Longueur (cm)	32	Longueur (cm)	7	7
aire de la section (cm ²)	20.912	Diamètre (cm)	0.231	diamètre (cm)	0.6	0.6
volume (cm ³)	637.807	Section (cm ²)	0.042	Section (cm ²)	0.09	0.09
distance entre les piézo (cm)	16.5	correction de temps (min)		0.533		
porosité	0.4					
date du montage	2007-11-01					
Écoulement		relation entre la conductivité électrique (µS/cm) et la				
Vertical descendant		$y = -7E-13x^3 + 3E-08x^2 + 0.0005x$				
Q (traçage) (cm³/s)	4.54E-02	x3	-7.00E-13			
Q (rinçage) (cm³/s)	6.10E-02	x2	3.00E-08			
Rinçage à t= (min)	134.5	x	5.00E-04			
Gradient i	0.0545					
essai de perméabilité avant l'essai de traceur						
ΔH (cm)	i	Δt (s)	ΔV (cm³)	Q (cm³/s)	k (cm/s)	t°C
2.5	0.15	180	34.6	0.192	6.07E-02	21.7
2	0.12	180	24.2	0.134	5.30E-02	21.7
1.9	0.12	180	28	0.156	6.46E-02	20.7

Tableau A.1 7: Résultats de l'essai de traceur avec le NaCl

Montée				Rinçage			
temps min	temps corr	cond	C/Co	temps min	temps corr	cond	C/Co
0	0.00	22.7	0.002	134.5	133.97	7460	0.997
34	33.47	22.7	0.002	137	136.47	7480	1.000
44	43.47	22.7	0.002	146	145.47	7480	1.000
51	50.47	22.7	0.002	159	158.47	7480	1.000
61	60.47	1644	0.176	168	167.47	7480	1.000
61.5	60.97	1856	0.200	170	169.47	7480	1.000
62	61.47	2090	0.228	176	175.47	7480	1.000
63	62.47	2400	0.266	177	176.47	7480	1.000
63.5	62.97	2560	0.286	180	179.47	7480	1.000
64	63.47	2710	0.305	184	183.47	7470	0.998
64.5	63.97	2870	0.325	185	184.47	7470	0.998
65	64.47	3040	0.347	186.5	185.97	7460	0.997
65.5	64.97	3210	0.369	187	186.47	7460	0.997
66	65.47	3390	0.393	188	187.47	7460	0.997
67	66.47	3770	0.444	189	188.47	7460	0.997
68.5	67.97	4410	0.532	190	189.47	7470	0.998
69	68.47	4660	0.568	191	190.47	7470	0.998
69.5	68.97	4900	0.602	192	191.47	7460	0.997
70	69.47	5150	0.639	193	192.47	7450	0.995
70.5	69.97	5380	0.673	194	193.47	7430	0.992
71	70.47	5600	0.706	194.5	193.97	7410	0.989
71.5	70.97	5780	0.733	195	194.47	7380	0.984
72	71.47	5960	0.760	195.5	194.97	7340	0.977
72.5	71.97	6130	0.786	196	195.47	7270	0.966
73	72.47	6290	0.811	196.5	195.97	7180	0.952
73.5	72.97	6450	0.836	197	196.47	7050	0.931
74	73.47	6600	0.859	197.5	196.97	6890	0.905
74.5	73.97	6730	0.880	198	197.47	6690	0.874
75	74.47	6840	0.897	198.5	197.97	6450	0.836
75.5	74.97	6930	0.912	199	198.47	6160	0.791
76	75.47	7010	0.924	199.5	198.97	5840	0.742
76.5	75.97	7070	0.934	200	199.47	5490	0.689
77	76.47	7130	0.943	200.5	199.97	5110	0.633
77.5	76.97	7170	0.950	201	200.47	4750	0.581
78	77.47	7210	0.956	201.5	200.97	4390	0.529
78.5	77.97	7250	0.963	202	201.47	4020	0.478
79	78.47	7280	0.968	202.5	201.97	3630	0.425
79.5	78.97	7290	0.969	203	202.47	3260	0.375
80	79.47	7310	0.972	203.5	202.97	2900	0.329
80.5	79.97	7310	0.972	204	203.47	2540	0.283
81	80.47	7320	0.974	204.5	203.97	2190	0.240
81.5	80.97	7330	0.976	205	204.47	1880	0.203
82	81.47	7330	0.976	205.5	204.97	1580	0.168
84	83.47	7340	0.977	206	205.47	1310	0.138
84.5	83.97	7330	0.976	206.5	205.97	1070	0.111
90	89.47	7350	0.979	207	206.47	865	0.089
101	100.47	7360	0.980	207.5	206.97	707	0.072
103	102.47	7380	0.984	208	207.47	579	0.058
106	105.47	7420	0.990	208.5	207.97	479	0.048
108	107.47	7430	0.992	209	208.47	398	0.040
110	109.47	7440	0.993	209.5	208.97	335	0.033
122	121.47	7470	0.998	210	209.47	287	0.028
126	125.47	7480	1.000	210.5	209.97	248	0.025
133	132.47	7480	1.000	211	210.47	216	0.021
				211.5	210.97	193	0.019
				212	211.47	173	0.017
				212.5	211.97	158	0.016
				213	212.47	146	0.014
				213.5	212.97	135	0.013
				214	213.47	127	0.012
				214.5	213.97	120	0.012
				225	224.47	115	0.011
				216	215.47	106	0.010
				217	216.47	99	0.010
				218	217.47	94.3	0.009
				231	230.47	66.8	0.007
				249	248.47	54.9	0.005
				255	254.47	51.4	0.005

Tableau A.1 8 : Conditions de l'essai de traceur avec le lithium et résultats de cet essai
en montée

Essai de traceur dans une colonne remplis de billes de verre avec une solution ayant une concentration de 0.2ppm de lithium date: 14-02-02, Montée							
montage		Dimensions tubes de sortie et d'entrée (pour correction de temps)					
longueur (cm)	30.5	Conductivimètre en ligne		Prises	sortie	entrée	
diamètre (cm)	5.16	Longueur (cm)	90	Longueur (cm)	7	7	
aire de la section (cm ²)	20.912	Diamètre (cm)	0.64	diamètre (cm)	0.6	0.6	
volume (cm ³)	637.807	Section (cm ²)	0.32	Section (cm ²)	0.09	0.09	
distance entre les piézo (cm)	16.5	correction de temps (min)		10.02			
porosité	0.4						
date du montage	2007-11-01						
Ecoulement							
Vertical descendant							
Q (traçage) (cm ³ /s)	0.05						
essai de perméabilité durant l'essai de traceur							
ΔH (cm)	i	Δt (s)	ΔV (cm ³)	Q (cm ³ /s)	k (cm/s)	t°C	temps de la mesure
1	0.06	180	9	0.050	3.95E-02	20.3	entre 12 et 15 min
1	0.06	180	9	0.050	3.95E-02	20.3	entre 22 et 25 min
# d'éch.	temps	temps corrigé	# d'éch	Li ppb	C/C0		
	0		0	1.4	0.007		
H19	20	9.98	3	6.2	0.031		
L35	30	19.98	4	3.3	0.0165		
L22	35	24.98	39	5.5	0.0275		
H8	40	29.98	5	3.2	0.016		
H14	45	34.98	6	2.8	0.014		
H17	48	37.98	7	2.9	0.0145		
H26	50	39.98	8	2.3	0.0115		
H10	52	41.98	9	2	0.01		
H28	54	43.98	10	2	0.01		
H29	56	45.98	11	3.4	0.017		
R11	58	47.98	12	3.4	0.017		
L26	60	49.98	13	4.5	0.0225		
L14	62	51.98	14	3.1	0.0155		
R1	64	53.98	15	2.5	0.0125		
H9	66	55.98	16	2.8	0.014		
L21	68	57.98	17	2.7	0.0135		
L37	70	59.98	18	3.6	0.018		
L3	72	61.98	19	3.4	0.017		
L33	74	63.98	20	3.3	0.0165		
L34	76	65.98	21	5.6	0.028		
L5	78	67.98	22	9.6	0.048		
L24	80	69.98	23	20.2	0.101		
L32	82	71.98	24	33.3	0.1665		
L6	84	73.98	25	50.8	0.254		
L4	86	75.98	26	67.3	0.3365		
L31	88	77.98	27	84.7	0.4235		
H32	90	79.98	28	100.8	0.504		
L8	92	81.98	29	116.7	0.5835		
L9	94	83.98	30	132	0.66		
L25	96	85.98	31	144.4	0.722		
L29	98	87.98	32	153.8	0.769		
L11	100	89.98	33	163.4	0.817		
L10	102	91.98	34	170.8	0.854		
H34	104	93.98	35	175.8	0.879		
H35	106	95.98	36	179.7	0.8985		
L15	110	99.98	37	191.3	0.9565		
L36	120	109.98	38	193.9	0.9695		
L7	130	119.98	40	194.5	0.9725		
			0	3.9	0.0195		

Tableau A.1 9 : Conditions de l'essai de traceur avec le lithium et résultats de cet essai en rinçage

Essai de traceur dans une colonne remplis de billes de verre avec une solution ayant une concentration de 0.2ppm de lithium date: 19-02-02 Rinçage							
montage		Dimensions tubes de sortie et d'entrée (pour correction de temps)					
longueur (cm)	30.5	Conductivimètre en ligne		Prises		sortie	entrée
diamètre (cm)	5.16	Longueur (cm)	90	Longueur (cm)	7	7	
aire de la section (cm²)	20.912	Diamètre (cm)	0.64	diamètre (cm)	0.6	0.6	
volume (cm³)	637.807	Section (cm²)	0.32	Section (cm²)	0.09	0.09	
distance entre les piézo (cm)	16.5	correction de temps (min)		10.02			
porosité	0.4						
date du montage	2007-11-01						
Écoulement							
Vertical descendant							
Q (traçage) (cm³/s)	0.05						
essai de perméabilité durant l'essai de traceur							
ΔH (cm)	i	Δt (s)	ΔV (cm³)	Q (cm3/s)	k (cm/s)	t°C	temps de la mesure
1.1	0.07	180	10.65	0.059	4.24E-02	21.6	avant l'essai
0.9	0.05	180	9.75	0.054	4.75E-02	21.6	
1	0.06	180	10.45	0.058	4.58E-02	21.6	entre 33 et 36 min
1	0.06	180	10.25	0.057	4.49E-02	21.6	entre 130 et 133 min
	temps	temps corrigé	# d'éch	Li ppb	C/C0		
P18	0		1	0.195	1.000		
P6	10	0.00	2	0.195	1.000		
P5	20	9.98	3	0.195	1.000		
P17	30	19.98	4	0.195	1.000		
S4	40	29.98	5	0.195	1.000		
S18	45	34.98	6	0.195	1.000		
P29	50	39.98	7	0.195	1.000		
P4	54	43.98	8	0.195	1.000		
S5	56	45.98	9	0.195	1.000		
P28	58	47.98	10	0.195	1.000		
S3	60	49.98	11	0.195	1.000		
S18	62	51.98	12	0.195	1.000		
P26	64	53.98	13	0.195	1.000		
P15	66	55.98	14	0.194	0.995		
S13	68	57.98	15	0.195	1.000		
H33	70	59.98	16	0.193	0.990		
P16	72	61.98	17	0.183	0.938		
P14	74	63.98	18	0.174	0.892		
P3	76	65.98	19	0.154	0.790		
P13	78	67.98	20	0.139	0.713		
S14	80	69.98	21	0.119	0.610		
S15	82	71.98	22	0.1	0.513		
S2	84	73.98	23	0.079	0.405		
P27	86	75.98	24	0.06	0.308		
S26	88	77.98	25	0.0441	0.226		
S25	90	79.98	26	0.034	0.174		
S29	92	81.98	27	0.0265	0.136		
S28	94	83.98	28	0.0207	0.106		
S17	96	85.98	29	0.0164	0.084		
S16	98	87.98	30	0.0129	0.066		
H18	100	89.98	31	0.0106	0.054		
P1	102	91.98	32	0.0086	0.044		
H28	104	93.98	33	0.0066	0.034		
H29	106	95.98	34	0.0055	0.028		
H3	110	99.98	35	0.0041	0.021		
H30	115	104.98	36	0.0028	0.014		
H4	120	109.98	37	0.0021	0.011		
H17	125	114.98	38	0.0013	0.007		
H16	130	119.98	39	0.0014	0.007		
H27	eau		40	0.0004	0.002		

Annexe 2

Calcul de l'erreur sur la mesure de la porosité

La porosité dépend du volume total du sol et du volume des vides dans le sol (éq.1). Puisque le volume des vides dépend également du volume total et du volume des solides, on peut dire que l'erreur sur la mesure de la porosité dépend des erreurs sur la mesure du volume total et du volume des solides (éq. 2).

$$n = \frac{V_v}{V_t} \text{ où } V_v = V_t - V_s \text{ et } V_s = \frac{m_s}{\rho_s} \quad (1)$$

où

n est la porosité

V_v est le volume des vides

V_t est le volume total de sol

V_s est le volume des solides

m_s est la masse des solides

ρ_s est la masse volumique sèche des solides

$$\frac{\Delta n}{n} = \frac{\Delta V_t}{V_t} + \frac{\Delta V_s}{V} \quad (2)$$

Calcul de l'erreur sur la mesure du volume total

L'erreur sur la mesure du volume total du sol dans une colonne dépend de la précision avec laquelle on mesure le rayon et la longueur du sol dans la colonne (éq. 3 et 4). Le tableau A.2.1 présente le détail des calculs.

$$V_t = \pi r^2 L \quad (3)$$

$$\frac{\Delta V_t}{V_t} = \frac{2\Delta r}{r} + \frac{\Delta L}{L} \quad (4)$$

Tableau A.2. 1.: Calculs de l'erreur sur la mesure du volume total de la colonne de drainage

D (cm)	10.29	ΔD (cm)	0.01		
r (cm)	5.145	Δr (cm)	0.005	$2\Delta r/r$	1.94e-3
L (cm)	183.53	ΔL (cm)	3*0.1	$\Delta L/L$	1.63e-3
				$\Delta V_t/V_t$	3.57e-3

Calcul de l'erreur sur la mesure du volume des solides

L'erreur sur la mesure du volume des solides dépend de la précision avec laquelle on fait les mesures de la masse du sol et de la masse volumique sèche des solides (eq. 5). Le tableau A.2.2 présente le détail des calculs de l'erreur sur la mesure du volume des solides.

$$\frac{\Delta V_s}{V_s} = \frac{\Delta m_s}{m_s} + \frac{\Delta \rho_s}{\rho_s} \quad (5)$$

Tableau A.2. 2: Calculs de l'erreur sur la mesure du volume des solides dans la colonne de drainage.

m_s (g)	23718	Δm_s (g)	2*1	$\Delta m_s/m_s$	8.43e-5
ρ_s (g/cm ³)	2.485	$\Delta \rho_s$ (g/cm ³)	0.02	$\Delta \rho_s/\rho_s$	8.05e-3
				$\Delta V_s/V_s$	8.16e-3

Finalement, en appliquant l'équation 2 avec les résultats précédents, on obtient une erreur sur la mesure de la porosité $\Delta n/n$ de 1.17e-2 soit 1.17%. On a donc une porosité de 37.44% \pm 0.44%.

Tableau A.2. 3: Données du compactage de la grande colonne pour l'essai de drainage

Essai de drainage, 13 février 2002								
Géométrie		Masses (g)		Calculs du degré de saturation				
Diamètre D (cm) ± 0.01	10.29	Tare g. (appareil) ± 1	23430	masse volumique des solides ρ_s (g/cm ³) ± 0.02			2.485	
L section 1 (cm)	70.6	tare+sol sec g. ± 1	47148	volume des vides Vv (cm ³)			5717.69	
L section 2 (cm)	37.43	sol sec g. ± 4.0	23718	degré de saturation Sr			1.011	
L section 3 (cm)	75.50	tare+eau g. ± 1	38676	indice des vides e			59.91%	
Longueur L total (cm) ± 0.3	183.53	tare+eau+sol g. ± 1	52912	porosité n ± 0.44			37.44%	
Aire de la section S (cm ²)	83.16	sol humide	29498.16					
volume V (cm ³) ± 54.5	15262.16	eau dans le sol	5780.16					
poids g.	profondeur prp au sommet de la section 1 (cm).				moyenne	h	ρ g/cm ³	
vide	70.6	70.7	70.6	70.6	70.6			
501.1	66.9	66.7	66.8	66.8	66.8	3.8	1.575	
500.0	62.6	63.0	62.9	62.9	62.9	4.0	1.522	
502.8	59.0	59.2	59.1	59.1	59.1	3.8	1.612	
500.1	55.2	55.3	55.1	55.2	55.2	3.9	1.542	
500.3	51.2	51.3	51.4	51.3	51.3	3.9	1.543	
500.4	47.5	47.7	47.8	47.7	47.7	3.6	1.660	
500.7	43.7	43.5	43.8	43.7	43.7	4.0	1.505	
500.5	39.7	39.9	39.7	39.9	39.8	3.9	1.553	
499.4	35.9	35.8	35.9	36	35.9	3.9	1.540	
500.3	31.9	32.1	32.1	31.9	32.0	3.9	1.543	
500.6	28.1	28.2	28.1	28.1	28.1	3.9	1.553	
500.5	24.2	24.2	24.4	24.3	24.3	3.9	1.563	
500.2	20.1	20.5	20.5	20.6	20.4	3.9	1.562	
500.3	16.6	16.5	16.5	16.6	16.6	3.9	1.553	
500	12.7	12.6	12.5	12.7	12.6	3.9	1.532	
500.4	8.70	8.8	8.8	8.6	8.7	3.9	1.543	
profondeur prp au sommet de la section 2 (cm).								
	46.20	46.1	46.2	46.1	46.2			
500.6	42.3	42.2	42.1	42	42.2	4.0	1.505	
500.8	38.6	38.2	38.2	38.3	38.3	3.8	1.574	
500.4	34.4	34.3	34.4	34.5	34.4	3.9	1.533	
500.6	30.5	30.7	30.7	30.5	30.6	3.8	1.584	
500.5	26.5	26.6	26.8	26.9	26.7	3.9	1.543	
500.1	22.9	22.8	23.1	23	23.0	3.8	1.604	
500.6	19.1	19	19	19.2	19.1	3.9	1.553	
500.7	15.1	15	15.1	15.1	15.1	4.0	1.505	
500.8	11.3	11.3	11.1	11.3	11.3	3.8	1.574	
500.1	7.3	7.4	7.4	7.5	7.4	3.9	1.562	
profondeur prp au sommet de la section 3 (cm).								
	82.9	82.8	83	82.9	82.9			
500.6	79.1	79.1	79.3	79.2	79.2	3.7	1.616	
500.4	75.1	75.3	75.3	75.1	75.2	4.0	1.514	
500.6	71.2	71.4	71.2	71.4	71.3	3.9	1.543	
500.1	67.4	67.5	67.4	67.2	67.4	3.9	1.532	
500.7	63.6	63.6	63.4	63.6	63.6	3.8	1.574	
500.6	59.9	59.8	59.6	59.4	59.7	3.9	1.553	
500.7	55.9	56	56	55.9	56.0	3.7	1.616	
500.3	51.9	52.1	52.1	51.9	52.0	4.0	1.523	
500.2	48.2	48.1	48	48.1	48.1	3.9	1.542	
500.1	44.3	44.2	44.2	44.2	44.2	3.9	1.552	
500.9	40.3	40.3	40.4	40.3	40.3	3.9	1.544	
500	36.4	36.4	36.5	36.5	36.5	3.9	1.552	
500.1	32.4	32.5	32.5	32.6	32.5	4.0	1.522	
500.3	28.5	28.7	28.7	28.9	28.7	3.8	1.583	
500.2	24.7	24.7	24.8	24.9	24.8	3.9	1.532	
500.8	21	21	21	21.1	21.0	3.8	1.606	
500.2	16.9	17.1	17.1	17	17.0	4.0	1.504	
500	13.2	13.2	13.1	13.3	13.2	3.8	1.572	
500.1	9.1	9.3	9.4	9.4	9.3	3.9	1.542	
500.2	5.5	5.5	5.4	5.5	5.5	3.8	1.573	
500.6	1.4	1.5	1.4	1.4	1.4	4.1	1.486	
103.9	0.6	0.7	0.8	0.6	0.7	0.8	1.666	
94.4	0	0	0	0	0.0	0.7	1.682	
23718.8					183.6		1.559	ρ moyen
poids total					L total		0.04	écart-typ

Tableau A.2. 4 : Résultats de l'essai de drainage, masse du montage en fonction du temps

Essai de drainage							
date		20-Feb					
poids total, Sr=1 (kg)		52.912					
poids total, Sr=1 (g)		52912					
temps min	temps sec	Δt (sec)	poids (kg)	poids g (cm2)	V d'eau cumul	ΔV eau (cm ³)	Q (cm ³ /s)
0	0		52.912	52912	0		
0.5	30	30	52.826	52825.94	86.06	86.06	2.87E+00
1	60	30	52.747	52747.05	164.95	78.89	2.63E+00
1.5	90	30	52.669	52668.63	243.37	78.42	2.61E+00
2	120	30	52.590	52589.61	322.39	79.02	2.63E+00
3	180	60	52.436	52435.64	476.36	153.97	2.57E+00
4	240	60	52.266	52266	646	152.53	2.54E+00
5	300	60	52.138	52138	774	128	2.13E+00
6	360	60	51.996	51996	916	142	2.37E+00
7	420	60	51.86	51860	1052	136	2.27E+00
8	480	60	51.73	51730	1182	130	2.17E+00
9	540	60	51.604	51604	1308	126	2.10E+00
10	600	60	51.484	51484	1428	120	2.00E+00
11	660	60	51.37	51370	1542	114	1.90E+00
12	720	60	51.262	51262	1650	108	1.80E+00
13	780	60	51.158	51158	1754	104	1.73E+00
14	840	60	51.062	51062	1850	96	1.60E+00
15	900	60	50.97	50970	1942	92	1.53E+00
16	960	60	50.884	50884	2028	86	1.43E+00
17	1020	60	50.8	50800	2112	84	1.40E+00
18	1080	60	50.724	50724	2188	76	1.27E+00
19	1140	60	50.652	50652	2260	72	1.20E+00
20	1200	60	50.586	50586	2326	66	1.10E+00
21	1260	60	50.526	50526	2386	60	1.00E+00
22	1320	60	50.468	50468	2444	58	9.67E-01
23	1380	60	50.416	50416	2496	52	8.67E-01
24	1440	60	50.366	50366	2546	50	8.33E-01
25	1500	60	50.32	50320	2592	46	7.67E-01
26	1560	60	50.276	50276	2636	44	7.33E-01
27	1620	60	50.238	50238	2674	38	6.33E-01
28	1680	60	50.204	50204	2708	34	5.67E-01
29	1740	60	50.17	50170	2742	34	5.67E-01
30	1800	60	50.14	50140	2772	30	5.00E-01
32	1920	120	50.084	50084	2828	56	4.67E-01
34	2040	120	50.038	50038	2874	46	3.83E-01
36	2160	120	49.994	49994	2918	44	3.67E-01
38	2280	120	49.95	49950	2962	44	3.67E-01
40	2400	120	49.92	49920	2992	30	2.50E-01
45	2700	300	49.85	49850	3062	70	2.33E-01
50	3000	300	49.792	49792	3120	58	1.93E-01
55	3300	300	49.742	49742	3170	50	1.67E-01
60	3600	300	49.696	49696	3216	46	1.53E-01
65	3900	300	49.658	49658	3254	38	1.27E-01
70	4200	300	49.624	49624	3288	34	1.13E-01
80	4800	600	49.564	49564	3348	60	1.00E-01
90	5400	600	49.514	49514	3398	50	8.33E-02
106	6360	960	49.45	49450	3462	64	6.67E-02
131	7860	1500	49.372	49372	3540	78	5.20E-02
153	9180	1320	49.318	49318	3594	54	4.09E-02
179	10740	1560	49.264	49264	3648	54	3.46E-02
196	11760	1020	49.234	49234	3678	30	2.94E-02
215	12900	1140	49.204	49204	3708	30	2.63E-02
253	15180	2280	49.154	49154	3758	50	2.19E-02
276	16560	1380	49.128	49128	3784	26	1.88E-02
322	19320	2760	49.084	49084	3828	44	1.59E-02
359	21540	2220	49.056	49056	3856	28	1.26E-02
391	23460	1920	49.034	49034	3878	22	1.15E-02
436	26160	2700	49.008	49008	3904	26	9.63E-03
1275	76500	50340	48.864	48864	4048	144	2.86E-03
1364	81840	5340	48.858	48858	4054	6	1.12E-03
1435	86100	4260	48.854	48854	4058	4	9.39E-04
1638	98280	12180	48.846	48846	4066	8	6.57E-04
1828	109680	11400	48.84	48840	4072	6	5.26E-04
2650	159000	49320	48.834	48834	4078	6	1.22E-04
2814	168840	9840	48.832	48832	4080	2	2.03E-04
3030	181800	12960	48.83	48830	4082	2	1.54E-04
3124	187440	5640	48.828	48828	4084	2	3.55E-04
44884	2.69E+06	2505600	49.828	48792	4120	36	1.44E-05

Tableau A.2. 5: Valeurs expérimentales de la courbe de rétention d'eau

Essai de remonté capillaire 13 mars 2002										
L sect 1 (cm)	70.6			Gs (g/cm ³)		2.485		ksat (m/s)	3.91E-04	
L sect 2 (cm)	37.4			Wsat		0.253		Sr	0.0587	
L sect 3 (cm)	75.5			e=G _s *Wsat		0.629				
Longueur total L (cm)	183.525			n		0.386				
niv piézo (cm)	10			θ= G _s (1-n)W						
tare(g)	m t (g)	z moyen (cm)	Ms+Mw+t(g)	Ms+t(g)	Ms (g)	Mw (g)	W %	θ	Sr	u kPa
p1	13.3	171.18	606.3	597.7	584.4	8.6	1.47%	2.25%	0.06	-16.79
p2	13.4	165.44	901.1	887	873.6	14.1	1.61%	2.46%	0.06	-16.22
p3	13.4	158.44	955	940.2	926.8	14.8	1.60%	2.44%	0.06	-15.54
p4	13.4	150.31	1205.2	1183.3	1169.9	21.9	1.87%	2.86%	0.07	-14.74
p5	13.3	143.00	753.9	735.1	721.8	18.8	2.60%	3.97%	0.10	-14.02
p6	13.3	137.25	772.7	761	747.7	11.7	1.56%	2.39%	0.06	-13.46
p7	13.3	131.69	706.1	695.3	682	10.8	1.58%	2.42%	0.06	-12.91
p8	13.2	126.40	708.4	697.5	684.3	10.9	1.59%	2.43%	0.06	-12.40
p9	13.3	120.39	899	885	871.7	14	1.61%	2.45%	0.06	-11.81
p10	13.3	114.61	644.5	634.3	621	10.2	1.64%	2.51%	0.06	-11.24
p11	15	109.83	622.9	613.4	598.4	9.5	1.59%	2.42%	0.06	-10.77
p12	15	104.95	701.5	690.5	675.5	11	1.63%	2.48%	0.06	-10.29
p13	15.1	103.02	646.6	636.5	621.4	10.1	1.63%	2.48%	0.06	-10.10
p14	15.3	98.57	566.5	558	542.7	8.5	1.57%	2.39%	0.06	-9.67
p15	15.2	90.98	663.4	653.1	637.9	10.3	1.61%	2.46%	0.06	-8.92
104	124.6	85.98	774.2	764.7	640.1	9.5	1.48%	2.26%	0.06	-8.43
109	134.2	80.80	836.7	825.4	691.2	11.3	1.63%	2.49%	0.06	-7.92
107	123.6	75.18	908.6	896	772.4	12.6	1.63%	2.49%	0.06	-7.37
113	126.6	69.90	717.4	707.9	581.3	9.5	1.63%	2.49%	0.06	-6.85
118	133	65.48	686.5	677.8	544.8	8.7	1.60%	2.44%	0.06	-6.42
120	131.8	61.01	758.2	748.3	616.5	9.9	1.61%	2.45%	0.06	-5.98
105	122.7	56.49	671.8	663.2	540.5	8.6	1.59%	2.43%	0.06	-5.54
125	127.4	51.66	827.6	816.2	688.8	11.4	1.66%	2.53%	0.07	-5.07
123	129.6	46.38	826.1	812.5	682.9	13.6	1.99%	3.04%	0.08	-4.55
102	125.9	40.87	906.1	882.3	756.4	23.8	3.15%	4.80%	0.12	-4.01
110	126.8	37.11	678.3	655.3	528.5	23	4.35%	6.64%	0.17	-3.64
A1	10.3	33.64	377.8	355.2	344.9	22.6	6.55%	10.00%	0.26	-3.30
A2	11.1	29.73	378.7	350.9	339.8	27.8	8.18%	12.48%	0.32	-2.92
A3	10	26.98	446	398.8	388.8	47.2	12.14%	18.52%	0.48	-2.65
A4	11.2	24.97	168.9	149.7	138.5	19.2	13.86%	21.15%	0.55	-2.45
A5	10.3	23.67	249.5	210	199.7	39.5	19.78%	30.18%	0.78	-2.32
A6	10.3	22.08	250.9	207.4	197.1	43.5	22.07%	33.67%	0.87	-2.17
A8	10.2	17.84	393.1	319	308.8	74.1	24.00%	36.61%	0.95	-1.75
A9	10.4	15.81	302.4	245.2	234.8	57.2	24.36%	37.17%	0.96	-1.55
A10	10.4	13.46	455.5	367.3	356.9	88.2	24.71%	37.71%	0.98	-1.32
A11	8.6	10.86	377.1	303.4	294.8	73.7	25.00%	38.14%	0.99	-1.07
A12	9.9	8.45	418.4	335.9	326	82.5	25.31%	38.61%	1.00	-0.83
A14	9.9	2.97	373.9	300.4	290.5	73.5	25.30%	38.60%	1.00	-0.29
A15	8.6	0.66	371.6	296.8	288.2	74.8	25.95%	39.60%	1.03	-0.06
bol 24	166.4	-5.25	1825.7	1491.5	1325.1	334.2	25.22%	38.48%	1.00	0.51

Annexe 3

Tableau A.3. 1 : Données de compactage de la colonne plate.

Compactage de la colonne plate, 9 mai 2002				
Paramètres du montage				
largeur ± 0.01 cm	11.37	$\rho_s \pm 0.02$ g/cm ³	2.485	
épaisseur ± 0.01 cm	1.19	v_s (cm ³)	964.91	
longueur ± 0.1 cm	119.8	v_v (cm ³)	618.81	
aire de la section (cm ²)	13.53	$n \pm 0.81$	39.07	
volume de la colonne ± 0.01 cm ³	1620.93	e	0.641	
longueur remplie de sol ± 0.2 cm	117.05			
volume de sol (cm ³)	1583.72			
Poids	Distance au sommet (cm)		Moyenne	ρ_d (g/cm ³)
	119.8	119.8	119.8	
100.0	114.8	115	114.9	1.51
100.0	110	110.4	110.2	1.57
100.2	105.3	105.1	105.2	1.48
101.1	100.3	100.1	100.2	1.49
100.4	95.4	95.3	95.35	1.53
100.3	90.5	90.4	90.45	1.51
100.3	85.6	85.6	85.6	1.53
100.1	80.4	80.6	80.5	1.45
100.5	75.7	75.6	75.65	1.53
100.5	70	71.1	70.55	1.46
100.0	66.1	66.1	66.1	1.66
100.0	61.4	61.5	61.45	1.59
100.0	56.4	56.6	56.5	1.49
100.4	51.7	51.6	51.65	1.53
100.1	46.9	46.8	46.85	1.54
100.0	42	41.9	41.95	1.51
100.1	37.4	37	37.2	1.56
100.8	32.4	32.3	32.35	1.54
100.0	27.6	27.4	27.5	1.52
100.2	22.6	22.4	22.5	1.48
100.0	17.8	17.5	17.65	1.52
100.2	12.8	12.6	12.7	1.50
100.7	8	7.9	7.95	1.57
100.5	2.8	2.7	2.75	1.43
2406.4				1.52
somme				moyenne
appareil vide ± 1 g	8459.8			
appareil + sol ± 1 g	10857.6			
sol sec (g)	2397.8			
masse volumique (g/cm ³)	1.51			
Il est à noter que la différence entre les deux mesures de masse de sol sec s'explique par une perte de sol au moment de l'introduction dans le montage. Les valeurs utilisées pour le calcul de la porosité sont celles de la seconde méthode puisqu'il y a moins d'erreur sur les mesures.				

Annexe 4

Tableau A.4.2: Suite

Essai d'infiltration 2, Q = 2.21e-8 m ³ /s									
5					6				
t (s)	z(m)= lect (cm)	h cor (m)	pression (m)		t (s)	z(m)= lect (cm)	h cor (m)	pression (m)	
0.1	127.8	1.153	0.623	0.1	128.05	1.1555	0.63	0.5255	0.1
16	124	1.115	0.595	16	126	1.135	1.065	0.435	20
68	110	0.975	0.445	72	119	1.065	0.975	0.345	76
130.8	97.0	0.845	0.315	135.0	110.0	0.975	0.845	0.215	139.2
188.4	87.0	0.745	0.215	192.0	102.0	0.895	0.745	0.115	195.6
250.8	79.5	0.67	0.14	255.0	95.6	0.831	0.67	0.038	259.2
308.4	75.0	0.625	0.095	312.0	91.2	0.787	0.625	-0.01	315.6
368.4	71.2	0.587	0.057	372.0	86.9	0.744	0.587	-0.054	375.6
438.0	67.7	0.552	0.022	442.5	82.8	0.703	0.552	-0.098	447.0
494.4	65.6	0.531	0.001	498.0	80.2	0.677	0.531	-0.122	501.6
554.4	63.8	0.513	-0.017	558.0	77.7	0.652	0.513	-0.144	561.6
619.2	62.0	0.495	-0.035	624.0	75.3	0.628	0.495	-0.168	628.8
686.4	60.3	0.478	-0.052	690.0	72.7	0.602	0.478	-0.19	693.6
744.0	59.0	0.465	-0.065	747.0	71.0	0.585	0.465	-0.206	750.0
822.0	57.2	0.447	-0.083	826.5	68.5	0.56	0.447	-0.223	831.0
897.6	55.6	0.431	-0.099	901.5	66.5	0.54	0.431	-0.248	905.4
985.8	53.8	0.413	-0.117	990.0	64.1	0.516	0.413	-0.272	994.2
1064.9	52.4	0.399	-0.131	1068.6	62.3	0.498	0.399	-0.288	1072.3
1154.4	50.9	0.384	-0.146	1158.0	60.3	0.478	0.384	-0.303	1161.6
1247.3	49.5	0.37	-0.16	1251.6	58.3	0.458	0.37	-0.319	1255.9
1338.0	48.2	0.357	-0.173	1342.3	56.6	0.441	0.357	-0.332	1347.0
1456.1	46.7	0.342	-0.188	1460.1	54.6	0.421	0.342	-0.346	1464.1
1574.4	45.2	0.327	-0.203	1578.0	52.7	0.402	0.327	-0.358	1581.6
1696.8	43.8	0.313	-0.217	1701.0	50.8	0.383	0.313	-0.367	1705.2
1816.8	42.6	0.301	-0.229	1821.0	49.2	0.367	0.301	-0.373	1825.2
1956.0	41.2	0.287	-0.243	1965.0	47.7	0.352	0.287	-0.379	1974.0
2114.4	40.3	0.278	-0.252	2118.0	46.0	0.335	0.278	-0.382	2121.6
2311.2	39.1	0.266	-0.264	2319.0	44.3	0.318	0.266	-0.384	2326.8
2474.4	38.3	0.258	-0.272	2478.0	43.1	0.306	0.258	-0.385	2481.6
2654.4	37.6	0.251	-0.279	2658.0	42.0	0.295	0.251	-0.385	2661.6
2834.4	37.0	0.245	-0.285	2838.0	41.1	0.286	0.245	-0.385	2841.6
3014.4	36.6	0.241	-0.289	3018.0	40.3	0.278	0.241	-0.385	3021.6
3316.8	35.1	0.236	-0.294	3321.0	39.3	0.268	0.236	-0.385	3325.2
3612.5	35.7	0.232	-0.298	3615.6	38.7	0.262	0.232	-0.384	3621.8
4032.0	35.50	0.23	-0.3	4035.0	38.00	0.255	0.23	-0.383	4038.0
4514.4	35.3	0.228	-0.302	4518.0	37.7	0.252	0.228	-0.381	4521.6
5114.4	35.3	0.228	-0.302	5118.0	37.5	0.25	0.228	-0.379	5121.6
5719.8	35.2	0.227	-0.303	5722.5	37.5	0.25	0.227	-0.378	5727.9
6854.4	35.20	0.226	-0.303	6858.0	37.50	0.25	0.226	-0.372	6865.2
7831.2	35.10	0.227	-0.304	7839.0	37.70	0.252	0.227	-0.37	7846.8
10026.0	35.1	0.226	-0.304	10035.0	38.4	0.259	0.226	-0.363	10044.0
12943.2	34.9	0.224	-0.306	12954.0	38.9	0.264	0.224	-0.3615	12964.8
16432.8	34.8	0.223	-0.307	16443.0	39.2	0.267	0.223	-0.36	16453.2
20560.8	34.7	0.222	-0.308	20571.0	39.3	0.268	0.222	-0.36	20581.2
			-0.30					-0.37	
			moyennes					moyennes	
			0.26					0.35	
			-0.35					-0.38	
			moyennes					moyennes	
			0.83					0.48	
			h cor (m)					0.478	
			z(m)= lect (cm)					60.4	
			t (s)					60.3	
			pression (m)					60.1	
			0.1					60.1	
			128.2					60.1	
			127					60.1	
			127					60.1	
			122					60.1	
			122					60.1	
			114.0					60.1	
			106.0					60.1	
			99.2					60.1	
			94.6					60.1	
			88.21					60.1	
			82.1					60.1	
			77.8					60.1	
			73.3					60.1	
			69.5					60.1	
			65.7					60.1	
			61.3					60.1	
			57.1					60.1	
			53.5					60.1	
			49.8					60.1	
			46.2					60.1	
			42.6					60.1	
			39.1					60.1	
			35.7					60.1	
			32.3					60.1	
			28.9					60.1	
			25.5					60.1	
			22.1					60.1	
			18.7					60.1	
			15.3					60.1	
			11.9					60.1	
			8.5					60.1	
			5.1					60.1	
			1.7					60.1	
			-1.7					60.1	
			-5.1					60.1	
			-8.5					60.1	
			-11.9					60.1	
			-15.3					60.1	
			-18.7					60.1	
			-22.1					60.1	
			-25.5					60.1	
			-28.9					60.1	
			-32.3					60.1	
			-35.7					60.1	
			-39.1					60.1	
			-42.6					60.1	
			-46.2					60.1	
			-49.8					60.1	
			-53.5					60.1	
			-57.1					60.1	
			-61.3					60.1	
			-65.7					60.1	
			-69.5					60.1	
			-73.3					60.1	
			-77.8					60.1	
			-82.1					60.1	
			-86.2					60.1	
			-90.3					60.1	
			-94.6					60.1	
			-99.2					60.1	
			-106.0					60.1	
			-114.0					60.1	
			-122					60.1	
			-127					60.1	
			-128.2					60.1	
			-132.7					60.1	
			-137.2					60.1	
			-141.7					60.1	
			-146.2					60.1	
			-150.7					60.1	
			-155.2					60.1	
			-159.7					60.1	
			-164.2					60.1	
			-168.7					60.1	
			-173.2					60.1	
			-177.7					60.1	
			-182.2					60.1	
			-186.7					60.1	
			-191.2					60.1	
			-195.7					60.1	
			-200.2					60.1	
			-204.7					60.1	
			-209.2					60.1	
			-213.7					60.1	
			-218.2					60.1	
			-222.7					60.1	
			-227.2					60.1	
			-231.7					60.1	
			-236.2					60.1	
			-240.7					60.1	
			-245.2					60.1	
			-249.7					60.1	
			-254.2					60.1	
			-258.7					60.1	
			-263.2					60.1	
			-267.7					60.1	
			-272.2					60.1	
			-276.7					60.1	
			-281.2					60.1	
			-285.7					60.1	
			-290.2					60.1	
			-294.7					60.1	
			-299.2					60.1	
			-303.7					60.1	
			-308.2					60.1	
			-312.7					60.1	
			-317.2					60.1	
			-321.7					60.1	
			-326.2					60.1	
			-330.7					60.1	
			-335.2					60.1	
			-339.7					60.1	
			-344.2					60.1	
			-348.7					60.1	
			-353.2					60.1	
			-357.7					60.1	
			-362.2					60.1	
			-366.7					60.1	
			-371.2					60.1	

Tableau A.4.2: Suite

Essai d'infiltration 2, Q= 2.21e-8 m³/s										
9					10					
t (s)	z(m)= lect (cm)	h corr (m)	pression (m)	t (s)	z(m)= lect (cm)	h corr (m)	pression (m)	t (s)	z(m)= lect (cm)	h corr (m)
0.1	127.7	1.152	0.222	0.1	127.4	1.149	0.119			
25	125	1.125	0.195	28	127	1.143	0.113			
83	119	1.061	0.131	86	124	1.113	0.083			
147.6	108.0	0.955	0.025	151.8	116.0	1.035	0.005			
202.8	99.0	0.865	-0.065	206.4	108.0	0.955	-0.075			
267.6	92.0	0.795	-0.135	271.8	102.0	0.895	-0.135			
322.8	87.8	0.753	-0.177	326.4	97.8	0.853	-0.177			
382.8	84.4	0.719	-0.211	386.4	94.5	0.82	-0.21			
456.0	80.9	0.684	-0.246	460.5	91.2	0.787	-0.243			
508.8	79.0	0.665	-0.265	512.4	89.4	0.769	-0.261			
568.8	77.3	0.648	-0.282	572.4	87.8	0.753	-0.277			
638.4	75.6	0.631	-0.299	643.2	86.0	0.735	-0.295			
700.8	74.3	0.618	-0.312	704.4	85.0	0.725	-0.305			
766.0	73.4	0.609	-0.321	759.0	83.9	0.714	-0.316			
840.0	72.4	0.599	-0.331	844.5	82.9	0.704	-0.326			
913.2	71.7	0.592	-0.338	917.1	82.4	0.699	-0.331			
1002.6	71.1	0.586	-0.344	1006.8	81.8	0.693	-0.337			
1079.8	70.8	0.583	-0.347	1083.5	81.4	0.689	-0.341			
1168.8	70.5	0.58	-0.35	1172.4	81.1	0.686	-0.344			
1264.8	70.3	0.578	-0.352	1268.9	80.7	0.682	-0.348			
1356.0	70.3	0.578	-0.352	1360.5	80.5	0.68	-0.35			
1472.2	70.2	0.577	-0.353	1476.2	80.3	0.678	-0.352			
1588.8	70.1	0.576	-0.354	1592.4	80.1	0.676	-0.354			
1713.6	70.1	0.576	-0.354	1717.8	80.0	0.675	-0.355			
1833.6	70.1	0.576	-0.354	1837.8	79.9	0.674	-0.356			
1992.0	70.1	0.576	-0.354	2001.0	79.9	0.674	-0.356			
2128.8	70.1	0.576	-0.354	2132.4	79.9	0.674	-0.356			
2342.4	70.1	0.576	-0.354	2350.2	79.9	0.674	-0.356			
2488.8	70.2	0.577	-0.353	2492.4	79.9	0.674	-0.356			
2668.8	70.2	0.577	-0.353	2672.4	79.8	0.673	-0.357			
2848.8	70.2	0.577	-0.353	2852.4	79.8	0.673	-0.357			
3028.8	70.2	0.577	-0.353	3032.4	79.9	0.674	-0.356			
3333.6	70.2	0.577	-0.353	3337.8	79.9	0.674	-0.356			
3625.0	70.2	0.577	-0.353	3628.1	79.9	0.674	-0.356			
4044.0	70.2	0.577	-0.353	4047.0	79.90	0.674	-0.356			
4528.8	70.2	0.577	-0.353	4532.4	79.9	0.674	-0.356			
5128.8	70.2	0.577	-0.353	5132.4	79.9	0.674	-0.356			
5730.6	70.2	0.577	-0.353	5733.3	79.9	0.674	-0.356			
6868.8	70.5	0.58	-0.35	6872.4	80.30	0.678	-0.352			
7862.4	70.5	0.58	-0.35	7870.2	80.30	0.678	-0.352			
10062.0	70.5	0.58	-0.35	10071.0	80.3	0.678	-0.352			
12886.4	70.5	0.58	-0.35	12997.2	80.1	0.676	-0.354			
16473.6	70.4	0.579	-0.351	16483.8	80.1	0.676	-0.354			
20601.6	70.2	0.577	-0.353	20611.8	80.0	0.6745	-0.3555			
		0.58	-0.35			0.675	-0.355			
		moyennes				moyennes				

Tableau A.4. 3 : Données de l'essai d'infiltration avec un débit de $4.6 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$

Essai d'infiltration 3, Q= 4.6e-9 m ³ /s																
1				2				3				4				
t (s)	z (m)= lect (cm)	h corr (m)	pression (m)	t (s)	z(m)= lect (cm)	h corr (m)	pression (m)	t (s)	z(m)= lect (cm)	h corr (m)	pression (m)	t (s)	z(m)= lect (cm)	h corr (m)	pression (m)	
0.1	128.6	1.16	1.03	0.1	129	1.17	0.935	0.1	128.75	1.16	0.9325	0.1	129.1	1.17	0.736	
8.4	117	1.05	0.92	11	121	1.09	0.855	13	116	1.04	0.705	15	120	1.08	0.645	
48	77	0.65	0.52	50	96	0.84	0.605	52	89	0.77	0.435	55	99	0.87	0.435	
90	62.4	0.50	0.37	93.1	80.2	0.68	0.447	96.2	75.5	0.63	0.3	99.4	86.1	0.74	0.306	
144	54.5	0.42	0.29	148.1	68.3	0.56	0.328	152.3	67.4	0.55	0.219	156.4	76.5	0.64	0.21	
204	48.4	0.36	0.23	208.2	59.0	0.47	0.235	212.4	59.3	0.47	0.138	216.6	67.2	0.55	0.117	
282	45.1	0.33	0.20	285.3	52.8	0.40	0.173	288.6	54.4	0.42	0.089	291.9	60.7	0.48	0.052	
342	43.6	0.31	0.18	346.0	49.8	0.37	0.143	350.0	52.2	0.40	0.067	354.1	57.5	0.45	0.02	
402	42.8	0.30	0.17	405.9	48.0	0.36	0.125	409.8	50.7	0.38	0.052	413.7	55.5	0.43	0	
468	42.2	0.30	0.17	472.0	46.7	0.34	0.112	476.0	49.7	0.37	0.042	480.1	53.8	0.41	-0.017	
528	41.6	0.29	0.16	531.9	45.8	0.33	0.103	535.8	48.8	0.36	0.033	539.7	52.6	0.40	-0.029	
588	41.2	0.29	0.16	591.6	45.1	0.33	0.096	595.2	48.1	0.36	0.026	598.8	51.7	0.39	-0.038	
660	40.8	0.28	0.15	663.4	44.4	0.32	0.089	666.8	47.3	0.35	0.018	670.3	50.7	0.38	-0.048	
756	40.2	0.28	0.15	758.6	43.5	0.31	0.08	761.3	46.3	0.34	0.008	763.9	49.5	0.37	-0.06	
840	39.6	0.27	0.14	843.6	42.7	0.30	0.072	847.2	45.3	0.33	-0.002	850.8	48.2	0.36	-0.073	
930	39.0	0.27	0.14	933.6	41.8	0.29	0.063	937.2	44.1	0.32	-0.014	940.8	46.9	0.34	-0.086	
1044	38.3	0.26	0.13	1047.9	40.9	0.28	0.054	1051.8	43.0	0.31	-0.025	1055.7	45.4	0.33	-0.101	
1140	37.7	0.25	0.12	1143.9	40.1	0.28	0.046	1147.8	41.9	0.29	-0.036	1151.7	44.2	0.32	-0.113	
1260	37.0	0.25	0.12	1264.0	39.1	0.27	0.036	1268.0	40.6	0.28	-0.049	1272.1	42.5	0.30	-0.13	
1404	36.2	0.24	0.11	1407.3	38.0	0.26	0.025	1410.6	39.3	0.27	-0.062	1413.9	40.9	0.28	-0.146	
1566	35.4	0.23	0.10	1569.0	37.0	0.25	0.015	1572.0	38.1	0.26	-0.074	1575.0	39.6	0.27	-0.159	
1722	34.9	0.22	0.09	1725.9	36.2	0.24	0.007	1729.8	37.2	0.25	-0.083	1733.7	38.3	0.26	-0.172	
1956	34.3	0.22	0.09	1959.3	35.4	0.23	-0.001	1962.6	36.1	0.24	-0.094	1965.9	37.0	0.25	-0.185	
2166	33.9	0.21	0.08	2169.9	34.8	0.22	-0.007	2173.8	35.4	0.23	-0.101	2177.7	36.2	0.24	-0.193	
2418	33.6	0.21	0.08	2421.2	34.3	0.22	-0.012	2424.5	34.8	0.22	-0.107	2427.7	35.4	0.23	-0.201	
2700	33.3	0.21	0.08	2703.6	33.8	0.21	-0.017	2707.2	34.3	0.22	-0.112	2710.8	34.8	0.22	-0.207	
3042	33.0	0.21	0.08	3045.1	33.4	0.21	-0.021	3048.2	33.8	0.21	-0.117	3051.4	34.2	0.22	-0.213	
3420	32.8	0.20	0.07	3423.6	33.1	0.21	-0.024	3427.2	33.4	0.21	-0.121	3430.8	33.6	0.21	-0.219	
3957	32.5	0.20	0.07	3960.9	32.8	0.20	-0.027	3964.8	33.0	0.21	-0.125	3968.7	33.2	0.21	-0.223	
4560	32.4	0.20	0.07	4564.2	32.7	0.20	-0.028	4568.4	32.9	0.20	-0.126	4572.6	33.0	0.21	-0.225	
5244	32.4	0.20	0.07	5247.6	32.6	0.20	-0.029	5251.2	32.7	0.20	-0.128	5254.8	32.9	0.20	-0.226	
6282	32.3	0.20	0.07	6286.2	32.5	0.20	-0.03	6290.4	32.7	0.20	-0.128	6294.6	32.7	0.20	-0.228	
9630	32.3	0.20	0.07	9637.8	32.5	0.20	-0.03	9645.6	32.6	0.20	-0.129	9653.4	32.6	0.20	-0.229	
11760	32.3	0.20	0.07	11769.6	32.4	0.20	-0.031	11779.2	32.5	0.20	-0.13	11788.8	32.6	0.20	-0.229	
15030	32.3	0.20	0.07	15040.2	32.4	0.20	-0.0315	15050.4	32.5	0.20	-0.13	15060.6	32.5	0.20	-0.23	
18072	32.3	0.20	0.07	18084.0	32.4	0.20	-0.0315	18096.0	32.5	0.20	-0.1305	18108.0	32.5	0.20	-0.23	
20640	32.4	0.20	0.07	20649.0	32.4	0.20	-0.0315	20658.0	32.5	0.20	-0.1305	20667.0	32.5	0.20	-0.23	
			moyennes				moyennes				moyennes				moyennes	
			0.20				0.20				0.20				0.20	

Tableau A.4.4: Suite

Essai d'infiltration 4, Q = 7.38e-10 m³/s									
5					6				
1 (s)	z (m)	h corr (m)	Q (m³/s)	pression (Pa)	1 (s)	z (m)	h corr (m)	Q (m³/s)	pression (Pa)
0.1	129.80	1.183	0.595	0.653	0.1	129.85	1.1835	0.595	0.6535
14	124.00	1.125	0.595	0.415	16	117.00	1.045	0.425	0.245
53	105.00	0.845	0.335	0.155	89	117.00	1.045	0.325	0.155
141.0	98.00	0.865	0.335	0.155	147.0	110.00	0.985	0.165	0.155
198.8	87.00	0.755	0.225	0.085	203.8	101.00	0.895	0.165	0.155
256.6	77.00	0.645	0.155	0.055	260.6	92.00	0.815	0.081	0.081
314.4	67.00	0.535	0.085	0.025	317.2	83.00	0.735	0.042	0.037
372.2	57.00	0.425	0.055	0.015	379.0	74.00	0.645	0.042	0.037
430.0	47.00	0.315	0.025	0.005	436.8	65.00	0.555	0.042	0.037
487.8	37.00	0.205	0.015	0.002	494.6	56.00	0.465	0.042	0.037
545.6	27.00	0.095	0.005	0.001	552.4	47.00	0.375	0.042	0.037
603.4	17.00	0.005	0.001	0.000	610.2	38.00	0.285	0.042	0.037
661.2	7.00	0.000	0.000	0.000	668.0	29.00	0.195	0.042	0.037
719.0	0.00	0.000	0.000	0.000	725.8	20.00	0.105	0.042	0.037
776.8	0.00	0.000	0.000	0.000	783.6	11.00	0.015	0.042	0.037
834.6	0.00	0.000	0.000	0.000	842.4	2.00	0.000	0.042	0.037
892.4	0.00	0.000	0.000	0.000	900.2	0.00	0.000	0.042	0.037
950.2	0.00	0.000	0.000	0.000	1008.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1008.0	0.00	0.000	0.000	0.000	1116.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1065.8	0.00	0.000	0.000	0.000	1224.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1123.6	0.00	0.000	0.000	0.000	1332.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1181.4	0.00	0.000	0.000	0.000	1440.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1239.2	0.00	0.000	0.000	0.000	1548.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1297.0	0.00	0.000	0.000	0.000	1656.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1354.8	0.00	0.000	0.000	0.000	1764.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1412.6	0.00	0.000	0.000	0.000	1872.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1470.4	0.00	0.000	0.000	0.000	1980.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1528.2	0.00	0.000	0.000	0.000	2088.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1586.0	0.00	0.000	0.000	0.000	2196.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1643.8	0.00	0.000	0.000	0.000	2304.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1701.6	0.00	0.000	0.000	0.000	2412.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1759.4	0.00	0.000	0.000	0.000	2520.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1817.2	0.00	0.000	0.000	0.000	2628.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1875.0	0.00	0.000	0.000	0.000	2736.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1932.8	0.00	0.000	0.000	0.000	2844.0	0.00	0.000	0.042	0.037
1990.6	0.00	0.000	0.000	0.000	2952.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2048.4	0.00	0.000	0.000	0.000	3060.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2106.2	0.00	0.000	0.000	0.000	3168.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2164.0	0.00	0.000	0.000	0.000	3276.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2221.8	0.00	0.000	0.000	0.000	3384.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2279.6	0.00	0.000	0.000	0.000	3492.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2337.4	0.00	0.000	0.000	0.000	3600.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2395.2	0.00	0.000	0.000	0.000	3708.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2453.0	0.00	0.000	0.000	0.000	3816.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2510.8	0.00	0.000	0.000	0.000	3924.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2568.6	0.00	0.000	0.000	0.000	4032.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2626.4	0.00	0.000	0.000	0.000	4140.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2684.2	0.00	0.000	0.000	0.000	4248.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2742.0	0.00	0.000	0.000	0.000	4356.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2800.0	0.00	0.000	0.000	0.000	4464.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2857.8	0.00	0.000	0.000	0.000	4572.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2915.6	0.00	0.000	0.000	0.000	4680.0	0.00	0.000	0.042	0.037
2973.4	0.00	0.000	0.000	0.000	4788.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3031.2	0.00	0.000	0.000	0.000	4896.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3089.0	0.00	0.000	0.000	0.000	5004.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3146.8	0.00	0.000	0.000	0.000	5112.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3204.6	0.00	0.000	0.000	0.000	5220.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3262.4	0.00	0.000	0.000	0.000	5328.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3320.2	0.00	0.000	0.000	0.000	5436.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3378.0	0.00	0.000	0.000	0.000	5544.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3435.8	0.00	0.000	0.000	0.000	5652.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3493.6	0.00	0.000	0.000	0.000	5760.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3551.4	0.00	0.000	0.000	0.000	5868.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3609.2	0.00	0.000	0.000	0.000	5976.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3667.0	0.00	0.000	0.000	0.000	6084.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3724.8	0.00	0.000	0.000	0.000	6192.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3782.6	0.00	0.000	0.000	0.000	6300.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3840.4	0.00	0.000	0.000	0.000	6408.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3898.2	0.00	0.000	0.000	0.000	6516.0	0.00	0.000	0.042	0.037
3956.0	0.00	0.000	0.000	0.000	6624.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4013.8	0.00	0.000	0.000	0.000	6732.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4071.6	0.00	0.000	0.000	0.000	6840.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4129.4	0.00	0.000	0.000	0.000	6948.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4187.2	0.00	0.000	0.000	0.000	7056.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4245.0	0.00	0.000	0.000	0.000	7164.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4302.8	0.00	0.000	0.000	0.000	7272.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4360.6	0.00	0.000	0.000	0.000	7380.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4418.4	0.00	0.000	0.000	0.000	7488.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4476.2	0.00	0.000	0.000	0.000	7596.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4534.0	0.00	0.000	0.000	0.000	7704.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4591.8	0.00	0.000	0.000	0.000	7812.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4649.6	0.00	0.000	0.000	0.000	7920.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4707.4	0.00	0.000	0.000	0.000	8028.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4765.2	0.00	0.000	0.000	0.000	8136.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4823.0	0.00	0.000	0.000	0.000	8244.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4880.8	0.00	0.000	0.000	0.000	8352.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4938.6	0.00	0.000	0.000	0.000	8460.0	0.00	0.000	0.042	0.037
4996.4	0.00	0.000	0.000	0.000	8568.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5054.2	0.00	0.000	0.000	0.000	8676.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5112.0	0.00	0.000	0.000	0.000	8784.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5169.8	0.00	0.000	0.000	0.000	8892.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5227.6	0.00	0.000	0.000	0.000	9000.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5285.4	0.00	0.000	0.000	0.000	9108.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5343.2	0.00	0.000	0.000	0.000	9216.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5401.0	0.00	0.000	0.000	0.000	9324.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5458.8	0.00	0.000	0.000	0.000	9432.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5516.6	0.00	0.000	0.000	0.000	9540.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5574.4	0.00	0.000	0.000	0.000	9648.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5632.2	0.00	0.000	0.000	0.000	9756.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5690.0	0.00	0.000	0.000	0.000	9864.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5747.8	0.00	0.000	0.000	0.000	9972.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5805.6	0.00	0.000	0.000	0.000	10080.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5863.4	0.00	0.000	0.000	0.000	10188.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5921.2	0.00	0.000	0.000	0.000	10296.0	0.00	0.000	0.042	0.037
5979.0	0.00	0.000	0.000	0.000	10404.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6036.8	0.00	0.000	0.000	0.000	10512.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6094.6	0.00	0.000	0.000	0.000	10620.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6152.4	0.00	0.000	0.000	0.000	10728.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6210.2	0.00	0.000	0.000	0.000	10836.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6268.0	0.00	0.000	0.000	0.000	10944.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6325.8	0.00	0.000	0.000	0.000	11052.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6383.6	0.00	0.000	0.000	0.000	11160.0	0.00	0.000	0.042	0.037
6441.4	0.00	0.000	0.000	0.000	11268.0	0.00	0.000	0.042	0.037</

Tableau A.4.4: Suite

Essai d'infiltration 4. Q= 7.38e-10 m³/s										
t (s)	z(t) mél (cm)	9			10			11		
		z(t) mél (cm)	h cm	pression (m)	z(t) mél (cm)	h cm	pression (m)	z(t) mél (cm)	h cm	pression (m)
0.1	129.9	0.1	1.84	0.254	0.1	1.84	0.254	0.1	1.84	0.254
21	127	1.27	1.155	0.225	23	129	1.175	1.175	1.175	0.145
65	121	1.095	0.165	0.085	97	126	1.145	1.145	1.145	0.115
153.0	113.0	1.015	0.085	0.085	156.0	120.0	1.085	1.085	1.085	0.055
219.8	94.0	0.818	-0.104	-0.104	219.8	114.0	1.015	1.015	1.015	0.055
335.5	88.0	0.765	-0.165	-0.165	340.0	92.1	0.866	-0.174	0.866	-0.174
403.0	83.3	0.718	-0.212	-0.212	405.1	92.2	0.907	-0.223	0.907	-0.223
484.2	80.0	0.685	-0.245	-0.245	486.2	88.6	0.771	-0.259	0.771	-0.259
522.2	77.3	0.658	-0.272	-0.272	526.0	86.0	0.745	-0.285	0.745	-0.285
590.8	74.9	0.634	-0.296	-0.296	594.4	84.0	0.725	-0.305	0.725	-0.305
726.3	72.8	0.613	-0.317	-0.317	727.4	81.8	0.703	-0.327	0.703	-0.327
833.4	69.4	0.578	-0.351	-0.351	836.2	79.4	0.669	-0.361	0.669	-0.361
930.7	68.3	0.568	-0.362	-0.362	934.6	77.2	0.657	-0.373	0.657	-0.373
1017.0	67.7	0.562	-0.368	-0.368	1021.5	76.3	0.648	-0.382	0.648	-0.382
1109.8	67.3	0.5575	-0.3725	-0.3725	1113.5	75.6	0.641	-0.389	0.641	-0.389
1234.8	66.7	0.552	-0.378	-0.378	1238.4	74.7	0.632	-0.398	0.632	-0.398
1347.4	66.3	0.548	-0.382	-0.382	1350.8	74.2	0.627	-0.403	0.627	-0.403
1460.8	65.8	0.544	-0.386	-0.386	1463.8	73.1	0.618	-0.414	0.618	-0.414
1602.7	65.7	0.542	-0.388	-0.388	1606.0	73.1	0.616	-0.414	0.616	-0.414
1713.6	65.5	0.54	-0.39	-0.39	1717.8	72.7	0.612	-0.418	0.612	-0.418
1834.6	65.2	0.537	-0.393	-0.393	1838.9	72.4	0.609	-0.421	0.609	-0.421
1952.2	65.0	0.535	-0.395	-0.395	1956.2	72.0	0.605	-0.425	0.605	-0.425
2196.5	64.8	0.533	-0.397	-0.397	2141.0	71.6	0.601	-0.429	0.601	-0.429
2317.2	64.4	0.529	-0.401	-0.401	2321.1	71.2	0.597	-0.433	0.597	-0.433
2440.8	64.0	0.525	-0.405	-0.405	2424.0	70.7	0.595	-0.438	0.595	-0.438
2525.0	63.6	0.523	-0.407	-0.407	2527.9	70.4	0.593	-0.441	0.593	-0.441
2674.3	63.4	0.519	-0.411	-0.411	2677.6	70.1	0.586	-0.444	0.586	-0.444
3204.0	63.2	0.517	-0.413	-0.413	3207.0	70.1	0.586	-0.444	0.586	-0.444
3508.8	62.8	0.513	-0.417	-0.417	3512.4	69.9	0.584	-0.446	0.584	-0.446
3809.8	62.5	0.51	-0.42	-0.42	3813.5	69.6	0.581	-0.448	0.581	-0.448
4120.8	62.2	0.507	-0.423	-0.423	4125.9	69.4	0.579	-0.451	0.579	-0.451
4429.3	61.7	0.502	-0.428	-0.428	4436.8	69.2	0.577	-0.453	0.577	-0.453
4737.3	61.5	0.501	-0.43	-0.43	4746.1	69.1	0.575	-0.455	0.575	-0.455
5141.6	61.2	0.497	-0.433	-0.433	5144.0	68.8	0.573	-0.457	0.573	-0.457
5617.0	60.9	0.494	-0.436	-0.436	5621.6	68.6	0.571	-0.459	0.571	-0.459
6032.16	60.6	0.491	-0.44	-0.44	6036.18	68.4	0.569	-0.46	0.569	-0.46
6597.1	60.2	0.487	-0.44	-0.44	6604.3	68.20	0.567	-0.46	0.567	-0.46
7392.0	60.0	0.485	-0.45	-0.45	7401.0	68.00	0.565	-0.47	0.565	-0.47
8405.8	59.5	0.48	-0.45	-0.45	8414.0	67.8	0.563	-0.47	0.563	-0.47
9420.7	59.1	0.478	-0.457	-0.457	9429.0	67.6	0.562	-0.47	0.562	-0.47
10502.4	58.8	0.475	-0.457	-0.457	10510.2	67.6	0.56	-0.47	0.56	-0.47
12847.2	58.3	0.468	-0.462	-0.462	12855.6	67.5	0.56	-0.47	0.56	-0.47
15812.0	57.90	0.464	-0.47	-0.47	15921.0	67.50	0.56	-0.47	0.56	-0.47
18666.2	57.8	0.4625	-0.4675	-0.4675	18674.5	67.5	0.56	-0.47	0.56	-0.47
20895.7	57.8	0.4655	-0.4675	-0.4675	20909.6	67.6	0.561	-0.469	0.561	-0.469
24500.6	58.0	0.465	-0.465	-0.465	24510.7	67.8	0.563	-0.467	0.563	-0.467
28444.6	58.6	0.464	-0.464	-0.464	28444.6	68.5	0.57	-0.46	0.57	-0.46
32613.0	59.7	0.463	-0.463	-0.463	32613.0	68.5	0.57	-0.46	0.57	-0.46
37031.0	59.9	0.464	-0.466	-0.466	37031.0	70.0	0.585	-0.445	0.585	-0.445
41818.4	59.9	0.484	-0.446	-0.446	41823.2	70.0	0.585	-0.445	0.585	-0.445
46256.0	59.9	0.484	-0.446	-0.446	46258.0	70.1	0.586	-0.444	0.586	-0.444
51212.0	59.9	0.484	-0.446	-0.446	51221.0	70.2	0.587	-0.443	0.587	-0.443
56248.0	59.9	0.484	-0.446	-0.446	56254.0	70.2	0.587	-0.443	0.587	-0.443
61592.0	59.9	0.484	-0.446	-0.446	61599.0	70.2	0.587	-0.443	0.587	-0.443
67103.0	60.3	0.488	-0.442	-0.442	67114.0	70.2	0.589	-0.441	0.589	-0.441
72808.0	60.4	0.488	-0.442	-0.442	72814.0	70.2	0.589	-0.441	0.589	-0.441
78768.0	60.4	0.489	-0.441	-0.441	78774.0	70.5	0.595	-0.435	0.595	-0.435
84928.0	60.6	0.491	-0.439	-0.439	84934.0	70.5	0.591	-0.439	0.591	-0.439
91298.0	60.8	0.493	-0.437	-0.437	91304.0	70.8	0.599	-0.437	0.599	-0.437
97998.0	61.4	0.499	-0.431	-0.431	97999.0	71.3	0.598	-0.432	0.598	-0.432
105146.0	61.5	0.4955	-0.4305	-0.4305	105146.0	71.3	0.598	-0.432	0.598	-0.432
112609.0	61.5	0.4955	-0.4305	-0.4305	112609.0	71.4	0.5985	-0.4315	0.5985	-0.4315
120289.0	61.55	0.5005	-0.4295	-0.4295	120289.0	71.4	0.599	-0.431	0.599	-0.431
		moyennes		-0.44	moyennes		-0.44	moyennes		-0.44
		0.48		-0.44	0.59		-0.44	0.59		-0.44

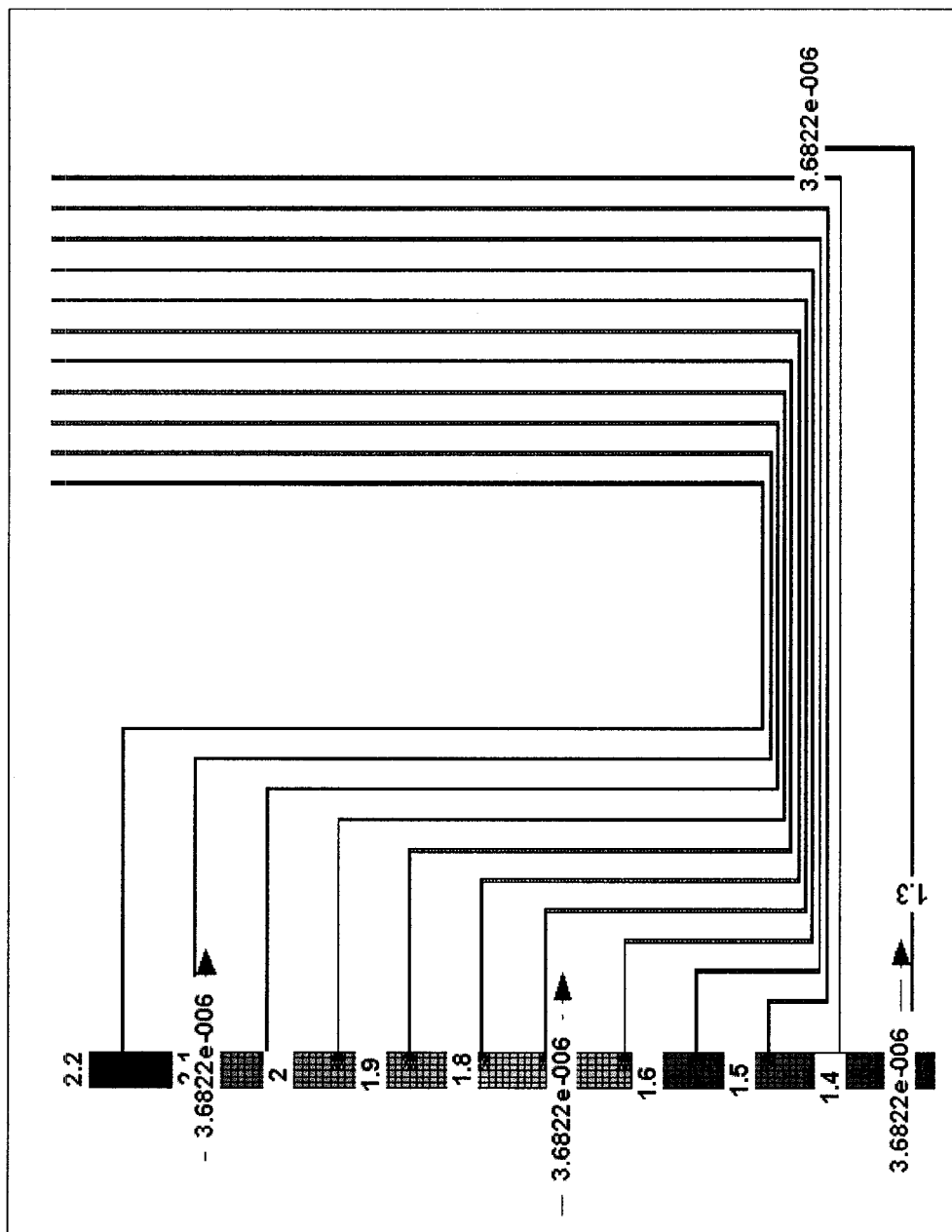


Figure A.4. 1 : Modélisation numérique de l'écoulement dans la colonne plate

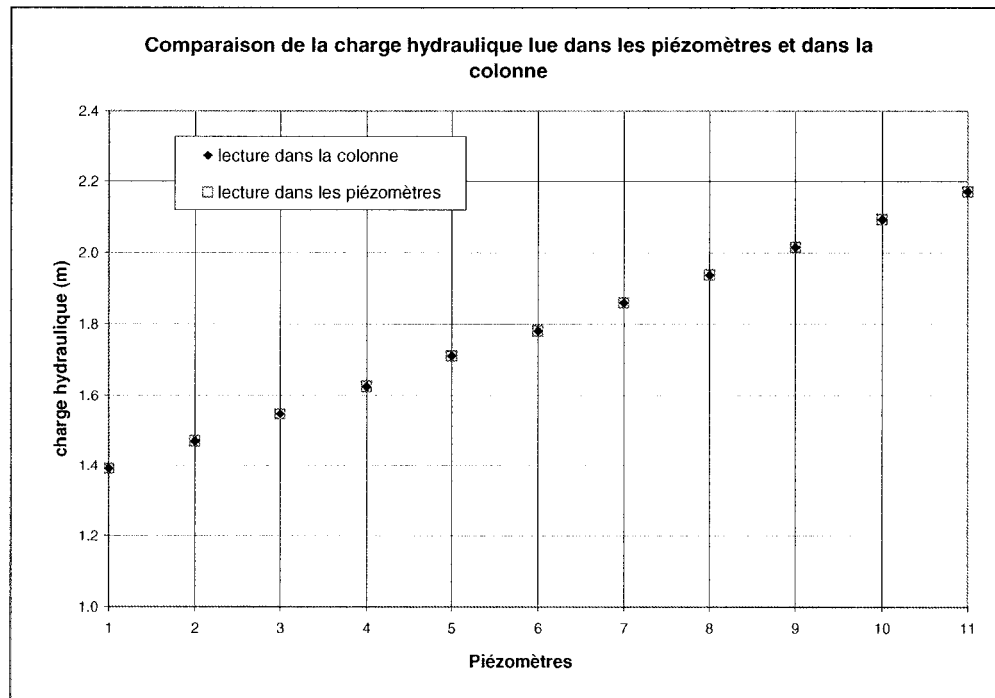


Figure A.4. 2 : Comparaison des lectures prises dans la colonne et dans les piézomètres correspondants pour une simulation en régime permanent avec un gradient de 1

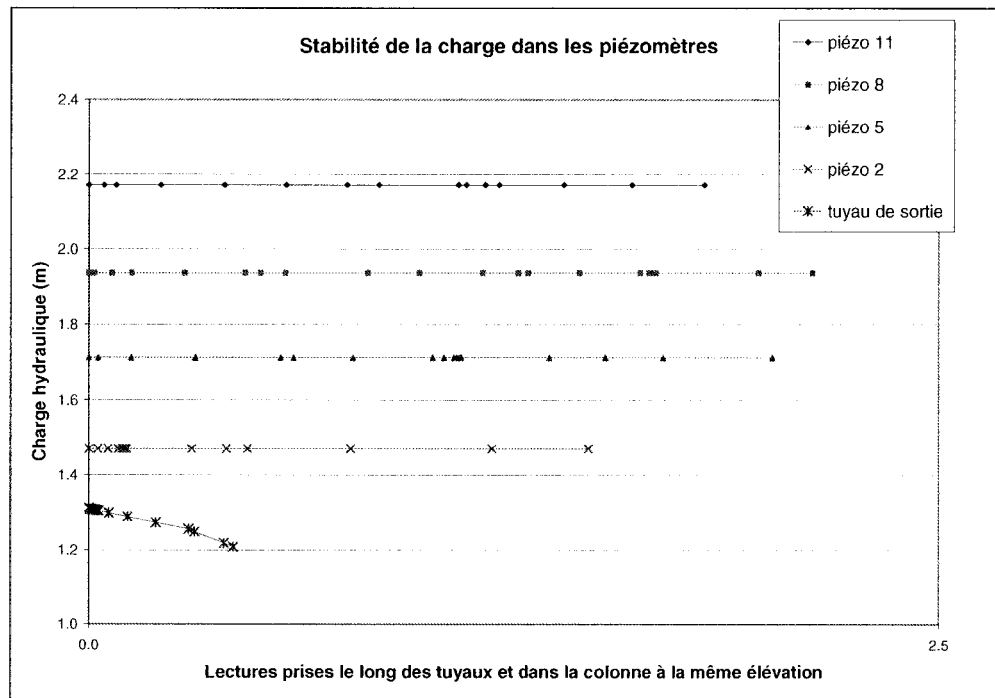


Figure A.4. 3 : Stabilité de la charge hydraulique dans les piézomètres lors d'une simulation en régime permanent avec un gradient de 1

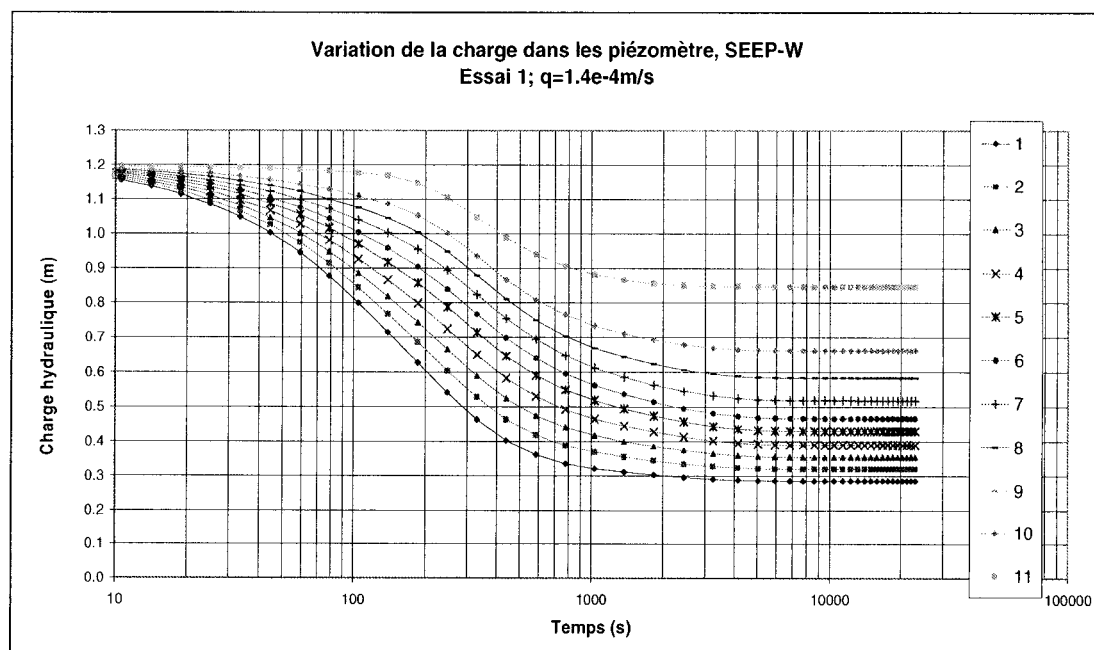


Figure A.4. 4 Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du premier essai d'infiltration

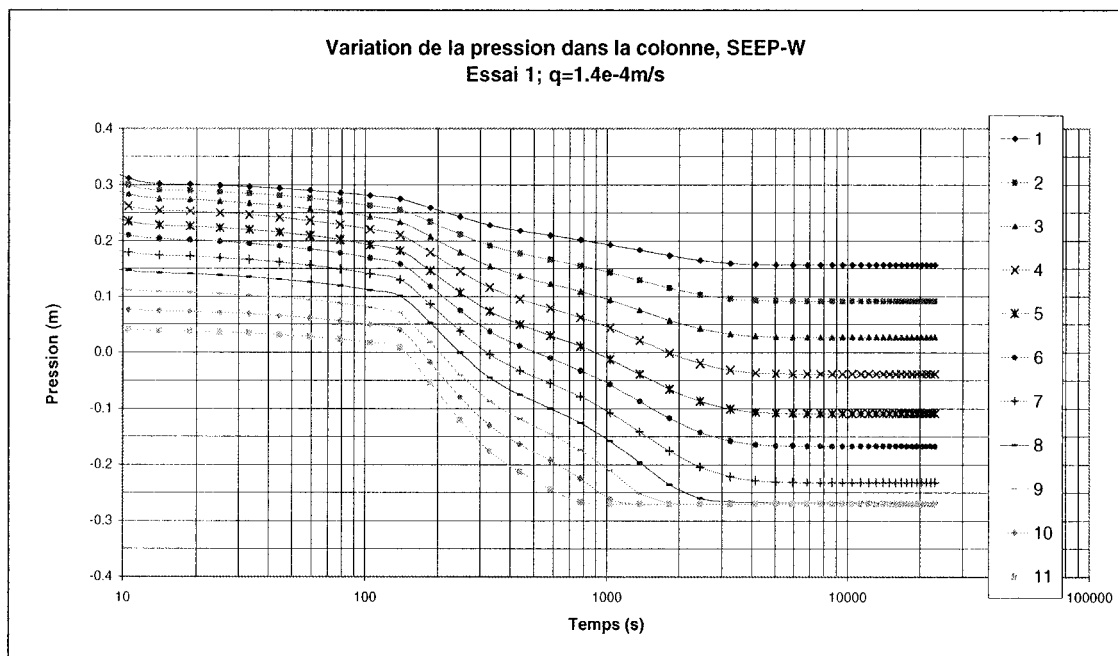


Figure A.4. 5 : Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du premier essai d'infiltration.

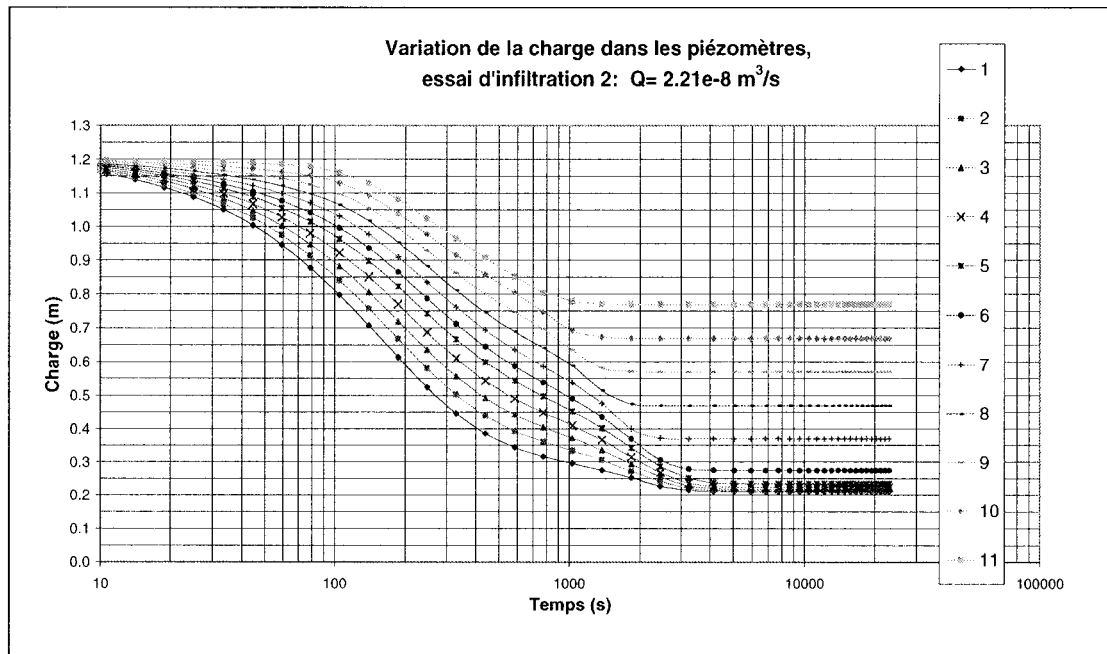


Figure A.4. 6 : Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du second essai d'infiltration.

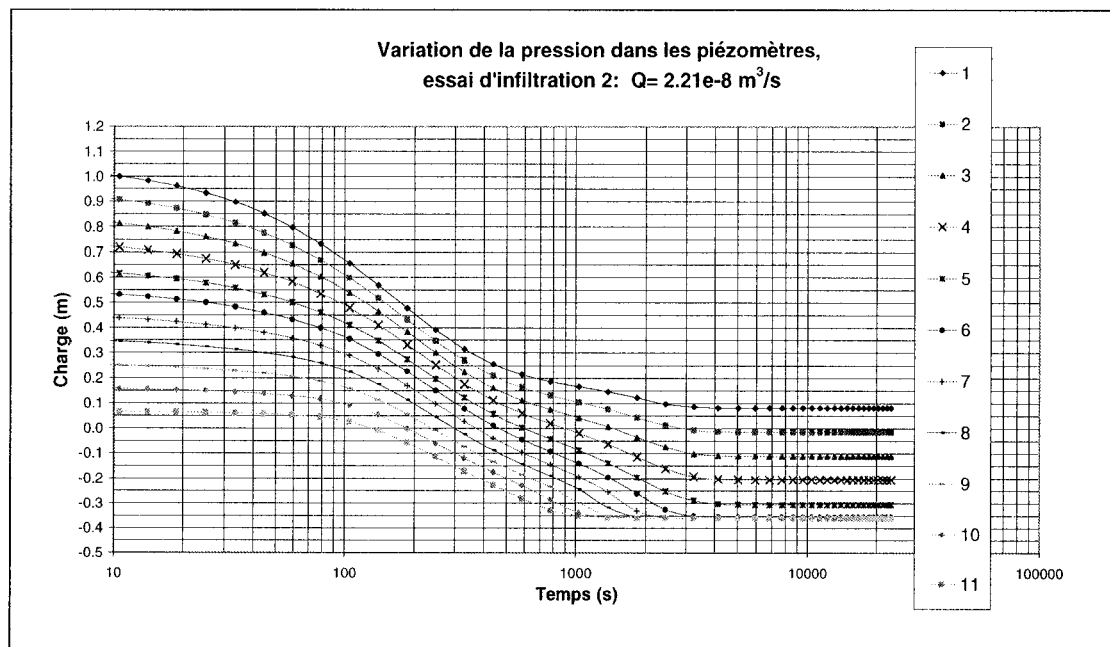


Figure A.4. 7 : Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du second essai d'infiltration.

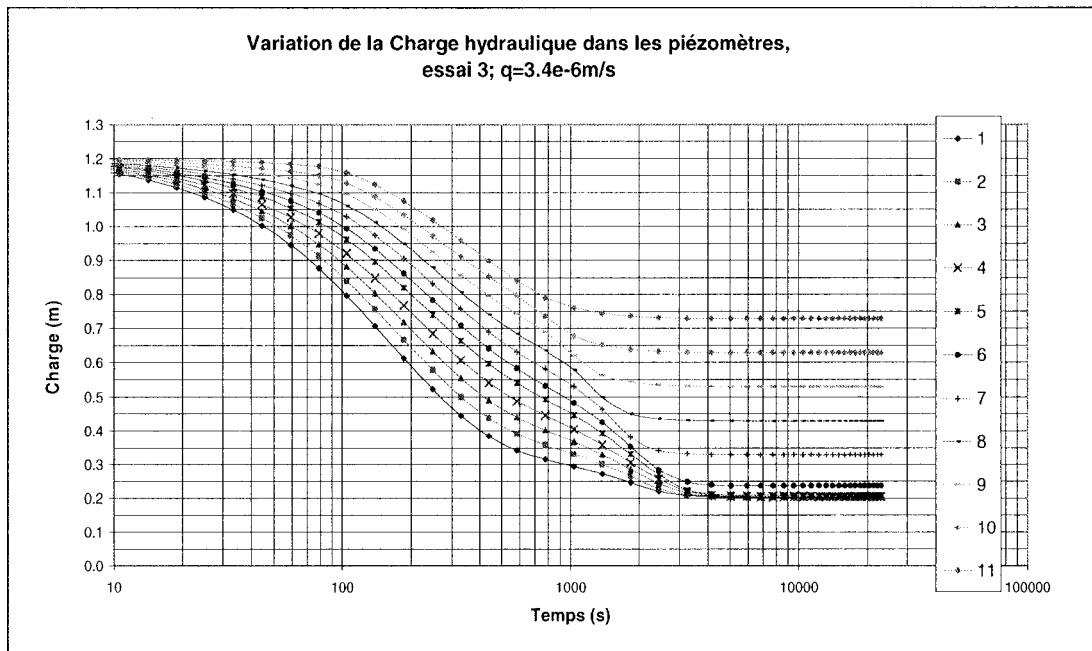


Figure A.4. 8 : Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du troisième essai d'infiltration.

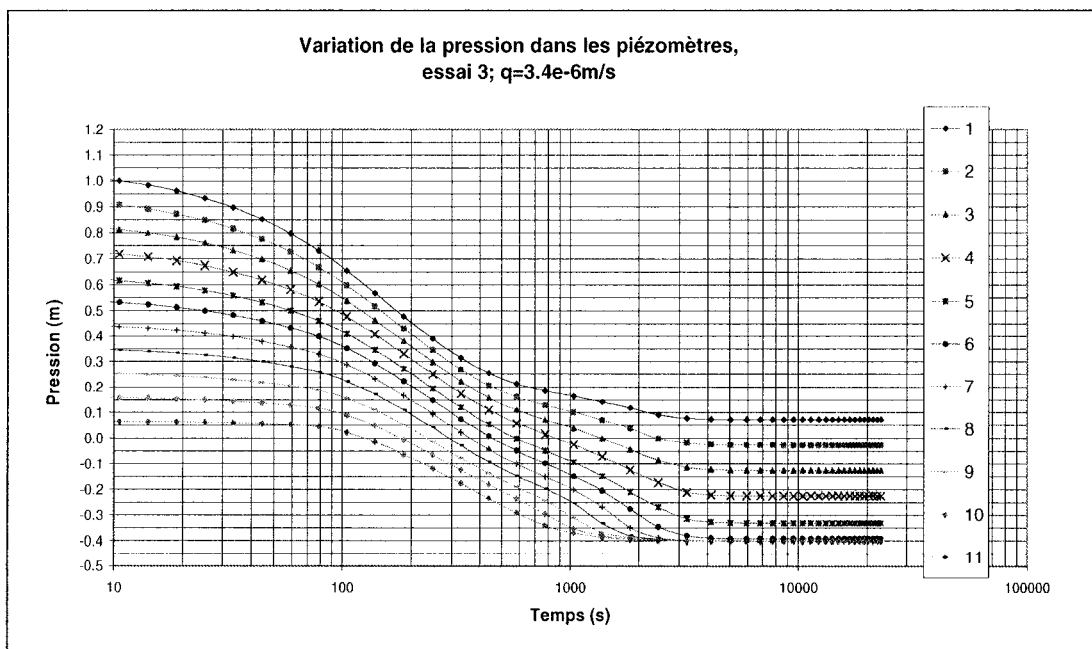


Figure A.4. 9 : Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du troisième essai d'infiltration.

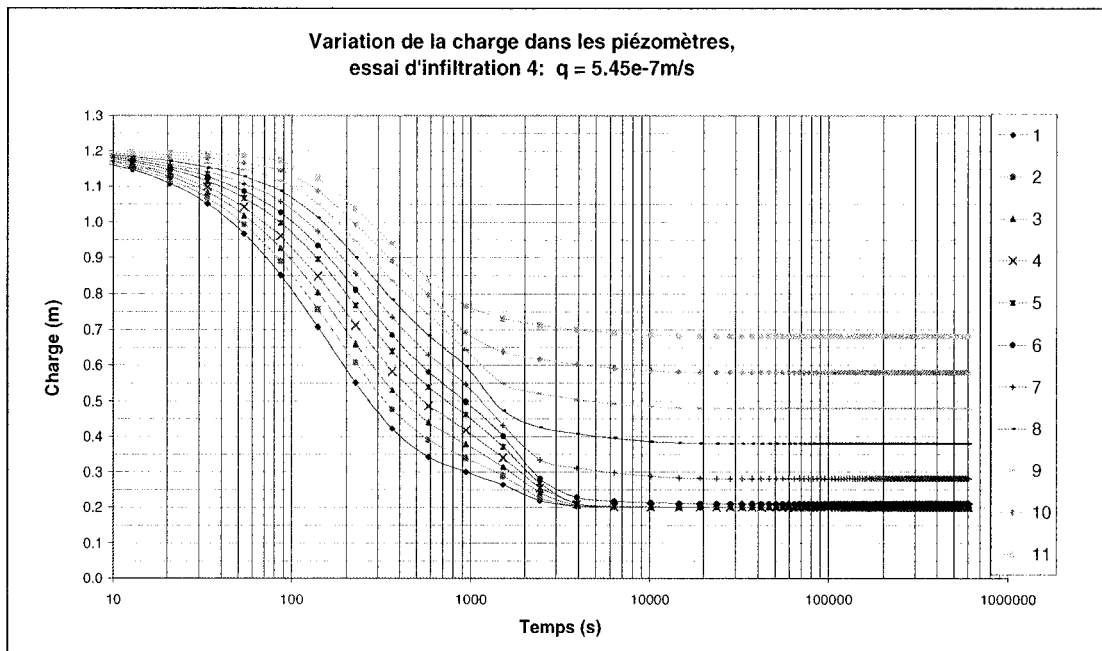


Figure A.4. 10: Variation de la charge hydraulique dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du quatrième essai d'infiltration.

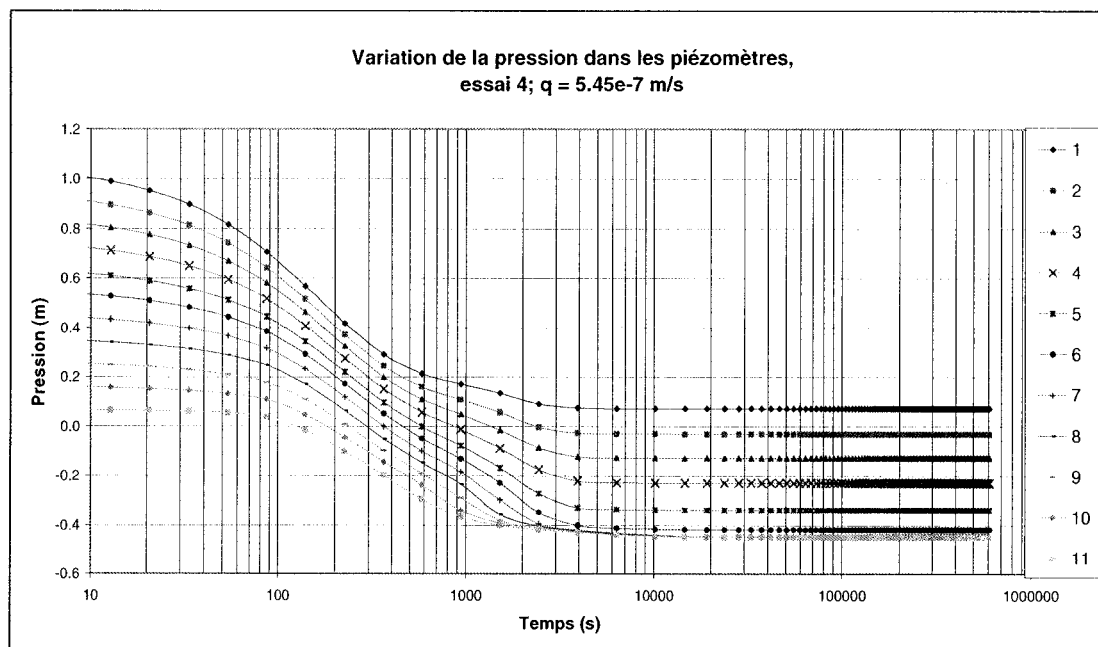


Figure A.4. 11: Variation de la pression dans les piézomètres obtenue par la modélisation numérique du quatrième essai d'infiltration.

Annexe 5

Tableau A.5. 1: Résultats de l'essai de traceur dans la grande colonne

Facteurs de correction de temps			
volume des tuyaux (m ³)		1.03E-04	
débit (m ³ /s)		8.31E-08	
correction de temps (s)		-1239.5	
temps de prise d'échantillon (s)		30	
correction (+) pour la prise d'échantillon (s)		15	
correction totale (s)		-1224.5	
temps (s)	temps corrigé (s)	C ppm	C/C ₀
0	-1224.5	0	0.000
900	-324.5	0	0.000
1800	575.5	0	0.000
2700	1475.5	0	0.000
3600	2375.5	0	0.000
4500	3275.5	0	0.000
5400	4175.5	0	0.000
5700	4475.5	0	0.000
6000	4775.5	0	0.000
6300	5075.5	0	0.000
6600	5375.5	0	0.000
6720	5495.5	0	0.000
6840	5615.5	0	0.000
6960	5735.5	0	0.000
7080	5855.5	0	0.000
7200	5975.5	0	0.000
7320	6095.5	0	0.000
7440	6215.5	0	0.000
7560	6335.5	0	0.000
7680	6455.5	0	0.000
7800	6575.5	0.002	0.004
7920	6695.5	0.006	0.013
8040	6815.5	0.014	0.030
8160	6935.5	0.031	0.067
8280	7055.5	0.056	0.121
8400	7175.5	0.088	0.190
8520	7295.5	0.122	0.264
8640	7415.5	0.159	0.344
8760	7535.5	0.194	0.420
8880	7655.5	0.225	0.487
9000	7775.5	0.258	0.558
9120	7895.5	0.282	0.610
9240	8015.5	0.308	0.667
9360	8135.5	0.328	0.710
9480	8255.5	0.35	0.758
9600	8375.5	0.366	0.792
9720	8495.5	0.381	0.825
9840	8615.5	0.393	0.851
9960	8735.5	0.403	0.872
10080	8855.5	0.407	0.881
10200	8975.5	0.413	0.894
10320	9095.5	0.419	0.907
10440	9215.5	0.42	0.909
10560	9335.5	0.423	0.916
10680	9455.5	0.433	0.937
10800	9575.5	0.446	0.965
11100	9875.5	0.452	0.978
11400	10175.5	0.456	0.987
11700	10475.5	0.458	0.991
12000	10775.5	0.454	0.983
12300	11075.5	0.458	0.991
12600	11375.5	0.463	1.002
solution traceur C ₀		0.462	
eau		0	