

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 DE LABORTOIRE SUR LES
PROPRIÉTÉS HYDRIQUES NON SATURÉES
DE SOLS SABLEUX

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)
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: 0-612-86384-0

Our file Notre référence

ISBN: 0-612-86384-0

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 intitulé :

ÉTUDE DE LABORTOIRE SUR LES
PROPRIÉTÉS HYDRIQUES NON SATURÉES
DE SOLS SABLEUX

présenté par : BÉDARD Catherine

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

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

M. SIMON Richard, Ph.D., président

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

M. MBONIMPA Mamert, Ph.D, membre

To G1 and G2

REMERCIEMENTS

Ce projet a été réalisé grâce à une contribution financière du programme NEDEM, du CRSNG et de la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique – UQAT en Environnement et gestion des rejets miniers.

J'aimerais tout d'abord remercier mon directeur de recherche Michel Aubertin, pour m'avoir soutenu et encadré pendant toute la durée de ma maîtrise. Il faut également mentionner l'aide reçue au niveau technique par Antonio Gatien, André Ducharme, Lucette Degagné, Mamert Mbonimpa, Omar Fala et Richard Simon.

J'aimerais également souligner la contribution de ceux qui m'ont aidée et encouragée à terminer ma maîtrise, en particulier : Luis Manuel Cruz, Christian Perreault, Mathieu Ducharme, Myriam Cadotte, ma famille et mes amis.

J'aimerais tout particulièrement remercier mon ami John Smollen du Texas de qui, avec ses « When are you going to graduate » à répétition, a contribué grandement au fait de me rendre jusqu'au bout du projet.

RÉSUMÉ

Le présent mémoire de maîtrise porte sur une étude de laboratoire des propriétés hydriques non saturées de sols sableux. Les résultats de cette étude permettent de mieux comprendre les caractéristiques de l'écoulement de l'eau dans des sols granulaires, en conditions non saturées, qui peuvent survenir par exemple dans les couvertures avec effets de barrière capillaire (CEBC). Ces dernières sont utilisées dans l'industrie minière afin de contrôler les infiltrations de l'eau et pour empêcher l'oxygène d'accéder aux résidus miniers sulfureux afin de réduire la production d'eaux acides.

Le mémoire présente d'abord la problématique générale de l'écoulement dans la zone vadose, située au-dessus de la nappe phréatique. Dans un sol, on retrouve typiquement une zone saturée sous le niveau de la nappe phréatique où les pressions d'eau sont positives. Au-dessus de la nappe, on retrouve une zone partiellement saturée où les pressions d'eau négatives (suction) induisent une remontée de l'eau par capillarité. Au fur et à mesure qu'on monte au-dessus de la nappe, les pressions deviennent de plus en plus négatives (à l'équilibre). À une certaine élévation, correspondant à la pression d'entrée d'air (AEV), la désaturation du sol débute et elle devient de plus en plus marquée sous l'effet de la suction jusqu'à l'atteinte de la teneur eau résiduelle.

La courbe de rétention d'eau d'un sol (CRE) est utilisée pour représenter la relation qui existe entre la teneur en eau volumique et la pression dans les pores d'un sol et peut être obtenue par des essais de laboratoire. Certains modèles permettent d'estimer cette courbe à partir des propriétés géotechniques du sol, comme par exemple le modèle de Kovács modifié (MK) développé à l'École Polytechnique. Ce dernier permet également de décrire la

courbe à partir de données expérimentales. C'est aussi le cas des modèles de van Genuchten et Fredlund et Xing, qui sont utilisés dans le mémoire.

La conductivité hydraulique k (ou coefficient de perméabilité) d'un sol dépend également de la succion ou de sa teneur en eau volumique. La valeur de k est maximale lorsque le sol est saturé, et diminue progressivement avec sa désaturation. En connaissant la CRE d'un sol, il est possible de prédire sa courbe de conductivité hydraulique en fonction de la succion (ou de la teneur en eau). La valeur de conductivité hydraulique à saturation peut aussi être calculée à partir des propriétés du sol. Dans ce mémoire, les modèles prédictifs sont présentés, analysés et comparés aux données du programme expérimental.

L'étude en laboratoire décrite dans le mémoire a permis d'évaluer les courbes de rétention d'eau et la valeur de la conductivité hydraulique sur deux sols sableux testés dans une colonne instrumentée avec des systèmes d'acquisition de données. Les systèmes enregistrent en continu la variation de la teneur en eau volumique et de la pression lors d'essais de drainage libre et de mouillage. Les valeurs mesurées donnent la CRE du sol à partir de laquelle les valeurs de conductivité hydraulique associées à chaque pression et teneur en eau peuvent être estimées. L'auteur a utilisé une méthode qui permet de calculer à partir des données de laboratoire, la conductivité hydraulique par les profils instantanés. Les valeurs expérimentales sont ensuite comparées aux différents modèles de prédiction afin d'en vérifier la validité. Les écoulements ont également été simulés par un logiciel d'éléments finis (SEEP/w). Les résultats expérimentaux en drainage sont comparés aux résultats de la simulation.

Les résultats expérimentaux obtenus sont très variables. Les données expérimentales suivent bien la CRE prédite et les résultats donnés par la

simulation dans le cas du sable 1. Les valeurs de conductivité hydraulique sont beaucoup plus étalées mais il est possible d'observer une tendance qui permet une comparaison avec les courbes prédites par les différents modèles. La deuxième série de résultats, sur un sable plus fin, est beaucoup plus dispersée et ne correspond pas bien aux prédictions de la CRE. Il est donc beaucoup plus difficile d'en tirer des conclusions. Les essais en mouillage donnent également des résultats difficiles à interpréter pour le sable 1. Il est démontré que la méthode d'interprétation utilisée donne de bons résultats dans des conditions à faible degré de saturation, mais qu'elle devrait être modifiée pour des cas où le degré de saturation est plus élevé ou varie rapidement.

ABSTRACT

This Masters' thesis covers a laboratory study on the hydraulic properties of unsaturated sandy soils. The results from this project provide a better understanding of the unsaturated water flow in granular materials used in covers with capillary barriers effects. These covers can be used in the mining industry to control the infiltration of water and prevent oxygen from reaching acid generating waste materials.

The thesis first introduces the concept of water flow in the vadose zone, above the water table. In the fully saturated zone, located beneath the water table, water pressures are positive. Above the water table, the soil is partly saturated by a capillary rise induced by the negative water pressure (suction). Moving higher, the negative pressure becomes lower (at equilibrium). At a certain level, corresponding to the air entry value (AEV), soil desaturation starts and it increases under the influence of suction until it reaches residual water content.

The water retention curve (WRC) of a soil shows the relation between volumetric water content and water pressure in the voids, and it can be assessed by laboratory tests. Some models can predict the WRC from geotechnical properties of the soil; this is the case for example with the modified version of Kovács model (MK) developed at École Polytechnique. It can also provide a description of the curve based on actual laboratory data. This is equally the case for such models as van Genuchten and Fredlund and Xing which are presented in the document.

The hydraulic conductivity k (or coefficient of permeability) of a soil depends on soil suction or water content. The value of k is maximum at full saturation and gradually decreases with its desaturation. It is possible to predict a soil's

hydraulic conductivity variation with suction (or water content) from its WRC. The saturated hydraulic conductivity may also be calculated from soil properties. In the thesis, these predictive models are introduced, analyzed and compared with experimental data.

The experimentation conducted here aimed at evaluating the WRC and the hydraulic conductivity function of two sandy soils, in an instrumented column with a data acquisition system. The system was recording suction and volumetric water content variation for drainage and wetting tests. The data can be correlated to the WRC of the soil from which one can estimate the permeability coefficient for different suctions and water contents. The author used a method based on instantaneous profiles to compute the hydraulic conductivity from the experimentation. The experimental values were compared to different prediction models for validation purpose. The flow was also simulated with a finite elements software (SEEP/w). Experimental results in drainage are compared to simulation results.

The experimentation gives variable results. With the first sand sample, there is a good fit between the experimental data and the predicted WRC and also with the numerical simulation results. The hydraulic conductivity results are more dispersed but one can observe a certain trend which enables a comparison between the data and the predictive models. The second sand sample, which is finer, gave even less accurate results with the WRC fitting. It is therefore difficult to draw any conclusion. The wetting test results with the first sand sample are also very difficult to interpret. It is concluded that the method gives good results under conditions with low saturation but should be modified in cases where saturation is high or varies quickly.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	IV
REMERCIEMENTS.....	V
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT.....	IX
TABLE DES MATIÈRES.....	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES FIGURES.....	XVI
LISTE DES SYMBOLES, CONSTANTES ET ACRONYMES.....	XXVI
LISTE DES ANNEXES.....	XXXV
CHAPITRE 1 - INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralité.....	1
1.2 Contenu du mémoire.....	3
CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE.....	5
2.1 Barrières de recouvrement pour contrôler le DMA.....	5
2.1.1 Formation de l'eau acide.....	5
2.1.2 Objectif et fonctionnement de la barrière de recouvrement....	6
2.1.3 Matériaux servant à la conception d'une barrière.....	8
2.1.4 Structure de la couverture.....	8

2.2 Théorie des écoulements non saturés.....	13
2.2.1 Généralités sur les sols non saturés.....	13
2.2.2 Écoulement de l'eau dans les sols.....	14
2.2.3 Teneur en eau volumique et succion.....	16
2.2.4 Conductivité hydraulique.....	23
2.2.5 Diffusion	25
2.2.6 Infiltration.....	26
2.2.6.1 Modèle de Horton.....	33
2.2.6.2 Modèle de Green-Ampt.....	35
2.3 Écoulement non saturé et lois constitutives.....	42
2.3.1 Équations d'écoulement.....	43
2.3.2 Modèles pour la courbe de rétention d'eau.....	45
2.3.2.1 Modèle de Brooks et Corey.....	46
2.3.2.2 Modèle de vanGenuchten.....	50
2.3.2.3 Modèle de Fredlund et Xing.....	51
2.3.2.4 Modèle de Kovács modifié.....	58
2.3.3 Modèles pour prédire la conductivité hydraulique non saturée.....	66

2.3.3.1 Modèle de Brooks et Corey.....	66
2.3.3.2 Modèle de Mualem.....	69
2.3.3.3 Modèle de Fredlund	71
2.3.3.4 Modèles pour prédire la conductivité hydraulique saturée Kozeny-Carman modifié et non saturée (MK)..	74
2.3.3.5 Modèle de Childs et Collis George.....	78
2.4 Mesure de la conductivité hydraulique en milieu non saturé.....	80
2.4.1 Essais à l'état permanent.....	81
2.4.2 Test à l'état transitoire (ou instantané).....	87
2.4.3 Méthode sur le terrain.....	90
2.4.4 Méthode indirecte de détermination du coefficient de perméabilité.....	93
CHAPITRE 3 - EXPÉRIMENTATION.....	98
3.1 Description et fonctionnement du montage.....	98
3.2 Procédure d'essai.....	103
3.3 Description des matériaux.....	104
3.4 Description des essais.....	106
3.4.1 Essais en colonne.....	106
3.4.2 Simulation des essais.....	108

CHAPITRE 4 - ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS.....	111
4.1 Résultats des essais en drainage libre.....	111
4.1.1 Pressions.....	111
4.1.2 Teneur en eau volumique.....	114
4.1.3 Courbes de débits à la base.....	116
4.1.4 Courbe CRE en drainage.....	117
4.1.5 Détermination expérimentale de la conductivité hydraulique..	134
4.1.6 Prédiction de la courbe de conductivité hydraulique à partir des modèles	138
4.1.7 Modélisations numériques.....	148
4.2 Résultats des essais en infiltration.....	154
 CHAPITRE 5 - CONCLUSION.....	 158
BIBLIOGRAPHIE.....	161
ANNEXES.....	170

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	Liste des essais.....	108
Tableau 4.1	Paramètres des différents modèles de CRE.....	126
Tableau 4.2	Paramètres des différents modèles de CRE en fonction de la porosité pour le sable 2.....	133

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Schéma d'une couverture multi-couche à effet de barrière capillaire.....	7
Figure 2.2	Schéma d'une couverture multi-couche inclinée.....	9
Figure 2.3	Remontée capillaire dans un tube et distribution des pressions associées à la remontée.....	19
Figure 2.4	Représentation schématisée des courbes de rétention d'eau de deux sols (CRE) où ψ_x est une valeur aléatoire de la succion.....	20
Figure 2.5	Courbe de mouillage et drainage pour un sol silteux avec θ_s et θ_s' : teneur en eau volumique à saturation.....	21
Figure 2.6	Remontée capillaire dans un tube avec effet du rayon.....	22
Figure 2.7	Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la succion.....	24
Figure 2.8	Profil de teneur en eau d'un sol fin en fonction du temps Les tirets donnent la position moyenne du front de mouillage.....	28
Figure 2.9	Courbe de rétention capillaire et la dérivée $C(\theta)$	30

Figure 2.10	Procédé d'infiltration dans le temps avec accumulation d'eau en surface suite à une précipitation. θ_o est la teneur en eau initiale à la surface.....	32
Figure 2.11	Modèle de Horton pour des taux d'infiltration supérieurs aux taux minimum asymptotique f_c	34
Figure 2.12	(a) Profil de teneur en eau dans le temps, (b) Taux d'infiltration dans le temps pour un sol profond lorsque w est inférieur à k_{hsat}	36
Figure 2.13	(a) Profil de teneur en eau dans le temps. (b) Taux d'infiltration dans le temps pour un sol profond lorsque $w > k_{hsat}$. Les tirets indiquent la valeur moyenne du front de mouillage $z(t)$ pour un temps t.	38
Figure 2.14	Volume élémentaire de sol avec bilan des débits d'après Hillel (1980).....	43
Figure 2.15	Courbe de rétention d'eau et évaluation du AEV selon le modèle de Brooks et Corey (1964).....	48
Figure 2.16	Détermination de la saturation résiduelle ou teneur en eau volumique résiduelle où P_c/γ correspond à la succion ψ , $S_r = S$ est le degré de saturation associé à une teneur en eau et $S_e = \theta_e$	49

Figure 2.17	Courbe de rétention d'eau avec $mn=0.4$	51
Figure 2.18	CRE de différents sols donnée par le modèle de Fredlund..	53
Figure 2.19	Courbe obtenue par le modèle de Fredlund.....	54
Figure 2.20	Influence des paramètres de forme pour la CRE, a_f varie $m_f=1$ et $n_f=2$	55
Figure 2.21	Influence des paramètres de forme pour la CRE, n_f varie $m_f=1$ et $a_f=100$	55
Figure 2.22	Influence des paramètres de forme pour la CRE, m_f varie $a_f=100$ et $n_f=2$	56
Figure 2.23	Solution graphique des paramètres a_f , n_f , m_f et ψ_r	57
Figure 2.24	CRE avec l'équation de Kovács.....	60
Figure 2.25	CRE avec l'équation de Kovács modifiée.....	61
Figure 2.26	Courbe de rétention d'eau d'un sol silteux tel que décrite par le modèle MK.....	63
Figure 2.27	Application du modèle MK sur un sable grossier, uniforme et relativement lâche (données de Sydor 1992).....	65
Figure 2.28	Application du modèle MK au résidu minier Sigma.....	66

Figure 2.29	Courbe de conductivité hydraulique en fonction de la succion et de la teneur en eau par le modèle de Mualem (1976).....	70
Figure 2.30	Courbe de conductivité hydraulique calculée à partir de la courbe de rétention d'eau pour le modèle de Fredlund (données de Richards 1952).....	73
Figure 2.31	Exemple de courbe de conductivité hydraulique basé sur le modèle KCMP et MK.....	77
Figure 2.32	Intervalles pour déterminer les valeurs de perméabilité en fonction de la teneur en eau avec le modèle de Childs et Collis-George.....	79
Figure 2.33	Appareil de mesure du coefficient de perméabilité à l'état permanent	82
Figure 2.34	Appareil de mesure du coefficient de perméabilité à l'état transitoire	88
Figure 2.35	Courbe de teneur en eau volumique vs succion matricielle..	92
Figure 2.36	CRE permettant la prédiction des coefficients de perméabilité.....	94
Figure 2.37	Comparaison entre les valeurs de conductivité hydraulique calculées et mesurées.....	97

Figure 3.1	(a) Photo du montage, (b) Schéma de la colonne instrumentée.....	98
Figure 3.2	Appareil de mesure de la teneur en eau volumique.....	100
Figure 3.3	Capteur de pression.....	102
Figure 3.4	Courbe granulométrique du sable 1 : Fournel et fils.....	105
Figure 3.5	Courbe granulométrique du sable 2: 35% LG4 / 65% Fournel et fils.....	106
Figure 3.6	Schéma du maillage de la colonne de sable dans le logiciel SEEP/w.....	109
Figure 4.1	Variation de la pression vs l'élévation dans le temps : sable 1 – essai 1.....	111
Figure 4.2	Variation de la pression vs l'élévation dans le temps : sable 2 – essai 1.....	113
Figure 4.3	Variation de la teneur en eau volumique en fonction de l'élévation dans le temps : sable 1 – essai 2.....	114
Figure 4.4	Variation de la teneur en eau volumique en fonction de l'élévation dans le temps : sable 2 – essai 3.....	115
Figure 4.5	Variation du débit dans le temps : Sable 1.....	116

Figure 4.6	Variation du débit dans le temps : Sable 2	117
Figure 4.7	CRE de la teneur en eau volumique et le degré de saturation du sable 1 par le modèle MK avec les composantes d'adhésion S_a et capillaire S_c	119
Figure 4.8	CRE de la teneur en eau volumique et le degré de saturation du sable 2 par le modèle MK avec les composantes d'adhésion S_a et capillaire S_c	119
Figure 4.9	CRE du modèle MK et points expérimentaux pour les essais en drainage avec le sable 1	120
Figure 4.10	CRE du modèle MK et points expérimentaux pour les essais en drainage avec le sable 1 (quatre essais montrés séparément avec les points à l'équilibre).....	121
Figure 4.11	CRE du modèle MK et points expérimentaux pour les essais en drainage sur le sable 1, à l'équilibre.....	122
Figure 4.12	CRE du modèle MK prédit et MK ajusté et points expérimentaux pour le sable 2	123
Figure 4.13	CRE du modèle MK et points expérimentaux par essai pour le sable 2.....	123

Figure 4.14	CRE du modèle MKprédit et MKajusté et points expérimentaux pour les essais en drainage sur le sable 2, à l'équilibre.....	124
Figure 4.15	CRE du modèle MK, van Genuchten (avec α prédéterminé), Fredlund et Xing, RETC (vanGenuchten) et points expérimentaux pour les essais en drainages avec le sable 1	127
Figure 4.16	CRE du modèle MK, van Genuchten, Fredlund et Xing, RETC et points expérimentaux pour les essais en drainages avec le sable 1 pour les quatre essais montrés séparément.....	128
Figure 4.17	CRE du modèle MKprédit , van Genuchten, Fredlund et Xing, et points expérimentaux pour le sable 2	130
Figure 4.18	CRE du modèle MKprédit et ajusté, van Genuchten, Fredlund et Xing, et points expérimentaux pour le sable 2 par essai.....	131
Figure 4.19	CRE du modèle MKajusté, van Genuchten, Fredlund et Xing et points expérimentaux pour le sable 2 avec une porosité de 35%.....	132
Figure 4.20	Schéma du montage expérimental avec les élévations des capteurs et leur zone d'influence.....	135

Figure 4.21	Courbe de la variation de la teneur en eau dans le temps par élévation pour le sable 1 lors de l'essai 2.....	136
Figure 4.22	Courbe de la variation de succion dans le temps par élévation pour le sable 1, essai 1.....	137
Figure 4.23	Courbe des gradients hydrauliques par élévation où les équation représentent les équations de la droite de régression linéaire entre trois points (exemple du sable 1, essai 2 au temps $t=22$ heures).....	138
Figure 4.24	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales.....	141
Figure 4.25	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai.....	142
Figure 4.26	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales.....	143
Figure 4.27	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai.....	143

Figure 4.28	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales.....	146
Figure 4.29	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai obtenu.....	146
Figure 4.30	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales.....	147
Figure 4.31	Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai obtenu.....	147
Figure 4.32	Variation des teneurs en eau en fonction de l'élévation avec le logiciel SEEP/w en comparaison avec les données expérimentales pour le sable 1 (première série d'essais) (les points avec les courbes de tendance sont les données expérimentales alors que les courbes avec symboles vides et sans symboles sont les données de SEEP/w).....	149
Figure 4.33	Courbe de conductivité hydraulique dans SEEP/w.....	150

Figure 4.34	Comparaison de la variation de la teneur en eau volumique calculée par le logiciel SEEP/w avec la courbe de conductivité hydraulique de MK (Mualem) et van Genuchten estimé.....	151
Figure 4.35	Variation des teneurs en eau en fonction de l'élévation avec le logiciel SEEP/w en comparaison avec les données expérimentales pour le sable 1 (deuxième série d'essais) (les points avec les courbes de tendance sont les données expérimentales alors que les courbes avec symboles vides et sans symboles sont les données de SEEP/w).....	152
Figure 4.36	Variation des pressions en fonction de l'élévation calculée avec le logiciel SEEP/w en comparaison avec les données expérimentales pour le sable 1 (deuxième série d'essais) (les points avec les symboles pleins sont les données expérimentales alors que les courbes avec symboles vides et sans symboles sont les données de SEEP/w).....	153
Figure 4.37	CRE du sable 1 avec le modèle MK en drainage et mouillage et les valeurs expérimentales en infiltration.....	155
Figure 4.38	Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la succion sur le sable 1 pour différents modèles et les valeurs expérimentales en infiltration.....	156
Figure 4.39	Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique sur le sable 1 pour différents modèles et les valeurs expérimentales en infiltration.....	156

LISTE DES SYMBOLES, CONSTANTES ET ACRONYMES

- A : surface perpendiculaire à l'écoulement [L^2]
- A_d : constante d'ajustement
- $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7$: constantes du modèles de base de rétention d'eau
par Leong et Rahardjo
- a_c : constante des matériaux modèle MK
- a_f : approximativement le AEV du matériau pour le modèle de
Fredlund et Xing [M/LT^2]
- b : constante du matériau pour le modèle MK
- b_1, b_2 : constantes du modèle de base de rétention d'eau par
Leong et Rahardjo
- C : concentration de la substance diffusé [M/L^3]
- C_{KC} : constante du modèle KCMP
- C_{KCMP} : constante du modèle KCMP
- $C(\theta)$: propriété du sol en infiltration
- $C(\psi)$: facteur de correction qui assure que $\theta_w = 0$ lorsque $\psi_o = 10^7$ cm
dans les modèles de Fredlund et Xing et MK
- C_u : coefficient d'uniformité
- CRE : Courbe de rétention d'eau
- c : vitesse de la lumière dans le vide
- D_e : coefficient effectif de diffusion [L^2/T]
- D_h : grosseur effective des grains
- D_{10} : diamètre des grains en cm correspondant à 10% passant de la courbe
granulométrique [L]

D_{60} : diamètre des grains en cm correspondant à 60% passant de la courbe granulométrique [L]

DMA : drainage minier acide

d_t : distance entre les tensiomètres [L]

e : nombre népérien = 2.71828

e : indice des vides

e_r : indice des vides de référence

F_g : débit de transfert de masse par unité de surface [M/L²T]

$F(t)$: quantité totale d'eau infiltrée

$f_c(t)$: capacité d'infiltration ou taux d'infiltration maximum [L³/L²T]=[L/T]

$f(t)$: taux d'infiltration [L³/L²T]=[L/T]

f : taux d'infiltration asymptotique lorsque $t \rightarrow \infty$ (minimum)

f_d : fonction basée sur la dimension des particules (modèle KCMP)

f_e : composante du modèle KCMP

f_f : composante du modèle KCMP

(modèle de Horton) [L³/L²T]=[L/T]

f_o : taux d'infiltration initial (modèle de Horton) [L³/L²T]=[L/T]

f_p : taux d'infiltration potentiel en fonction du temps

(modèle de Horton) [L³/L²T]=[L/T]

f_s : composante du modèle KCMP

Gs : densité du sol

g : accélération gravitationnelle [L/T²]

h : charge piézométrique ou hydraulique (ψ + élévation ou $h = p/\gamma_w + z$) [L]

h_c : remontée capillaire (cm) [L]

h_{co} : valeur de remontée d'eau à une valeur intermédiaire entre ψ_a et ψ_r

modèle de Kovács [L]

h_m : hauteur du fluide dans le manomètre [L]

h_{p3}, h_{p4} : pressions des pores lues aux tensiomètres [L]

h_w : pression hydraulique [L]

h_{w1}, h_{w2}, h_{w3} et h_{w4} : pressions hydrauliques [L]

i : identification des intervalles sur la courbe $\psi - \theta$ ($i=1,2,\dots,m$)

i_w : gradient de la pression hydraulique à un point et un temps donnés

i_{ave} : gradient hydraulique moyen

j : entier de i à m

k : conductivité hydraulique [L/T]

k_r : conductivité hydraulique relative du matériau [L/T]

k_{rn} : conductivité hydraulique relative en drainage du matériau [L/T]

k_s ou k_{sat} : conductivité hydraulique à saturation [L/T]

k_{sc} : valeur calculée de la conductivité hydraulique saturée

(modèle de Childs et Collis Georges)

k_u : conductivité hydraulique non saturée [L/T]

k_w : coefficient de perméabilité

$k_w(\theta_w)_i$: conductivité hydraulique prédite pour la teneur en eau volumique
 $(\theta_w)_i$ correspondant au i ième intervalle (m/s)

k_ψ : conductivité hydraulique en fonction de la succion matricielle (ψ) [L/T]

k_θ : conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique
 (θ) [L/T]

$k(\theta_i)$: fonction de conductivité hydraulique non saturée

(modèle de Childs et Collis Georges)

KCMP : modèle de Kozeny-Carman modifié pour la prévision de k_s

L : longueur [L]

ℓ : paramètre de connexion des pores tenant compte de la tortuosité

(Brooks et Corey)

MK : modèle de Kovács modifié

M : nombre total d'intervalles entre la teneur en eau volumique à saturation
et la teneur en eau volumique la plus faible sur la CRE

(modèle de Childs et Collis-George)

m : facteur de forme tenant compte de la forme de la courbe de distribution
des pores pour le modèle MK

m_b : paramètre variable de Brooks et Corey

m_f : paramètre de contrôle de la teneur en eau résiduelle pour le modèle
de Fredlund et Xing

m_v : constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle
de van Genuchten

N : nombre total d'intervalles calculé entre la teneur en eau volumique à
saturation et la teneur en eau volumique nulle

n : porosité

n_b : paramètre variable de Brooks et Corey

n_f : paramètre de contrôle de la pente pour le modèle de Fredlund et Xing

n_v : constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle
de van Genuchten

p : pression d'eau [M/LT²]

p_c : paramètre qui reflète l'interaction entre les pores de diverses dimensions
dans le modèle de Childs et Collis Georges

Q : volume d'eau qui s'écoule [L^3]

q : débit spécifique vertical de l'eau dans le sol [L^3/L^2T]=[L/T]

q_m : facteur du modèle de Mualem équivalent à 0,5

q_x, q_y, q_z : débit spécifique dans les directions x,y,z [L^3/L^2T]=[L/T]

r ou R : rayon du tube [L]

R^* : constante universelle des gaz (8.31432 J/(mol K))

S_1 et S_2 : valves servant à évacuer l'air

S_a : degré de saturation, composante de force d'adhésion modèle de
Kovács et MK

S_c : degré de saturation, composante de force capillaire modèle de
Kovács et MK

S_m : surface spécifique massique

S_r : Degré de saturation

S_e : Degré de saturation effectif

t : Temps [T]

t_p : temps auquel l'eau commence à s'accumuler en surface dans le processus
d'infiltration [T]

t_u : temps auquel le front de mouillage atteint la frontière imperméable en
infiltration [T]

T_1 et T_2 : tensiomètres

T : température (degré absolu 273.16 + Temp $^{\circ}C$)

T_s : tension de surface liquide-vapeur ($T_s \cong 72.8$ dynes/cm à 20 $^{\circ}C$) [M/T^2]

TDR ou RDT: Time domain Reflectometry ou réflectométrie dans le domaine du temps

u_a : pression de l'air dans les pores [M/LT²]

u_w : pression de l'eau dans les pores [M/LT²]

$(u_w)_{ave}$: pression moyenne de l'eau dans les pores [M/LT²]

$\bar{u}_v$: pression partielle de la vapeur d'eau dans les pores (kPa)

$\bar{u}_{v0}$: pression de saturation de la vapeur d'eau sur une surface plane à une même température (kPa)

$(u_a - u_w)_{ave}$: succion matricielle moyenne

$(u_a - u_w)_j$: succion matricielle correspondant à l'intervalle j (kPa)

V_w : volume d'eau dans un échantillon entre un point et l'extrémité

ν : facteur ajouté au modèle de Kovács pour le modèle de Kovács modifié (MK)

ν_w : vitesse apparente de Darcy [L/T]

w : facteur ajouté au modèle de Kovács pour le modèle MK

$w(t)$: taux d'arrivée de l'eau à la surface en précipitation-infiltration [L³/L²T]=[L/T]

x : distance horizontale [L]

$Y(t)$: épaisseur de la couche d'eau qui repose en surface (infiltration) [L]

y : paramètre d'intégration représentant la succion dans le modèle de Fredlund et Xing

Z ou z : distance dans la direction de l'écoulement ou profondeur du sol [L]

z_f : profondeur du front de mouillage en infiltration [L]

z_u : profondeur de la nappe phréatique permettant la saturation par le bas ou profondeur de la couche imperméable dans un sol peu profond (modèle d'infiltration) [L]

α : angle de contact entre le liquide et le solide

α_b : paramètre empirique du modèle de Brooks et Corey de rétention d'eau

[1/L] où $1/\alpha_b = \text{AEV}$

α_k : facteur de forme modèle de Kovács

α_v : constante empirique affectant la forme de la courbe CRE pour le modèle de van Genuchten associé au AEV du matériau par la relation

$$\psi_a = 1/\alpha_v$$

α_1 : coefficient du modèle de Kovács égal à 2.5×10^{-3}

α_2 : coefficient du modèle de Kovács égal à 7.5×10^{-2}

β : paramètre contrôlant la diminution de la capacité d'infiltration (modèle de Horton)

β_v : paramètre de van Genuchten équivalent à 1/2

β_1 : exposant du modèle de Kovács égal à 1/6

β_2 : exposant du modèle de Kovács égal à 2/3

γ_w : masse volumique de l'eau ($\gamma_w = 9.7896 \text{ kN/m}^3$ à 20°C) [M/L^3]

$\Delta x \Delta y \Delta z$: volume élémentaire [L^3]

$\Delta x, \Delta y, \Delta z$: variation de distance dans les directions x,y et z [L]

ϵ_{app} : constante diélectrique apparente du milieu

η_w : viscosité dynamique de l'eau (10^{-3} Pa.s à 20°C)

δh : variation de pression $h = z + \psi$ (valeur négative dans le sens de l'écoulement et z correspond à l'élévation) [L]

δz : distance. [L]

$\delta h / \delta z$: gradient hydraulique i dans la direction z . [L/L]

θ : teneur en eau volumique [L^3/L^3],

θ_e : teneur en eau réduite ou effective [L^3/L^3]

θ_i : teneur en eau volumique associée au point d'inflexion sur les CRE
de Fredlund et Xing

θ_j : teneur en eau volumique associée au point milieu d'un intervalle sur la
CRE (modèle de Childs et Collis-George)

θ_o : teneur en eau initiale [L^3/L^3],

θ_r : teneur en eau résiduelle ou d'adhésion [L^3/L^3]

θ_s : teneur en eau volumique à saturation en drainage [L^3/L^3]

θ_s' : teneur en eau volumique à saturation en mouillage [L^3/L^3]

$\theta_w(x)$: profil des teneurs en eau volumiques en fonction de la distance x pour
un temps déterminé.

λ_b : facteur de distribution des pores qui affecte la pente de la courbe de
rétention d'eau du modèle de Brooks et Corey

λ_v : facteur de distribution des pores qui affecte la pente de la courbe de
rétention d'eau du modèle de Brooks et Corey pour le
modèle de van Genuchten $\lambda_v = m_v n_v$

μ_w : viscosité de l'eau [M/LT]

π : pression osmotique

ρ_m : densité du fluide dans un manomètre [M/L^3]

ρ_s : masse volumique des particules solides [M/L^3]

ρ_w : masse volumique de l'eau (998 kg/m³ à 20°C) [M/L^3]

ν_{w0} : volume spécifique de l'eau ou l'inverse de la densité $1/\rho_w$ (m³/kg) [L^3/M]

ψ : succion matricielle ou pression négative [M/LT^2]

ψ_a ou AEV: pression d'entrée d'air [M/LT^2]

ψ_f : succion ou pression négative au front de mouillage en infiltration

(WEF water entry value) [M/LT²]

ψ_i : succion associée au point d'inflexion sur les CRE de Fredlund et Xing

ψ_j : succion correspondant au point milieu d'un intervalle sur la courbe CRE

(modèle Childs et Collis-George) [M/T²L]

ψ_n : succion de normalisation pour le modèle MK (correspond à 1 cm)

ψ_p : succion à l'intersection entre l'axe de succion et la tangente à la pente de

la CRE de Fredlund et Xing

ψ_r : succion correspondant à la teneur en eau résiduelle [M/LT²]

ψ_s : succion à saturation [M/LT²]

ω_v : masse moléculaire de la vapeur d'eau (18.016 kg/kmol) à 20°C

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1	Calibration des capteurs.....	170
Annexe 2	Graphiques de la variation des pressions et des teneurs en eau volumiques.....	175

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION

1.1 Généralités

L'industrie minière produit une quantité importante de résidus dont une certaine quantité est génératrice de drainage minier acide. Lorsque les sulfures présents dans ces résidus viennent en contact avec l'oxygène et l'eau, il y a formation d'eau acide qui est ensuite rejetée dans l'environnement. Afin de réduire ce problème, il faut empêcher l'un ou l'autre de ces composés d'entrer en contact avec les résidus. Dans un climat humide comme celui du Québec, où les précipitations sont relativement abondantes, il est plutôt difficile d'empêcher l'eau d'atteindre les résidus. Le contrôle de l'oxygène par la construction de barrières capillaires sur les parcs à résidus est beaucoup plus efficace. Cette barrière est composée de plusieurs couches superposées, chacune de granulométrie différente. Le principe de fonctionnement de la barrière consiste à conserver un haut degré de saturation dans l'une de ces couches afin de réduire le passage de l'oxygène jusqu'aux résidus.

La théorie des écoulements en milieu non saturé montre que la conductivité hydraulique d'un sol dépend de sa teneur en eau volumique, qui elle-même dépend des propriétés géotechniques de ce sol. À saturation, un sol grossier a une conductivité hydraulique supérieure à celle d'un sol plus fin. Lorsque le sol se désature, sous l'effet de la pression négative (ou succion), le sol grossier voit sa teneur en eau diminuer plus rapidement que le sol fin. Sa conductivité hydraulique devient donc inférieure à celle du sol fin. Un sol fin placé sur un sol grossier n'a donc plus la possibilité de se drainer via la couche sous-jacente et conserve donc un haut degré de saturation, empêchant le passage de l'oxygène. Il est donc important de bien comprendre le comportement hydrique des sols afin de construire des barrières efficaces.

Plusieurs modèles ont été élaborés afin de décrire le comportement hydrique d'un sol en condition non saturée. Certains de ceux-ci définissent une relation entre la teneur en eau et la succion d'un matériau. À partir de cette relation appelée courbe de rétention d'eau (CRE), il est possible de déterminer la conductivité hydraulique d'un sol en fonction de sa teneur en eau. Dans la suite, les modèles de Brooks et Corey (1964), van Genuchten et Mualem (1991), Fredlund et Xing (1994), Kovács modifié (1997) et Childs et Collis-George (1950) seront présentés. Ce dernier est le modèle qui est utilisé par défaut dans le logiciel de simulation SEEP/w qui est utilisé ici pour représenter numériquement les écoulements dans les sols non saturés.

Un autre phénomène intéressant à étudier est celui de l'infiltration dans un sol à partir des précipitations en surface. L'eau va s'infiltrer à un taux qui dépend du type de sol et donc de la conductivité hydraulique de ce sol mais également en fonction du taux de précipitation. La CRE d'un sol comporte une hystérésis selon que le sol soit en drainage ou en mouillage.

Pour permettre de comparer ces différents modèles, une colonne contenant différents matériaux a été montée en laboratoire. Cette colonne a servi à effectuer différents essais d'écoulement. Au départ, la colonne est saturée puis on laisse un drainage libre par le bas s'effectuer pendant une certaine période de temps. Une deuxième série d'essais consiste à produire des précipitations à la surface à un débit constant jusqu'à ce qu'on atteigne un état stationnaire à l'intérieur de la colonne. Un système d'acquisition permet d'enregistrer la variation des teneurs en eau volumique et des pressions dans le temps. C'est à partir de ces valeurs qu'il est possible de déterminer expérimentalement la conductivité hydraulique par la méthode des profils instantanés. Les résultats expérimentaux peuvent être comparés aux modèles théoriques et aux résultats en simulation effectués avec le logiciel SEEP/w afin de déterminer leur validité.

1.2 Contenu du mémoire

Le présent mémoire se divise en trois parties. Le chapitre 2 est une revue de la littérature de différents sujets touchant au projet. Tout d'abord, l'utilité et la composition d'une barrière capillaire en relation avec le contrôle du drainage minier acide (DMA) sont montrées. Par la suite, la théorie des écoulements en milieu non saturée est expliquée. Différents sujets sont abordés tels que : la teneur en eau volumique, la succion, la conductivité hydraulique, la diffusion des gaz et l'infiltration. Par la suite, un survol des différents modèles présents dans la littérature est effectué. Ceux-ci permettent de prédire ou de décrire les courbes de rétention capillaire (CRE) et de conductivité hydraulique non saturée d'un matériau. La dernière partie de ce chapitre présente quelques méthodes expérimentales qui permettent d'évaluer la conductivité hydraulique à l'état permanent ou transitoire et une méthode de prédiction à partir de la courbe CRE.

Le chapitre 3 présente le programme expérimental. On y retrouve la description du montage en laboratoire et son fonctionnement avec les différents systèmes d'acquisition de données. Par la suite, une description détaillée de la procédure d'essai et des matériaux utilisés est présentée. À la fin, les simulations réalisées avec le logiciel SEEP/w sont décrites.

Le chapitre 4 présente les résultats et leur analyse. Tout d'abord, les variations de la teneur en eau et de la pression dans le temps, pendant les divers essais en drainage libre, réalisés sur les deux sables sont présentées. Ensuite, les CRE prédites et ajustées sont comparées aux données expérimentales. Ensuite les valeurs expérimentales de la conductivité hydraulique sont présentées en comparaison avec les différentes courbes des modèles de prédictions de k_u . Puis la comparaison est faite avec les résultats obtenus par

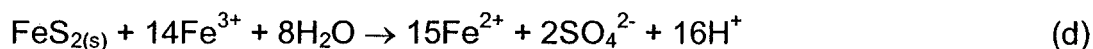
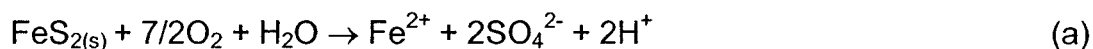
la simulation. Finalement, un aperçu des résultats obtenus en infiltration est présenté.

CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 BARRIÈRES DE RECOUVREMENT POUR CONTRÔLER LE DMA

2.1.1 Formation de l'eau acide

Le Québec compte plusieurs sites de rejets miniers qui représentent un danger potentiel pour les eaux de surface et souterraines. Certaines mines exploitent des métaux sulfureux qui en présence d'eau et d'oxygène produisent de l'eau acide. Les réactions chimiques suivantes, exprimées pour le cas de la pyrite, montrent schématiquement comment se forme l'acide (Kleinman et al., 1981, Aubertin et al., 1996a):



où l'indice s représente l'état solide. La réaction (a) représente l'oxydation de la pyrite ($\text{FeS}_{2(s)}$) à un pH près de la neutralité. Le milieu devient plus acide autour de la pyrite et les réactions (b) et (c) sont alors favorisées. Le fer ferreux (Fe^{2+}) devient fer ferrique (Fe^{3+}), qui précipite à son tour sous forme d'hydroxyde ($\text{Fe}(\text{OH})_{3(s)}$), en acidifiant davantage le milieu. La réaction (d) s'active lorsque le pH est diminué sous 3,5 environ. Le fer ferrique qui demeure en solution, oxyde la pyrite directement. Une grande quantité d'acide est alors rapidement formée

par un processus cyclique entre les réactions (b) et (d). Sous un pH acide, les métaux lourds sont mis en solution et la présence de certains micro-organismes favorise la réaction (b) et (d) (Aubertin et al., 1996a).

2.1.2 Objectif et fonctionnement de la barrière de recouvrement

Le fait d'empêcher l'eau et/ou l'air d'atteindre les résidus miniers contribue à empêcher la formation d'eau acide. Ceci est l'objectif principal des barrières de recouvrement. Les barrières peuvent être simples (monocouche) ou complexes (multicouches). Cette dernière solution est plus efficace car il est plus facile d'assurer l'intégrité d'une barrière multi-couches. Un soin particulier doit toutefois être apporté à la conception de ces barrières car les coûts engendrés sont considérables. De plus, l'efficacité doit être assurée à très long terme parfois même pour plusieurs centaines d'années.

Les barrières de type CEBC (couvertures avec effet de barrière capillaire) consistent usuellement en la superposition d'un matériau fin de faible conductivité hydraulique sur un matériau grossier. L'eau comprise dans la couche de faible conductivité hydraulique peut s'écouler de façon significative vers une autre couche sous jacente (plus grossière) seulement lorsque la tension capillaire à l'intérieur de la couche supérieure atteint la pression d'entrée d'eau (environ égale à la succion résiduelle – voir section 2.2) du matériau grossier.

Initialement, une couche de matériau grossier à l'état saturé (un sable par exemple) se draine rapidement vu sa conductivité hydraulique élevée. Avec une diminution de sa teneur en eau, le matériau devient moins perméable. Le matériau fin saturé, qui est au départ moins perméable que le matériau

grossier, se désature moins rapidement sous l'application d'un gradient. L'augmentation de la succion entraîne alors une conductivité hydraulique plus grande dans le matériau fin que dans le matériau grossier. La couche de matériau fin (un silt par exemple) ne pouvant plus se drainer via la couche de sable sous-jacente peut ainsi conserver un haut degré de saturation par rétention capillaire, empêchant le passage de l'air vers les résidus sulfureux et donc la formation d'eau acide. Une seconde couche de matériau grossier peut être installée sur la couche de matériau fin lorsque nécessaire. Celle-ci a comme objectif d'empêcher la remontée capillaire à partir de la couche peu perméable et d'évacuer l'eau d'infiltration de la surface. La figure 2.1 illustre une barrière capillaire sur des résidus miniers. Les écoulements dans les barrières suivent la théorie des écoulements en milieu non saturé qui sera expliquée à la section 2.2.

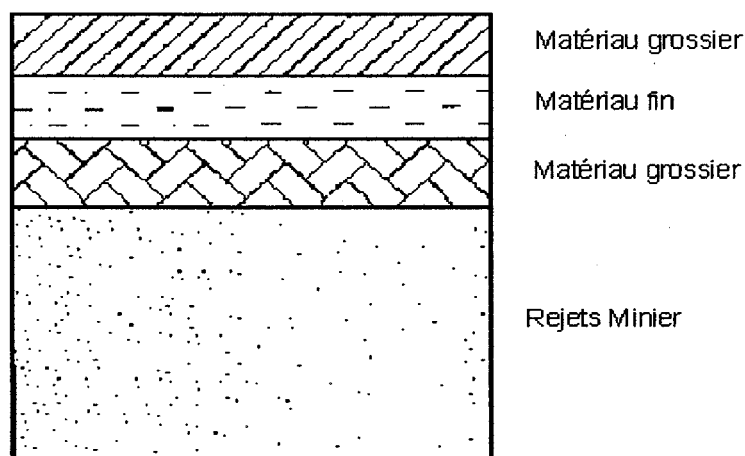


Figure 2.1 – Schéma d'une couverture multi-couche à effet de barrière capillaire (tirée de Aubertin et al. 1995)

2.1.3 Matériaux servant à la conception d'une barrière

Les matériaux utilisés sont très variables et peuvent être naturels ou synthétiques (géomembranes). L'utilisation de matériaux géologiques comme par exemple le sable et le silt est toutefois avantageuse pour des raisons environnementales, sociales, légales, techniques et économiques. Une partie des coûts associés aux matériaux formant les différentes couches des barrières sont reliés au transport de ceux-ci. Il est donc avantageux d'utiliser des matériaux que l'on retrouve à proximité du site et de conserver ceux qui seront excavés pendant le projet, comme par exemple la terre végétale qui servira à la revégétation lors de la fermeture du site.

2.1.4 Structure de la couverture

Les couvertures destinées aux parcs à résidus miniers peuvent être formées de cinq couches distinctes. On retrouve à partir de la surface une couche superficielle humide, une couche de protection, une couche drainante, une couche de matériau fin et une couche de support placée directement sur les résidus. Chacune de ces couches possède ses caractéristiques et fonctions particulières. Comme la granulométrie est fort variable entre les couches, les critères de filtre devront être respectés pour éviter l'érosion interne et la suffosion (ex. Chapuis, 1995). Dans certains cas il pourrait être nécessaire d'installer une couche intermédiaire qui sert de filtre entre deux couches de granulométrie différente. De plus il faut s'assurer d'un facteur de sécurité adéquat contre le glissement et autres instabilités surtout lors de pluies abondantes. La figure 2.2 illustre en section, un exemple de barrière de recouvrement inclinée comportant les cinq couches de matériaux distincts.

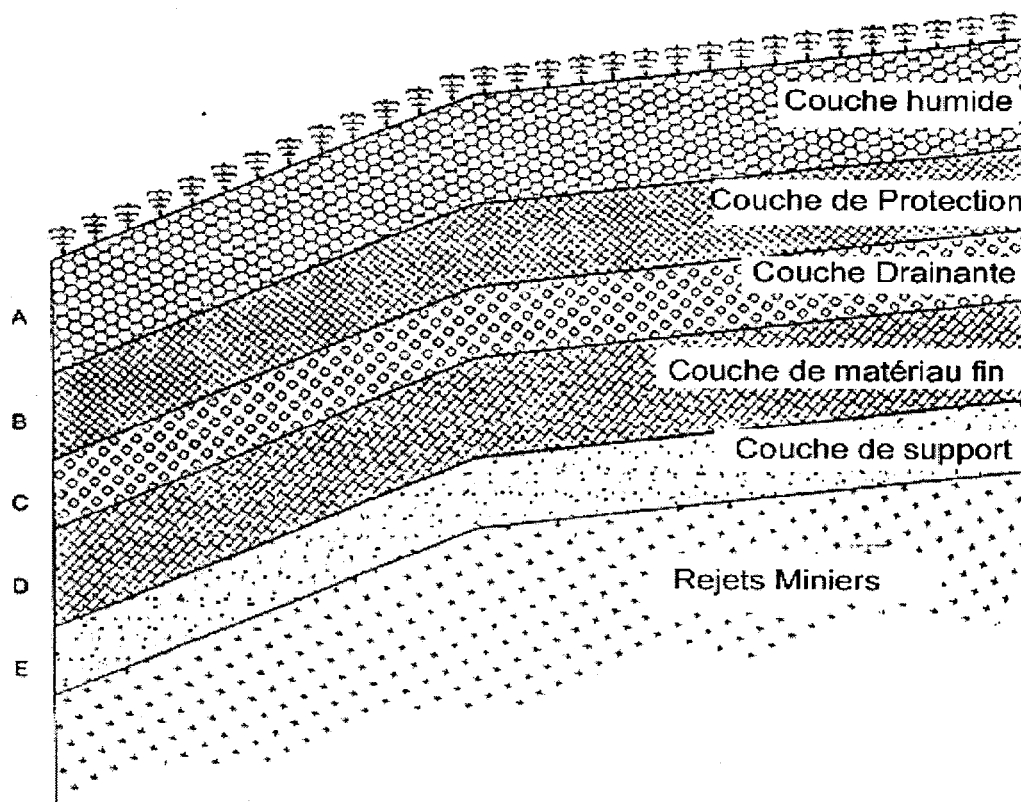


Figure 2.2 – Schéma d'une couverture multi-couche inclinée
(tirée de Aubertin et al. 1995)

Les sections suivantes décrivent chacune des couches avec ses caractéristiques de conception.

Couche A - couche superficielle humide

Cette couche, dont l'épaisseur varie généralement entre 10 et 20 cm mais qui peut atteindre de 50 à 90 cm, sert de couche de surface. Elle est généralement constituée de sol organique afin de faire pousser de la végétation. Dans certains cas, comme lorsque la revégétation est impossible, elle peut également être constituée de géosynthétique perforé, de lit de cailloux ou bien d'enduit routier (asphalte) (Aubertin et al., 1995). Son but principal est de séparer les autres couches de surface du terrain avoisinant. Elle sert également à réduire les effets de variation de température et d'humidité sur la barrière et à résister à l'érosion de l'eau et du vent. Elle devrait nécessiter un entretien minimal.

Couche B - couche de protection

Son épaisseur se situe généralement entre 30 et 50 cm mais peut également atteindre jusqu'à 1 m. Cette couche sert principalement de protection contre les racines et animaux et elle vise aussi à réduire les risques d'intrusion humaine. Au niveau de l'hydrogéologie, elle doit emprisonner une partie de l'eau d'infiltration jusqu'à l'évaporation de cette dernière et assurer une protection contre les cycles de mouillage-séchage et gel-dégel. On peut la construire à partir d'un matériau trouvé à proximité du site et en mesure de retenir une partie de l'eau d'infiltration. Cette situation est généralement la plus économique puisque qu'on évite les coûts d'achat et de transport des matériaux. S'il est nécessaire d'avoir une protection contre les intrusions biologiques, la couche devra contenir un pourcentage élevé de roches dont le diamètre atteint plus de 30 cm. Il est possible d'utiliser un géotextile ou bien

divers rejets industriels non toxiques comme les rejets d'industrie de pâtes et papiers (Aubertin et al., 1995).

Couche C - couche drainante

Cette couche sert à évacuer l'eau d'infiltration provenant de la surface et à réduire la remontée capillaire et l'assèchement de la couche de faible perméabilité sous-jacente. En réduisant le gradient hydraulique sur cette dernière par son degré de saturation faible, elle réduit le débit d'infiltration dans la couche D. Elle est inclinée au minimum de 2 à 5 degrés ce qui favorise les écoulements horizontaux plutôt que verticaux. L'eau doit être récupérée au bas dans des fossés ou des tranchées. De plus, elle contribue à augmenter la stabilité de la barrière capillaire en diminuant les pressions interstitielles puisque sa teneur en eau est faible. Cette couche n'est pas nécessaire lorsque l'on se trouve dans une région où le climat est sec mais il faut toutefois une protection contre l'évaporation et le gel (Aubertin et al., 1995).

Elle doit être construite à partir de matériaux relativement perméables de l'ordre de $k = 10^{-3}$ à 10^{-1} cm/s. et de trois ordres de grandeurs supérieurs à la conductivité hydraulique de la couche D. Les matériaux pouvant être utilisés à cette fin sont les sols pulvérulents tels que sable et gravier, des matériaux synthétiques (géomembrane) ou bien des matériaux composites conçus pour des fins de drainage. On peut également faire des compositions entre les différents matériaux (Aubertin et al., 1995).

Couche D - couche de matériau fin

Le matériau de cette couche a une valeur de conductivité hydraulique k inférieure à environ 10^{-6} cm/s ce qui est relativement imperméable et favorise donc le drainage latéral de l'eau dans la couche C. De plus cette couche est construite à partir d'un matériau dont le potentiel de rétention capillaire est élevé (typiquement AEV = 2 à 5 m) (voir section 2.2 pour la définition du AEV). Cette couche retient l'eau facilement ce qui lui procure un haut degré de saturation S_r (souvent supérieure à 85 et 90 %). Ce haut degré de saturation empêche la migration des gaz tels que l'oxygène vers les résidus générateurs d'acide.

Les principaux matériaux qui sont utilisés pour la construction de cette couche sont : les sols fins tels que les sols argileux ou silteux ou amendés à la bentonite et certains géosynthétiques (géomembranes). Les plus efficaces sont toutefois les matériaux silteux (Aachib 1997), les argiles ayant tendance à se fissurer sous l'action du gel et du dégel. Les matériaux doivent être choisis en fonction d'un indice de plasticité et de liquidité ainsi que d'une teneur en eau qui ne nuisent pas au compactage et à la stabilité. Ils doivent contenir un minimum de cailloux et graviers. Les matériaux sont installés en couches successives de 15 à 20 cm et doivent être compactés afin d'obtenir la densité, la conductivité hydraulique et l'épaisseur désirées. L'épaisseur totale de la couche est généralement comprise entre 50 et 100 cm. Dans certains cas, l'approvisionnement en matériaux peut causer des problèmes. Il est possible de les remplacer par des résidus miniers non réactifs bien compactés (Aubertin et al, 1995, Ricard et al., 1997).

Couche E - couche de support

Cette couche qui est installée entre les rejets et la couche peu perméable doit empêcher la remontée capillaire d'un lixiviat contaminé vers cette dernière. Elle est construite à partir de matériaux grossiers tel que le sable. Son épaisseur doit être supérieure à 30 cm et tenir compte de l'AEV du matériau. Elle doit également avoir une capacité portante suffisante pour permettre la circulation de l'équipement servant à la construction de la barrière.

Comme les couvertures sont placées au-dessus du niveau de la nappe phréatique, les écoulements qui se produisent dans une barrière capillaire suivent les principes d'écoulements en milieux non saturés, tel que décrit dans la section suivante.

2.2 THÉORIE DES ÉCOULEMENTS NON SATURÉS

Pour comprendre le comportement des couvertures et des rejets sous jacents, situés au dessus de la nappe, il faut comprendre le comportement hydrique non saturé des matériaux. Cet aspect est décrit dans ce qui suit.

2.2.1 Généralités sur les sols non saturés

Dans les sols, on retrouve quatre zones différentes. À une profondeur variable selon le climat de la région, on retrouve la surface de la nappe phréatique sous laquelle le sol est entièrement saturé et dont la pression dans les pores est positive (Fredlund 1995). Au-dessus de la nappe se trouve la zone vadose

sous divisée en plusieurs zones où la pression d'eau est négative. La frange capillaire, dont le degré de saturation approche le 100%, est juste au-dessus de la nappe. Son épaisseur est très variable passant de quelques centimètres à plusieurs mètres en fonction du type de sol. L'épaisseur de cette zone correspond approximativement au AEV (ou ψ_a) du matériau. Le AEV est la pression négative qu'il faut appliquer sur le matériau lorsque saturé pour que l'air commence à entrer dans les pores. Puis au-dessus, la zone subit une désaturation jusqu'à la valeur de teneur en eau résiduelle. Près de la surface, on peut retrouver une zone entièrement sèche due à l'évaporation.

D'un point de vue physique, les sols non saturés peuvent être considérés comme comportant quatre phases distinctes (Fredlund et Rahardjo 1993). Chaque phase a des propriétés différentes des matériaux voisins et possède une frontière bien définie. On y retrouve les grains solides, l'eau, l'air et la membrane, couche formée par l'interface eau-air. Cette membrane est reliée à l'existence d'une tension de surface, qui permet par exemple d'équilibrer les forces exercées vers l'intérieur d'une goutte d'eau. Dans un milieu poreux, la tension de surface induit un phénomène de capillarité qui consiste en une remontée de la surface de l'eau (comme dans un tube mince). Dans les sols, ce sont les pores qui agissent comme un tube et qui permettent la remontée de l'eau au-dessus de la nappe phréatique.

2.2.2 Écoulement de l'eau dans les sols

Une grande proportion des écoulements de l'eau dans les sols se fait en condition non saturée. Les écoulements sont difficiles à décrire quantitativement car ils dépendent d'une relation complexe entre la teneur en eau, la succion et la conductivité hydraulique.

Ces écoulements sont causés par la force résultant du gradient hydraulique, dans la direction négative de celui-ci. Ils sont proportionnels au gradient et dépendent de la porosité du matériau. Cette relation s'applique d'ailleurs autant aux milieux saturés qu'aux non saturés (Hillel 1980).

La vitesse de l'écoulement est évaluée par la loi de Darcy selon la relation suivante (Fredlund 1995) :

$$v_w = -k_\psi \frac{\delta h}{\delta x} \quad (2.1)$$

où v_w : vitesse apparente [L/T]

k_ψ : conductivité hydraulique, fonction de la succion matricielle [L/T]

ψ : pression négative ou succion ($\psi = u_w - u_a$) [M/LT²]

où u_a : pression de l'air dans les pores [M/LT²]

u_w : pression de l'eau dans les pores [M/LT²]

δh : variation de la charge totale $h = z + \psi$ (valeur négative dans le sens de l'écoulement, et z correspond à l'élévation) [L]

δx : distance [L]

$\delta h / \delta x$: gradient hydraulique i dans la direction de x [L/L]

Lorsqu'un matériau est saturé, la pression interstitielle dans les pores est positive et la conductivité hydraulique k est pratiquement constante (pour un matériau donné). Dans les matériaux non-saturés, les pressions d'eau deviennent négatives et k dépend de la teneur en eau volumique θ , où $\theta = nS_r$ (n = porosité et S_r = degré de saturation), qui dépend à son tour de la succion ψ . À noter que dans certaines équations, c'est la valeur

$\psi = u_a - u_w$ qui est utilisée conformément à la définition usuelle en géotechnique (e.g. Fredlund et Rahardjo 1993).

2.2.3 Teneur en eau volumique et succion

Le concept de succion dans les pores a été développé au départ pour des fins d'agriculture, au début du siècle. Plus tard, la théorie a été étendue à des problèmes d'ingénierie dans des sols non saturés. La succion dans un sol est souvent exprimée par l'état d'énergie libre de l'eau dans le sol et elle peut être mesurée en terme de pression de vapeur partielle de cette eau. La relation entre la succion et la pression partielle est représentée par l'équation suivante (Fredlund et Rahardjo 1993) :

$$\psi = -\frac{R^* T}{v_{w0} \omega_v} \ln \left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}} \right) \quad (2.2)$$

où ψ : succion ou pression négative (kPa)

R^* : constante universelle des gaz (8.31432 J/(mol K))

T : température (degrés absolus 273.16 + Temp. °C)

v_{w0} : volume spécifique de l'eau ou l'inverse de la densité $1/\rho_w$ (m³/kg)

ρ_w : masse volumique de l'eau (998 kg/m³ à 20°C)

ω_v : masse moléculaire de la vapeur d'eau (18.016 kg/kmol à 20°C)

$\bar{u}_v$: pression partielle de la vapeur d'eau dans les pores (kPa)

$\bar{u}_{v0}$: pression de saturation de la vapeur d'eau sur une surface plane à une même température (kPa)

Le terme $\bar{u}_v/\bar{u}_{v0} \times 100\%$ représente l'humidité relative RH(%). À une température de 20°C, la partie constante de l'équation 2.2 prend la valeur de 135022 kPa et donc cette relation peut être réécrite sous la forme suivante :

$$\psi = -135\,022 \ln\left(\bar{u}_v/\bar{u}_{v0}\right) \quad (2.3)$$

Une valeur d'humidité relative inférieure à 1 (100%) indique l'existence d'une succion matricielle dans le sol. Cette dernière est notée $\psi = u_a - u_w$, où u_a est la pression de l'air et u_w , la pression d'eau à l'intérieur des pores (Fredlund 1995). On retrouve également une succion osmotique π qui est une fonction de la quantité de sels dissous dans le liquide. La somme des deux donne la succion totale. La succion osmotique est cependant souvent négligée.

La succion est associée au phénomène de remontée capillaire résultant de la tension de surface à l'interface eau-air et des propriétés hygroscopiques de l'eau. La tension capillaire est plus marquée lorsque le rayon de courbure du ménisque diminue comme c'est le cas dans les plus petits pores.

Dans un tube de diamètre constant, la remontée capillaire est exprimée par la relation suivante, dite équation de Laplace (voir la figure 2.3) :

$$h_c = \frac{2T_s \cos(\alpha)}{r\rho_w} \quad (2.4)$$

où h_c : remontée capillaire [L]

T_s : tension de surface liquide-vapeur [M/L]

α : angle de contact entre le liquide et le solide

r : rayon du tube [L]

ρ_w : masse volumique de l'eau [M/L³]

À une température de 20 °C, $T_s \cong 72.8$ dynes/cm (10^8 dynes = 1 kN), $\rho_w = 9.7896$ kN/m³ et l'angle de contact de l'eau (sur du verre ou du quartz) prend la valeur de 0. En prenant en compte que 10^6 cm³ = 1 m³, l'équation de Laplace 2.4 devient alors (Bowles 1984) avec h et r en cm:

$$h \cong \frac{0,149}{r} \quad (2.5)$$

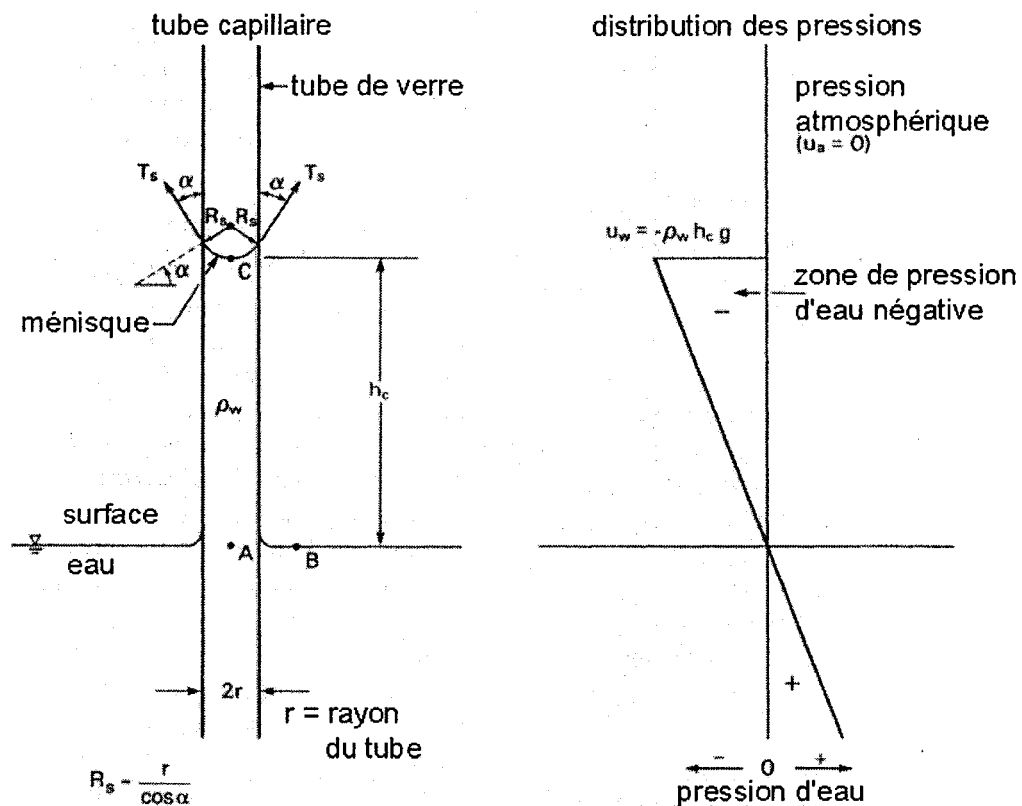


Figure 2.3 : Remontée capillaire dans un tube et distribution des pressions associées à la remontée
(Adaptée de Fredlund et Rahardjo 1993)

Dans les sols, la relation entre θ et ψ varie d'un matériau à l'autre. Pour une même valeur de succion ψ , la teneur en eau volumique sera généralement plus importante dans un matériau ayant des plus petits pores (silt) que dans un matériau contenant des plus gros pores (sable). Ceci est illustré à la figure 2.4 qui représente la courbe de rétention d'eau.

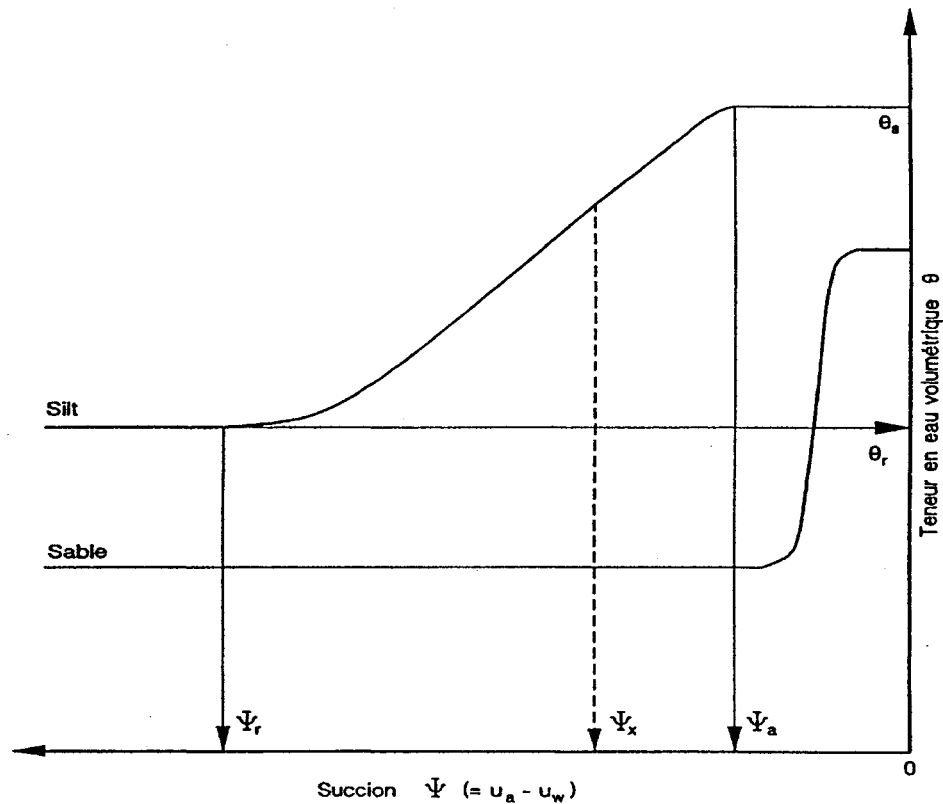


Figure 2.4 - Représentation schématisée des courbes de rétention d'eau de deux sols (CRE) où ψ_x est une valeur aléatoire de la succion.
(tirée de Aubertin et al. 1995)

Sur les courbes CRE, on retrouve plusieurs valeurs qui sont particulières à chacun des matériaux utilisés. La désaturation d'un matériau débute lorsque la succion matricielle est assez élevée pour que l'air puisse entrer dans les pores du matériau. Cette pression, notée ψ_a ou AEV, est la pression d'entrée d'air. La teneur en eau résiduelle, où teneur d'adhésion, θ_r , représente une quantité d'eau pour laquelle il faut appliquer un changement de succion considérable afin d'en éliminer davantage. Cette teneur en eau résiduelle est associée à une valeur de succion ψ_r , correspondant au WEV (water entry value) ou pression

d'entrée d'eau du matériau. L'eau résiduelle ne contribue pratiquement pas à l'écoulement dans le sol à cause des discontinuités causées par l'air dans le réseau d'écoulement et de son adsorption marquée sur les particules solides. Pour sa part la teneur en eau à saturation (θ_s en désorption et θ'_s en adsorption) peut être inférieure à la porosité de 5 à 10% due à l'air dissous ou emprisonné dans les pores. La figure 2.5 montre une CRE comportant une hystérésis entre la courbe de mouillage et de séchage du sol.

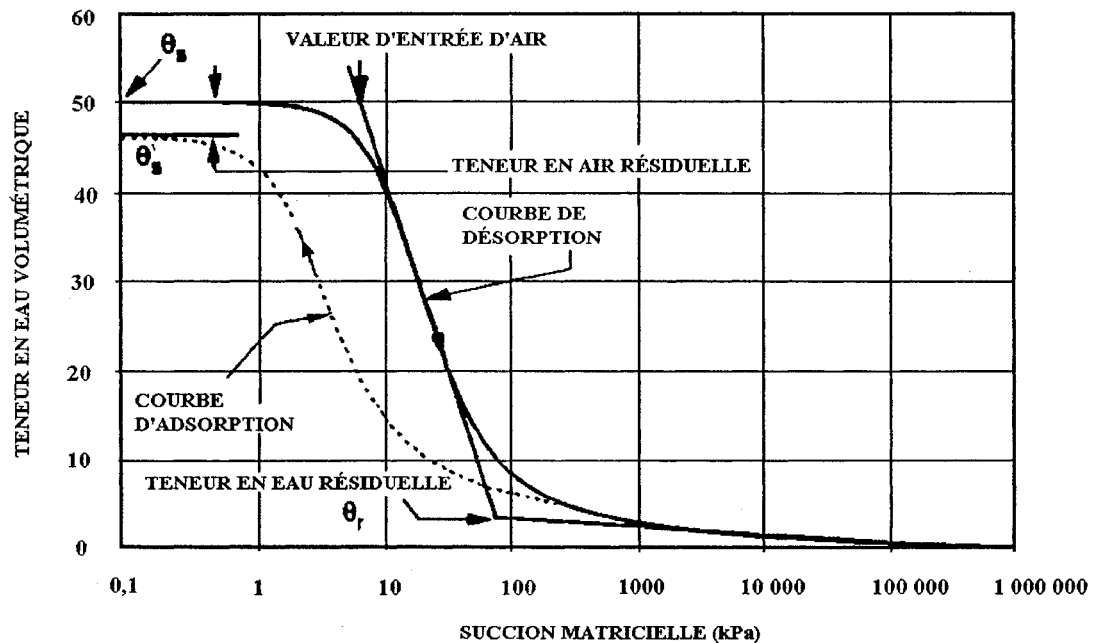


Figure 2.5 : Courbe de mouillage et drainage pour un sol silteux avec θ_s et θ'_s : teneur en eau volumique à saturation (tirée de Fredlund et al 1994b)

Dans certains cas, on doit tenir compte du phénomène d'hystérésis de la teneur en eau dans le matériau puisque celui-ci implique un décalage dans la courbe de rétention d'eau entre le mouillage et le séchage. Le phénomène

peut être expliqué par l'effet de la bouteille d'encre car le rayon r de l'entrée d'un pore est généralement inférieur au rayon maximum R du pore (Delleur, 1999). L'augmentation du rayon empêche la remontée capillaire dans le pore. Par contre le pore peut se saturer s'il est submergé sous la surface pour ensuite être remonté au-dessus de la surface. Reprenons l'équation de Laplace $h = 0.149/r$ (avec h et r en centimètres). Lors du séchage du matériau saturé, les pores demeurent saturés tant que la valeur de la remontée capillaire causée par la succion est supérieure à $0.149/r$. Pour le mouillage, l'eau commence à entrer dans les pores quand h atteint la valeur minimale de $0.149/R$. Comme r est inférieur à R , la teneur en eau dans les pores en séchage est supérieure à celle en mouillage pour une même valeur de forces capillaires, causant ainsi l'hystérésis. L'expérience a démontrée que le phénomène est plus important sur des sols comme le sable que sur des argiles car la dimension des pores du sable est plus étalée (Delleur, 1999). La figure 2.6 illustre le phénomène de la bouteille d'encre.

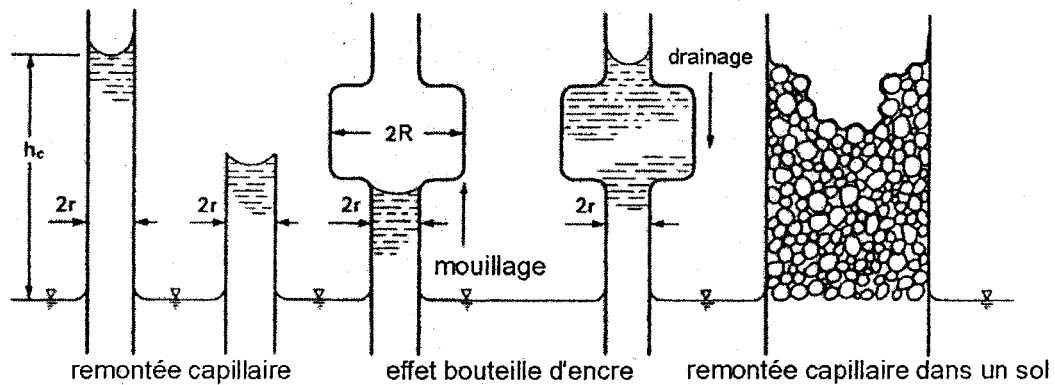


Figure 2.6 : Remontée capillaire dans un tube avec effet du rayon
(Adaptée de Fredlund et Raharjo 1993)

Donc, dans un sol pour un degré de saturation donné, la tension capillaire est supérieure dans des conditions de drainage qu'en mouillage. La structure des pores est plus complexe qu'un simple rayon constant d'où l'effet de la bouteille d'encre qui permet de supposer une succion supérieure en drainage. De plus, l'angle de contact est plus élevé en mouillage et la présence d'air emprisonnée à cet état entraîne une diminution de la saturation qui correspond à une tension capillaire inférieure. Les phénomènes d'hystérésis dans les sols non saturés sont expliqués plus en détails dans l'article de Maqsoud et al. (2002).

2.2.4 Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique d'un sol correspond à sa capacité de transmettre et de drainer l'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993). Le mouvement d'eau s'effectue plus lentement lorsqu'un sol est non saturé que lorsque le matériau est complètement saturé. À saturation, les pores sont remplis d'eau et forment une continuité. La conductivité hydraulique est à son maximum et constitue une constante du matériau (pour une porosité donnée). Lors de la désaturation, l'air remplace l'eau dans certains des pores et brise ainsi la continuité à certains endroits. De plus, lorsque la succion augmente, les plus gros pores sont les premiers à se désaturer laissant seulement les pores plus fins comme conducteurs. L'air empêche de son côté le passage de l'eau réduisant ainsi la conductivité hydraulique du matériau. En pratique, lorsque l'on considère une courbe de conductivité hydraulique d'un matériau en fonction de sa teneur en eau volumique, on remarque une diminution considérable et rapide de la conductivité passé le AEV puisque les pores de grands diamètres sont les premiers à se désaturer.

Les matériaux saturés les plus conducteurs sont ceux dont la grosseur des pores est la plus élevée, comme les sables et graviers. Les matériaux fins comme le silt et l'argile, dont la grosseur des pores est inférieure, sont beaucoup moins conducteurs. À l'inverse, lorsque les sols se désaturent, ceux dont la grosseur des pores est plus grande verront leurs pores se vider plus rapidement devenant ainsi très peu conducteurs. Les sols dont les pores sont plus petits retiennent l'eau à une valeur de succion supérieure. Ils conservent une conductivité hydraulique plus élevée permettant à l'eau de s'écouler plus facilement. Dans ces conditions, un sable peut devenir moins perméable que le silt. À la figure 2.7, on peut observer ce phénomène.

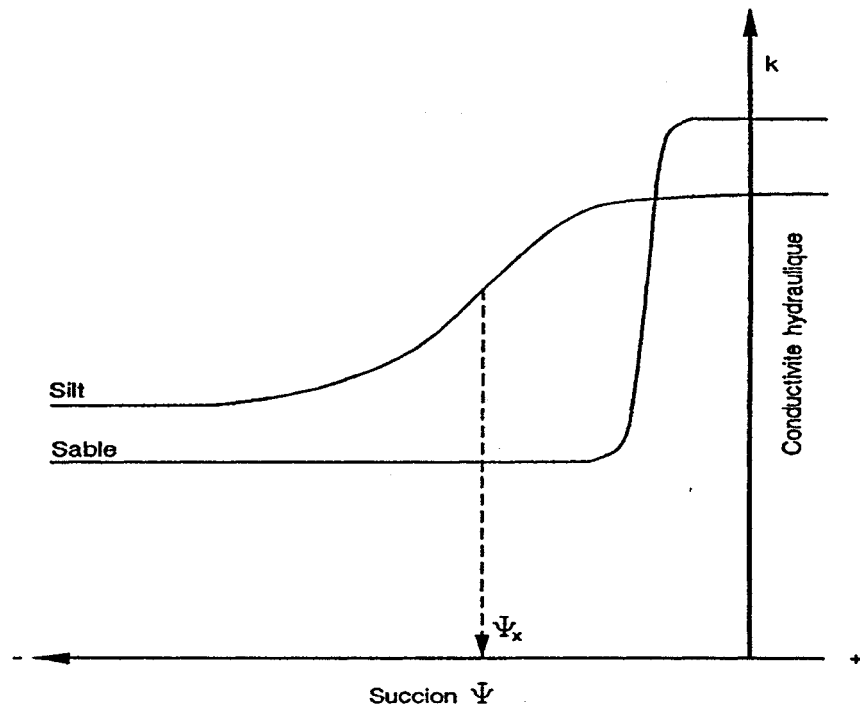


**Figure 2.7 - Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la succion
(tirée de Aubertin et al. 1995)**

2.2.5 Diffusion

En climat humide, la fonction principale d'une barrière de recouvrement placée sur des résidus miniers acides est d'empêcher l'oxygène d'entrer en contact avec ces résidus. Les gaz, comme l'oxygène, sont transportés de diverses manières dans les sols mais il a été démontré que la diffusion contrôle la plus grande partie du débit dans un sol fin à haut degré de saturation (Aubertin et al. 2000). C'est donc la diffusion de l'oxygène dans l'air et dans l'eau qui nous intéresse. Pour éviter la formation d'eau acide, il faut réduire le contact entre les éléments eau, air et minéraux sulfureux. La diffusion de l'oxygène dans le sol diminue considérablement avec l'augmentation de la saturation puisque le coefficient de diffusion de l'oxygène dans l'eau est de beaucoup inférieur à celui dans l'air. En tenant la couche de matériau fin à un degré de saturation élevé, on réduit donc le passage de l'oxygène par diffusion vers les résidus générateurs d'acide. La valeur du coefficient de diffusion de O_2 pour l'eau se situe entre 1×10^{-9} et $2 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$.

La diffusion est le flux d'un élément d'un milieu à forte concentration vers un milieu à concentration plus faible dû au mouvement des particules ioniques et moléculaire jusqu'à l'obtention d'un équilibre de la concentration (Delleur, 1999). Le flux de diffusion F_g est exprimé par la première loi de Fick pour des conditions permanentes.

$$F_g = -D_e \frac{\partial C}{\partial Z} \quad (2.6)$$

où F_g : débit de transfert de masse par unité de surface [$\text{M}/\text{L}^2\text{T}$]

Z : distance dans la direction de l'écoulement [L]

C : concentration de la substance diffusée [M/L³]

D_e : coefficient effectif de diffusion [L²/T]

Le signe négatif indique que le flux est dans la direction opposée à l'augmentation de la concentration.

Pour des conditions transitoires où la concentration varie dans le temps et l'espace, on utilise la seconde loi de Fick pour un flux à une dimension dans un milieu isotrope et non réactif.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_e \frac{\partial^2 C}{\partial Z^2} \quad (2.7)$$

Il faut à la base déterminer le coefficient de diffusion effectif qui varie avec la porosité et la teneur en eau. Lorsque le degré de saturation d'un matériau est inférieur à 85-90%, la phase d'air est alors continue et la diffusion s'effectuera presque uniquement dans l'air puisque plus facile (Aubertin et al. 2000). Pour un degré de saturation plus élevé, la diffusion s'effectuera dans les deux phases. Le coefficient de diffusion devient donc une sommation des deux. Plus de détails sur le sujet sont donnés dans Aubertin et al. (2000) et Mbonimpa et al. (2003).

2.2.6 Infiltration

L'infiltration est définie par le passage de l'eau à travers la surface d'un sol et la percolation est le mouvement de l'eau à l'intérieur de ce sol (Chin 2000, Parlange et al. 2002). En un point donné, le taux d'infiltration change en

fonction du temps lors d'une précipitation. Quelques définitions vont nous permettre de mieux comprendre ce qui se passe après un événement de précipitation (Dingman, 1994) qui commence au temps $t=0$ et se termine au temps $t=t_w$. Le taux d'infiltration $f(t)$ est le taux par lequel l'eau entre dans le sol à partir de la surface ($[L^3/L^2T] \equiv [L/T]$). Le taux par lequel l'eau arrive à la surface du sol dû à la pluie ou la fonte de neige est noté $w(t)$. La capacité d'infiltration notée $f_c(t)$ est le taux d'infiltration maximum. Finalement $Y(t)$ est l'épaisseur de la couche d'eau en surface qui ne s'est pas encore infiltrée.

Le procédé d'infiltration est contrôlé par trois possibilités (Dingman, 1994).

1. Pas d'accumulation d'eau en surface car le taux d'infiltration est inférieur à la capacité d'infiltration : $Y(t)=0, f(t)=w(t) \leq f_c(t)$
2. Présence d'eau en surface car le taux de précipitation w est supérieur à la capacité d'infiltration f_c : $Y(t)>0, f(t)=f_c(t) \leq w(t)$
3. Accumulation d'eau en surface due à une hausse du niveau de la nappe phréatique au-dessus de la surface : $Y(t)>0, f(t)=0$

Le procédé d'infiltration par le haut avec saturation en surface (cas 2) montre un taux d'infiltration élevé au départ suivi d'une diminution rapide puis d'une asymptote qui tend vers une valeur presque constante. La figure 2.8 montre un profil d'infiltration (θ en fonction du temps). On peut voir le front de mouillage qui s'abaisse en fonction du temps. Le front de mouillage dans un sol fin comme une argile est plutôt diffus dû à l'effet de capillarité mais il posséderait une frontière bien définie dans un sable.

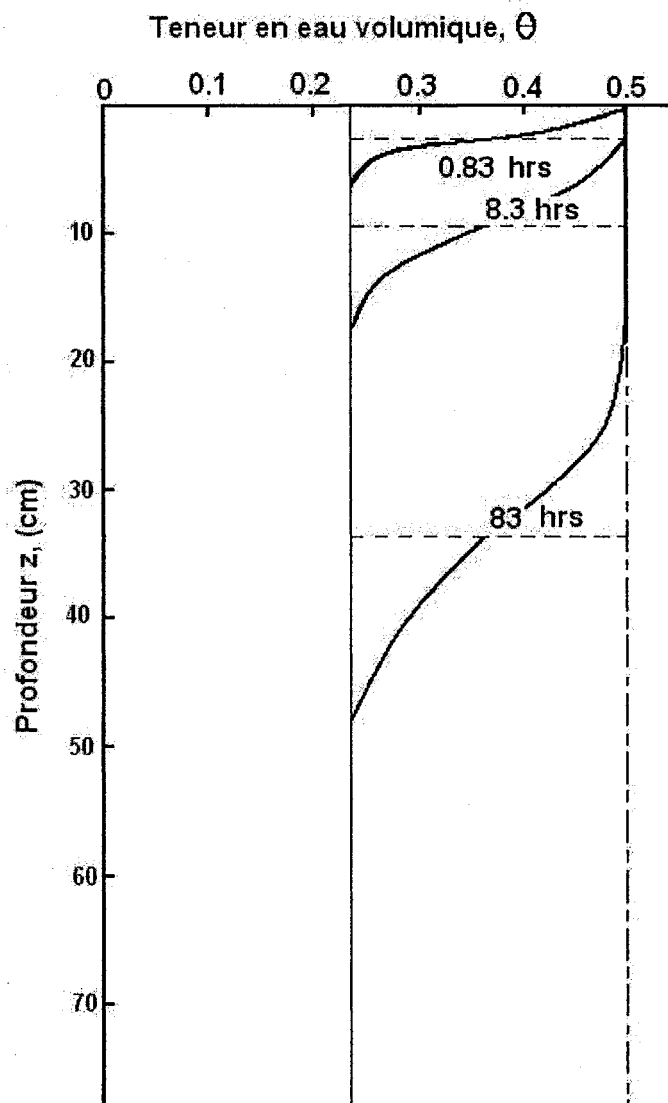


Figure 2.8 – Profil de teneur en eau d'un sol fin en fonction du temps.
 Les tirets donnent la position moyenne du front de mouillage.
 (adaptée de Dingman 1994)

Les facteurs qui influencent le taux d'infiltration sont (Dingman, 1994) :

- le débit par lequel l'eau arrive en surface
- la conductivité hydraulique à saturation du sol en surface
- le degré de saturation des pores de surface au début du procédé

- inclinaison et rugosité de la surface
- caractéristiques chimiques de la surface du sol
- propriétés physiques et chimiques de l'eau

Le taux d'infiltration est équivalent au taux de percolation juste sous la surface et peut être représenté par la loi de Darcy (en fonction du débit).

$$q = -k(\theta) \frac{\delta h}{\delta z} \quad (2.8)$$

où q : débit spécifique vertical de l'eau dans le sol [$L^3/L^2T \equiv L/T$]

$k(\theta)$: conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumétrique [L/T]

h : charge piézométrique où $h = \psi + z$ [L]

(avec $\psi = p/\gamma_w$ où p = pression d'eau, γ_w = poids spécifique de l'eau et z = élévation positive en montant)

$\delta h/\delta z$: gradient hydraulique [L/L]

Cette équation peut être modifiée en fonction de la charge piézométrique et de la succion pour obtenir l'équation suivante (où les pressions sont données en charge ou élévation):

$$\begin{aligned} q &= -k(\theta) \frac{\delta h}{\delta z} \\ &= -k(\theta) \frac{\delta}{\delta z} \left(\frac{p}{\gamma_w} + z \right) = -k(\theta) \frac{\delta}{\delta z} [-\psi(\theta) + z] \\ &= k(\theta) \left[\frac{\partial \psi(\theta)}{\partial z} - 1 \right] \end{aligned} \quad (2.9)$$

La différentielle peut être écrite comme suit :

$$\frac{\partial \psi(\theta)}{\partial z} = \frac{\partial \psi(\theta)}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} = -C(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.10)$$

où $C(\theta)$ est une propriété du sol, de valeur positive, qui peut être obtenue directement par la dérivée de la courbe de rétention d'eau du sol comme montré sur la figure 2.9 où θ_o est la teneur en eau initiale à la surface.

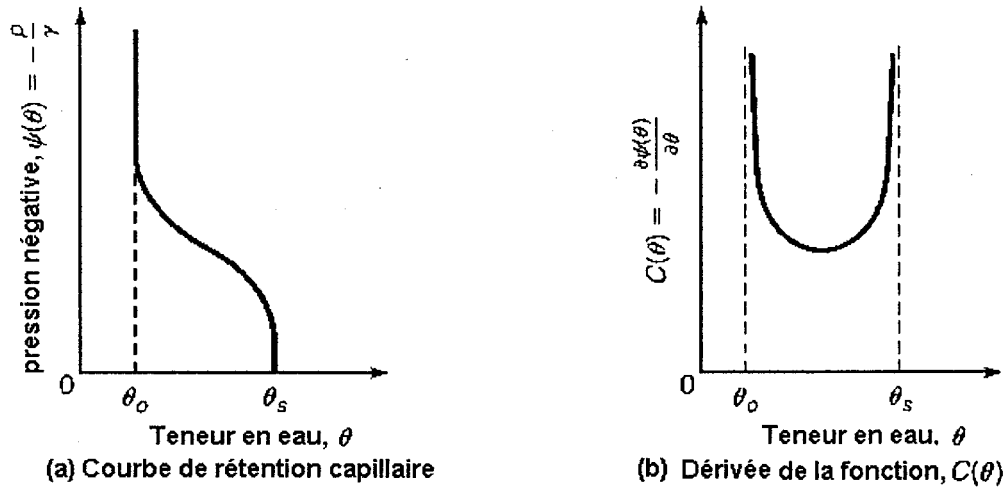


Figure 2.9 – Courbe de rétention capillaire et la dérivée $C(\theta)$
(adaptée de Chin 2000)

L'équation suivante du taux d'infiltration f lorsque $\theta_o > \theta_r$, peut alors être obtenue (Chin 2000).

$$f = k(\theta) \left[C(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + 1 \right] \quad (2.11)$$

Le débit vertical dans le sol est alors égal au taux d'infiltration mais de signe opposé puisque q est positif vers le haut et f vers le bas. Si l'on remplace le terme $k(\theta)$ par une fonction empirique telle celle de Bear (1979) (inspirée de celle de Irnay 1953), on obtient la fonction du taux d'infiltration suivante :

$$f = k_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^3 \left[C(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + 1 \right] \quad (2.12)$$

où θ_s : teneur en eau à saturation

θ_r : teneur en eau résiduelle

k_s : conductivité hydraulique du sol à saturation

Cette équation (valable pour $\theta > \theta_r$, permet d'obtenir une solution semi analytique pour f si on connaît la CRE (relation $\psi - \theta$). La figure 2.10 illustre le processus d'infiltration dans le sol où il y a une accumulation en surface à un moment donné.

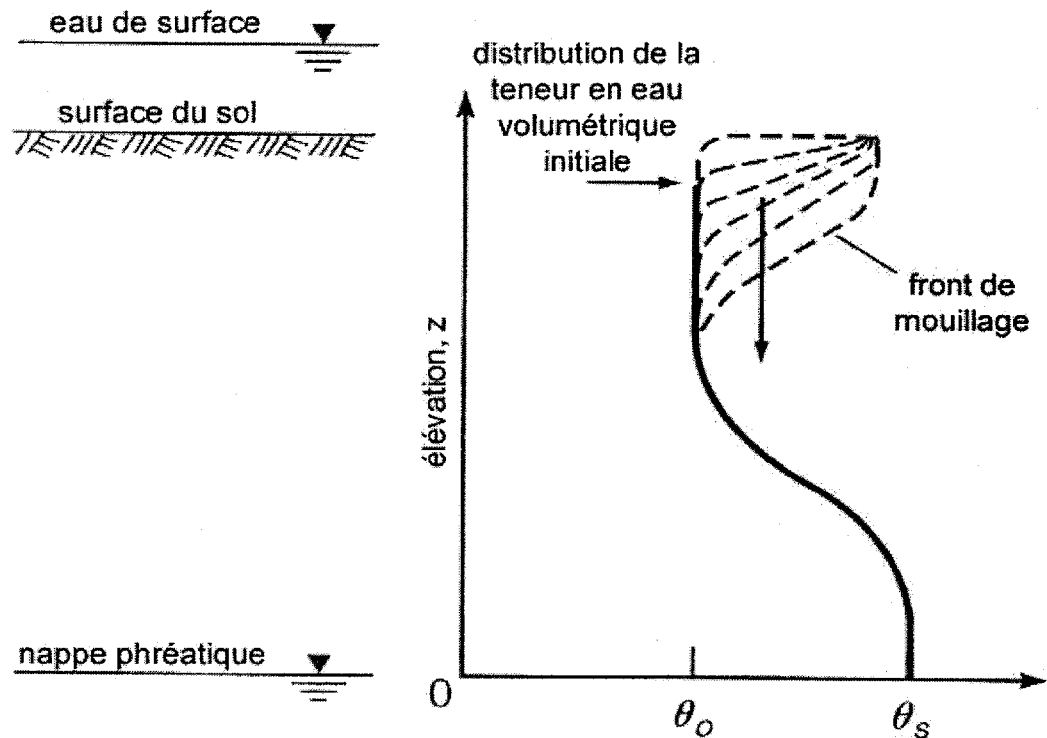


Figure 2.10 – Procédé d'infiltration dans le temps avec accumulation d'eau en surface suite à une précipitation. θ_o est la teneur en eau initiale à la surface.
(Adaptée de Chin 2000)

Au départ, le profil correspond à l'état d'équilibre de la courbe de rétention capillaire d'un sol où $\theta \cong \theta_r$ et donc $\partial\theta/\partial z \cong 0$. Sous ces conditions, le taux d'infiltration $f = 0$. Suite à une précipitation, l'eau s'accumule et commence à s'infiltrer. Le sol sous la surface devient pratiquement saturé, mais demeure non saturé plus bas, ce qui nous donne $\theta = \theta_s$ et $\partial\theta/\partial z > 0$ près de la surface. À cet endroit l'équation 2.12 devient alors :

$$f = k_s \left[C(\theta_s) \frac{\partial \theta}{\partial z} + 1 \right] \quad (2.13)$$

Les valeurs de k_s et $C(\theta_s)$ demeurent constantes pendant l'infiltration et $\partial \theta / \partial z$ diminue progressivement vers 0 avec l'abaissement du front de mouillage. Le taux d'infiltration diminue donc graduellement de sa valeur maximum initiale à sa valeur minimum asymptotique lorsque le gradient $\Delta(\psi + z) / \Delta z$ est stationnaire. À ce moment :

$$f = k_s \quad (2.14)$$

Lorsque la colonne entière est saturée, le taux de percolation devient équivalent sur toute la longueur de la colonne.

2.2.6.1 Modèle de Horton

Plusieurs modèles sont utilisés pour présenter quantitativement et empiriquement l'infiltration. Le plus courant est celui de Horton, tel que mentionné dans Marshall (1996) et le ASCE Hydrology Handbook (1996) et Chin (2000). Ce modèle est montré par la figure 2.11 et il est défini par la relation suivante :

$$f_p = f + (f_o - f)e^{-\beta t} \quad (2.15)$$

où f_p : taux d'infiltration potentiel en fonction du temps

f_o : taux d'infiltration initial (maximum)

f : taux d'infiltration asymptotique lorsque $t \rightarrow \infty$ (minimum)

équivalent à k_s

β : paramètre contrôlant la diminution de la capacité d'infiltration

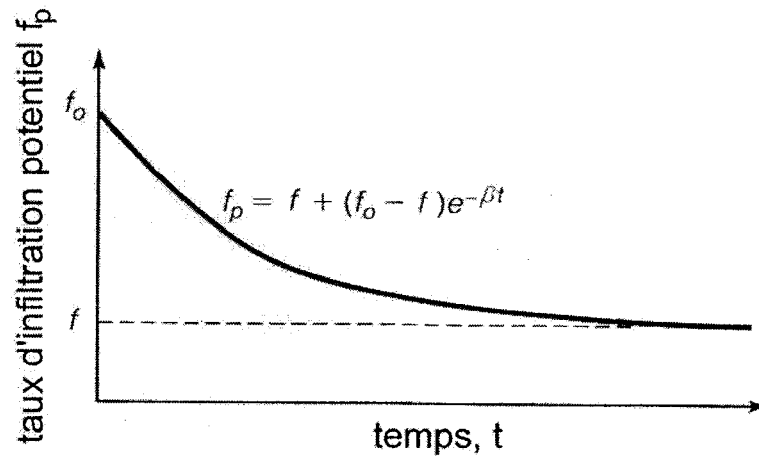


Figure 2.11 – Modèle de Horton pour des taux d'infiltration supérieurs aux taux minimum asymptotique f .

(Adapté de Chin 2000)

Les paramètres f_o , f_c et β sont déterminés à partir des données d'infiltration observées. La valeur de f_o dépend de la teneur en eau initiale du sol. Ce modèle est applicable seulement lorsque l'intensité des précipitations est supérieure à f_c .

2.2.6.2 Modèle de Green-Ampt

Ce modèle est un des plus réaliste pour évaluer l'infiltration (Chin 2000). Il utilise la loi de Darcy et le principe de conservation de la masse (Dingman 1994). Il considère que le sol a une recharge rapide et une conductivité hydraulique presque constante (Parlange et al. 2002). Pour un sol profond, dont la nappe phréatique et la frange capillaire ne sont pas près de la surface, on peut considérer deux cas : le taux de précipitation est inférieur à la conductivité hydraulique à saturation et le cas où ce taux est supérieur.

Considérons d'abord le premier cas. Soit une tranche de sol qui contient une teneur en eau très faible $\theta_o \cong \theta_r$ puisque nous sommes dans la zone non-saturée. Au départ le débit de précipitation (w) est supérieur à la conductivité hydraulique ($k_h(\theta_o)$) associée à la teneur en eau de départ (θ_o). L'eau entre plus rapidement dans une tranche de sol qu'elle n'en ressort. Il y a donc emmagasinement d'une certaine quantité d'eau qui contribue à augmenter la teneur en eau et par le fait même la conductivité hydraulique. Ceci continue tant que la teneur en eau à l'intérieur du sol n'a pas atteint une valeur maximale uniforme sur toute l'épaisseur associée au taux de précipitation (w) en surface. À ce moment l'eau entre dans le sol au même taux qu'elle en ressort et la teneur en eau demeure constante (avec $k_h(\theta_w) = w$). La figure 2.12 montre bien le phénomène.

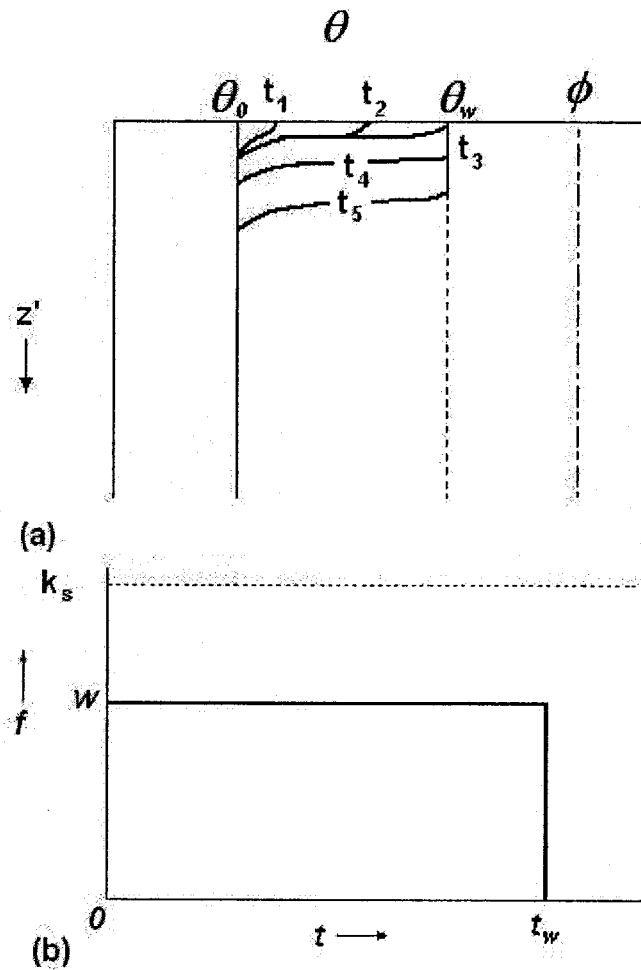


Figure 2.12 – (a) Profil de teneur en eau dans le temps, (b) Taux d'infiltration dans le temps pour un sol profond lorsque w est inférieur à k_s (tirée de Dingman 1994)

Dans le cas où le taux de précipitation est supérieur à la conductivité hydraulique à saturation (k_s), le phénomène est initialement le même que précédemment. Lorsque la teneur en eau atteint la valeur à saturation ($\theta_s = n$) et que la conductivité hydraulique est à son maximum (k_s), une certaine

quantité d'eau va continuer à s'infiltrer mais le reste va s'accumuler en surface et s'écouler latéralement si on se retrouve en pente. La figure 2.13 montre le phénomène. Le temps t_p est considéré comme le temps auquel l'eau commence à s'accumuler en surface.

On peut idéaliser le front de mouillage comme une frontière horizontale qui s'abaisse avec le temps. Les précipitations se sont entièrement infiltrées jusqu'au moment où l'eau commence à s'accumuler en surface et donc la quantité totale d'eau infiltrée ($F(t)$) jusqu'à ce moment correspond à :

$$F(t) = wt_p \quad (2.16)$$

L'eau occupe l'espace entre la surface et $z_f(t_p)$ de sorte que :

$$F(t) = z_f(t)(\theta_s - \theta_o) \quad (2.17)$$

En combinant ces deux équations on obtient

$$t_p = \frac{z_f(t_p)(\theta_s - \theta_o)}{w} \quad (2.18)$$

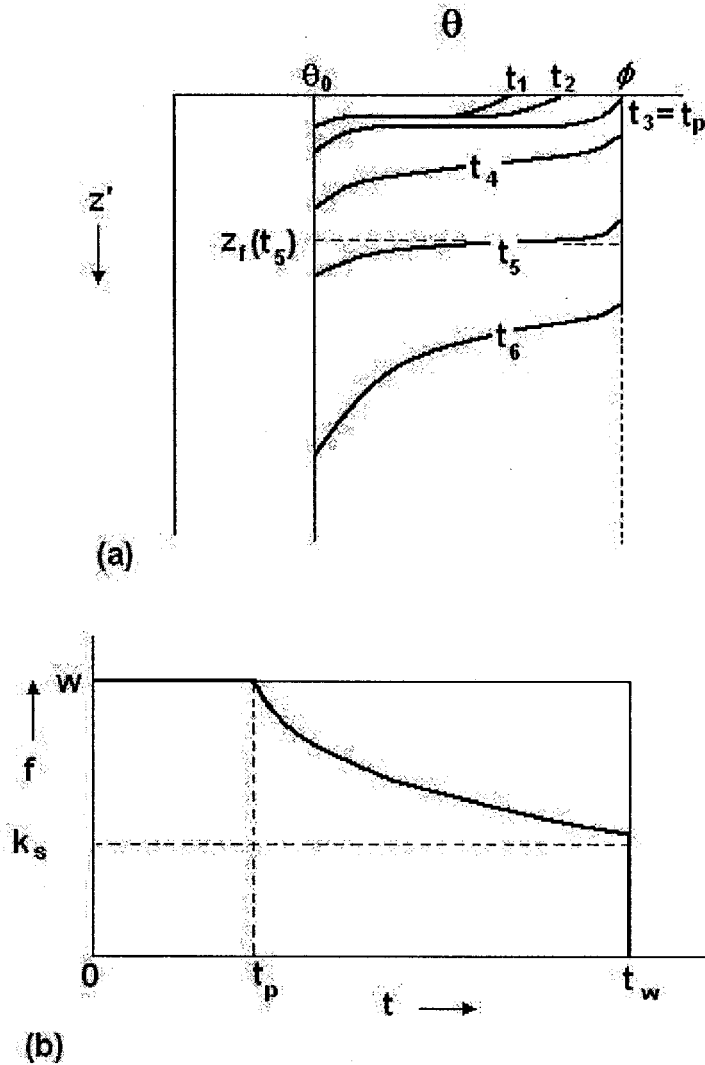


Figure 2.13 – (a) Profil de teneur en eau dans le temps. (b) Taux d'infiltration dans le temps pour un sol profond lorsque $w > k_s$. Les tirets indiquent la valeur moyenne du front de mouillage $z(t)$ pour un temps t .
(tirée de Dingman 1994)

À partir du moment où il y a accumulation d'eau en surface, l'équation qui permet de déterminer le taux d'infiltration, équivalent à la capacité d'infiltration, est (Dingman 1994) :

$$f(t) = k_s \left[1 + \frac{|\psi_f|(\theta_s - \theta_o)}{F(t)} \right] \quad (2.19)$$

où ψ_f = tension au front de mouillage ($WEV \cong \psi_r$)

La relation qui réunit le taux d'infiltration en fonction du temps et de la quantité totale d'eau accumulée est la dérivée

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} \quad (2.20)$$

qui donne une relation du temps en fonction de la quantité d'eau infiltré (Dingman 1994) :

$$t = \frac{F(t) - F(t_p)}{k_s} + \frac{|\psi_f|(\phi - \theta_o)}{k_s} \ln \left[\frac{F(t_p) + |\psi_f|(\phi - \theta_o)}{F(t) + |\psi_f|(\phi - \theta_o)} \right] + t_p \quad (2.21)$$

pour $F(t) > F(t_p)$ ($t_p \leq t \leq t_w$).

Pour solutionner ces équations, il faut faire des itérations en donnant une valeur initiale à $F(t)$ qui permet de déterminer t . Les valeurs de $F(t)$ qui

donnent $t < t_p$ ou $t > t_w$ sont non valides. Une fois la valeur de $F(t)$ déterminée, on remplace dans l'équation de f_i et on peut également déterminer $z_f(t)$.

Pour appliquer cette méthode, il faut connaître les valeurs de k_s et ψ_f . La valeur de conductivité hydraulique devrait être inférieure à la valeur à la saturation due à la remontée de l'air dans les pores suite à l'infiltration (Dingman 1994), mais des études ont montré que la valeur nominale (k_s) donne une bonne approximation.

La valeur de ψ_f ou le WEV (valeur d'entrée d'eau) peut être estimée de plusieurs façon. Selon Dingman (1994), ψ_f peut être estimé par la relation suivante :

$$|\psi_f| = 0.76|\psi_s| \quad (2.22)$$

ou bien selon le ASCE Hydrology Handbook (1996):

$$\psi_f = 4.903(k_s + 0.02)^{-0.4932} \quad (\text{cm}) \quad (2.23)$$

À partir des équations 2.20 et 2.21, il existe également une méthode explicite qui consiste à remplacer le terme logarithmique de l'équation 2.21 par les deux premiers termes de l'équation de Taylor. Ceci permet de déterminer le taux d'infiltration en évitant de faire des itérations.

$$f(t) = w \left[1 + 2 \frac{(w - k_s)^2}{k_s |\psi_f| (\phi - \theta_o)} t \right]^{-1/2} \quad (2.24)$$

d'où on obtient :

$$F(t) = k_s w \frac{|\psi_f| (\phi - \theta_o)}{(w - k_s)^2} * \left\{ \left[1 + 2 \frac{(w - k_s)^2}{k_s |\psi_f| (\phi - \theta_o)} t \right]^{1/2} - 1 \right\} \quad (2.25)$$

Toutefois, la justesse des résultats diminue avec le temps en utilisant cette méthode. Il est donc recommandé, afin d'améliorer la précision, d'utiliser l'équation (2.25) pour trouver $F(t)$ pour ensuite retourner avec la méthode de Green et Ampt originale pour calculer la valeur de $f(t)$ (Dingman 1994).

Lorsque l'on a un sol peu profond, il faut introduire une couche imperméable ou la nappe phréatique à une profondeur z_u pouvant entraîner la saturation par le bas. L'infiltration entraîne les mêmes conditions que lorsqu'on se retrouve dans un sol profond. On peut alors déterminer la profondeur du front de mouillage par l'équation (Dingman 1994) :

$$z_f(t) = \frac{wt}{\theta - \theta_o} \quad (2.26)$$

et donc le temps t_u auquel le front de mouillage aura atteint la frontière imperméable par :

$$t_u = \frac{(\theta - \theta_o) z_u}{w} \quad (2.27)$$

Si les précipitations continuent, la saturation est atteinte à la frontière et un front de mouillage vers le haut est développé sous lequel $\theta = n$ et avec $\theta = \theta_w$ au-dessus. Lorsque ce front atteint la surface, l'infiltration devient nulle et l'eau commence à s'accumuler en surface.

2.3 ÉCOULEMENT NON SATURÉ ET LOIS CONSTITUTIVES

Plusieurs modèles retrouvés dans la littérature permettent de définir la courbe de rétention d'eau et/ou la fonction de conductivité hydraulique d'un matériau. Mentionnons entre autres ceux de Brooks et Corey (1964), Mualem (1976) et van Genuchten (1980), Fredlund et Xing (1994), le modèle Kovács (1981) modifié par Aubertin et al. (1995, 1998a, 1998b, 2003) et celui de Childs et Collis-George (1950) modifié par Kunze (1968) utilisé par défaut dans le logiciel de simulation SEEP/W qui est utilisé dans ce projet.

Deux approches permettent de déterminer les paramètres de la fonction de conductivité hydraulique, soit la mesure en laboratoire (ou sur le terrain) et la prédiction par différents modèles. La mesure de laboratoire permet ensuite de tracer les fonctions k_u à partir des fonctions descriptives. Les modèles de prédiction se divisent en trois catégories, soit les modèles analytiques, les modèles statistiques et les modèles physiques (Bussière, 1999). Divers modèles sont présentés dans les sections qui suivent.

2.3.1 Équation d'écoulement

Soit un volume élémentaire représenté par $\Delta x \Delta y \Delta z$. Si on considère le débit spécifique (volume d'eau qui traverse une surface unitaire par unité de temps) dans la direction des x , la différence entre le débit entrant et le débit sortant, est représentée par l'équation suivante (Hillel 1980) :

$$\Delta q_x = q_x \Delta y \Delta z - \left[q_x + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \Delta x \right] \Delta y \Delta z \quad (2.28)$$

La figure 2.14 illustre le volume élémentaire avec le débit spécifique.

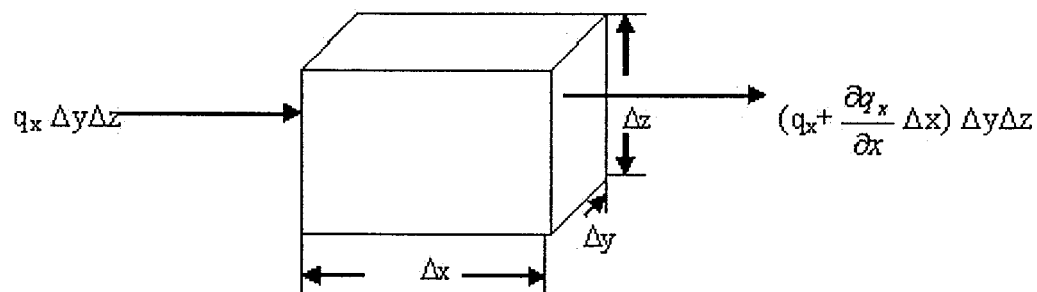


Figure 2.14 – Volume élémentaire de sol avec bilan des débits d'après Hillel (1980) (tirée de Bussière 1999)

L'eau qui s'accumule dans le volume élémentaire par unité de temps est la recharge exprimée par l'équation :

$$\Delta q = - \left(\frac{\partial q}{\partial x} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (2.29)$$

Cette équation peut être exprimée en fonction de la variation de teneur en eau volumétrique dans le temps :

$$\Delta q = (\partial \theta / \partial t) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (2.30)$$

En égalant 2.29 et 2.30 et en ajoutant les composantes en y et z on obtient l'équation de continuité:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (2.31)$$

Les écoulements dans des sols à teneur en eau variable sont décrits par l'équation de Richards (1931). Celle-ci est généralement exprimée en terme de la charge h en 2 dimensions (e.g. van Genuchten et al. 1991, Fala et al. 2001) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right) = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.32)$$

où la valeur de k est une fonction de la succion ou de la teneur en eau volumétrique. Pour nos essais, seulement une dimension sera nécessaire et donc, un des termes de l'équation prend la valeur 0.

L'équation de Richards peut également être exprimée en fonction de la succion ψ :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.33)$$

ou bien en fonction des débits spécifiques lorsque la condition frontière tient compte des précipitations :

$$\frac{\partial}{\partial x}(q_x) + \frac{\partial}{\partial z}(q_z) = -\frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.34)$$

où h = charge hydraulique [L]
 t = temps [T]
 z = profondeur du sol [L]
 x = distance horizontale [L]
 k = conductivité hydraulique [L / T]
 θ = teneur en eau volumétrique [L³/L³]
 ψ = succion [M/LT²]
 q = débits spécifiques [L/T]

Pour solutionner cette équation, les variations de la teneur en eau volumétrique et de la conductivité hydraulique en fonction de la charge hydraulique ($\theta(h)$ et $k(h)$) doivent être connues. La conductivité hydraulique peut également être exprimée en fonction de la variation de la teneur en eau ($k(\theta)$).

2.3.2 Modèles pour la courbe de rétention d'eau

La plupart des différents modèles utilisés pour décrire la courbe de rétention d'eau peuvent être exprimés selon l'équation suivante (Leong et Rahardjo 1997) :

$$a_1 \theta_e^{b_1} + a_2 \exp(a_3 \theta_e^{b_1}) = a_4 \psi^{b_2} + a_5 \exp(a_6 \psi^{b_2}) + a_7 \quad (2.35)$$

où $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, b_1, b_2$: constantes

ψ : succion $[M/LT^2]$

θ_e : teneur en eau effective $(\theta_e = (\theta - \theta_r / \theta_s - \theta_r)) [L^3/L^3]$

Selon le modèle, les constantes prennent différentes valeurs permettant de définir les courbes de rétention d'eau. Nous en présentons quelques unes dans ce qui suit.

2.3.2.1 Modèle de Brooks et Corey

Brooks et Corey (1964) ont démontré par l'expérimentation que la succion, la teneur en eau et la conductivité hydraulique dépendent de deux paramètres du sol. Le premier est la pression d'entrée d'air (AEV) du sol qui est liée à la grosseur maximale des pores formant un réseau d'écoulement continu. L'autre est un facteur de distribution des pores qui permet d'évaluer l'effet de la taille des pores dans le réseau d'écoulement. On peut alors considérer deux fluides non miscibles (par exemple l'air et l'eau) pour exprimer les équations.

L'équation de Brooks et Corey permet de représenter la fonction de variation de teneur en eau volumétrique en fonction de la charge hydraulique $\theta(h)$. On définit alors (Brooks et Corey, 1964):

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} (\alpha_b \psi)^{-\lambda_b}, & \text{pour } (\alpha_b \psi > 1) \\ 1, & \text{pour } (\alpha_b \psi \leq 1) \end{cases} \quad (2.36)$$

- où θ = teneur en eau volumique [L^3/L^3]
 θ_e = teneur en eau effective ($0 \leq \theta \leq 1$) [L^3/L^3]
 θ_r = teneur en eau résiduelle [L^3/L^3]
 α_b = paramètre empirique [$1/L$] ou [LT^2/M] où $1/\alpha_b$ = AEV valeur
d'entrée d'air
 λ_b = facteur de distribution des pores qui affecte la pente de la courbe
de rétention
 ψ = succion [L] ou [M/LT^2]

Par convention, les valeurs de succion ($\psi = u_a - u_w$) et α_b sont considérées positives pour les sols non saturés (car $u_a \geq 0$, $u_w \leq 0$). Le modèle de Brooks et Corey produit deux lignes qui s'intersectent à la valeur d'entrée d'air AEV = $\psi_a = 1/\alpha_b$.

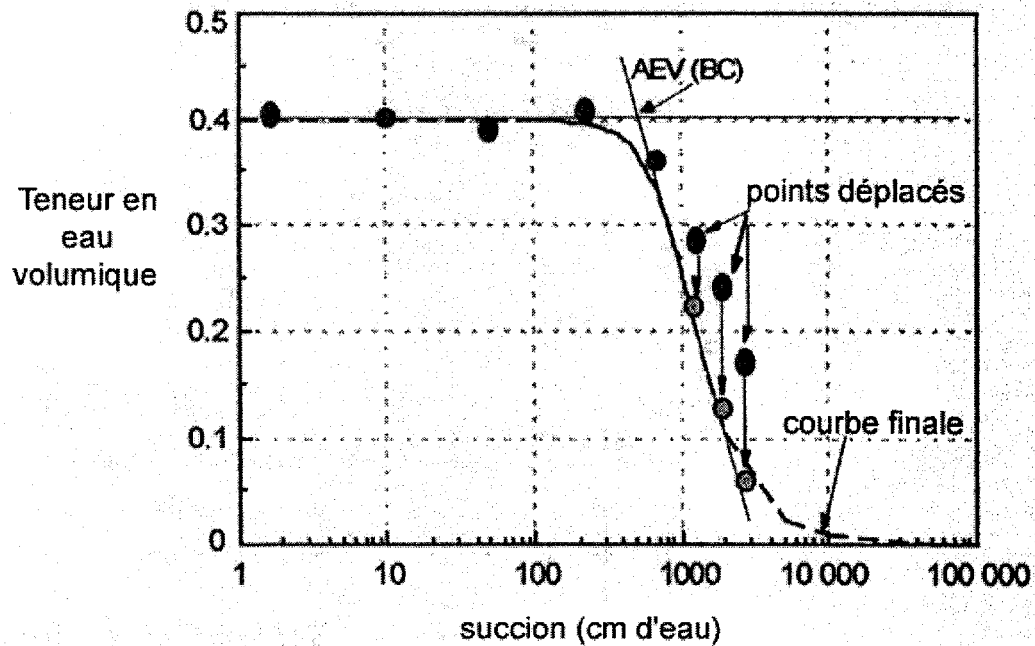


Figure 2.15 – Courbe de rétention d'eau et évaluation du AEV selon le modèle de Brooks et Corey (1964)
(tirée de Aubertin et al. 1998a)

Comme on peut le voir sur la figure 2.15, un ajustement représenté par les points déplacés sur cette figure est souvent nécessaire selon la valeur estimée de θ_r . L'application du modèle demande la détermination de cette valeur. Pour ce faire, on suggère de tracer un graphique de $\log \theta_e$ (saturation ou teneur en eau) vs $\log \psi$ (noté P_c / γ sur la figure 2.15) sur lequel on évalue une valeur approximative du degré de saturation résiduel S_r correspondant à une valeur de θ_r par rapport à une asymptote à la partie verticale de la courbe. Ensuite on trace un graphique du degré de saturation effectif ($\log \theta_e$, calculé avec le S_r approximatif) en fonction de $\log \psi / \gamma_w$. Une certaine quantité des points calculés vont tomber sur une section linéaire de la courbe. Sur cette droite, on peut évaluer la deuxième valeur de S_r en y projetant θ_e dans la zone de haute

succion comme on peut le voir sur la figure 2.16. Cette deuxième valeur, est habituellement correcte et les valeurs de θ_e recalculées devraient tomber sur une droite. Sinon on recommence le processus jusqu'à l'obtention d'une droite qui donnerait la bonne valeur de S_r (ou θ_r)

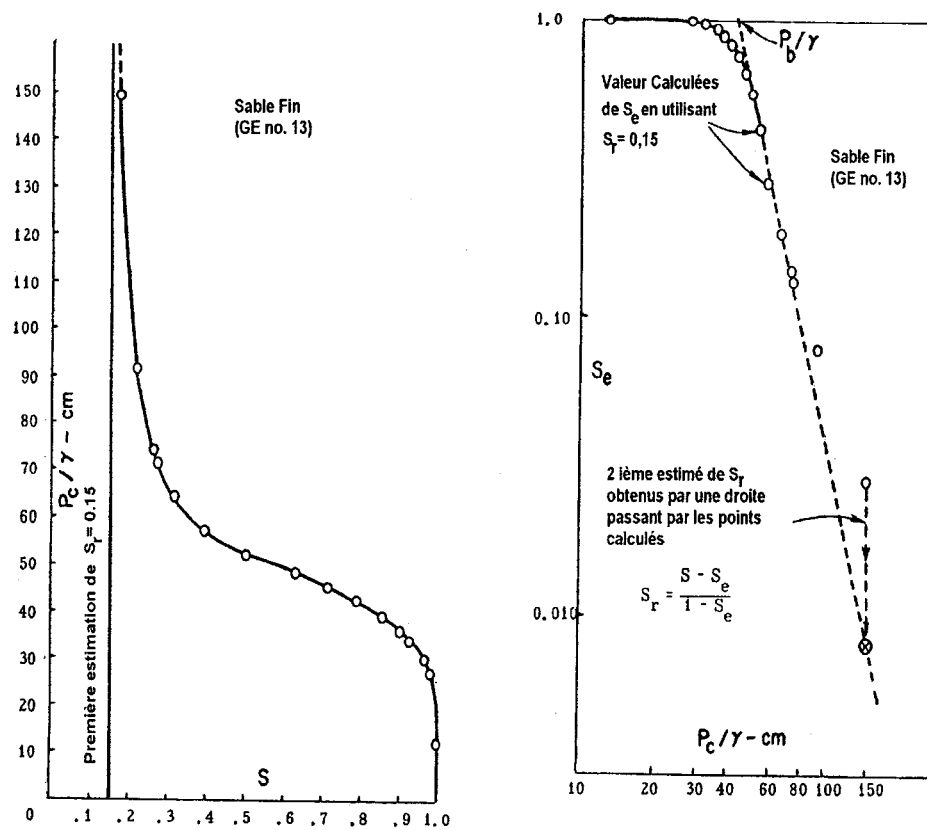


Figure 2.16 : Détermination de la saturation résiduelle ou teneur en eau volumique résiduelle où P_c / γ correspond à la succion ψ , $S_r = S$ est le degré de saturation associé à une teneur en eau et $S_e = \theta_e$. (adaptée de Brooks et Corey 1964)

2.3.2.2 Modèle de van Genuchten

À partir du modèle de Brooks et Corey (1964) et Gardner (1958), van Genuchten (1980) a développé son modèle. Cette relation aux propriétés intéressantes est notée VG-equation et elle peut s'écrire de la façon suivante (van Genuchten et al., 1991) :

$$\theta_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left[1 + (\alpha_v \psi)^{n_v}\right]^{m_v}} \quad (2.37)$$

où θ_e : teneur en eau réduite [L^3/L^3]

θ_r : teneur en eau résiduelle [L^3/L^3]

θ_s : teneur en eau à saturation (considérée égal à la porosité n) [L^3/L^3]

θ : teneur en eau volumétrique [L^3/L^3]

ψ : succion matricielle [M/LT^2]

α_v , n_v et m_v sont des constantes empiriques généralement reliées qui affectent la forme de la courbe. La valeur de α_v permet d'estimer la valeur AEV du matériau par la relation $\psi_a = 1/\alpha_v$. Néanmoins cette valeur est généralement surestimée lorsque comparée aux autres approches de détermination (Aubertin et al. 1998). Plusieurs analyses paramétriques ont été réalisées avec différentes valeurs de m_v et/ou n_v en gardant (comme choix arbitraire) le produit $m_v n_v = 0,4$ constant. Les essais tendent vers une courbe limite à faible valeur de saturation relative. Cette courbe limite est équivalente à l'équation de Brooks et Corey (1964) lorsque que le facteur 1 est éliminé du dénominateur de l'équation de van Genuchten et que $\lambda_v = m_v n_v$ dans

l'équation de Brooks et Corey. Cette même courbe est aussi apparente lorsque le facteur n_v tend vers l'infini en conservant tout de même $m_v n_v = 0,4$, la valeur de m_v étant donc très petite. La courbe donnée par Brooks et Corey a une cassure à l'endroit du AEV. La figure suivante montre diverses courbes en faisant varier les facteurs m_v et n_v (avec $m_v n_v = 0,4$). Sur la figure 2.17, h est la charge hydraulique et α_v l'inverse du AEV.

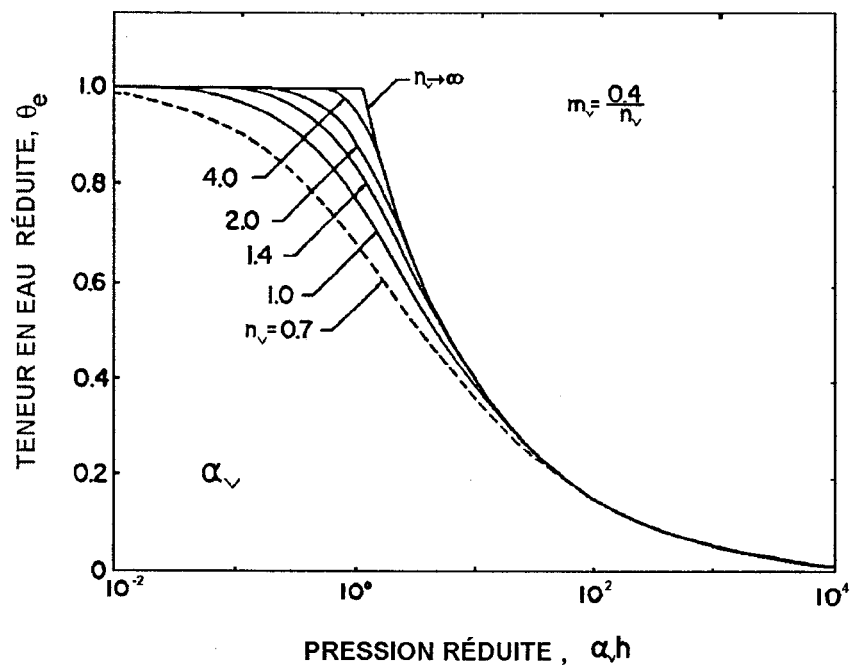


Figure 2.17 : Courbe de rétention d'eau avec $m n = 0.4$
(adaptée de van Genuchten et al. 1991)

2.3.2.3 Modèle de Fredlund et Xing

Les modèles de courbes de rétention d'eau proposées par différents auteurs ne semblent pas bien décrire les valeurs expérimentales sur la plage entière des valeurs de succion (Fredlund et Xing 1994). De plus, chaque modèle

empirique ne semble être applicable qu'à un groupe particulier de sols. Le modèle statistique proposé par Fredlund et Xing (1994) permettrait selon ses auteurs de mieux couvrir la totalité des CRE pour divers sols et pour une grande plage de succion.

Le sol doit être vu comme un réseau de pores interreliés de façon aléatoire. Chaque pore est caractérisé par un rayon r et la teneur en eau est fonction des rayons. La capillarité donne une relation inverse entre la succion et le rayon de courbure de l'interface eau-air. On obtient alors

$$\theta = \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + (\psi / a_f)^{n_f} \right]^{m_f} \right\}} \quad (2.38)$$

où θ_s : teneur en eau à saturation [L^3/L^3]

ψ : succion matricielle [M/LT^2]

e : nombre népérien, 2.71828

a_f : approximativement le AEV du matériau [M/LT^2]

n_f : paramètre de contrôle de la pente

m_f : paramètres de contrôle de la teneur en eau résiduelle

De cette équation, on peut voir que θ prend la valeur de θ_s lorsque ψ est égal à zéro et θ est nulle lorsque la succion tend vers l'infini. Néanmoins, l'expérimentation démontre que la teneur en eau nulle est atteinte lorsqu'on retrouve une succion de l'ordre de 10^6 kPa dans le sol (Fredlund et Xing 1994). L'équation 2.38 peut donc être réécrite sous la forme suivante pour tenir compte de cette limite.

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\psi / a_f \right)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}} \quad (2.39)$$

où

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln(1 + 1000000 / \psi_r)} \quad (2.40)$$

ψ_r : succion correspondant à la teneur en eau résiduelle (kPa)

La figure 2.18 tirée de Leong et Rahardjo (1997) montre la forme générale des courbes de différents sols donnée par le modèle de Fredlund et Xing (1994).

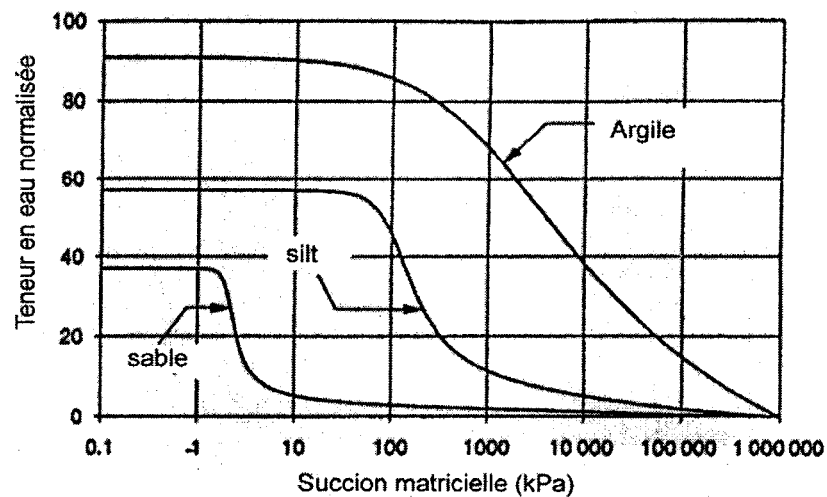


Figure 2.18 : CRE de différents sols donnée par le modèle de Fredlund (adaptée de Leong et Rahardjo 1997)

La figure 2.19 illustre le résultat du modèle avec des paramètres a_f, m_f, n_f et ψ_r donnés.

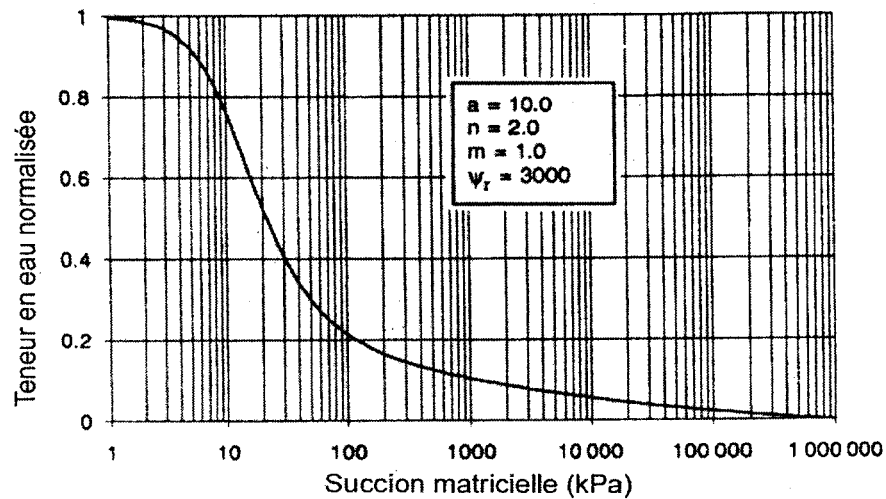


**Figure 2.19 : Courbe obtenue par le modèle de Fredlund
(Adaptée de Fredlund et Xing. 1994)**

Les figures 2.20, 2.21, 2.22 montrent l'influence des paramètres a_f, m_f, n_f sur la forme de la courbe de rétention d'eau. Les courbes ont été arrêtées avant d'atteindre une valeur de $\psi_r = 10^6$ et une teneur en eau de 0.

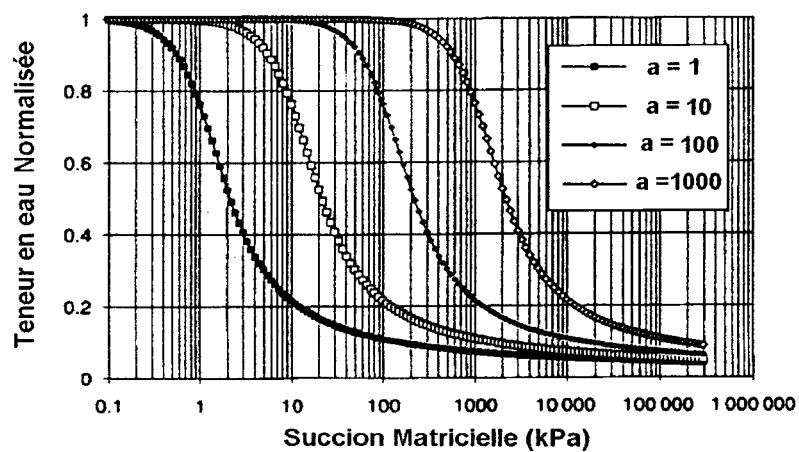


Figure 2.20 : Influence des paramètres de forme pour la CRE,
 a_f varie $m_f=1$ et $n_f=2$
 (Adaptée de Fredlund et Xing. 1994)

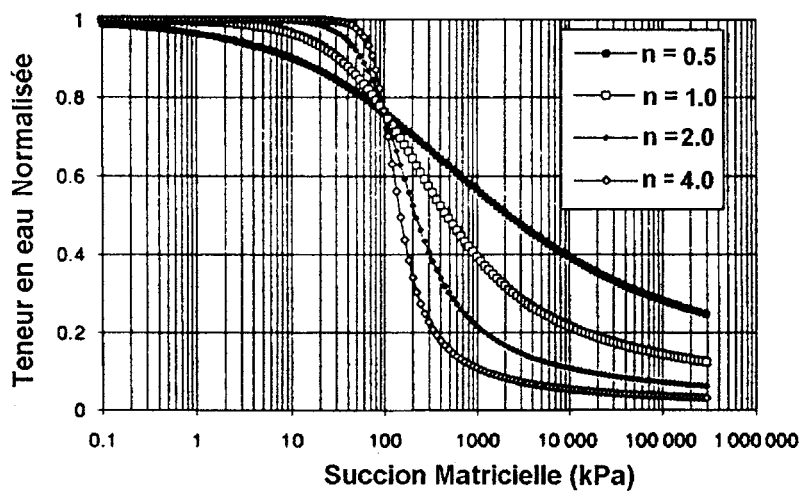


Figure 2.21 : Influence des paramètres de forme pour la CRE,
 n_f varie $m_f=1$ et $a_f=100$
 (Adaptée de Fredlund et Xing. 1994)

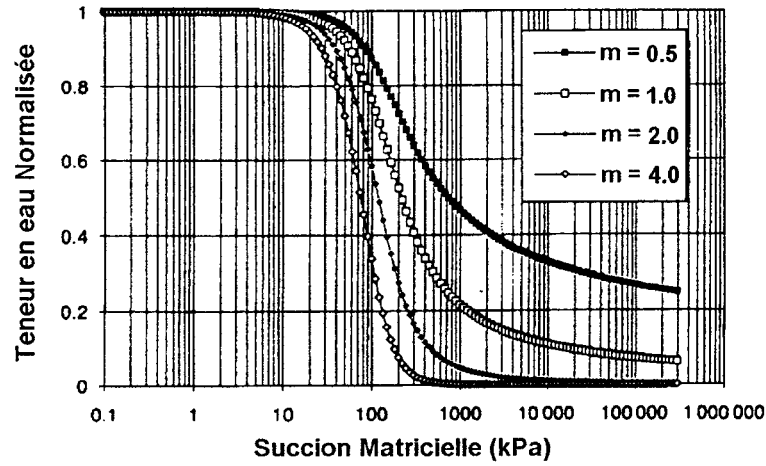


**Figure 2.22 : Influence des paramètres de forme pour la CRE,
 m_f varie $a_f=100$ et $n_f=2$
 (Adaptée de Fredlund et Xing. 1994)**

Sur la figure 2.20 où n_f et m_f sont constantes, la valeur de a_f est en relation avec le AEV. Le paramètre n_f fait varier la pente de la courbe CRE et le m_f est lié à la teneur en eau résiduelle. Il est donc possible à partir de la courbe $\psi - \theta$ de déterminer les trois paramètres (comme sur la figure 2.21 par exemple) en utilisant les équations suivantes :

$$a_f = 1/\psi_i \quad (2.41)$$

$$m_f = 3.67 \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right) \quad (2.42)$$

$$n_f = \frac{1.31^{m_f+1}}{m_f \theta_s} 3.72 s \psi_i \quad (2.43)$$

où s est la pente de la tangente calculée par :

$$s = \frac{\theta_i}{\psi_p - \psi_i} \quad (2.44)$$

(θ_i, ψ_i) : valeur de teneur en eau volumétrique et de succion associées au point d'inflexion (voir figure 2.23) où ψ_p est l'intersection entre l'axe de succion et la tangente à la pente. La solution graphique donne seulement une approximation des paramètres. Ils peuvent être calculés avec plus de précision en utilisant la méthode des moindres carrés lorsque des résultats expérimentaux sont disponibles.

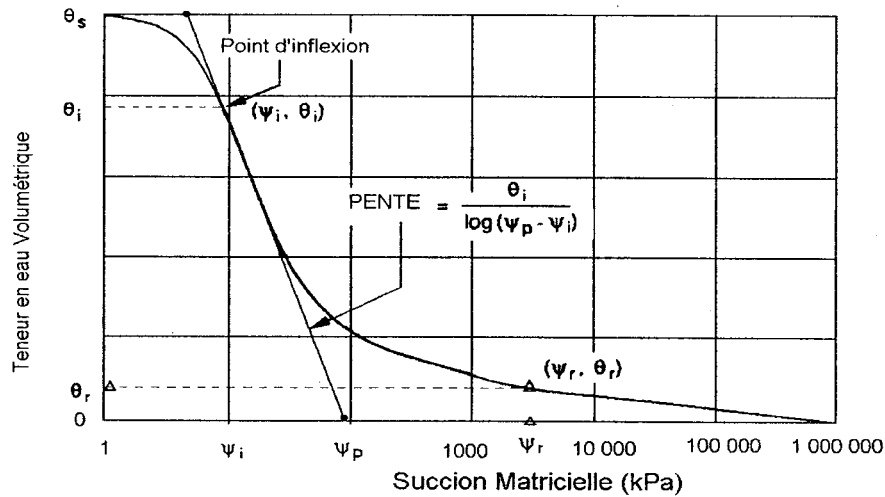


Figure 2.23 : Solution graphique des paramètres a_r , n_f , m_f et ψ_r
(Adaptée de Fredlund et Xing. 1994)

2.3.2.4 Modèle Kovács modifié

Le modèle de Kovács (1981) présenté ci-dessous sert à décrire et aussi à prédire la relation $\theta - \psi$.

$$S_r = S_c + S_a(1 - S_c) = \theta/\theta_s \quad (2.45)$$

$$\text{où} \quad S_c = 1 - \left[\left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right] \exp \left[- \left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \quad (2.46)$$

$$S_a = \alpha_1 \left(\frac{1-n}{n} \right) \psi^{-\beta_1} \left(\frac{\alpha_k}{D_h} \right)^{\beta_2} \quad (2.47)$$

$$h_{co} = \alpha_2 \left(\frac{1-n}{n} \right) \left(\frac{\alpha_k}{D_h} \right) \quad (2.48)$$

où S_r : degré de saturation

S_c : composante de force capillaire

S_a : composante de force d'adhésion

ψ : succion matricielle

h_{co} : valeur de remontée d'eau à une valeur intermédiaire entre
 ψ_a et ψ_r

n : porosité (considérée égale à θ_s)

α_k : facteur de forme

D_h : grosseur effective des grains

α_1 et α_2 : coefficients du modèle ($\alpha_1 = 2.5 \times 10^{-3}$ et $\alpha_2 = 7.5 \times 10^{-2}$

valeur moyenne suggérée par Kovács)

β_1 et β_2 :exposants ($\beta_1 = 1/6$ et $\beta_2 = 2/3$)

Le modèle de Kovács (1981), bien que prometteur en raison de la signification physique des équations, a néanmoins nécessité quelques améliorations pour le rendre plus représentatif des résidus miniers et des sols. Les modifications sont présentées par Aubertin et al (1998a,1998b,2003) et Mbonimpa et al. (2000). Ils ont par exemple ajouté les facteurs ν et w à l'équation qui permettent une meilleure représentation pour les résidus miniers.

$$S_r = S_c^\nu + S_a^w (1 - S_c^\nu) \quad (2.49)$$

En utilisant $\alpha_k/D_{10} = 10/D_{10}$, la plupart des données sont bien représentées par les facteur $\nu = 0.2$ et $w = 1$. Les figures 2.24 et 2.25 montrent bien la différence entre l'utilisation de l'équation de Kovács et de Kovács modifié (MK).

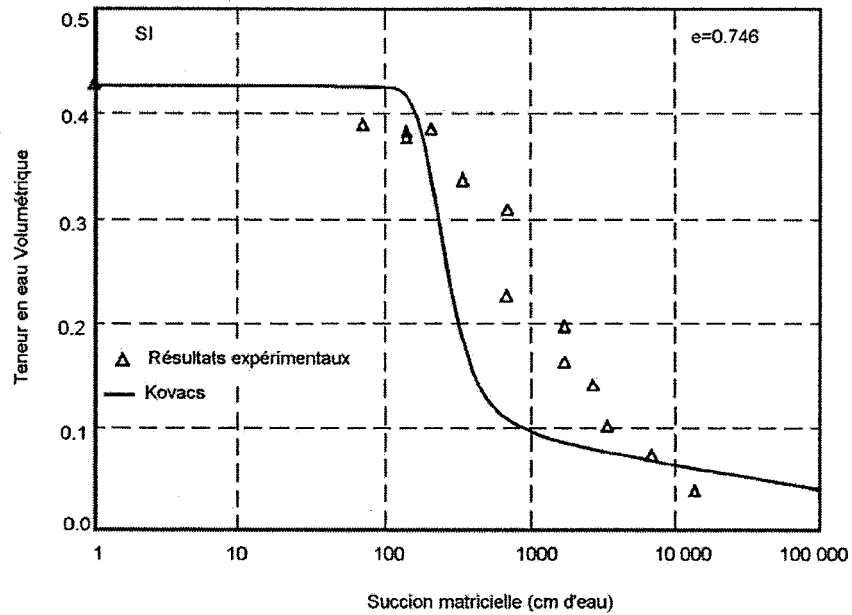


Figure 2.24 : CRE avec l'équation de Kovács
(Tirée de Aubertin et al. 1998a)

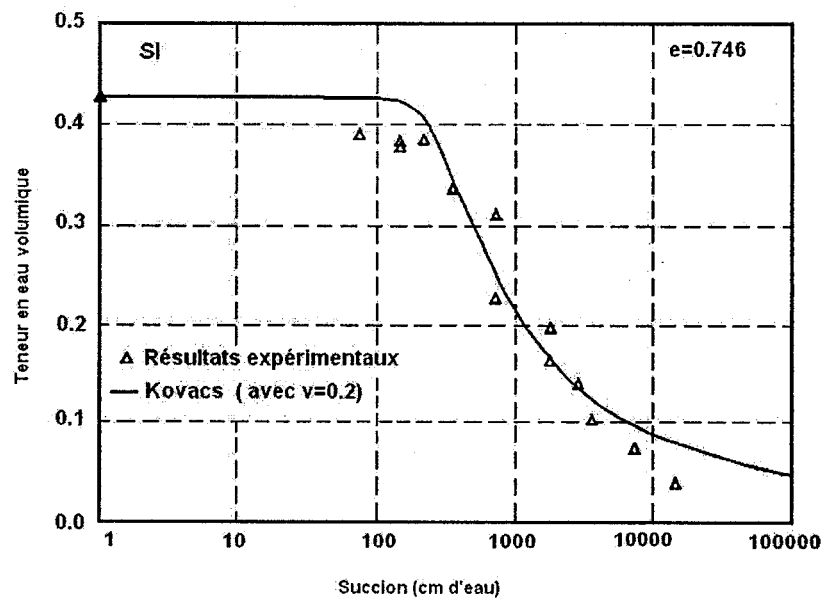


Figure 2.25 : CRE avec l'équation de Kovács modifiée
Aubertin et al. (1998a)

Dans Mbonimpa et al. (2000) et Aubertin et al. (2003), on retrouve les dernières modifications apportées au modèle MK. Les équations à jours s'écrivent comme suit :

$$S_r = \frac{\theta}{n} = S_c + S_a^* (1 - S_c) \quad (2.50)$$

où

$$S_c = 1 - \left[\left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right]^m \exp \left[-m \left(\frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \quad (2.51)$$

$$S_a^* = 1 - \langle 1 - S_a \rangle \quad (S_a^* = 1 \text{ lorsque } S_a \geq 1) \quad (2.52)$$

$$S_a = a_c C_\psi \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3} (\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad (2.53)$$

avec

$$C_\psi = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_o/\psi_r)} \quad (2.54)$$

et pour les sols pulvérulents

$$h_{co} = \frac{b}{eD_{10}} \quad (2.55)$$

$$\text{où } b(\text{cm}^2) = \frac{0.75}{1.17 \log(C_u) + 1} \quad (2.56)$$

où ψ : succion matricielle

ψ_n : succion de normalisation (qui correspond à 1 cm).

ψ_r : succion correspondant à la teneur en eau résiduelle θ_r

h_{co} : valeur de remontée d'eau à une valeur intermédiaire entre ψ_a et ψ_r

m : facteur de forme tenant compte de la forme de la courbe de distribution des pores

a_c : constante des matériaux

C_ψ : facteur de correction qui assure que $\theta_w = 0$ lorsque la succion $\psi_o = 10^7$ cm introduit par Fredlund et Xing (1994)

e : indice des vides

C_u : coefficient d'uniformité ($C_u = D_{60}/D_{10}$)

D_{10} : diamètre des grains en cm correspondant à 10% passant la courbe granulométrique

D_{60} : diamètre des grains en cm correspondant à 60% passant la courbe granulométrique

La composante S_c correspond au degré de saturation dû aux forces capillaires. La fonction S_c modifiée utilise un modèle de probabilité plus général pour la distribution des pores. La composante d'adhésion S_a est associée au film d'eau qui recouvre les particules solides dans le milieu non saturé. Cette composante a plus d'influence pour des valeurs élevées de ψ .

La fonction doit être ajustée pour obtenir un état sec lorsque la succion est très importante (via C_ψ).

On peut voir sur la figure 2.26 que pour des faibles valeurs de succion, le terme S_c est plus influent et que S_a devient plus important lorsqu'on se rapproche de la valeur de succion à la teneur en eau résiduelle.

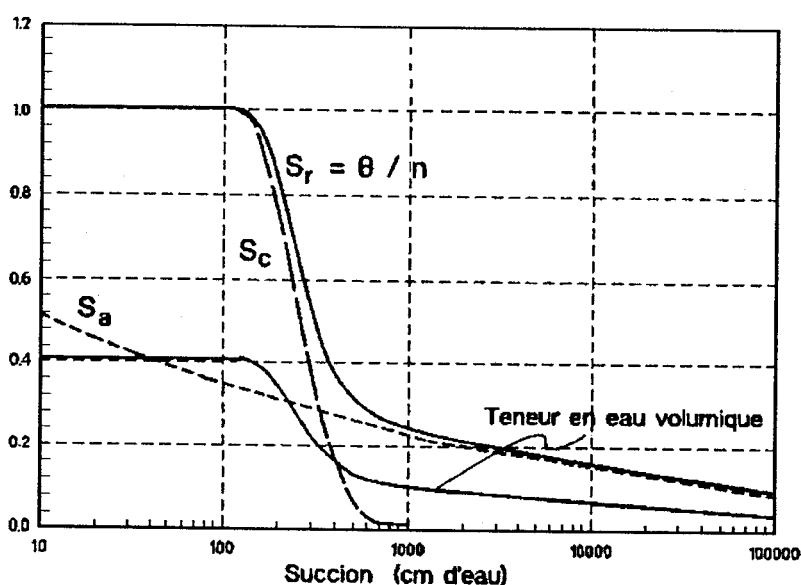


Figure 2.26 : Courbe de rétention d'eau d'un sol silteux tel que décrite par le modèle MK
(tirée de Aubertin et al 1998)

Les valeurs de a_c et m sont déterminées pour optimiser le modèle. Le paramètre m contrôle la forme et la position de la portion capillaire de la CRE en tenant compte de la distribution des pores. Plus sa valeur est élevée, plus les pores sont uniformes et la pente de la courbe est raide. Jusqu'à récemment on utilisait une valeur de $m=0,10$ constante, ce qui implique que tous les matériaux ont une courbe de distribution des pores semblable. Cette courbe

dépend néanmoins du coefficient d'uniformité et la relation suivante est maintenant utilisée :

$$m = \frac{1}{C_u} \quad (2.57)$$

Pour appliquer le modèle, il faut également déterminer la valeur ψ_r qui est une propriété du matériau. Les résultats obtenus sur divers matériaux étudiés ont permis de déduire l'équation suivante (Aubertin et al. 2003) :

$$\psi_r = \frac{0,42}{(eD_h)^{1.26}} \quad (\text{cm}) \quad (2.58)$$

où D_h : grosseur effective des grains

$$D_h = (1.17 \log C_U + 1) D_{10} \text{ , proposé par Aubertin et al. (1998a, 1998b)}$$

La méthode proposée par Aubertin et al. (1998a, 1998b) pour déterminer la valeur de AEV est de prendre ψ à $\theta = 0.9\theta_s$. Ce choix est basé sur le fait qu'un réseau continu d'air se produit dans un matériau près du AEV et que cette valeur est généralement atteinte vers un degré de saturation de 90%. Cette valeur est calculée par l'équation :

$$\psi_{90} = \frac{b}{eD_{10}} \quad (2.59)$$

où : b : constante du matériau de $4,0 \text{ mm}^2$ pour ψ_{90} . (Aubertin et al. 1998a)

Le modèle, testé sur des résultats retrouvés dans la littérature et des matériaux testés en laboratoire, a donné de bons résultats dont voici quelques exemples.

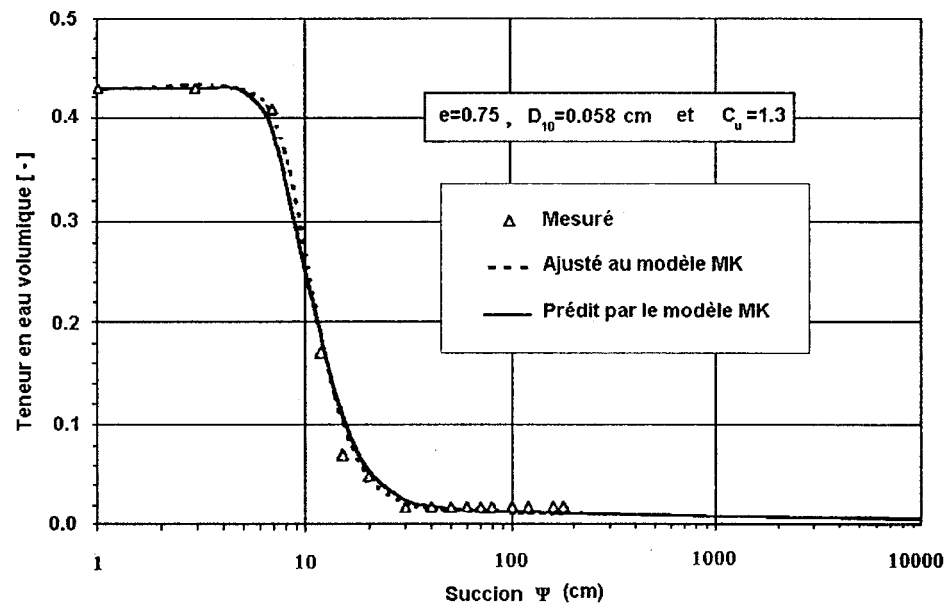


Figure 2.27 : Application du modèle MK sur un sable grossier, uniforme et relativement lâche (données de Sydor 1992) (tirée de Aubertin et al. 2003)

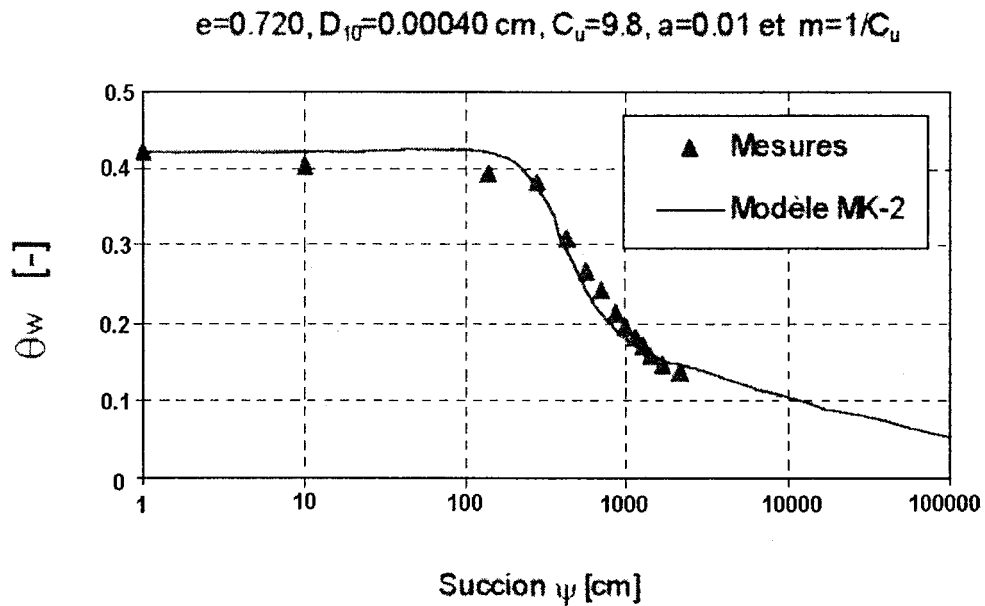


Figure 2.28 : Application du modèle MK au résidu minier Sigma
(tirée de Mbonimpa et al. 2000)

2.3.3 Modèles pour prédire la conductivité hydraulique non saturée

2.3.3.1 Modèle de Brooks et Corey

Le modèle de Brooks et Corey (1964) permet également d'estimer la valeur de conductivité hydraulique associée au différent degré de saturation, à partir de la fonction suivante en mouillage:

$$k_r = \frac{k_\psi}{k_s} = (\theta_e)^2 \frac{\int_0^{\theta_e} \frac{d\theta_e}{\psi^2}}{\int_0^1 \frac{d\theta_e}{\psi^2}} \quad (2.60)$$

où k_r : conductivité hydraulique relative du matériau [L/T]

k_ψ : conductivité hydraulique effective, conductivité hydraulique d'un milieu poreux occupé par plus d'une phase fluide. [L/T]

k_s : conductivité hydraulique maximale qui est fonction de la géométrie du milieu [L/T]

θ_e : degré de saturation effective

ψ : succion matricielle [M/LT²]

Pour des conditions de drainage l'équation prend la forme de :

$$k_r = \frac{k_\psi}{k_s} = (1 - \theta_e)^2 \frac{\int_{\theta_e}^1 \frac{d\theta_e}{\psi^2}}{\int_0^1 \frac{d\theta_e}{\psi^2}} \quad (2.61)$$

L'utilisation du modèle donne de façon générale de bons résultats sur des sols grossiers avec un faible étalement des grains et des pores, soit des valeurs élevées de λ_b . Par contre, les essais sur des matériaux fins ou non remaniés donnent de moins bons résultats en raison de la difficulté à déterminer de façon exacte le AEV. De plus le modèle n'est pas précis pour des valeurs près de la saturation résiduelle et il ne peut pas être utilisé sous cette valeur.

L'équation de Brook et Corey peut également être donnée sous une forme dérivée de l'équation de Burdine (1953) (van Genuchten et al. 1991). Le modèle de Burdine s'écrit de la façon suivante :

$$k(\theta_e) = k_s \theta_e^\ell \frac{g(\theta_e)}{g(1)} \quad (2.62)$$

pour lequel

$$g(\theta_e) = \int_b^{\theta_e} \frac{1}{[\psi(x)]^2} dx \quad (2.63)$$

Pour Brooks et Corey :

$$k(\theta_e) = k_s \theta_e^{\ell+1+2/\lambda_b} \quad (2.64)$$

Avec la pression comme paramètre, on peut aussi écrire :

$$k(h) = \frac{k_s}{(\alpha_b \psi)^{\lambda_b(\ell+1)+2}} \quad (2.65)$$

où $\alpha_b \psi$: pression réduite

ℓ : paramètre de connexion des pores tenant compte de la tortuosité

2.3.3.2 Modèle de Mualem

Le modèle de conductivité hydraulique de Mualem s'exprime de la façon suivante (Mualem 1976):

$$k_r(\theta) = \frac{k_u}{k_s} = \theta^{q_m} \left[\frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}} \right]^2 \quad (2.66)$$

où k_r : conductivité hydraulique relative [L/T]

ψ : succion matricielle [M/LT²]

θ : teneur en eau volumique [L³/L³]

θ_s : teneur en eau à saturation [L³/L³]

θ_r : teneur en eau résiduelle [L³/L³]

$q_m = 0.5$ (basé sur 45 essais de Mualem (Fredlund et al. 1994))

Pour appliquer le modèle de conductivité de Mualem (1976), van Genuchten (1980) propose $m_v = 1 - 1/n_v$ en fixant $m_v n_v = 0,4$ dans son équation de CRE. Un résultat type est montré à la figure 2.29.

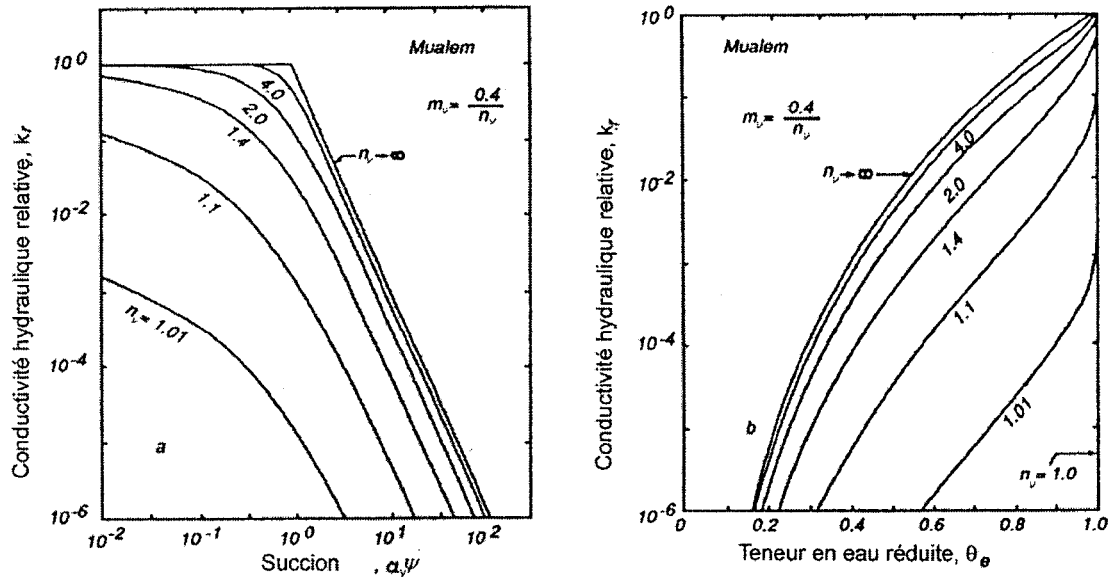


Figure 2.29 : Courbe de conductivité hydraulique en fonction de la succion et de la teneur en eau par le modèle de Mualem 1976 (adaptée de van Genuchten et al. 1991)

Cette approximation donne une expression simple et explicite pour la fonction de conductivité hydraulique soit l'équation suivante.

$$k(\theta_e) = k_s \theta_e^{\beta_v} \left[1 - \left(1 - \theta_e^{1/m_v} \right)^{m_v} \right]^2 \quad (2.67)$$

où $\beta_v = 1/2$ tel que suggéré par van Genuchten et al. (1991).

k_s : conductivité hydraulique à saturation

L'équation de van Genuchten avec les variables m_v et n_v donne des courbes qui s'ajustent bien à la majorité des sols. Lorsque la teneur en eau résiduelle est atteinte, la conductivité hydraulique devient nulle.

2.3.3.3 Modèle de Fredlund

À partir de la CRE d'un matériau, il est possible de déterminer la fonction de conductivité hydraulique en fonction de la succion en utilisant l'équation suivante (Fredlund et al. 1994) :

$$k_r(\psi) = \frac{k_\psi}{k_{sat}} = \frac{\int_{\psi}^{\psi_r} \frac{\theta(y) - \theta(\psi)}{y^2} \theta'(y) dy}{\int_{\psi_a}^{\psi_r} \frac{\theta(y) - \theta_s}{y^2} \theta'(y) dy} \quad (2.68)$$

où $k_r(\psi)$: coefficient de perméabilité relatif correspondant à une valeur de succion quelconque

ψ_a : succion à la valeur d'entrée d'air

ψ_r : succion à la teneur en eau résiduelle

y : paramètre d'intégration représentant la succion

θ' : dérivé de l'équation no. 2.38

Avec ce modèle, l'intégration peut s'effectuer de la valeur de ψ_a jusqu'à 10^6 kPa pour tous types de sols. Il n'est donc pas nécessaire de déterminer la teneur en eau résiduelle et sa succion correspondante. Pour des valeurs de succion variant de 0 à ψ_a , il y a une légère variation puisque la courbe de conductivité hydraulique dans cette section n'est pas constante. Pour simplifier l'intégration, on peut aussi utiliser l'équation suivante sur une échelle logarithmique.

$$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (2.69)$$

où $b = \ln(1\,000\,000)$

y : variable d'intégration représentant le logarithmique de la succion.

La figure 2.30 montre une courbe de conductivité hydraulique évaluée à partir du modèle de Fredlund et al. (1994) en utilisant une courbe de teneur en eau volumétrique.

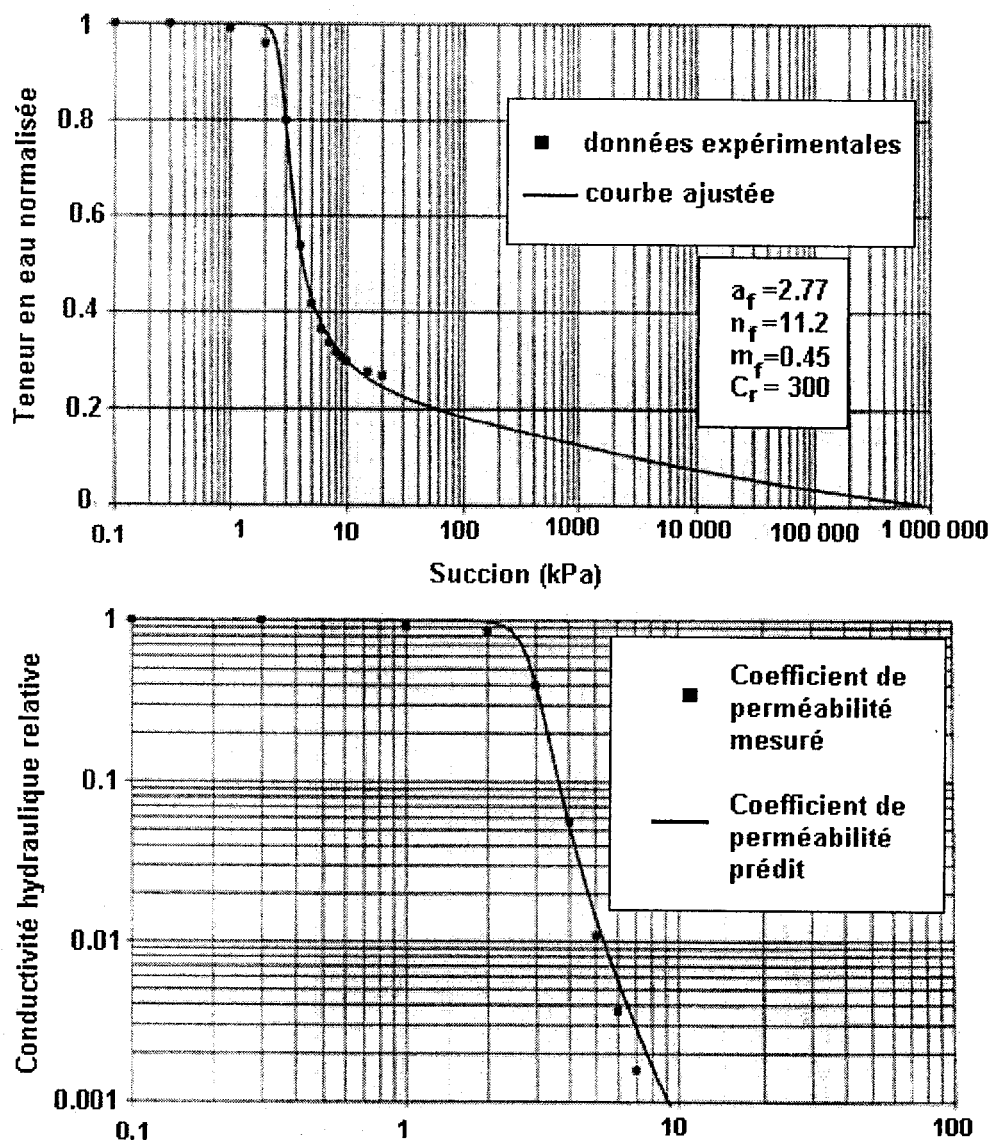


Figure 2.30 : Courbe de conductivité hydraulique calculée à partir de la courbe de rétention d' eau pour le modèle de Fredlund (données de Richards 1952)
(tirée de Fredlund et al 1994b)

2.3.3.4 Modèles pour prédire la conductivité hydraulique saturée Kozeny-Carman modifié et non saturée (MK)

Le modèle de Kozeny-Carman modifié développé à partir de l'équation de Kozeny-Carman (KC), permet de prédire la valeur de conductivité hydraulique à saturation $k_{s,KC}$ [LT^{-1}] par la relation suivante (Mbonimpa et al. 2000,2002):

$$k_{s,KC} = C_{KC} \frac{\gamma_w}{\eta_w} \frac{e^3}{1+e} \frac{1}{\rho_s^2 S_m^2} \quad (2.70)$$

où C_{KC} : constante

$\eta_w \approx 10^{-3}$ Pa.s à 20°C : viscosité dynamique de l'eau

ρ_s : masse volumique des particules solides

S_m : surface spécifique massique

e : indice des vides

γ_w : poids volumique de l'eau

L'équation peut être décomposée de la façon suivante (Aubertin et al. 1996):

$$k_s = f_f f_e f_s \quad (2.71)$$

$$\text{soit : } f_f = \frac{\gamma_w}{\mu_w}; \quad f_e = \frac{e^3}{1+e}; \quad f_s = \frac{C_{KC}}{\rho_s^2 S_m^2} \quad (2.72)$$

Aubertin et al. (1996c) ont introduit un facteur de tortuosité en fonction de l'indice des vides :

$$T_o = y(e/e_r)^x \quad (2.73)$$

où e_r est un indice des vides de référence qu'on posera comme égal à 1, y et x sont des constantes du milieu. Le paramètre x prend la valeur de 2,16 pour les particules angulaires retrouvées dans les résidus miniers. f_e devient alors :

$$f_e = y \frac{e^{3+x}}{1+e} \quad (2.74)$$

La valeur de la surface spécifique peut être estimée à partir du diamètre effectif équivalent D_h et du coefficient de forme α_k :

$$S_m = \frac{\alpha_k}{\rho_s D_h} \quad (2.75)$$

On utilise la valeur de $\alpha_k = 10$ et la valeur du diamètre effectif peut être estimée à partir du D_{10} avec $D_h = f(C_u) D_{10}$ où $f(C_u) = C_u^{1/6}$. Nous avons donc l'équation suivante où f_d est une fonction basée sur la dimension des particules:

$$f_s = f_d = C_{KC} \frac{C_u^{1/3} D_{10}^2}{\alpha_k^2} \quad (2.76)$$

Le modèle de Kozeny-Carman modifié (KCM) est donné par:

$$k_{s,KCM} = C_{KCM} \frac{\gamma_w}{\eta_w} \frac{e^{3+x}}{1+e} C_u^{1/3} D_{10}^2 \quad (2.77)$$

où C_{KCM} est une constante ($C_{KCM} = y C_{kc} / \alpha_k^2$)

Le modèle a été testé sur divers résultats d'essais sur des sols de types différents. Ceci a permis de trouver des valeurs de $C_{KCM}=0.1$ et $x=2.16$ pour des sols dont la conductivité hydraulique à saturation varie entre 4×10^{-8} cm/s et 6×10^{-2} cm/s (Mbonimpa et al. 2003). Les résultats sont satisfaisants pour des sols peu plastiques.

Le modèle KCM avec MK peut servir à prédire la conductivité hydraulique non saturée k_u , définit par :

$$k_u = k_r k_s \quad (2.78)$$

où k_r est la conductivité hydraulique relative qui doit être évaluée en fonction de $\psi(\theta_w)$ (Mualem 1976) :

$$k_r(\psi) = \left(\frac{\theta_w(\psi) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{0.5} \left(\frac{\int_{\psi_r}^{\psi} \frac{\theta'_w}{\psi} d\psi}{\int_{\psi_r}^0 \frac{\theta'_w}{\psi} d\psi} \right)^2 \quad (2.79)$$

où θ_s : teneur en eau à saturation

θ'_w : est la fonction dérivée de la teneur en eau θ_w

$$\theta'_w = \frac{d\theta_w}{d\psi} = n \left[S'_c + S_a^{*'} - S_a^{*'} S'_c - S_a^{*'} S'_c \right] \quad (2.80)$$

La résolution de l'équation 2.80 demande l'utilisation d'un logiciel comme MATLAB dont les paramètres d'entrée requis sont : D_{10} , C_u , e , $a \cong 0.01$, m ($m=1/C_u$), θ_r et ψ_r . La figure 2.31 montre un exemple de résultats obtenus avec le modèle en le comparant avec la courbe obtenue par RETC (van Genuchten et al. 1991).

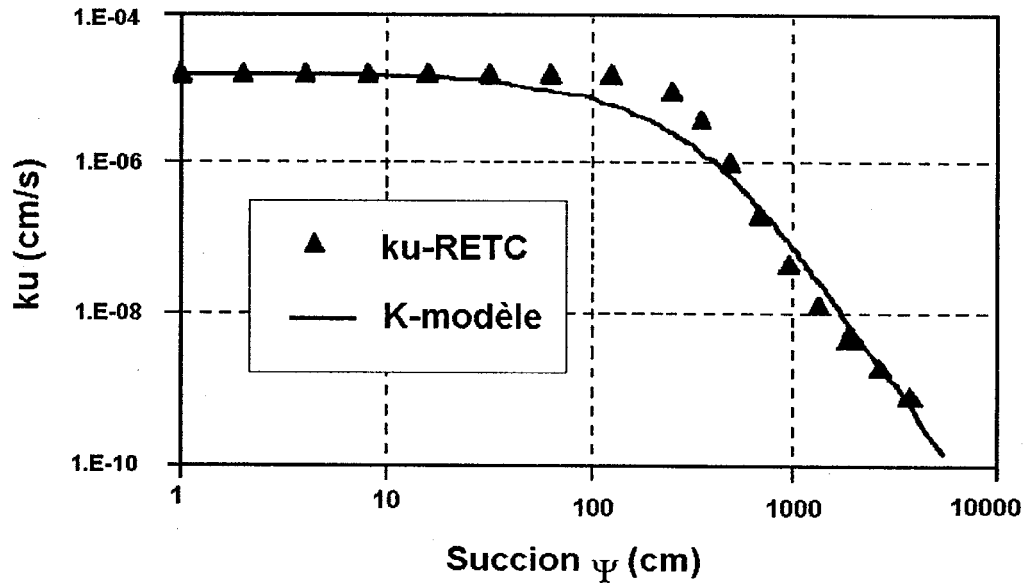


Figure 2.31 : Exemple de courbe de conductivité hydraulique basé sur le modèle KCMP et MK
(tirée de Mbonimpa et al. 2000)

2.3.3.5 Modèle de Childs et Collis-George

Le logiciel de simulations SEEP/w utilise le modèle de Childs et Collis-George (1950) modifié par Kunze (1968) et par Green et Corey (1971). Ce modèle statistique simple basé sur la probabilité d'obtenir une séquence de paire de pores de toutes les dimensions possibles permet de prédire la conductivité hydraulique (Childs et Collis-George 1950). Le calcul s'effectue en subdivisant la courbe de teneur en eau en fonction de la succion en intervalles égaux. Le modèle tel que présenté par Aubertin et al. (1996) s'écrit de la façon suivante :

$$k(\theta_i) = \left(\frac{k_s}{k_{sc}} \right) \frac{T_s^2 \rho_w g \theta_s^{p_c}}{2 \mu_w N^2} \sum_{j=i}^M \left[(2j + 1 - 2i) \psi_j^{-2} \right] \quad (2.81)$$

où $k(\theta_i)$: conductivité hydraulique non saturée correspondant à une teneur en eau θ_i [L/T]

i : identification des intervalles sur la courbe $\psi - \theta$; le nombre i augmente avec une diminution de la teneur en eau volumétrique ($i = 1, 2, \dots, m$)

j : entier de i à m

k_s : conductivité hydraulique saturée [L/T]

k_{sc} : valeur calculée de la conductivité hydraulique saturée [L/T]

T_s : tension superficielle de l'eau [M/L]

ρ_w : masse volumique de l'eau [M/LT]

g : accélération gravitationnelle [L/T²]

μ_w : viscosité de l'eau [M/LT]

p_c : paramètre qui reflète l'interaction entre les pores de diverses dimensions (valeur suggérée $p=2$)

M : nombre total d'intervalles entre θ_s et θ_L ; θ_L représente la teneur en eau minimale sur la courbe de rétention d'eau

N : nombre total d'intervalles entre $\theta = \theta_s$ et $\theta = 0$ (on a donc

$$N = m[\theta_s / (\theta_s - \theta_L)] \text{ avec } m \leq N ; m=N \text{ si } \theta_L = 0.$$

ψ_j : succion correspondant au point milieu de l'intervalle sur la courbe

$$\psi - \theta_e \text{ [M/T}^2\text{L]}$$

θ_j : teneur en eau volumique associée au point milieu d'un intervalle sur la courbe $\psi - \theta_e$

Le calcul de la conductivité hydraulique associée à une valeur de teneur en eau θ_i implique la sommation des valeurs de succion associées à cette valeur et sous cette valeur de teneur en eau.

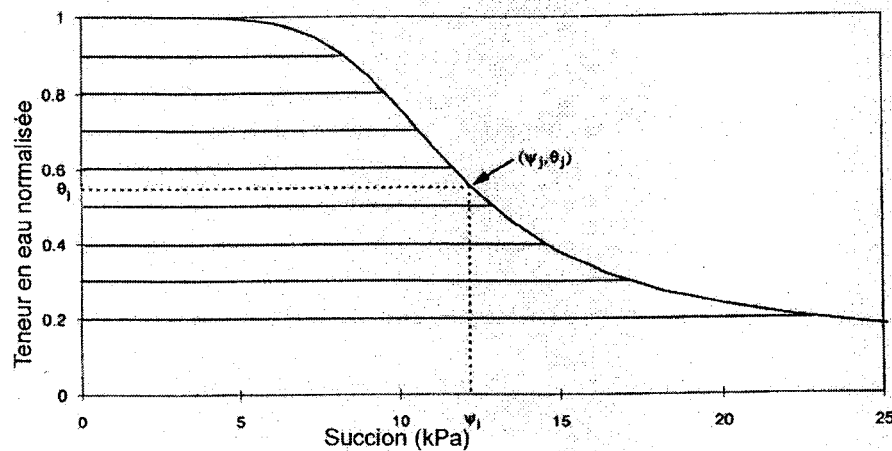


Figure 2.32 : Intervalles pour déterminer les valeurs de perméabilité en fonction de la teneur en eau avec le modèle de Childs et Collis-George (tirée de Fredlund et al. 1994)

2.4 MESURE DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE EN MILIEU NON SATURÉ

Le coefficient de perméabilité non saturé d'un sol peut être déterminé par des méthodes directes ou indirectes (Fredlund et Rahardjo 1993). Les mesures directes sont usuellement effectuées à l'aide d'un perméamètre au laboratoire. Les méthodes indirectes permettent d'estimer k du sol à partir de ses relations masse-volume, de sa CRE et de sa conductivité hydraulique à saturation.

Plusieurs méthodes en laboratoire permettent de déterminer le coefficient de perméabilité par la mesure des teneurs en eau volumiques et des pressions interstitielles (Stephens 1994, Bentoumi et Alimi-Ichola 1996 et Meerdink et al. 1996). Toutes ces méthodes doivent tenir compte de la validité de la loi de Darcy par laquelle k est le ratio du débit d'écoulement sur le gradient hydraulique. Cette loi n'est toutefois pas applicable à tous les écoulements. Sur des matériaux grossiers comme le sable, il faut restreindre la valeur du gradient hydraulique à environ 0.5 à 1.0 ou moins. L'expérience a démontré que pour des valeurs trop élevées du gradient, la relation de la loi de Darcy n'est plus linéaire. La valeur de conductivité hydraulique trouvée au laboratoire serait moindre que celle calculée par l'équation 2.1 qui donne la vitesse de Darcy (Klute et Dirksen (1986)).

Les échantillons doivent être préparés avec attention. Le mouillage d'un échantillon doit être fait avec un vacuum ou bien faire une vidange avec du CO₂ suivi du mouillage et d'une autre vidange par l'eau désaérée afin d'avoir un degré de saturation élevé (Klute et Dirksen 1986). L'eau du robinet n'est pas une bonne solution puisqu'elle contient une quantité considérable de gaz dissout qui reste par la suite dans les pores, diminuant du même coup la conductivité hydraulique. Certains liquides peuvent également changer

l'échantillon physiquement, biologiquement ou chimiquement. Il est donc recommandé de prendre une solution de 0.005 M CaSO_4 saturée de « thymol » si on ne peut pas utiliser le liquide retrouvé sur le terrain (Klute et Dirksen 1986). Dans certains cas, de l'eau distillée et désaérée peut servir de remplacement. La tension capillaire qui retient l'eau dans le sol à une certaine succion est dépendante de la température. La tension de surface du sol diminue avec une augmentation de la température, ce qui entraîne une diminution de teneur en eau du sol. La nature des équipements de mesure de la rétention d'eau dépend du niveau de pression appliqué sur le sol.

Les essais pour mesurer la conductivité hydraulique peuvent être effectués à l'état permanent où le débit et le gradient sont indépendants du temps et gardés constants, ou à l'état transitoire où les variations de ces valeurs doivent être tenues en compte dans le temps. Les essais doivent être réalisés sur des échantillons de sol qui sont les plus représentatifs possibles des conditions de terrain. Les échantillons sont placés dans des tubes, moules ou cylindres et subissent des écoulements unidimensionnels.

2.4.1 Essais à l'état permanent

La conductivité hydraulique d'un sol non saturé à l'état permanent peut être déterminée en laboratoire tel qu'expliqué dans la littérature (e.g. Klute et Dirksen 1986 et Fredlund et Rahardjo 1993).

La méthode consiste à garder la variation du gradient hydraulique, la succion matricielle et la teneur en eau volumétrique constantes afin d'obtenir un débit d'écoulement constant à l'intérieur d'un échantillon. L'état stable est atteint lorsque la quantité d'eau qui s'écoule hors de l'échantillon est la même que

celle qui y entre. Le coefficient de perméabilité peut alors être calculé pour cet état. Il est possible de déterminer les coefficients pour différentes succions matricielles et teneurs en eau volumiques. Sur la figure 2.33 on peut voir le schéma d'un appareil qui permet de déterminer le coefficient de perméabilité d'un échantillon de sol en mode permanent.

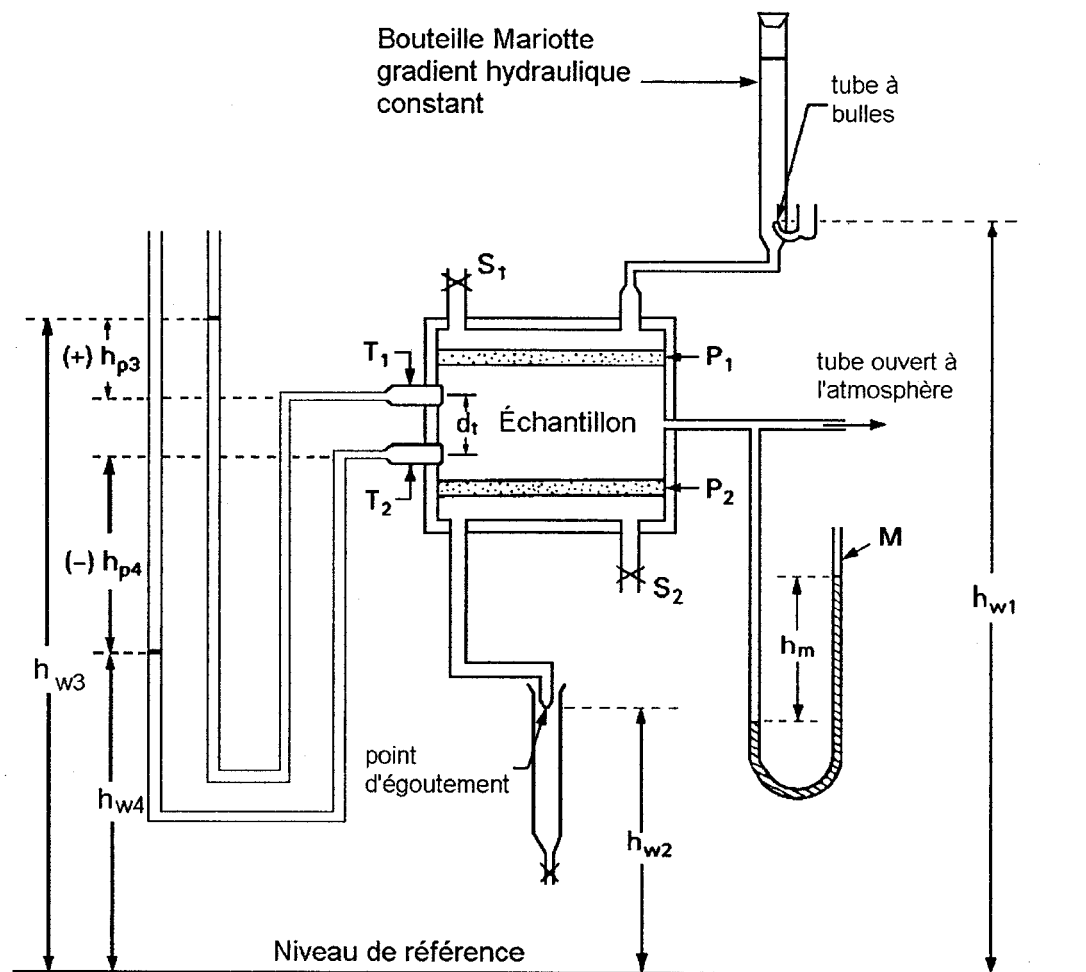


Figure 2.33 : Appareil de mesure du coefficient de perméabilité à l'état permanent
(adaptée de Fredlund et Rahardjo 1993, d'après Klute 1965)

Un échantillon de sol est placé entre deux pierres poreuses à l'intérieur du perméamètre où une alimentation en air permet de garder la pression d'air à l'intérieur des pores constante. Deux tensiomètres T_1 et T_2 permettent de mesurer la pression d'eau. Le perméamètre est alimenté en eau à une charge hydraulique h_{w1} gardée constante par une bouteille de Mariotte ou un système de trop plein. La charge hydraulique à la sortie h_{w2} est également gardée constante. Le gradient hydraulique Δh vertical à l'intérieur de l'échantillon ne varie pas. Les valves S_1 et S_2 servent à évacuer les bulles d'air.

Le test est effectué en commençant par des conditions près de la saturation, soit à une valeur de succion matricielle faible. Par la suite cette valeur est augmentée par étapes en induisant le séchage de l'échantillon. La conductivité hydraulique est calculée à chaque étape. La succion matricielle est contrôlée par la pression d'air lue par le manomètre M. La pression d'eau est mesurée par la différence entre le niveau d'eau dans le manomètre et l'élévation du tensiomètre. Cette pression est positive ($+h_{p3}$) lorsque le niveau est supérieur à l'élévation du tensiomètre et négative ($-h_{p4}$) dans le cas contraire. L'état permanent est atteint lorsque le débit d'eau entrant est le même que le débit d'eau sortant de l'échantillon et que les charges hydrauliques dans les tensiomètres ne varient pas dans le temps.

La conductivité hydraulique est calculée à partir de l'équation suivante dont tous les paramètres ont été déterminés expérimentalement. (Fredlund et Rahardjo 1993)

$$k_w = \left(\frac{Q}{At} \right) \left(\frac{d_t}{h_{w3} - h_{w4}} \right) \quad (2.82)$$

où Q = volume d'eau qui s'écoule [L^3]

A = surface perpendiculaire à l'écoulement [L^2]

t = temps [T]

d_i = distance entre les tensiomètres [L]

h_{w3} et h_{w4} = pressions hydrauliques [L]

La pression d'air est considérée constante dans l'échantillon et est exprimée par la relation suivante :

$$u_a = \rho_m g h_m \quad (2.83)$$

où ρ_m = densité du fluide dans le manomètre [M/L^3]

g = accélération gravitationnelle [L/T^2]

h_m = hauteur du fluide dans le manomètre [L]

Le gradient hydraulique appliqué crée une différence entre les pressions des pores lues aux tensiomètres T_1 et T_2 . La valeur moyenne est calculée de la façon suivante :

$$(u_w)_{ave} = \left(\frac{h_{p3} + h_{p4}}{2} \right) \rho_w g \quad (2.84)$$

où ρ_w = densité de l'eau [M/L^3]

$(u_w)_{ave}$ = pression moyenne de l'eau dans les pores. [M/LT^2]

Le coefficient de perméabilité calculé avec l'équation 2.82 correspond à celui de la succion matricielle moyenne dans le sol, soit :

$$(u_a - u_w)_{ave} = \rho_m g h_m - \left(\frac{h_{p3} + h_{p4}}{2} \right) \rho_w g \quad (2.85)$$

Les teneurs en eau de l'échantillon peuvent être déterminées par différentes méthodes. La première consiste à mesurer la quantité d'eau dans l'échantillon après chaque phase de mesure de perméabilité. Cette méthode demande par contre que plusieurs échantillons identiques soient préparés pour les différentes étapes de perméabilité car l'échantillon est détruit à chaque fois. D'autres techniques permettent de déterminer la teneur en eau sans détruire l'échantillon. C'est le cas lorsque l'on mesure le poids de l'échantillon dans l'appareil en ayant déterminé préalablement le poids de l'appareil. On peut ainsi déterminer la variation de la quantité d'eau par rapport au poids du sol sec et ainsi déterminer la teneur en eau. Il est également possible de faire un lien entre la succion matricielle et la teneur en eau d'un échantillon lorsque la courbe de rétention d'eau a été préalablement déterminée (à l'aide d'une cellule Tempe par exemple).

Une fois le coefficient de perméabilité déterminé, l'expérience est recommencée avec une autre valeur de succion matricielle par l'augmentation de la pression d'air ou la diminution de la pression d'eau. La valeur de succion ne doit cependant pas dépasser le AEV de la pierre poreuse ou la valeur limite qui peut être lue par les tensiomètres.

Les valeurs de perméabilité permettent de tracer la courbe des coefficients de perméabilité en fonction de la succion matricielle. Il faut toutefois prendre en

considération que cette courbe peut comporter une hystérésis selon que les valeurs de perméabilité ont été déterminées en phase de séchage ou de mouillage.

La méthode de détermination du coefficient de perméabilité en fonction de la succion matricielle à un état permanent engendre certaines difficultés. Lorsque les valeurs de teneur en eau sont faibles, la conductivité hydraulique du matériau est considérablement réduite et le volume d'eau se déplaçant dans l'échantillon est donc très faible. Ce dernier doit donc être déterminé avec une grande précision et il faut limiter au maximum les pertes de fluide de l'appareil. La diffusion de l'air peut entraîner une erreur de détermination du volume de fluide. Cet air doit être évacué du tensiomètre à l'occasion. De plus le temps nécessaire pour effectuer un test devient très long. À des valeurs de succion élevées, l'échantillon peut subir une diminution de volume et ainsi perdre son contact avec la paroi du perméamètre et la pierre poreuse. L'air peut alors occuper l'espace vide et affecter l'écoulement de l'eau. Il est conseillé d'utiliser une charge sur l'échantillon afin de limiter les vides entre ce dernier et la pierre poreuse.

Huang et al (1998) ont développé un perméamètre qui tient compte de la déformabilité du sol. Le changement du volume total de l'échantillon non saturé est déterminé à l'aide d'un système de mesure du déplacement. Les observations ont démontré que l'appareil fonctionne bien pour mesurer le coefficient de perméabilité d'un échantillon saturé et non saturé. Par contre, les mesures de la variation du volume n'étaient pas très précises dues aux déformations non uniformes de l'échantillon. La section centrale de l'échantillon s'est déformée davantage que les extrémités. La variation de la succion matricielle donne néanmoins une approximation qualitative du taux de variation et de la grandeur de la déformation.

2.4.2 Test à l'état transitoire (ou instantané)

Ce type d'essai est effectué avec un écoulement d'eau par une extrémité ou l'autre de l'appareil, en mouillage ou en drainage. Le gradient hydraulique et le débit d'écoulement peuvent être obtenus à différents endroits dans l'échantillon. Le débit d'écoulement est déterminé à partir de la teneur en eau mesurée. La pression des pores est mesurée et le gradient gravitationnel est déterminé par la différence d'élévation. Les données sont prises en continu à partir du début de l'écoulement.

Dans un de leurs articles, Fredlund et Rahardjo (1993) présentent une méthode élaborée par Hamilton et al. (1981). Cette dernière consiste à créer un écoulement horizontal dans un échantillon par une alimentation en eau à une extrémité de l'appareil et l'autre extrémité laissée à la pression atmosphérique. Le gradient gravitationnel peut être négligé du au fait que l'écoulement est horizontal. Les pressions dans les pores sont mesurées à différents endroits dans l'échantillon et les teneurs en eau sont déterminées à partir de la courbe de rétention d'eau. La figure 2.34 montre l'appareil utilisé par Hamilton et al (1981).

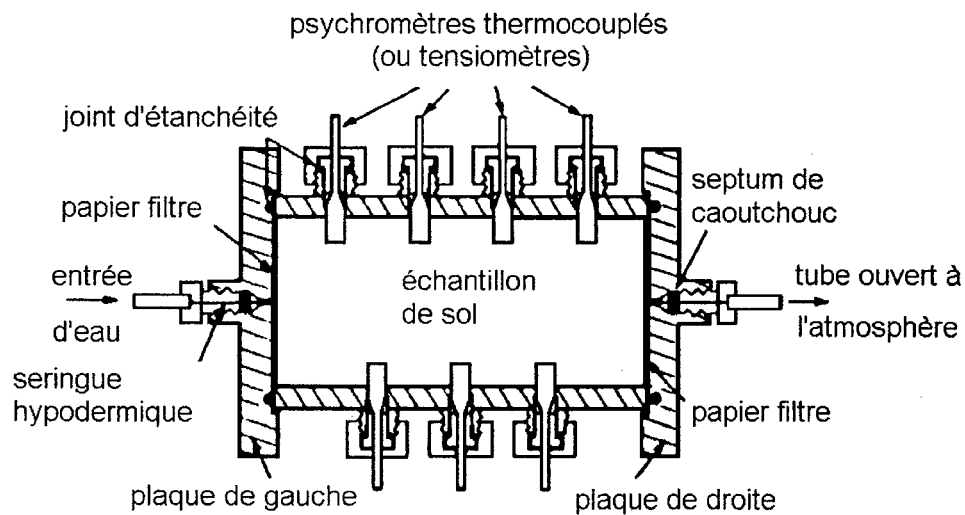


Figure 2.34 : Appareil de mesure du coefficient de perméabilité à l'état transitoire
(adaptée de Fredlund et Rahardjo 1993, selon Hamilton et al. 1981)

Le gradient hydraulique et le débit d'écoulement sont variables tout au long de l'essai. Les débits sont déterminés à partir de la variation de la teneur en eau volumique mesurée ou déduite de la succion matricielle. Le coefficient de perméabilité est donné par le ratio du débit d'écoulement sur le gradient hydraulique. Les données sont prises à différents endroits dans l'échantillon et à différents temps afin d'obtenir la variation de la conductivité hydraulique dans le temps. La méthode ne demande pas l'uniformité des propriétés hydrauliques du sol comme c'est le cas à l'état permanent.

Le calcul du coefficient de perméabilité nécessite de tracer le graphique de la teneur en eau volumique et de la pression hydraulique à différents points de l'échantillon et différents temps. Le profil des succions est considéré comme le profil de pressions des pores lorsque la pression osmotique est négligeable et

que la pression d'air est à la pression atmosphérique. La pression dans les pores divisée par le poids unitaire de l'eau ($\rho_w g$) donne la pression hydraulique. Le gradient de la pression hydraulique en un point et un temps donné est la pente du profil des pressions.

$$i_w = \frac{dh_w}{dx} \quad (2.86)$$

où i_w = gradient de la pression hydraulique à un point et un temps
donnés

dh_w / dx = pente du profil des pressions à un point donné

Le débit d'écoulement en un point correspond au volume d'eau qui traverse la surface perpendiculaire à l'écoulement A pendant une période de temps dt . Ceci correspond à la variation de volume entre le point en considération et le côté de l'échantillon où l'eau est évacuée pendant un temps défini. Le volume total est l'intégration du profil de teneur en eau sur la période de temps déterminée.

$$V_w = \int_j^M \theta_w(x) A dx \quad (2.87)$$

où V_w = volume total d'eau dans l'échantillon entre le point j et
l'extrémité M

$\theta_w(x)$ = profil des teneurs en eau volumique en fonction de la
distance x pour un temps déterminé

A = surface perpendiculaire à l'écoulement

La différence du volume d'eau pour un Δt est la quantité d'eau à un point spécifique dans l'échantillon. Le débit spécifique d'écoulement peut être calculé de la façon suivante :

$$v_w = \frac{dV_w}{Adt} \quad (2.88)$$

Le débit d'écoulement correspond à la valeur moyenne du gradient hydraulique obtenu pour deux valeurs de temps consécutives. Le coefficient de perméabilité est calculé par l'équation suivante :

$$k_w = \frac{v_w}{i_{ave}} \quad (2.89)$$

i_{ave} : valeur moyenne du gradient hydraulique entre deux capteurs

La variation du coefficient de perméabilité du sol peut être calculée à partir de plusieurs valeurs de teneur en eau et de succion matricielle. Cette méthode est celle utilisée pour les calculs des essais en laboratoire présentés dans ce mémoire.

2.4.3 Méthode de terrain

Les conditions du sol sur le terrain font en sorte que le coefficient de perméabilité enregistré est supérieur qu'au laboratoire. Sur le terrain, la non-homogénéité ainsi que l'anisotropie et les différentes fissures et autres canaux préférentiels permettent à l'eau de s'écouler plus facilement. Néanmoins, les

coûts engendrés par les essais en laboratoire sont généralement inférieurs, d'où la popularité de ces méthodes. De plus, les conditions en laboratoire sont plus faciles à contrôler et par le fait même donnent des résultats plus faciles à interpréter.

La méthode à l'état transitoire en profil instantané est considérée comme une méthode appropriée sur le terrain. Les principales différences avec le laboratoire se situent au niveau du contrôle de l'évaporation de l'eau et dans la manière de déterminer les teneurs en eau volumiques et les pressions.

L'écoulement est considéré vertical et la phase d'air est à la pression atmosphérique. Les pressions sont mesurées à différents niveaux par une série de tensiomètres et les teneurs en eau par des capteurs aux neutrons ou des RDT (réflectométrie dans le domaine du temps). Aux valeurs de pressions des pores, on doit ajouter les pressions gravitationnelles pour obtenir le profil de pression hydraulique duquel on peut déduire les gradients hydrauliques. Le débit d'écoulement est donné par la variation des teneurs en eau. Les coefficients de perméabilité peuvent alors être calculés de la même façon que précédemment (voir section 2.4.2). La superficie testée doit être assez large pour éliminer les effets de frontières (environ 10 m x 10 m),

On retrouve dans la littérature des exemples d'essais qui ont été effectués sur le terrain comme par Machado et al, (1999). Les essais ont été effectués dans l'état de São Paulo au Brésil dans un sol sableux typique de la région. Les variations de teneur en eau volumétrique sont mesurées à l'aide de la méthode RTD. Cette méthode consiste à mesurer la vitesse de propagation d'un signal électrique à haute fréquence. Les valeurs de succion et de perméabilité ont été déterminées à partir de la courbe de rétention d'eau. Les modèles de vanGenuchten et Fredlund et Xing ont été utilisés. On peut voir sur

la figure 2.35, la courbe de teneur en eau volumétrique en fonction de la succion pour les valeurs expérimentales en comparaison avec les deux modèles.

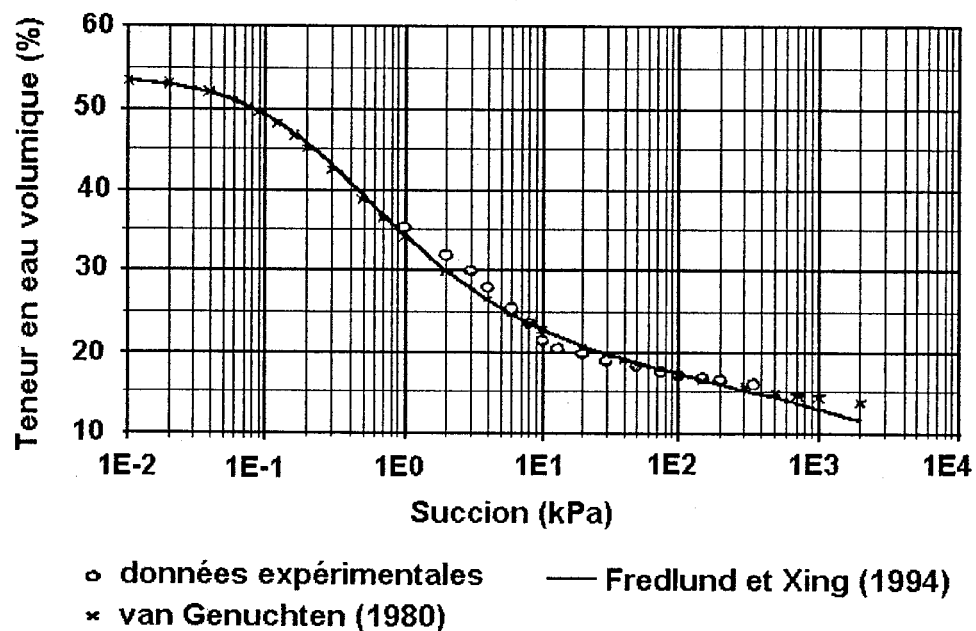


Figure 2.35 : Courbe de teneur en eau volumétrique vs succion matricielle (adaptée de Machado et al 1999)

Les auteurs ont déterminé une fonction pour calculer le coefficient de perméabilité en fonction de la teneur en eau volumétrique. Il s'agit d'une équation différentielle linéaire. Des essais sur le logiciel de simulation SEEP/W ont également été réalisés pour vérifier les résultats obtenus. Les résultats présentés dans l'article semblent néanmoins très variables selon la méthode utilisée pour déterminer la teneur en eau volumétrique et la conductivité hydraulique du sol.

2.4.4 Méthode indirecte de détermination du coefficient de perméabilité

Les méthodes directes de détermination du coefficient de perméabilité ne sont pas toujours faciles à utiliser. Des études ont été réalisées afin de déterminer théoriquement le coefficient en se basant sur la distribution de la grosseur des pores (Fredlund et Rahardjo 1993). Il faut alors déterminer la courbe de rétention d'eau, à l'aide d'une méthode prédictive comme MK ou appliquée telle la cellule de pression Tempe ou "volumetric pressure plate extractor". Ces deux appareils fonctionnent avec un échantillon de sol placé dans une chambre de pression. Une pression d'air supérieure à la pression atmosphérique, appliquée sur l'échantillon fait en sorte que l'eau comprise dans les pores se draine. À l'équilibre, la succion matricielle correspond à une valeur spécifique de teneur en eau volumique. L'application de différentes valeurs de pression permet de retrouver la courbe de rétention d'eau du matériau.

La courbe obtenue est ensuite divisée en intervalles égaux de la teneur en eau volumique comme montré sur la figure 2.36. Sur cette figure, la courbe est divisée en 20 intervalles avec 20 points milieu numérotés de $i=1$ à $i=M=20$. La première valeur de teneur en eau volumique correspond à la saturation soit une succion matricielle nulle. Chaque valeur moyenne de teneur en eau volumique $(\theta_w)_i$ correspond à une valeur particulière de succion matricielle.

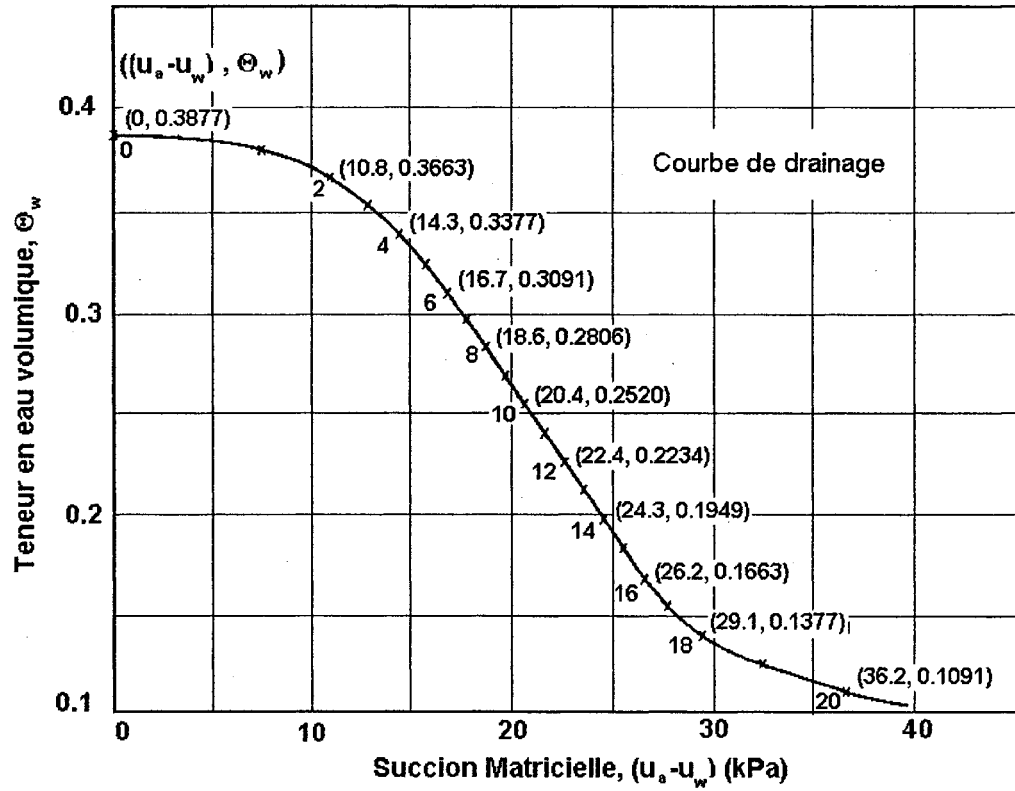


Figure 2.36 : CRE permettant la prédiction des coefficients de perméabilité.
(adaptée de Fredlund et Rahardjo 1993)

Selon l'approche proposée par Childs et Collis-George (1950) et Green et Corey (1971), la perméabilité peut être estimée par l'équation suivante (équation 2.81) :

$$k_w(\theta_w)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} A_d \sum_{j=i}^M \left\{ (2j + 1 - 2i)(u_a - u_w)_j^{-2} \right\}$$

$$i = 1, 2, \dots, M$$

où $k_w(\theta_w)_i$ = coefficient de perméabilité prédit pour la teneur en eau volumique $(\theta_w)_i$ correspondant au i ième intervalle (m/s)

i = numéro de l'intervalle qui augmente au fur et à mesure que la teneur en eau volumétrique diminue. $i = 1$ correspond à l'intervalle près de la saturation et $i = m$ est le dernier intervalle

j = compteur de i à m

M = nombre total d'intervalles sur la courbe en entier

k_s = coefficient de perméabilité mesuré à saturation

k_{sc} = coefficient de perméabilité à saturation calculé (m/s)

A_d = constante d'ajustement qui correspond à

$$A_d = \frac{T_s^2 \rho_w g}{2\mu_w} \frac{\theta_s^p}{N^2} (m \cdot s^{-1} kPa^2)$$

T_s = tension de surface de l'eau (kN/m)

ρ_w = densité de l'eau (kg/m³)

g = accélération gravitationnelle (m/s²)

μ_w = viscosité absolue de l'eau (N • s/m²)

θ_s = teneur en eau volumétrique à saturation

p_c = constante qui tient compte de l'interaction des pores de différentes grosseurs « p » peut prendre la valeur de 2 tel que cité par Fredlund et Rahardjo (1993) (d'après Green et Corey 1971)

N = nombre total d'intervalles calculés entre la teneur en eau volumique à saturation et la teneur en eau volumique nulle

$(u_a - u_w)_j$ = succion matricielle correspondant à l'intervalle j (kPa)

Le terme $\sum_{j=i}^m \left\{ (2j+1-2i)(u_a - u_w)_j^{-2} \right\}$ décrit la forme de la fonction de perméabilité. A_d est une constante qui sert à donner une échelle à la fonction de perméabilité; dans l'exemple il prend la valeur de 1. Le coefficient de perméabilité relative k_w est ajusté par sa valeur k_s à saturation par (k_s / k_{sc}) .

La valeur de k_{sc} est déterminée indépendamment et se calcule par l'équation suivante :

$$k_{sc} = A_d \sum_{j=i}^m \left\{ (2j+1-2i)(u_a - u_w)_j^{-2} \right\} \quad (2.92)$$

$$i = 0, 1, 2, \dots, m$$

Les coefficients de perméabilité sont calculés pour chaque point milieu en utilisant les suctions matricielles correspondant à chaque section, $A_d = 1$ et $k_s / k_{sc} = 6,28 \times 10^{-8}$ (car $k_s = 5.83 \times 10^{-8}$ m/s et $k_{sc} = 0,93$ m/s). La figure 2.37 montre une comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique déterminée par la méthode indirecte et les valeurs obtenues au laboratoire en utilisant la méthode à l'état permanent.

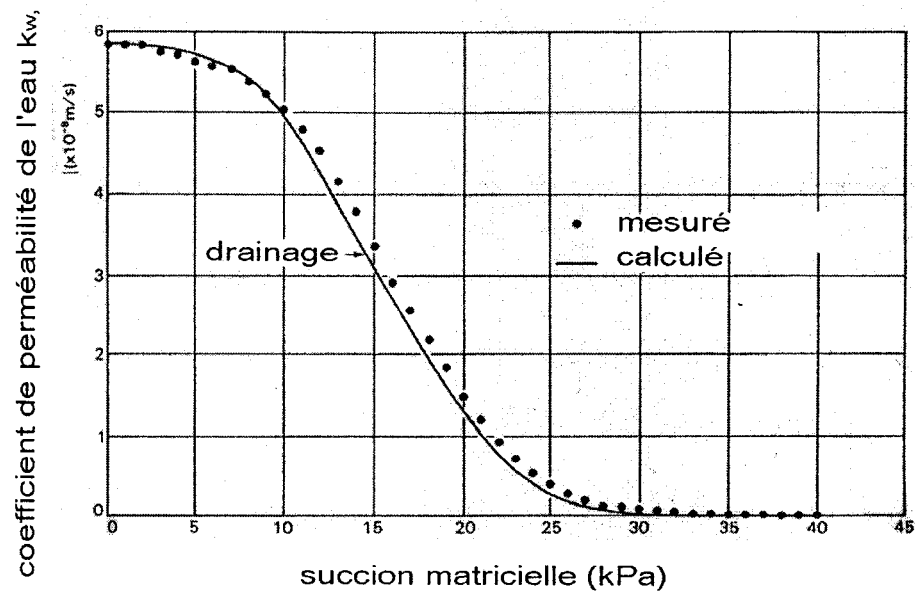


Figure 2.37 : Comparaison entre les valeurs de conductivité hydraulique calculées et mesurées.
(adapté de Fredlund et Rahardjo 1993)

CHAPITRE 3 - EXPÉRIMENTATION

3.1 DESCRIPTION ET FONCTIONNEMENT DU MONTAGE

L'expérimentation réalisée dans le cadre de ce projet a pour but d'effectuer certains essais en colonne permettant de déterminer k_u et de comparer la relation $k_u - \theta - \psi$ avec divers modèles et simulations. Pour cela, un montage qui permet d'obtenir des données d'écoulement d'eau dans différents types de matériaux a été installé dans le laboratoire. Le montage consiste en une colonne instrumentée comme on peut voir sur la figure 3.1. Ce montage est inspiré des travaux de Aachib (1997).

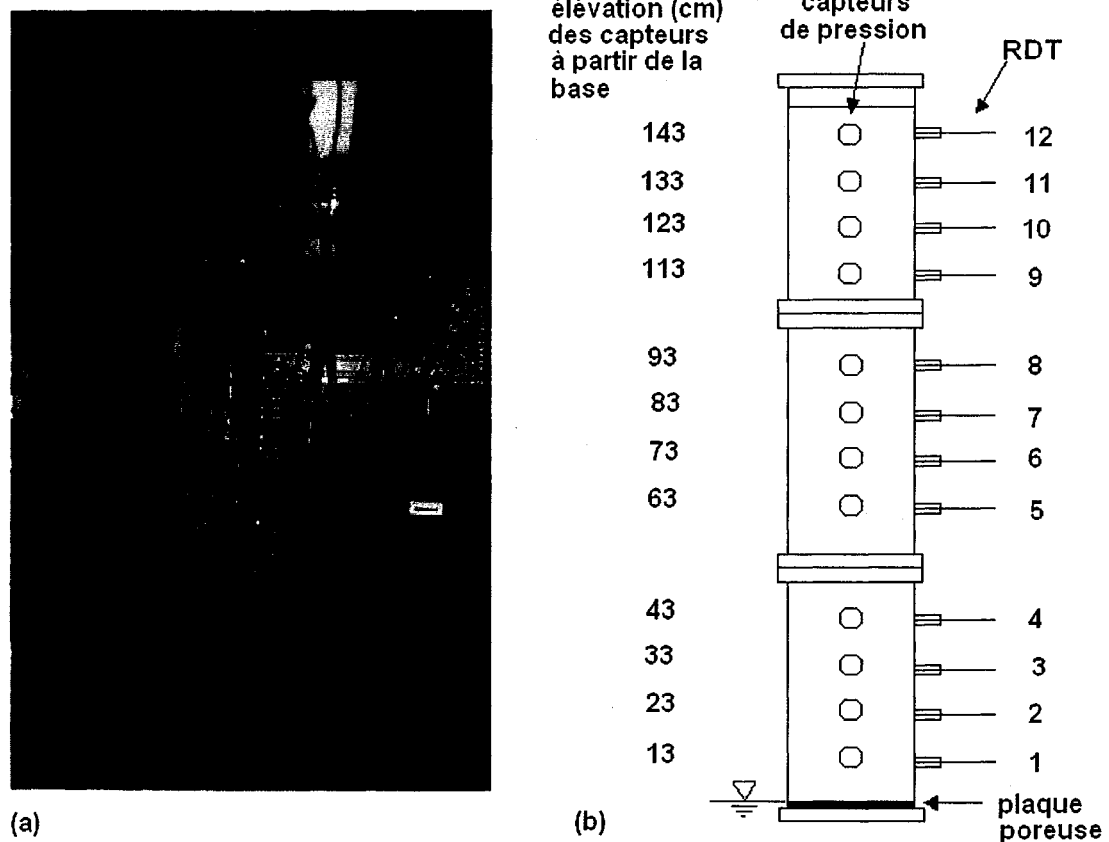


Figure 3.1 – (a) Photo du montage, (b) Schéma de la colonne instrumentée

La colonne est constituée de trois sections de 15,4 cm de diamètre par 50 cm de hauteur pour une hauteur totale de 150 cm. Une pierre poreuse de 7,5 mm d'épaisseur qui possède les caractéristiques suivantes est placée à la base :

- coefficient de perméabilité : $3,1 \times 10^{-5}$ cm/sec
- porosité : 50%
- dimension moyenne des pores : 6 μ m
- AEV 0.5 Bar = 50 kPa (7 à 9 psi)

Sous cette pierre se trouve une plaque de plastique trouée qui permet une meilleure distribution de l'eau qui s'écoule. La section du bas est munie d'une vanne par où l'eau peut s'écouler. À 13 cm au-dessus de la pierre poreuse, sont installés les premiers instruments qui sont ensuite espacés aux 10 cm dans une même section et aux 20 cm entre deux sections. Ces instruments consistent en une série de capteurs de pression qui lisent la valeur de la pression interstitielle et d'une série de fourchettes RDT qui lisent la teneur en eau volumétrique à l'intérieur du matériau. Deux systèmes d'acquisition de données sont utilisés pour enregistrer les pressions et les teneurs en eau volumiques.

Teneur en eau volumique

Le modèle 6050X1 du Trase System qui utilise la réflectométrie dans le domaine du temps (ou RDT), est utilisé pour lire les teneurs en eau volumétriques (Trase System, manuel d'instruction). L'appareil est conçu pour mesurer des teneurs en eau reliées à des degrés de saturation variant entre 0 et 100% avec une précision de $\pm 2\%$ à des températures entre 0 et 45°C. La figure 3.2 est une photo de l'appareil.

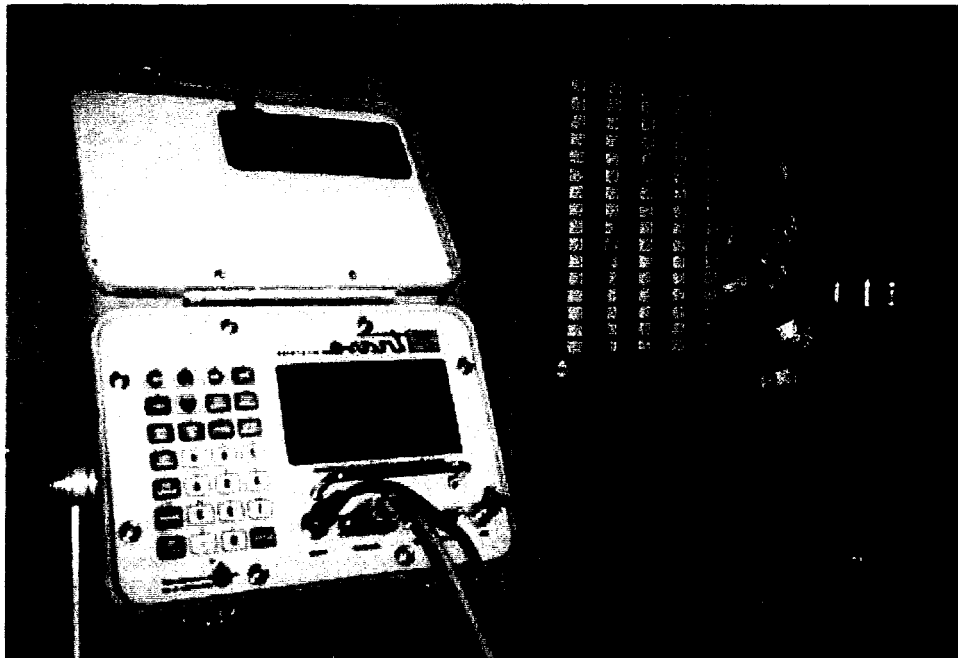


Figure 3.2 – Appareil de mesure de la teneur en eau volumique

La vitesse de propagation de l'onde du courant électrique dans une tige dépend de la constante diélectrique du matériau entourant cette tige. Plus cette constante est élevée plus la vitesse est lente. Les constantes diélectriques de certains matériaux sont les suivantes (Frueh et Hopmans 1997).

- air	1
- minéraux solides	3-7
- eau	80,4

Puisque la valeur de la constante de l'eau est de beaucoup supérieure à celle des autres constituants, la valeur lue sera donc surtout dépendante de la teneur en eau du sol. Il faut toutefois tenir compte du fait que cette valeur dépend également de la composition chimique de l'eau. L'onde électrique qui voyage

sur la tige agit comme une onde lumineuse qui sera réfléchiée en partie à l'extrémité de la tige. Il est donc possible de mesurer le temps que prend l'onde électrique pour parcourir une distance connue dans le matériau par l'équation (Frueh et Hopmans 1997):

$$T = \frac{2L\sqrt{\epsilon_{app}}}{c} \quad (3.1)$$

où L = longueur de la tige

T = temps pour que l'onde parcoure la tige

c = vitesse de la lumière dans le vide

ϵ_{app} : constante diélectrique apparente du milieu

La constante diélectrique apparente peut être calculée par la relation suivante (Trase Manuel, O'Connor 1996) :

$$\epsilon_{app} = \left(\frac{Tc}{2L} \right)^2 \quad (3.2)$$

Pour les fins du montage, les fourchettes utilisées sont de 20 cm insérées à l'horizontale sur une longueur de 15 cm. Il est donc nécessaire de faire une calibration autant pour le type de sol que pour la longueur comprise dans le sol. La calibration des fourchettes a été effectuée dans les différents matériaux à des teneurs en eau connues. Les détails de la calibration se trouve à l'annexe 1. La section de la fourchette qui n'est pas à l'intérieur du sol est recouverte d'un ruban de téflon qui empêche l'humidité comprise dans l'air de venir influencer les résultats. Les capteurs sont reliés à un multiplexeur qui permet

d'enregistrer les teneurs en eau de plusieurs fourchettes à la fois. Le tout est relié au système d'acquisition de données.

Pressions

La pression d'eau dans les pores est mesurée à l'aide de capteurs en céramique placés aux 10 cm sur le long de la colonne (voir figure 3.3). Ces capteurs sont de modèles PX240 « Pressure Transducers » de la compagnie Omega. Ils sont conçus pour s'ajuster automatiquement afin de ne pas avoir à se soucier des variations de pressions atmosphériques et ils compensent également pour les variations de température. Ils sont compatibles à plusieurs types de fluide qui ne sont pas corrosifs pour les composantes (selon la fiche technique des capteurs de pression Omega 19). Ces derniers ont été calibrés à l'aide de plusieurs colonnes d'eau dont les détails se trouvent à l'annexe 1. Ils permettent de lire des valeurs de pressions positives et négatives. Ils sont reliés à un système d'acquisition de données qui enregistre aux intervalles de temps précisés.



Figure 3.3 – Capteur de pression

3.2 PROCÉDURES D'ESSAIS

Les écoulements ont été étudiés de deux manières différentes. Le premier type d'essais consiste à saturer la colonne par le bas de manière progressive en utilisant un gradient hydraulique vers le haut. Les pressions d'eau alors lues par les capteurs sont stables et égalent à la hauteur de la colonne d'eau au-dessus du capteur. Les teneurs en eau correspondent à un degré de saturation élevé, (au-dessus de 90%) pratiquement équivalent dans toute la colonne. À noter qu'il est impossible avec la méthode utilisée d'obtenir un degré de saturation de 100% car il reste toujours des petites bulles d'air dans les pores. Ce degré de saturation peut être augmenté en appliquant une succion pour aspirer l'air au sommet de la colonne mais dans ce cas il y a un risque que le matériau se déplace et forme des chemins préférentiels par où l'eau peut s'écouler plus facilement. Une fois la quasi-saturation obtenue, l'essai peut être démarré. Les appareils d'acquisition de données sont mis en fonction et la vanne à la base de la colonne est ouverte. Les débits sont obtenus en pesant l'eau qui s'écoule à la base de la colonne sur un certain intervalle de temps. Les intervalles sont courts au début de l'essai et s'allongent avec le temps puisque l'écoulement devient de plus en plus lent et régulier. L'essai est terminé lorsqu'il n'y a plus d'écoulement à la base de la colonne et que les pressions et teneurs en eau sont constantes dans toute la colonne. La courbe de rétention d'eau du matériau ainsi que l'évolution de la teneur en eau et des pressions dans le temps sont obtenus ainsi. Le débit permet de calculer théoriquement la conductivité hydraulique du matériau.

Le deuxième type d'essais consiste à simuler des précipitations sur le matériau. L'eau provenant d'un réservoir est déversée sous forme de pluie à un débit constant sur le dessus du matériau. Les teneurs en eau et pressions sont enregistrées et le débit sortant à la base de la colonne est mesuré. L'essai est

terminé lorsque le débit sortant à la base de la colonne est le même que celui en surface, soit lorsqu'un état stationnaire est atteint. Le débit de pluie est alors augmenté ou diminué à une autre valeur. L'essai est recommencé pour plusieurs débits différents jusqu'à la stabilité. Ceci permet l'évaluation de la conductivité hydraulique du matériau en condition de saturation variable pour des débits différents.

3.3 DESCRIPTION DES MATÉRIAUX

Pour effectuer les essais, trois matériaux différents ont été testés, soit deux types de sables et un résidu minier non réactif. Malheureusement le résidu a réagi avec les capteurs (colmatage) et donc aucun résultat ne peuvent être présenté pour ce matériau. Les deux sables ont les caractéristiques suivantes et les figures 3.4 et 3.5 représentent les courbes granulométriques de chacun :

Sable 1 – sable Fournel et fils

$$G_s = 2.732$$

$$e = 0.5$$

$$n = e / (1+e) = 0.3333$$

$$D_{10}(\text{cm}) = 0.011$$

$$D_{60}(\text{cm}) = 0.0405$$

$$C_u = D_{60} / D_{10} = 3.68$$

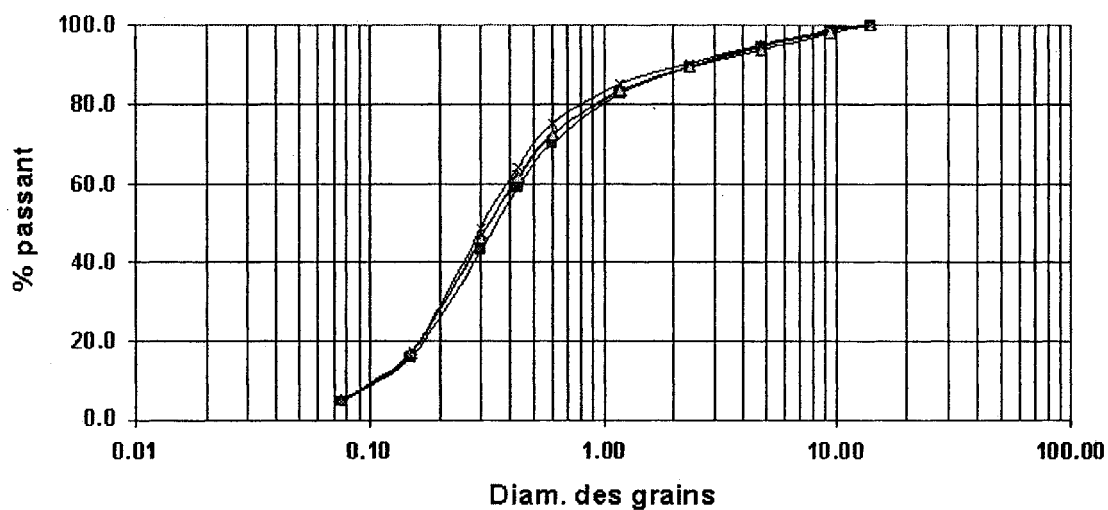


Figure 3.4 – Courbe granulométrique du sable 1 : Fournel et fils

Sable 2 – sable 35% LG4 / 65% Fournel et fils

$$G_s = 2.735$$

$$e = 0.445$$

$$n = e / (1+e) = 0.308$$

$$D_{10}(\text{cm}) = 0.002$$

$$D_{60}(\text{cm}) = 0.0235$$

$$C_u = D_{60} / D_{10} = 11.75$$

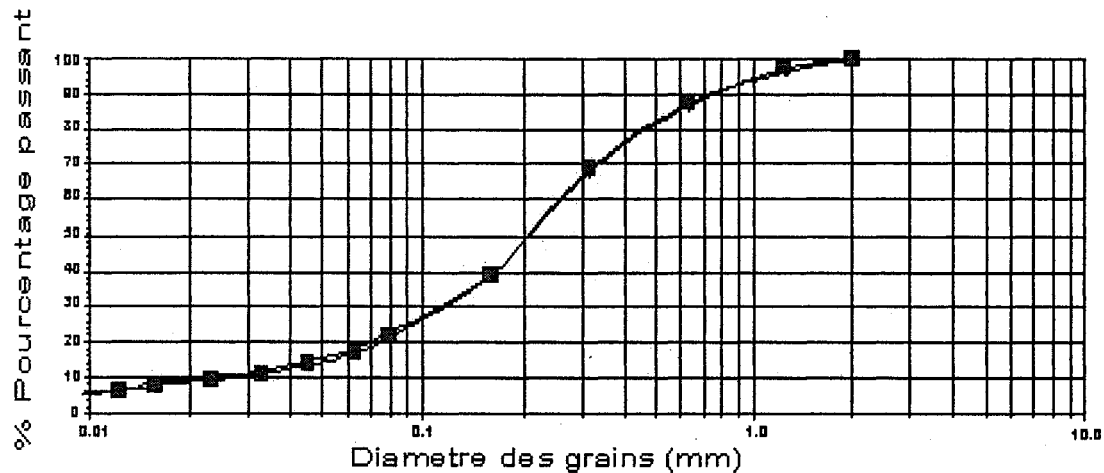


Figure 3.5 – Courbe granulométrique du sable 2 : 35% LG4 / 65% Fournel et fils

3.4 DESCRIPTION DES ESSAIS

3.4.1 Essais en colonne

Quatre essais de drainage d'une durée approximative de 9 jours chacun ont été effectués sur le sable 1. Après cette durée, il n'y a plus d'eau qui s'écoule à la base de la colonne. Le premier essai est couvert, ce qui ne permet pas d'évaporation en surface. Les trois suivants sont à découvert, ce qui permet d'atteindre des valeurs de pression négative supérieures.

Par la suite, des essais avec précipitation en surface ont été effectués. Au départ, il était très difficile de garder un débit constant en surface. Après avoir modifié un peu le mécanisme, le débit s'est stabilisé. Le premier essai a été effectué à un débit assez élevé. Comme le sol était déjà relativement sec, l'infiltration se faisait difficilement et il y avait de l'accumulation en surface. Le

sol avait pourtant fourni un débit supérieur lors des essais de drainage. Le débit a donc été réduit. Lorsque l'équilibre entre le débit entrant et le débit sortant est atteint, la valeur du débit entrant est augmenté et ainsi de suite jusqu'à une valeur de débit provoquant la quasi-saturation de la colonne pour ensuite réduire progressivement le débit.

Une autre série d'essais a été effectuée sur un résidu minier non réactif (du site Senator). Ce résidu se trouvait dans le laboratoire depuis longtemps. La stabilisation des lectures par les capteurs à saturation ne s'effectuait pas. Suite au démontage, une corrosion des fourchettes et la présence d'une substance visqueuse dans les capteurs de pressions ont été constatées. Malgré l'utilisation d'eau de javel, le problème persistait encore. Par conséquent, les résultats pour cette série d'essais ne sont pas concluants.

Par la suite, la colonne a été remonté avec un sable 2 contenant un mélange de 35% LG4 / 65% Fournel. Celui-ci comporte plus de particules fines que le sable 1 et demande donc plus de temps à se stabiliser. Encore une fois, une série de quatre essais en drainage a été effectuée. Tous les essais ont été effectués avec la colonne couverte, ne permettant pas une grande évaporation en surface. Le premier essai est demeuré en fonction pendant deux mois afin de déterminer le moment précis où la stabilité est atteinte. Les autres sont demeurés en fonction de 2 à 4 semaines. Lors de cette dernière série d'essais, certains des capteurs et fourchettes ont mal fonctionné. De plus, en condition d'infiltration, l'eau s'infiltrait très difficilement en surface et ne faisait que s'accumuler. Les résultats obtenus sur de très petits débits sont non concluants.

Tableau 3.1 – Liste des essais

Essais	drainage libre	infiltration
SABLE 1 Sable Fournel	4 essais	différents débits
SABLE 2 Sable 35% LG4 / 65% Fournel et fils	4 essais	différents débits – aucun résultat valable
Résidus Miniers	1 essai – aucun résultat	pas d'essais

3.4.2 Simulation des essais

Des simulations ont été réalisées avec le logiciel d'éléments finis SEEP/w de la compagnie Geoslope. Il faut d'abord créer un maillage représentatif du montage de laboratoire présenté à la figure 3.6. Dans ce cas, uniquement la moitié de la colonne est représentée en conditions axi-symétriques. La colonne de 150 cm de hauteur et d'un rayon de 7,7 cm est divisée en 60 éléments de hauteur par 8 éléments de largeur. À la base, un second matériau de 0,75 cm est ajouté pour représenter la plaque poreuse avec les propriétés présentées à la section 3.1.

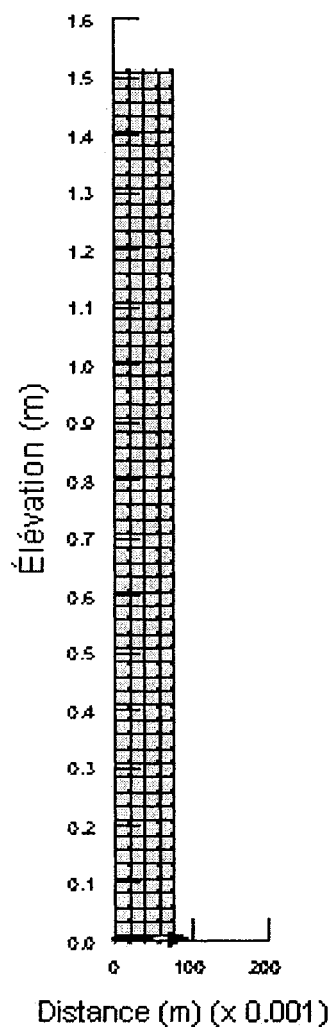


Figure 3.6 – Schéma du maillage de la colonne de sable dans le logiciel SEEP/w

Les propriétés des matériaux telles que la CRE et la courbe de conductivité hydraulique, doivent être connues. Dans le cas des deux sables, ce sont les courbes du modèle MK pour la CRE qui sont utilisées. Le logiciel SEEP/w permet ensuite de prédire la courbe de conductivité hydraulique à partir de différents modèles tels que van Genuchten, Fredlund et Childs et Collis-George. Il est également possible d'entrer manuellement cette courbe si elle est

déjà connue. Pour la plaque poreuse, les courbes CRE et conductivité hydraulique sont des constantes sur la plage des valeurs de pressions couverte par le logiciel.

L'essai est tout d'abord simulé à l'état permanent afin de donner des conditions initiales au modèle. La charge hydraulique de 150 cm est imposée à saturation sur les nœuds au haut et à la base de la colonne. Le logiciel donne alors une colonne saturée comme condition initiale. Pour l'essai à l'état transitoire, une charge nulle est alors imposée à la base de la colonne signifiant au logiciel que la nappe phréatique se trouve à cet endroit. La simulation s'effectue dans le temps pour un drainage libre de la colonne. Les résultats sont présentés au chapitre 4.

CHAPITRE 4 - ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

4.1 RÉSULTATS DES ESSAIS EN DRAINAGE LIBRE

La présente section montre les résultats obtenus par les systèmes d'acquisition de données, soit les variations des teneurs en eau volumiques et des pressions, lors des essais sur la colonne de sable en drainage libre au laboratoire. Les différents essais ont donné des résultats similaires et par conséquent un graphique type par matériau est montré ici. Les autres graphiques de tous les essais montrant les résultats de laboratoire sont présentés à l'annexe 2.

4.1.1 Pressions

Le premier élément qui est enregistré par le système d'acquisition est la pression pour chaque capteur en fonction du temps.

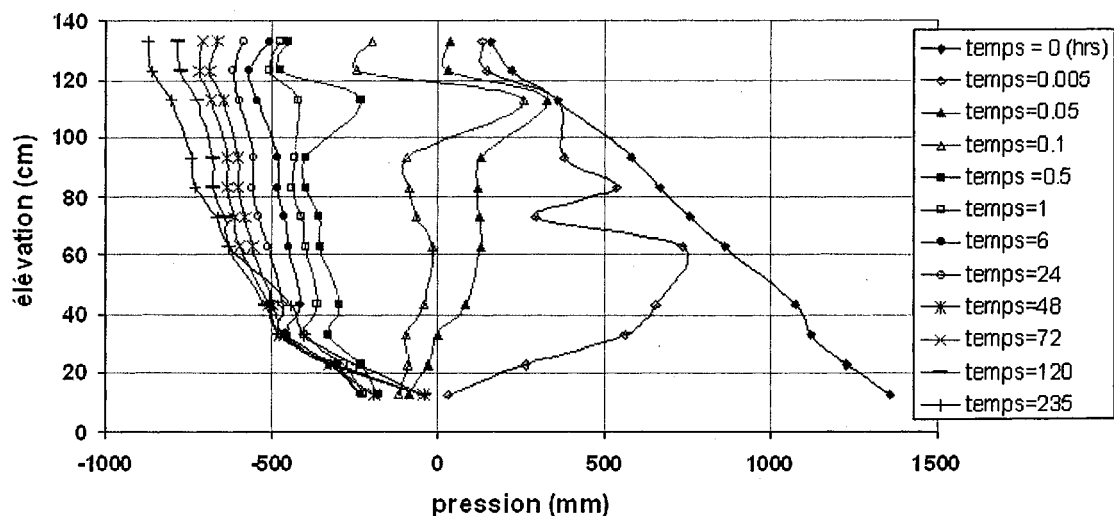


Figure 4.1 – Variation de la pression vs l'élévation dans le temps:
Sable 1 – essai 1

La figure 4.1 présente la variation de la pression en fonction de l'élévation pour divers temps. Initialement, le profil est à l'équilibre hydrostatique pour la colonne, à saturation. Il est à noter que lors de ce premier essai, le capteur 12 situé à 143 cm, (le plus près de la surface) n'était pas connecté au système. Il n'y a donc pas d'acquisition pour ce capteur. Avec l'ouverture de la valve, l'eau commence à s'écouler et la pression commence à diminuer à la base de la colonne. Avec le temps, la pression varie sur toute la hauteur de la colonne. À la fin de l'essai, la valeur de la pression à la base de la colonne tend théoriquement vers une valeur de zéro, indiquant le niveau de la nappe phréatique à la base de la colonne sous la plaque poreuse. On constate sur le graphique que les pressions à l'équilibre n'atteignent pas cette valeur de zéro mais tendent plutôt vers -50 mm. Ceci est probablement dû à une combinaison de la calibration des capteurs et au fait que l'équilibre n'est pas encore complètement atteint. Les pressions au dessus sont négatives, montrant l'état non saturé du sol. Un autre facteur qui laisse croire que l'équilibre n'est pas complètement atteint est le fait que la pression en haut de la colonne devrait théoriquement tendre vers -150 cm. En pratique, il est plus difficile d'obtenir cet équilibre qui demande beaucoup de temps. L'écoulement à la base de la colonne s'était néanmoins arrêté à la fin de chacun des essais.

Pour le sable 2, les données de l'essai 1 sont présentées à la figure 4.2. Lors de l'enregistrement de la deuxième série d'essais, certains capteurs de pressions (no 8,9,11) n'ont pas bien fonctionné. Il semble que les essais précédents sur les résidus miniers avaient produit des substances qui les ont affectés. Ces capteurs qui ne donnaient pas des résultats cohérents sont donc ignorés.

Les résultats peuvent être discutés de la même manière que pour le sable 1. Néanmoins l'essai a duré beaucoup plus longtemps pour le sable 2, soit 1466

heures (61 jours) comparativement à 235 heures (env. 10 jours) pour le sable 1. On constate que l'équilibre est atteint au haut de la colonne, la valeur de la pression étant d'environ -150 cm. Au centre les résultats sont moins bons mais peuvent probablement être expliqués par une imprécision des capteurs puisque les courbes avant 120 heures donnaient une bonne tendance. De plus, on constate qu'à la fin de l'essai, la pression tend vers la valeur de zéro, donc l'équilibre semble également être atteint à la base de la colonne.

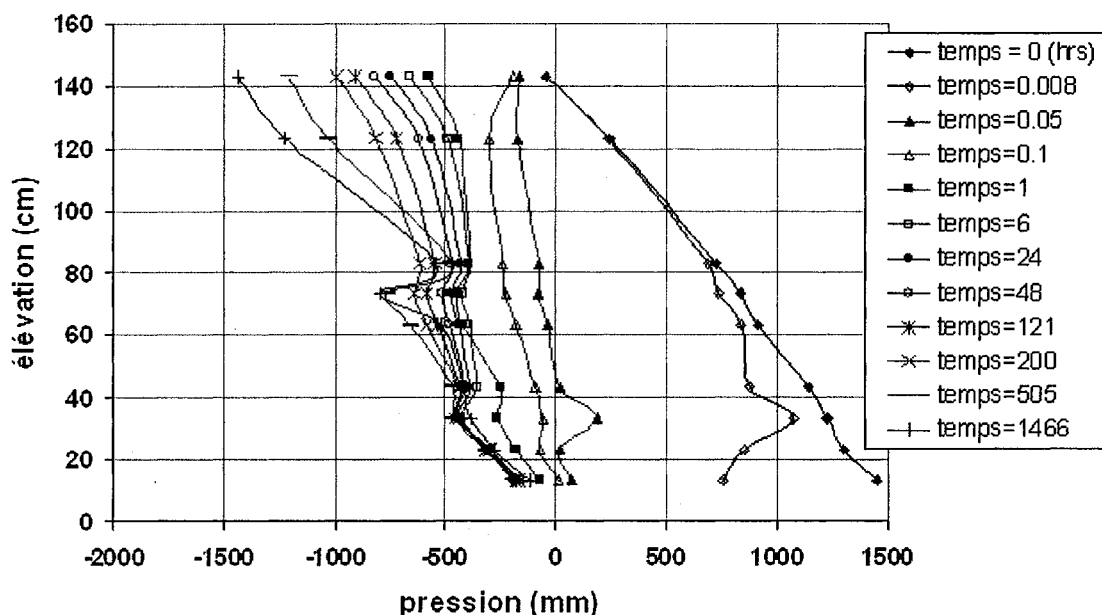


**Figure 4.2 – Variation de la pression vs l'élévation dans le temps:
Sable 2 – essai 1**

La comparaison des deux séries de résultats avec le sable 1 et le sable 2 montre que comme prévu par la théorie, le sable 1 se draine plus rapidement que le sable 2 initialement puisqu'il est plus grossier. Par la suite, comme le sable 1 voit sa conductivité hydraulique devenir inférieure à celle du sable 2, il se draine plus lentement. C'est pour cela que l'équilibre est atteint à la fin de l'essai avec le sable 2 mais pas avec le sable 1.

4.1.2 Teneur en eau volumique

Le système d'acquisition de données enregistre la teneur en eau volumique dans le temps. La figure 4.3 montre l'exemple de l'essai 2 pour le sable 1. Ce n'est pas l'essai 1 qui est montré puisqu'un problème avec le système d'acquisition de données a entraîné la perte de toutes les données avant 35 heures. Ces données seront néanmoins présentées à l'annexe 2.

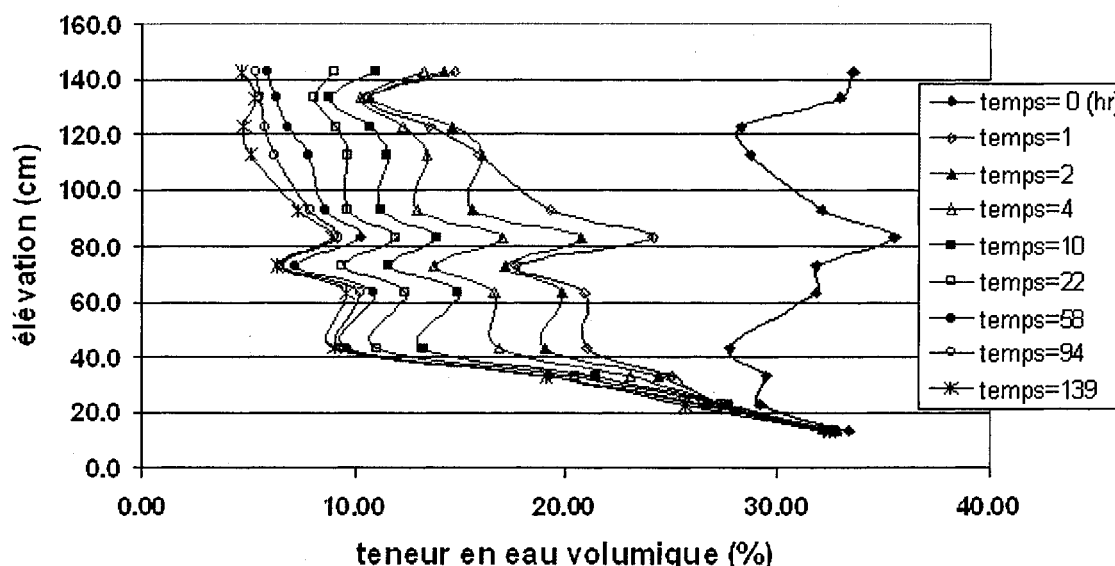


Figure 4.3 – Variation de la teneur en eau volumique en fonction de l'élévation dans le temps : Sable 1 – essai 2

La teneur en eau volumique à saturation dans le cas du sable 1 est de 33%. La courbe de teneur en eau volumique initiale varie un peu autour de cette valeur à cause de la précision des lectures et de la calibration des capteurs. De plus, le 33% est une valeur moyenne répartie sur toute la colonne alors que dans la réalité, la porosité n'est pas constante sur toute la colonne. Il y a un léger changement dans la variation de la charge Δh . On constate que la colonne se désature rapidement dans la première heure et que la variation est plus lente

par la suite. À la fin de l'essai, un profil proche de la CRE du matériau est atteint avec une teneur en eau résiduelle d'environ 5%.

Lors des essais sur le sable 2, montré à la figure 4.4, le capteur #9 a mal fonctionné. De ce fait, les résultats donnés par ce capteur sont éliminés pour obtenir une courbe réaliste. Les résultats de l'essai 3 sont montrés car c'est l'essai dont l'acquisition s'est effectuée sur la plus longue période de temps, soit sur 753 heures (31 jours). La teneur en eau volumique à saturation déterminée avant les essais est de 30,8%. Pourtant, sur le graphique, cette valeur est un peu plus élevée soit jusqu'à 35%. On remarque également que le sable 2 se désature beaucoup moins rapidement initialement que le sable 1 et que sa teneur en eau résiduelle est supérieure, soit autour de 8%.

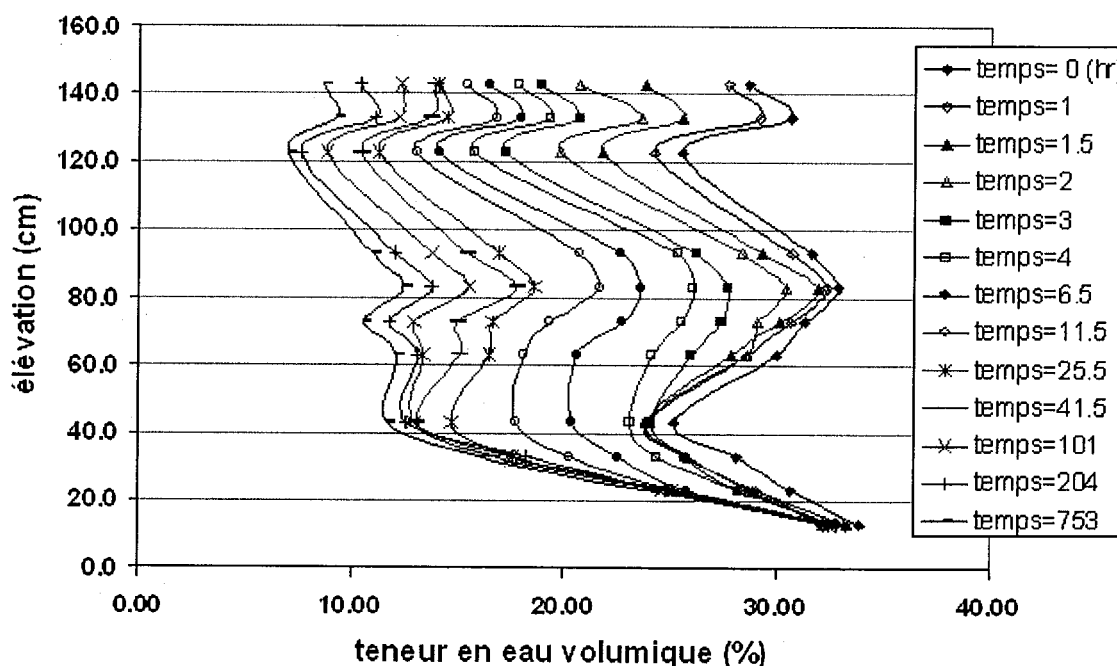


Figure 4.4 – Variation de la teneur en eau volumique en fonction de l'élévation dans le temps : Sable 2 – essai 3

4.1.3 Courbes de débits à la base

Afin de pouvoir déterminer la conductivité hydraulique à un certain temps dans la colonne, il faut connaître le débit qui s'écoule dans une section ainsi que la variation des teneurs en eau volumiques en fonction du temps mesurées aux RDT. Pour aider à l'analyse, le débit qui s'écoule à la base de la colonne pour une période de temps déterminée a été noté manuellement. Les courbes obtenues pour ces essais sont montrées aux figures 4.5 et 4.6. À noter que les résultats détaillés obtenus sont disponibles auprès de l'auteur.

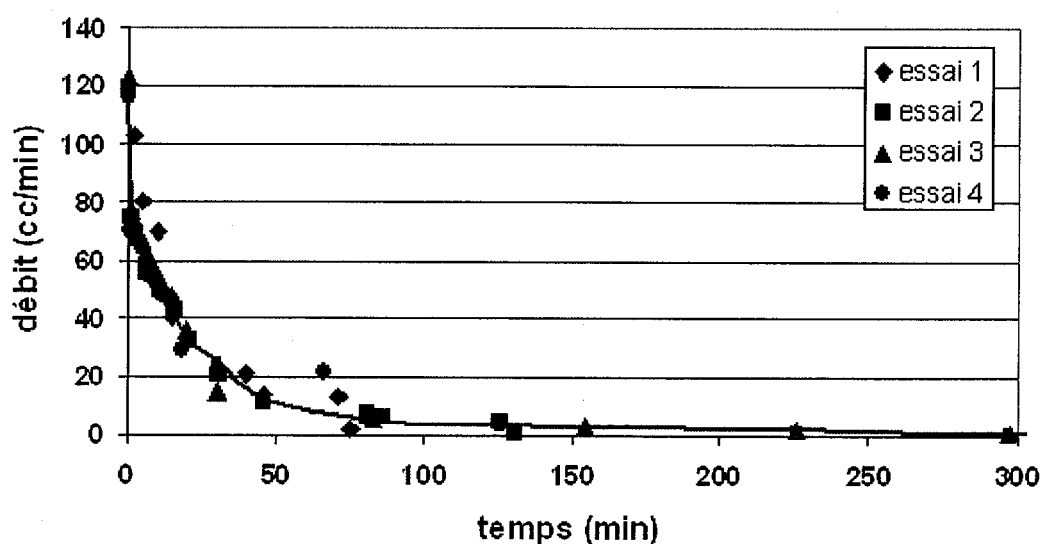


Figure 4.5 – Variation du débit dans le temps : Sable 1

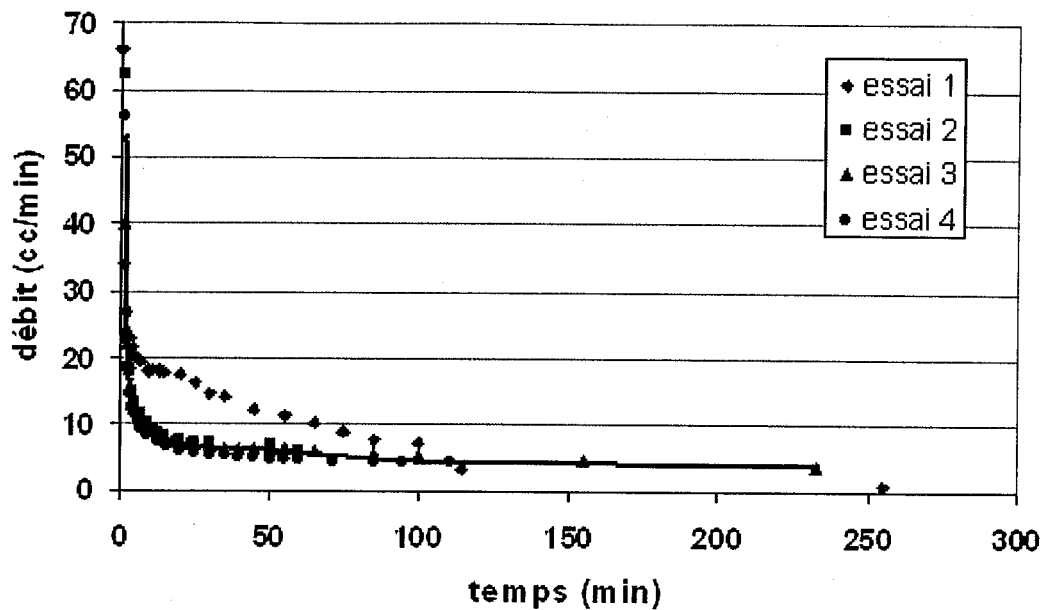


Figure 4.6 – Variation du débit dans le temps : Sable 2

Le graphique présente une courbe moyenne des débits avec les quatre essais. Pour le sable 2, seulement les essais 2 à 4 sont utilisés pour tracer la courbe puisque le premier semble donner un résultat différent de la tendance des trois autres essais. Une erreur lors de la prise des mesures s'est peut être produite.

4.1.4 Courbe CRE en drainage

Il est possible à partir des caractéristiques géotechniques d'un sol de prédire sa CRE. Le modèle MK entre autres permet de tracer cette courbe. Les équations de ce modèle sont montrées à la section 2.3.2.4. Il faut déterminer les composantes liées aux forces capillaires S_c et d'adhésion S_a pour trouver le degré de saturation S_r à une succion donnée. Les valeurs de S_r sont ensuite multipliées par la porosité n pour trouver la valeur de teneur en eau θ . La relation qui relie les différentes composantes est l'équation 2.51 :

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

Les graphiques 4.7 et 4.8 montrent les courbes calculées pour le sable 1 et le sable 2 utilisés lors des essais en laboratoire. Tel que mentionné par Aubertin et al (1998), la première portion de la courbe est contrôlée par la force capillaire tandis que la seconde portion est contrôlée par la force d'adhésion. On observe que le sable 2 se désature à une plus grande valeur de AEV que le sable 1 et que la teneur en eau résiduelle du sable 1 est inférieure à celle du sable 2. Ce dernier a également un coefficient de perméabilité à saturation inférieur à celui du sable 1. Ces valeurs théoriques de la CRE supposent des conditions idéales. Dans la réalité, il est possible que les sols ne soient pas homogènes, que le tassement des particules dans une colonne au laboratoire (ou sur le terrain) ne soit pas semblable sur toute la portion considérée. Il est intéressant de comparer ces courbes obtenues à partir des propriétés des matériaux et les valeurs obtenues lors des essais en laboratoire.

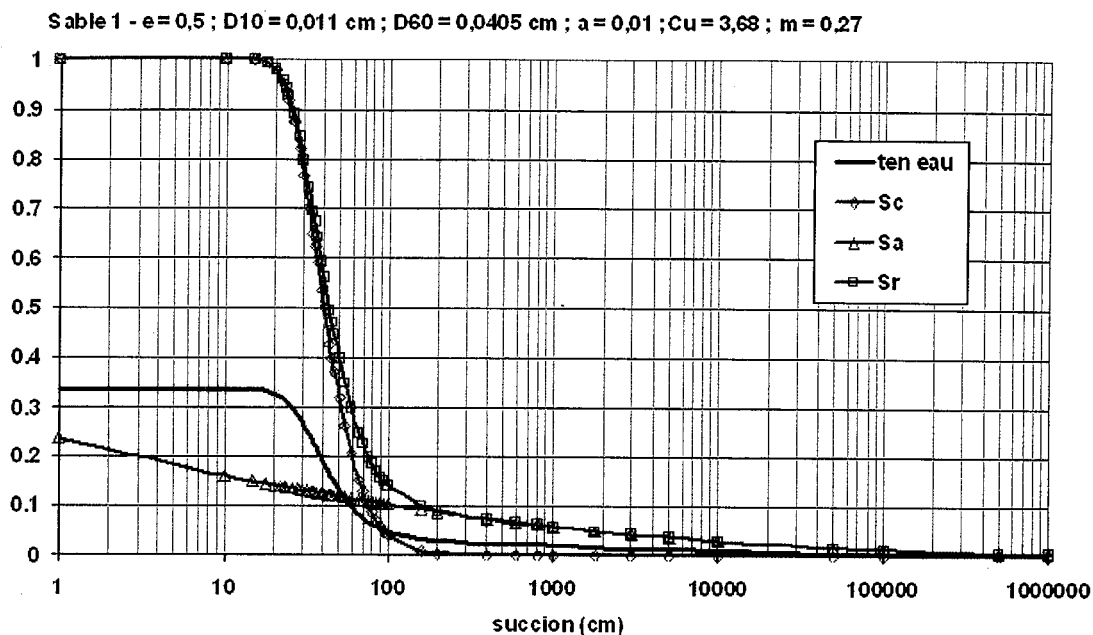


Figure 4.7 – CRE de la teneur en eau volumique et le degré de saturation du sable 1 par le modèle MK avec les composantes d'adhésion S_a et capillaire S_c

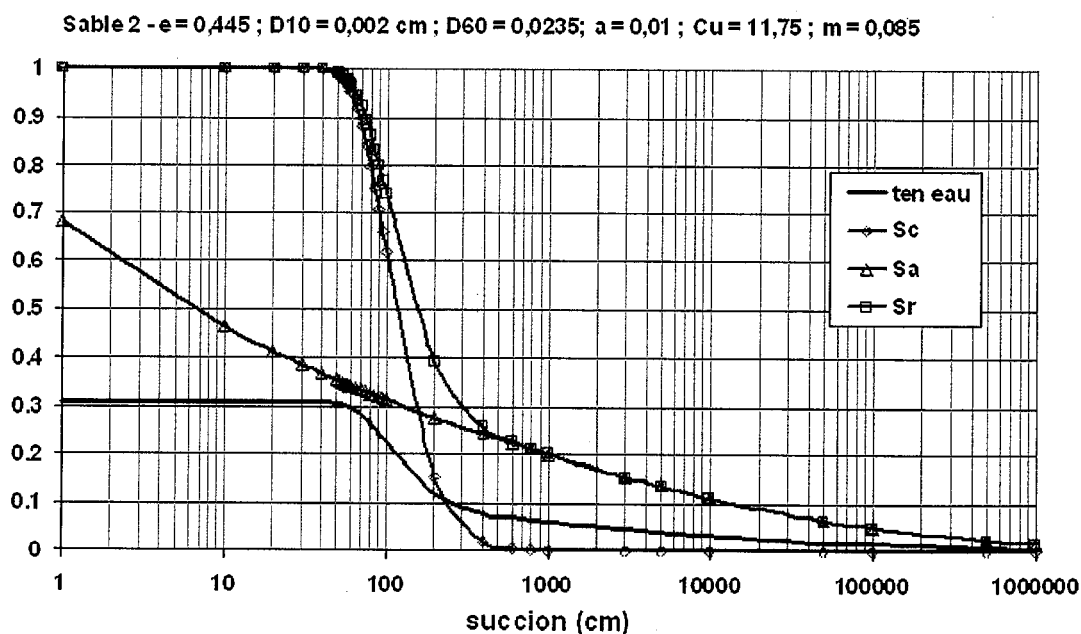


Figure 4.8 – CRE de la teneur en eau volumique et le degré de saturation du sable 2 par le modèle MK avec les composantes d'adhésion S_a et capillaire S_c

Dans le cas du sable 1, les points expérimentaux suivent assez bien la CRE prédite par le modèle MK pour chacun des quatre essais de drainage libre (voir figure 4.9 et 4.10). Cela est particulièrement le cas pour les conditions d'équilibre (lorsque la succion égale l'élévation) comme on peut le voir sur la figure 4.11.

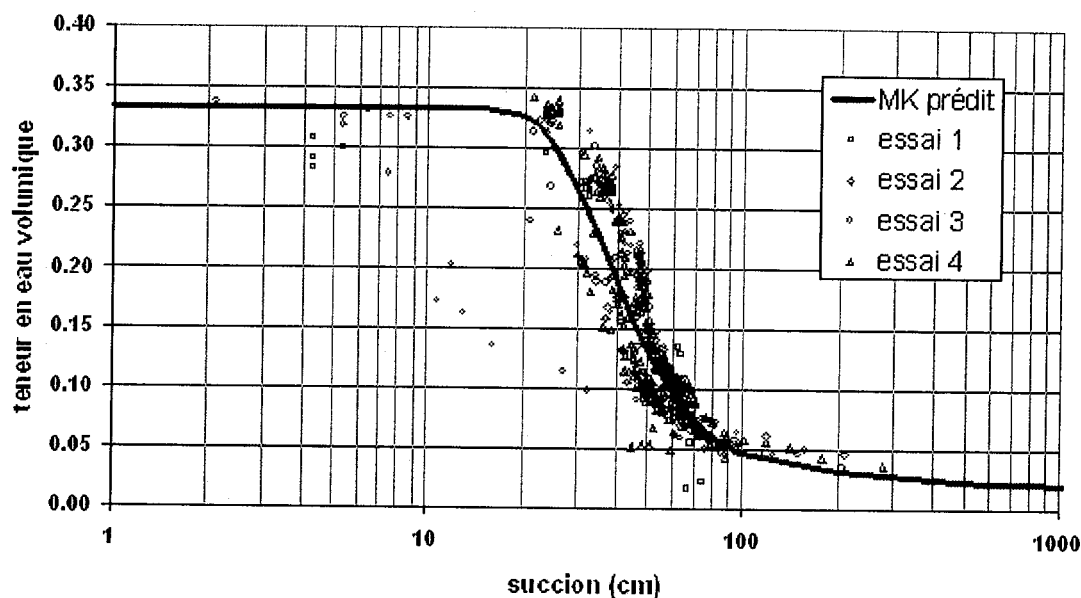


Figure 4.9 – CRE du modèle MK et points expérimentaux pour les essais en drainage avec le sable 1

L'essai 3 est le seul qui présente quelques points à l'extérieur de la zone de concentration autour de la CRE obtenue de MK. De plus, initialement, les points sont un peu en dessous de la courbe. Ceci pourrait s'expliquer par le fait qu'il est difficile d'obtenir en laboratoire un degré de saturation de 100%, il restera toujours quelques bulles d'air emprisonnées dans les pores du matériau même à faible succion. De plus, les conditions en laboratoire, utilisant uniquement la gravité pour désaturer la colonne, ne nous permettent pas d'atteindre des valeurs de succion très élevées. On note aussi que la teneur en eau résiduelle évaluée par le modèle est un peu en dessous de la tendance des points

expérimentaux. Il reste donc plus d'eau emprisonnée dans les pores à la fin de l'essai que prédit par le modèle. Ceci pourrait être une indication que l'équilibre n'est pas tout à fait atteint.

Il semble que le AEV du matériau, donné par l'expérimentation soit par ailleurs un peu plus élevé que celui prédit par le modèle, mais cet écart est faible. Cette valeur est située entre 25 cm et 30 cm, comparativement au modèle qui donne plus autour de 22 cm.

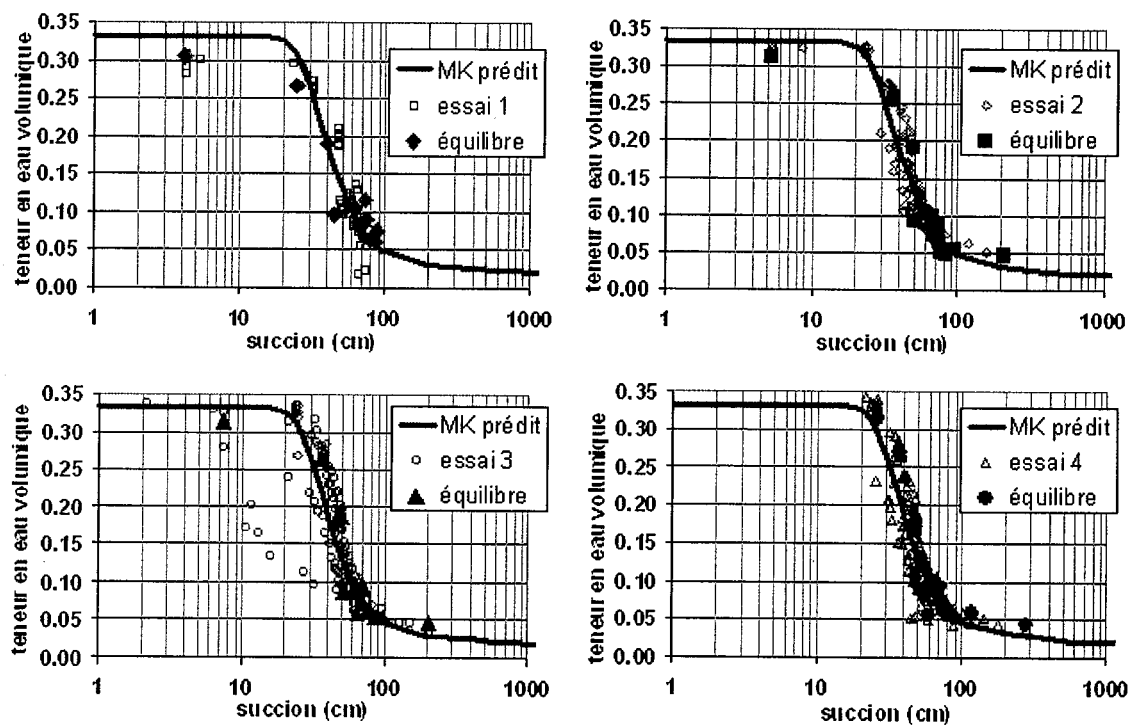


Figure 4.10 – CRE du modèle MK et points expérimentaux pour les essais en drainage avec le sable 1 (quatre essais montrés séparément avec les points à l'équilibre.)

La figure 4.11 nous montre les points expérimentaux pris à la fin de chaque essai qui devrait être à l'équilibre. Ces points se retrouvent également sur la

figure 4.10. Comme mentionné, on constate une bonne concordance entre ces points et la courbe prédite avec le modèle MK.

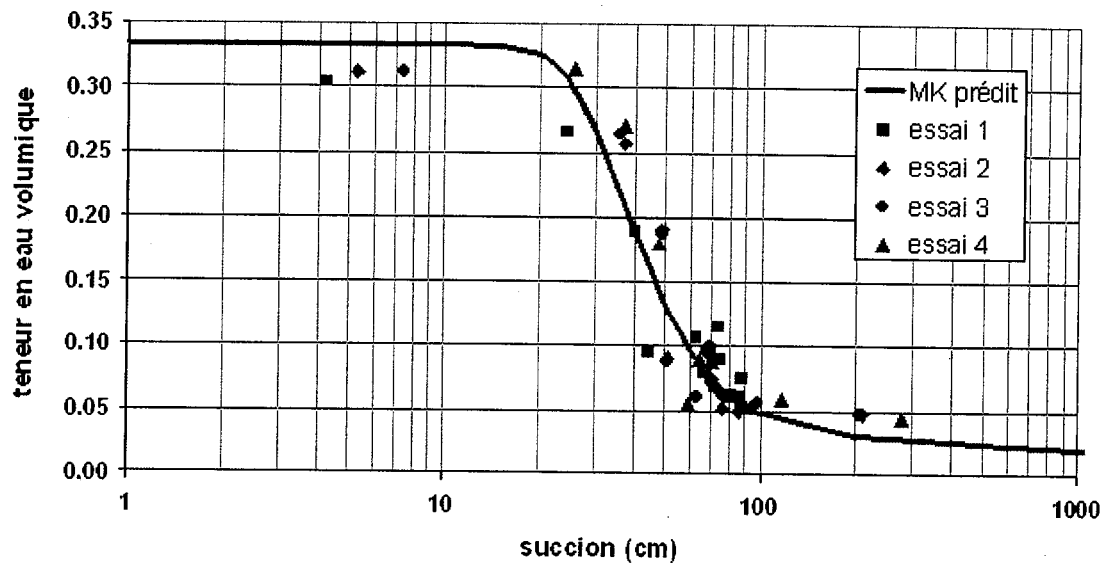


Figure 4.11 – CRE du modèle MK et points expérimentaux pour les essais en drainage sur le sable 1, à l'équilibre.

Dans le cas du sable 2, la prédiction de la CRE, basée sur la porosité moyenne et les propriétés géotechniques du matériau, surévalue les composantes de succion par rapport aux valeurs expérimentales comme montré sur les figures 4.12 et 4.13. D'après la courbe prédite avec le modèle MK, le AEV du matériau devrait se situer au environ de 65 cm alors qu'en laboratoire, nous avons atteint des valeurs autours de 41 cm.

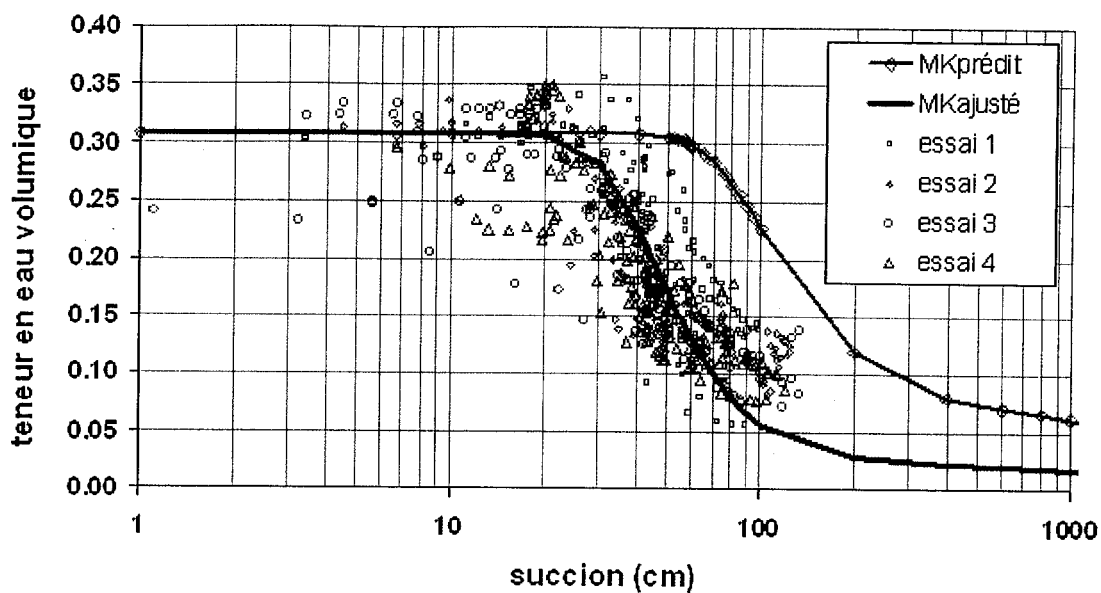


Figure 4.12 – CRE du modèle MK prédit et MK ajusté et points expérimentaux pour le sable 2

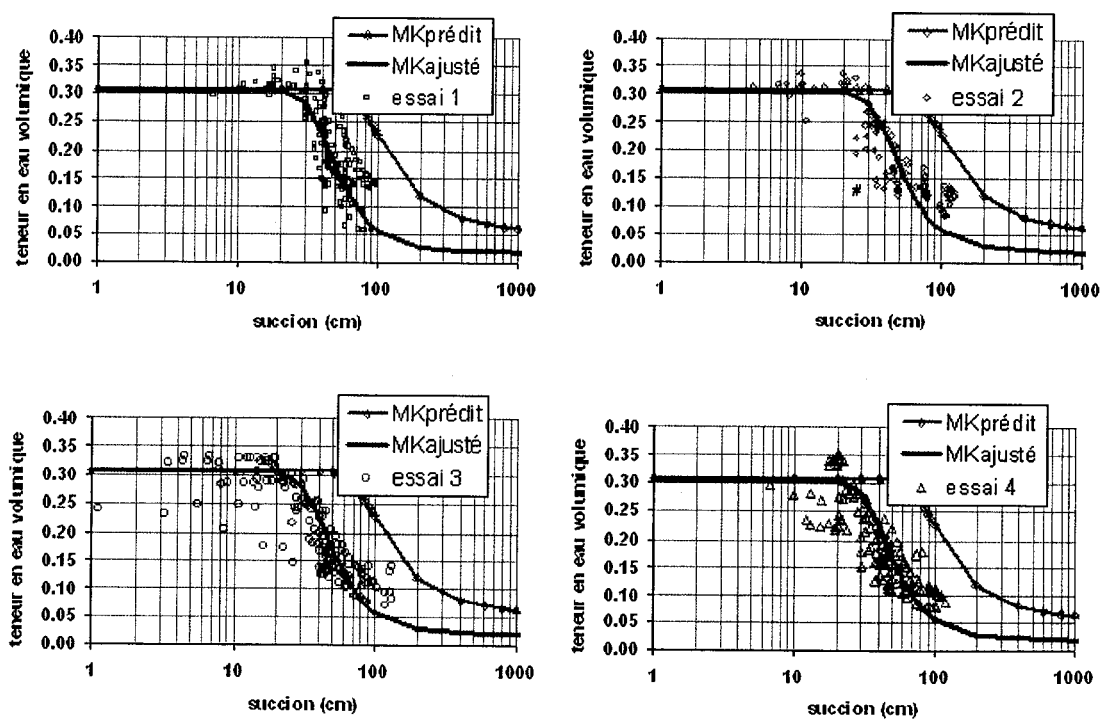


Figure 4.13 – CRE du modèle MK et points expérimentaux par essai pour le sable 2

La figure 4.14 montre les points prélevés à la fin de chacun des essais lorsque le système est à l'équilibre. On constate encore une fois une grande dispersion au niveau des points. De plus la teneur en eau résiduelle tend vers une valeur de 10-12%, ce qui est très élevé.

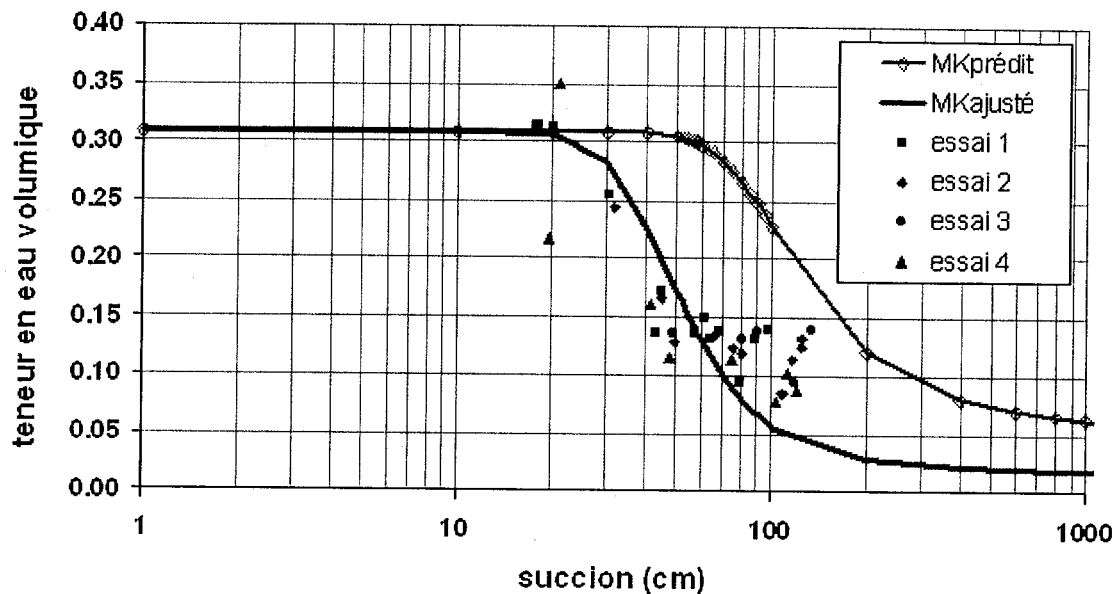


Figure 4.14 – CRE du modèle MK prédit et MK ajusté et points expérimentaux pour les essais en drainage sur le sable 2, à l'équilibre

Comme les valeurs expérimentales ne concordent pas avec la prédiction, on peut utiliser le modèle MK de façon descriptive en faisant varier les paramètres pour obtenir une courbe plus représentative des valeurs expérimentales.

Les principales propriétés du sol qui contrôlent la courbe obtenue du modèle MK sont le D_{10} et le C_U , déterminés à partir de la courbe granulométrique, et l'indice des vides e du matériau. Ces derniers influencent à leur tour les paramètres h_{co} et m dans les équations du modèle et semblent mal les estimer

dans le cas du sable 2. En faisant varier h_{co} , m et a_c , il est possible d'obtenir une courbe qui correspond mieux aux résultats expérimentaux (voir figure 4.12). Les paramètres du modèle MK ainsi ajustés, se retrouvent dans le tableau 4.1.

On peut observer que la valeur du h_{co} a presque diminuée de trois fois. Aussi la valeur de m a légèrement augmentée. La combinaison de la variation de ces deux paramètres (avec le a_c) a permis de ramener la courbe à l'intérieur des points expérimentaux et de faire basculer légèrement la courbe afin de mieux suivre la pente. On peut observer sur les figures 4.12 et 4.13 que les quatre essais suivent bien la tendance de cette courbe ajustée.

Tableau 4.1 – Paramètres des différents modèles de CRE

Modèles	Paramètres de contrôle		
	Sable 1	Sable 2	
MK (Aubertin et al. 2003)	$e = 0,5$ $D_{10} = 0,011 \text{ (cm)}$ $D_{60} = 0,0405 \text{ (cm)}$ $a_c = 0,01$ $C_u = 3,68$ $m = 0,2716$ $h_{co} = 82,03 \text{ (cm)}$	Prédit $e = 0,445$ $D_{10} = 0,002$ $D_{60} = 0,0235$ $a_c = 0,01$ $C_u = 11,75$ $m = 0,085$ $h_{co} = 374,21$	Ajusté $e = 0,445$ $D_{10} = 0,002$ $D_{60} = 0,0235$ $a_c = 0,006$ $C_u = 11,75$ $m = 0,15$ $h_{co} = 130,0$
Van Genuchten (1980)	$AEV = 45 \text{ (cm)}$ $\alpha_v = 0,0222$ $m_v = 0,8$ $n_v = 5$ $\theta_s = 0,333$ $\theta_r = 0,04$	$AEV = 50 \text{ (cm)}$ $\alpha_v = 0,02$ $m_v = 0,857$ $n_v = 7$ $\theta_s = 0,308$ $\theta_r = 0,05$	
Fredlund et Xing (1994)	$a_f = 45$ $m_f = 1,8$ $n_f = 5$ $\theta_s = 0,333$	$a_f = 50$ $m_f = 2$ $n_f = 5$ $\theta_s = 0,308$	

Comme déjà mentionné à la section 2.3.2, il existe par ailleurs plusieurs modèles développés afin de décrire la courbe de rétention d'eau à partir de données expérimentales. C'est entre autres le cas des modèles de van Genuchten (1980) et Fredlund et Xing (1994). Ces modèles comportent des paramètres qui contrôlent la courbe de rétention d'eau pour que cette dernière s'ajuste aux données expérimentales. En faisant varier ces différents paramètres, les courbes s'ajustent relativement bien aux résultats de laboratoire tel que montré sur les figures 4.15 et 4.16.

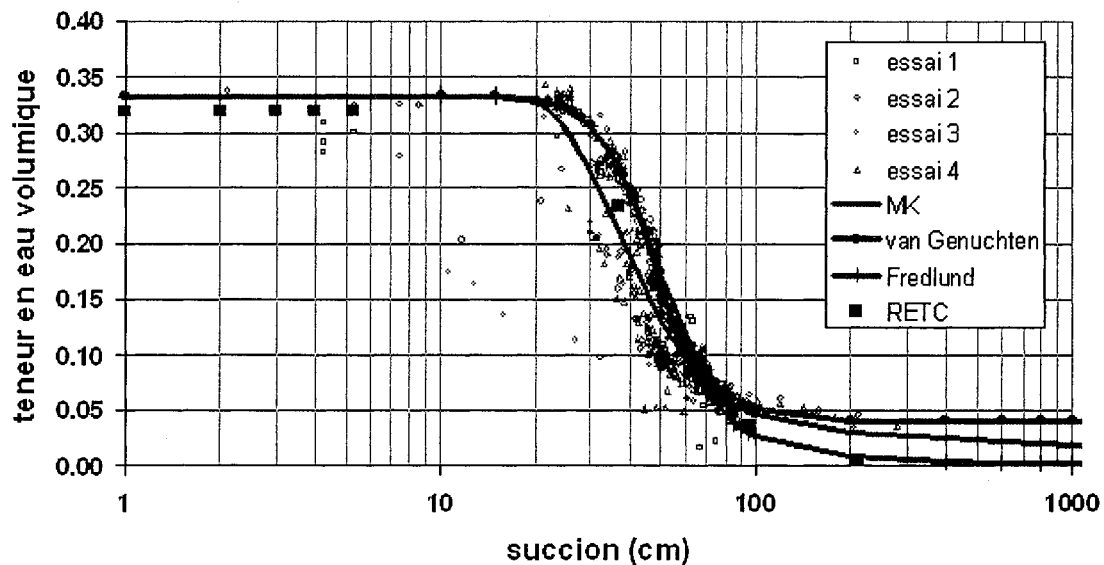


Figure 4.15 – CRE du modèle MK, van Genuchten (avec α prédéterminé), Fredlund et Xing, RETC (vanGenuchten) et points expérimentaux pour les essais en drainage avec le sable 1

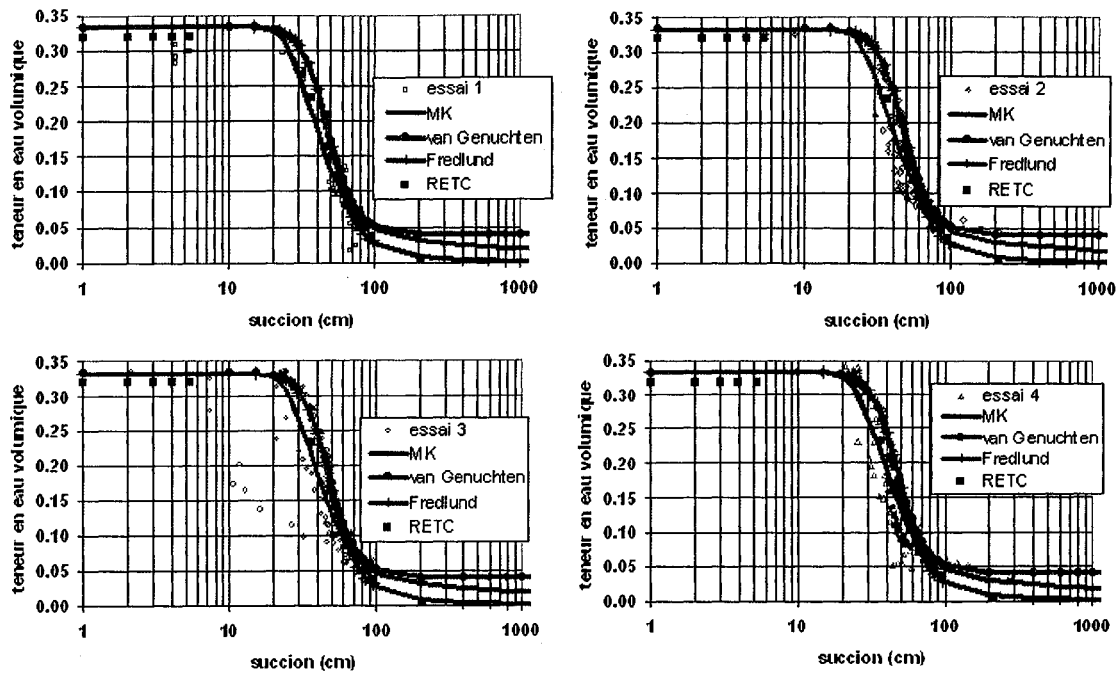


Figure 4.16 – CRE du modèle MK, van Genuchten, Fredlund et Xing, RETC et points expérimentaux pour les essais en drainages avec le sable 1 pour les quatre essais montrés séparément

Rappelons que la courbe de van Genuchten est donnée par l'équation 2.37

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

Les paramètres qui sont variables dans ce cas-ci incluent la valeur de α_v qui dépend du AEV du matériau. Dans notre cas nous pouvons estimer le AEV à 45 cm, le α_v prend donc une valeur de 0.0222 ($\alpha_v \approx 1/AEV$). Les paramètres m_v et n_v sont reliés ensemble par la relation suivante :

$$m_v = 1 - \frac{1}{n_v} \quad (4.1)$$

En faisant varier ces valeurs, les paramètres prennent les valeurs suivantes : $m_v=0,8$ et $n_v=5$. Les valeurs de θ peuvent ensuite être calculées en utilisant les paramètres suivants $\theta_s=0,333$ et $\theta_r=0,04$ qui se rapprochent des valeurs obtenues en laboratoire. La courbe obtenue permet donc de décrire les valeurs expérimentales pour les quatre essais.

van Genuchten et al. (1991) ont également développé un logiciel qui, à partir des paramètres de certains modèles dont ceux de Brooks et Corey (non utilisé ici) et van Genuchten, permet de trouver la CRE. La principale différence avec l'utilisation du logiciel par rapport au modèle présenté précédemment est que le logiciel ne fixe pas a priori la valeur de α_v . Il calcule une courbe à partir des points expérimentaux. Le calcul fait avec le logiciel donne une bonne corrélation avec les points expérimentaux obtenus avec le sable 1 comme on peut le voir sur les figures 4.15 et 4.16. On remarque néanmoins que la valeur de θ_s n'est pas égale à 0,333 mais plutôt 0,32. Le logiciel n'a pas tenu compte des valeurs maximales de teneur en eau volumique mais plutôt de la moyenne des valeurs maximales obtenues expérimentalement.

Pour sa part, l'équation de la courbe du modèle de Fredlund et Xing s'écrit de la façon suivante (équation 2.39).

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[\exp + (\psi/a_f)^{n_f} \right] \right\}^{m_f}}$$

De cette équation, la fonction $C(\psi)$ permet de ramener la teneur en eau volumique à 0 lorsque la succion est de 1 000 000 de kPa (10^7 cm d'eau). Les valeurs suivantes sont encore une fois utilisées $\theta_s=0,333$ et $\theta_r=0,04$.

Les paramètres variables ont été choisis afin que la courbe corresponde le plus possible aux points expérimentaux pour tous les essais. Ces derniers prennent les valeurs suivantes : $a_f = 45$; $n_f = 5$; $m_f = 1,8$. La théorie nous montre que le a_f est lié au AEV du matériau, la valeur de n_f influence la pente de la courbe alors que le m_f dépend de la valeur de teneur en eau résiduelle.

Les paramètres de lissage pour les deux sables sont présentés dans le tableau 4.1. On peut voir sur les graphiques des figures 4.17 et 4.18 les courbes obtenues avec le sable 2.

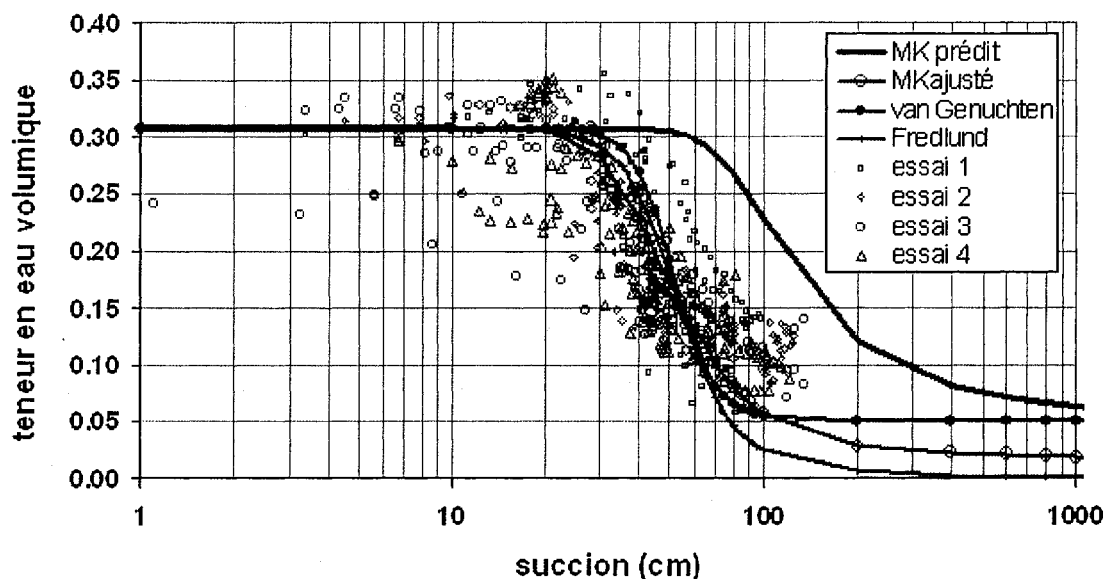


Figure 4.17 – CRE du modèle MK prédit, van Genuchten, Fredlund et Xing, et points expérimentaux pour le sable 2

On constate encore une fois une zone où les points expérimentaux sont plus concentrés à proximité des courbes de lissage et les essais 1 et 4 sont ceux

dont on distingue le mieux cette zone. Néanmoins, les points sont très dispersés comparativement à ceux du sable 1.

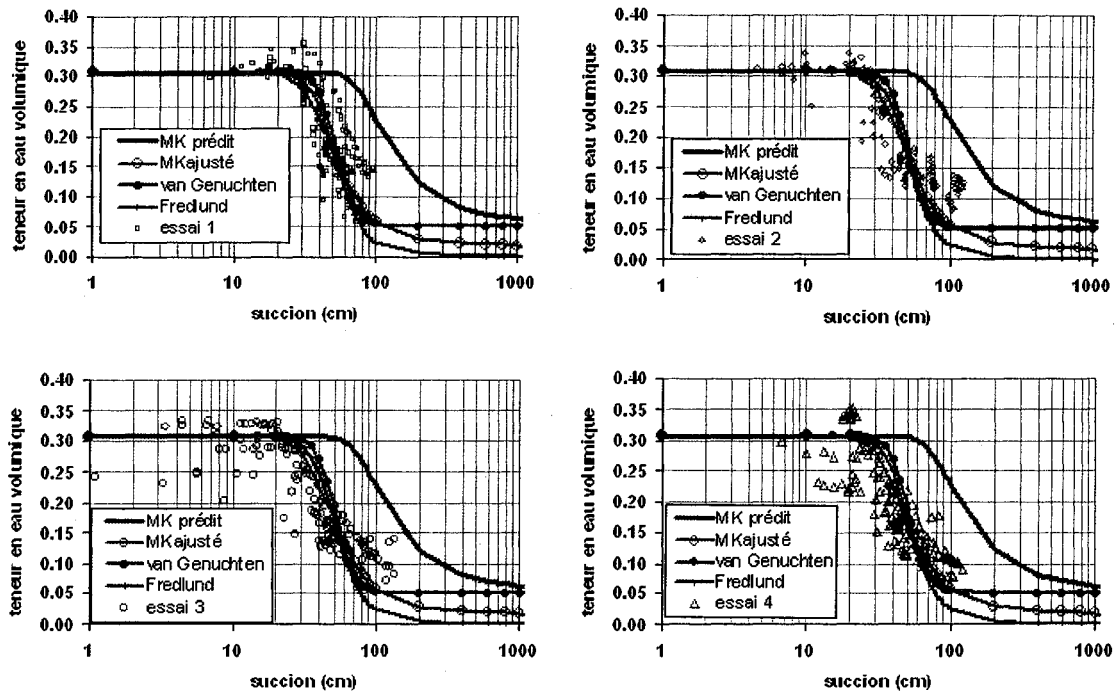


Figure 4.18 –CRE du modèle MK prédit et ajusté, van Genuchten, Fredlund et Xing, et points expérimentaux pour le sable 2 par essai

Les valeurs de teneur en eau à saturation expérimentales, sont au dessus du $\theta_s = 0,308$ introduit dans les modèles. Cette valeur a été déterminée en faisant une moyenne de la porosité à l'intérieur de la colonne lors de l'installation du montage. On constate que la porosité n'est pas toujours constante à l'intérieur d'un sol puisque avec le sable 2, les valeurs de teneur en eau volumique mesurées prennent des valeurs allant jusqu'à 35%. Cette variation de la porosité maximale va affecter les autres paramètres de contrôle des modèles, comme on peut le voir sur la figure 4.19 et dans le tableau 4.2.

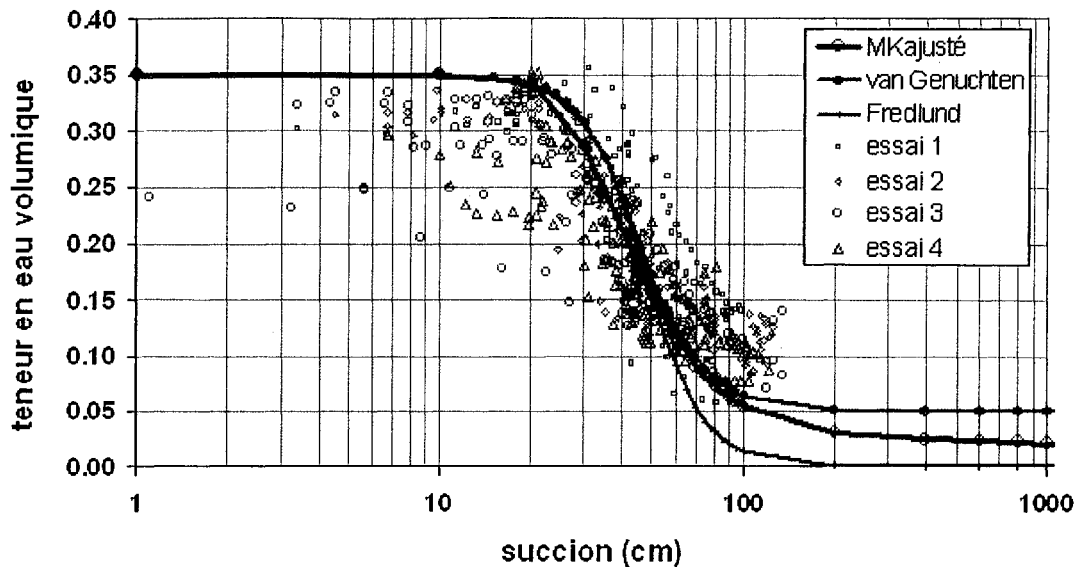


Figure 4.19 – CRE du modèle MKajusté, van Genuchten, Fredlund et Xing, et points expérimentaux pour le sable 2 avec une porosité de 35%

Le modèle MK voit entre autres sa valeur de e modifiée puisqu'elle est en relation avec la porosité par la relation :

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (4.2)$$

Cette valeur passe de 0,445 à 0,54. On a également dû faire varier le paramètre m afin que la pente soit mieux lissée avec les points expérimentaux. Il en est de même avec les paramètres m_f, n_f et θ_s du modèle de Fredlund et Xing (1994) et des paramètres $AEV, \alpha_v = 0,024, m_v = 0,778, n_v = 4,5$ et θ_s du modèle de van Genuchten (1980). Ces valeurs se retrouvent dans le tableau 4.2. Il est à noter que les paramètres ont été ajustés visuellement de façon itérative.

Tableau 4.2 – Paramètres des différents modèles de CRE en fonction de la porosité pour le sable 2.

Modèles	Paramètres de contrôle Sable 2	
	Porosité = 30.8%	Porosité = 35%
MK (Aubertin et al. 2003)	$e = 0,445$ $D_{10} = 0,002 \text{ (cm)}$ $D_{60} = 0,0235 \text{ (cm)}$ $a = 0,006$ $C_u = 11,75$ $m = 0,15$ $h_{co} = 130,0 \text{ (cm)}$	$e = 0,54$ $D_{10} = 0,002$ $D_{60} = 0,0235$ $a = 0,006$ $C_u = 11,75$ $m = 0,1$ $h_{co} = 130.0$
Van Genuchten (1980)	$AEV = 50 \text{ (cm)}$ $\alpha_v = 0,02$ $m_v = 0,857$ $n_v = 7$ $\theta_s = 0,308$ $\theta_r = 0,05$	$AEV = 42 \text{ (cm)}$ $\alpha_v = 0,024$ $m_v = 0,778$ $n_v = 4,5$ $\theta_s = 0,35$ $\theta_r = 0,05$
Fredlund et Xing (1994)	$a_f = 50$ $m_f = 2$ $n_f = 5$ $\theta_s = 0,308$	$a_f = 50$ $m_f = 3$ $n_f = 5$ $\theta_s = 0,35$

On peut constater qu'avec les différents modèles, les courbes obtenues décrivent bien les résultats expérimentaux en faisant varier les différents paramètres de contrôle de la courbe. Le modèle MK offre néanmoins un avantage par rapport aux modèles de Fredlund et Xing et celui de van Genuchten. Il permet de prédire la courbe sans avoir recours aux points expérimentaux. Il suffit en principe de connaître les caractéristiques géotechniques du sol. Pour un sable moyennement grossier, cette prédiction semble assez bonne. Comme on a pu le voir avec le sable 2, les prédictions de la CRE ne sont pas toujours en accord avec les résultats expérimentaux.

4.1.5 Détermination expérimentale de la conductivité hydraulique

L'expérimentation en laboratoire donne des courbes de la variation de la teneur en eau volumique et de la succion dans le temps. Il est possible de déduire la conductivité hydraulique du sol non saturé à partir de ces données (voir section 2.4). Hillel (1998) propose une méthode basée sur les profils instantanés et l'équation de Richards (équation 2.32) en une dimension. Cette méthode peut être décrite comme suit.

Chacun des capteurs donne la valeur de teneur en eau à une élévation dans la colonne. Cette teneur est appliquée ici à une tranche dont l'épaisseur est équivalente à la moitié de la distance entre deux capteurs de part et d'autre de celui-ci, comme illustré sur le schéma du montage à la figure 4.20.

Les courbes de la variation de la teneur en eau dans le temps (comme par exemple la figure 4.21) permettent de calculer la pente $\partial\theta/\partial t$ sur un certain intervalle de temps. La valeur de cette pente multipliée par l'épaisseur d'influence du capteur correspondant, donne la variation de la teneur en eau

dans cette couche de matériau soit $dz(\partial\theta/\partial t)$. Le débit spécifique à la base de chaque tranche correspond à la variation cumulée de chacune des tranches au dessus de l'élévation d'intérêt.

$$q = dz(\partial\theta/\partial t). \quad (4.3)$$

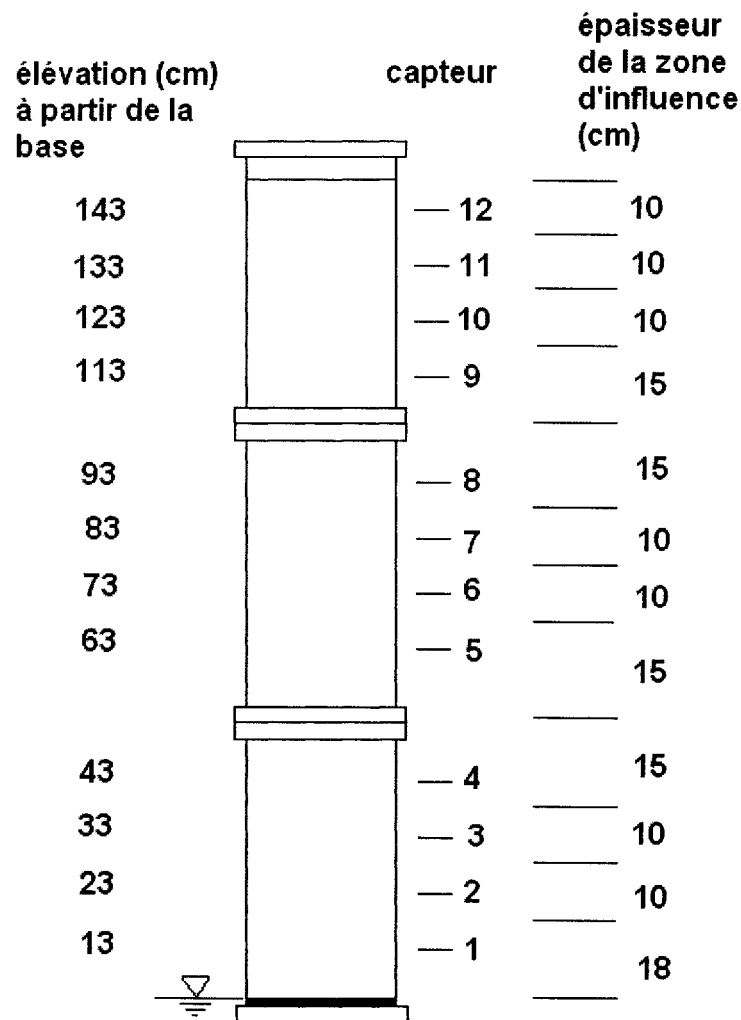


Figure 4.20 – Schéma du montage expérimental avec les élévations des capteurs et leur zone d'influence

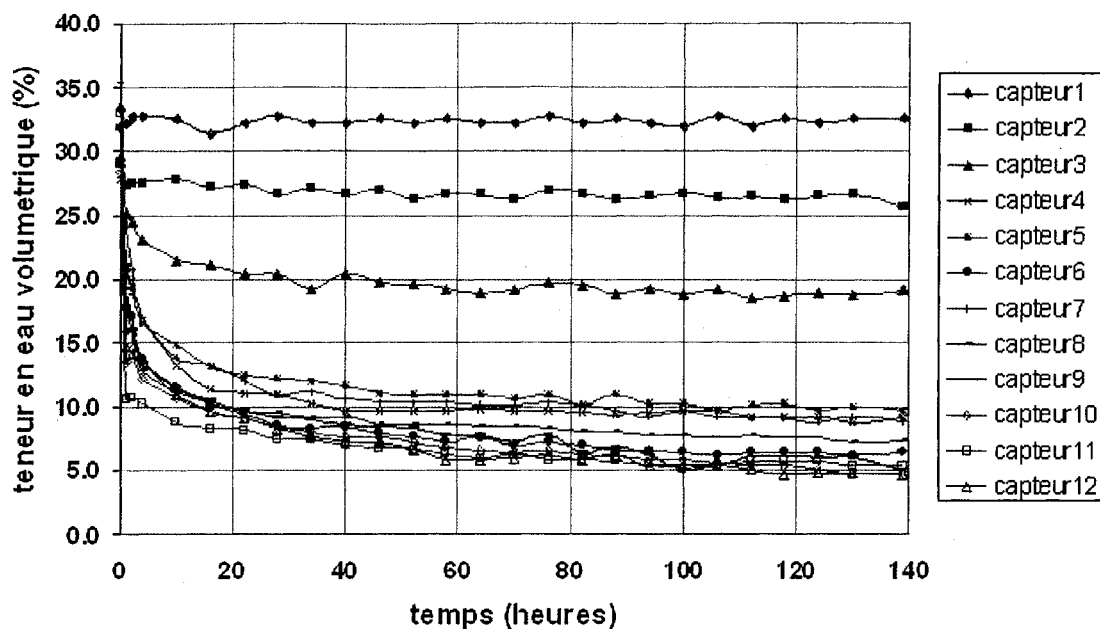


Figure 4.21 – Courbe de la variation de la teneur en eau dans le temps par élévation pour le sable 1 lors de l'essai 2.

Ensuite, il faut utiliser le graphique de la variation de la succion dans le temps (voir exemple à la figure 4.22). Cette figure nous permet de déterminer les gradients hydrauliques à un temps donné en traçant un graphique de la succion à diverses élévations. Le gradient est déterminé à chaque point par la moyenne des gradients de chaque côté du capteur (voir exemple à la figure 4.23).

Comme notre écoulement est vertical il faut tenir compte de la composante de gradient d'élévation du sol pour satisfaire à l'équation de Richards en une dimension. Celle-ci peut alors s'écrire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k}{\partial z} \quad (4.4)$$

Pour les essais le gradient est alors exprimé de la façon suivante

$$i = \frac{\partial h}{\partial L} \approx \frac{\Delta h}{\Delta L} = \frac{\Delta(z + \psi)}{\Delta L} = \frac{\Delta \psi}{\Delta L} + 1 \quad (4.5)$$

car $\Delta L = \Delta z$.

Il faut donc rajouter la valeur de 1 au gradient des pressions pour obtenir le gradient des charges hydraulique.

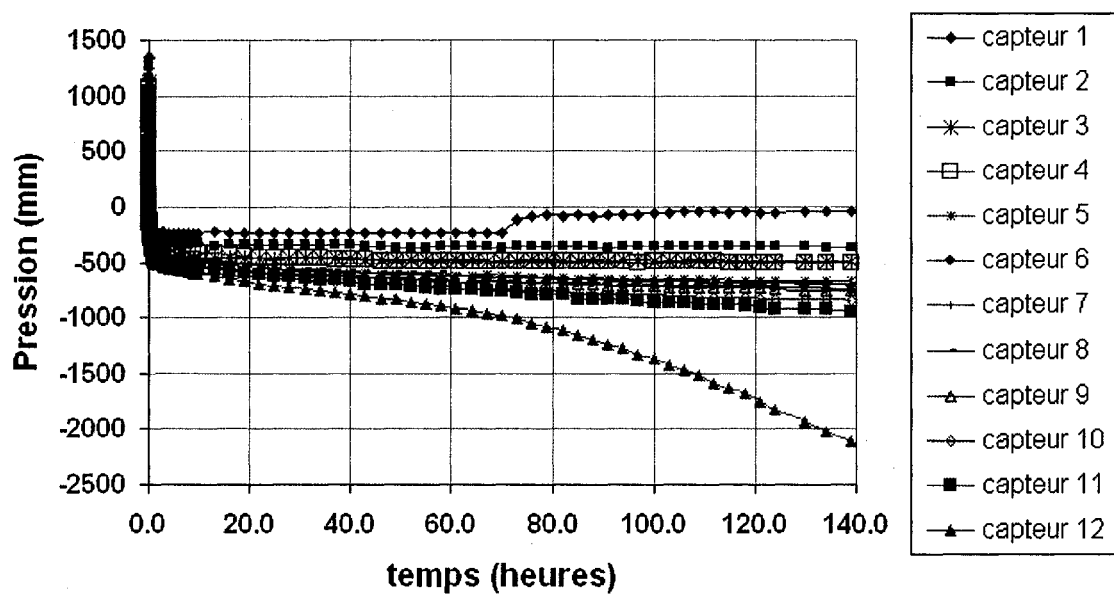


Figure 4.22 – Courbe de la variation de succion dans le temps par élévation pour le sable 1, essai 1

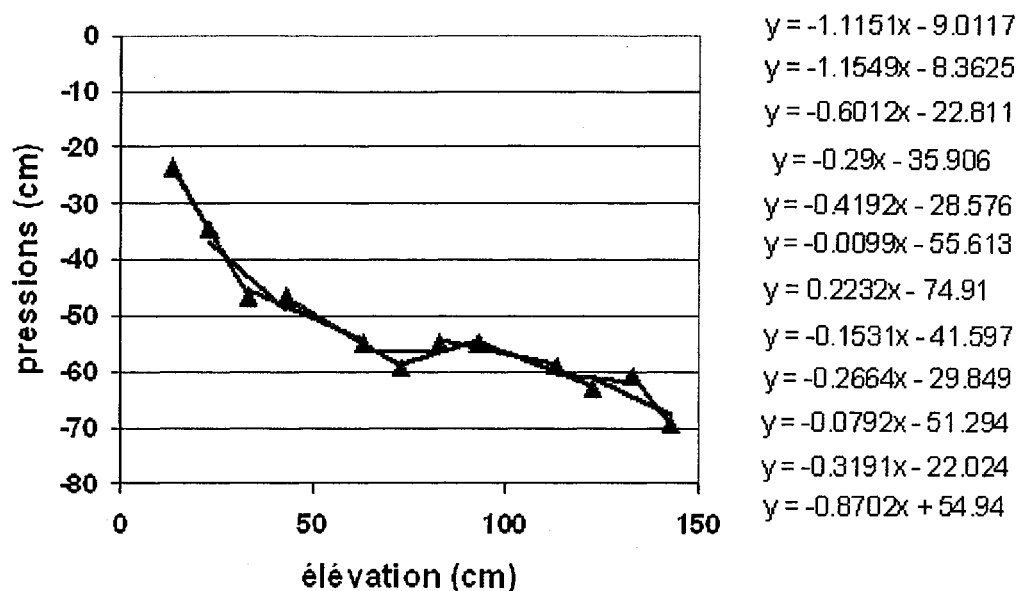


Figure 4.23 – Courbe des gradients hydrauliques par élévation où les équations représentent les équations de la droite de régression linéaire entre trois points (exemple du sable 1, essai 2 au temps $t=22$ heures)

Pour trouver les valeurs de conductivité hydraulique, il faut diviser les débits par leur valeur de gradient correspondant. La courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la succion ou de la teneur en eau volumique est tracée en faisant passer une courbe au travers des points issus des calculs.

4.1.6 Prédiction de la courbe de conductivité hydraulique à partir des modèles

On a vu à la section 2.3.3 que différents modèles de la littérature permettent d'estimer la courbe de conductivité hydraulique en fonction de la succion, généralement à partir de la CRE du matériau. C'est entre autre la cas des modèles de Childs et Collis-George (1950), de Mualem (1976), de Fredlund et

Xing (1994) et celui de MK (Mbonimpa et al. 2000) programmé dans Matlab avec différentes bornes d'intégration (Fredlund, Mualem et Burdine).

Hillel (1998) propose une méthode basée sur le modèle de Childs et Collis-George (1950), pour prédire la courbe de conductivité hydraulique en fonction de la succion ou de la teneur en eau volumique à partir d'une sommation. Il faut tout d'abord subdiviser la CRE en plusieurs segments égaux. Dans notre cas, nous utilisons la CRE du sable 1, trouvée par le modèle MK car elle est représentative des données expérimentales pour ce matériau. Il faut la subdiviser en 20 tranches égales ce qui représente une variation de 1,65% de la teneur en eau volumique. Les valeurs de succion associée à chaque tranche doivent être calculées. Il faut ensuite solutionner l'équation 4.5 pour chaque tranche et les additionner tel que décrit dans Hillel (1998). Dans le cas du sable 2, les tranches ont une variation de la teneur en eau de 1,54%.

$$k_u = k_s \left(\frac{\theta_i}{\theta_s} \right) \sum_{j=i}^m \left[(2j+1-2i) \psi_j^{-2} \right] / \sum_{j=i}^m \left[(2j-1) \psi_j^{-2} \right] \quad (4.6)$$

Le modèle de Kozeny-Carman modifié (Mbonimpa et al. 2000, 2002), a été développé à l'École Polytechnique de Montréal. Il permet d'estimer la conductivité hydraulique à saturation k_s d'un matériau avec l'équation 2.70 à partir de ses propriétés de base (voir section 2.3.3.4).

Dans notre cas, nous avons calculé une conductivité hydraulique à saturation de $3,41 \times 10^{-2}$ cm/sec pour le sable 1 et de $9,45 \times 10^{-6}$ cm/sec pour le sable 2. La valeur trouvée pour le sable 2 est très faible pour un sable, elle correspond plus à une valeur de k_s pour un silt. Ces valeurs ne correspondent toutefois pas à la

valeur de conductivité hydraulique à saturation trouvée expérimentalement, soit les valeurs maximales mesurée dans la colonne correspondant à $5,45 \times 10^{-3}$ cm/sec pour le sable 1 et de $2,3 \times 10^{-3}$ cm/sec pour le sable 2. Ces valeurs trouvées expérimentalement seront donc utilisées pour l'évaluation du k_u .

Par la suite, nous utilisons la CRE et les propriétés du sol pour trouver la valeur de k_r ($= k_u / k_s$) du sol. Pour ce faire, le modèle MK a été programmé dans MATLAB avec les bornes d'intégration issues de trois modèles, soient ceux de Burdine (1953), Mualem (1976) et Fredlund et al (1994).

Le modèle de Fredlund et al. (1994) répond à l'équation 2.69 représentée ici par la teneur en eau volumique. On peut alors écrire :

$$k_r(\theta) = \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{\theta - y}{\psi^2(y)} dy}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{\theta_s - y}{\psi^2(y)} dy} \quad (4.7)$$

Pour les deux autres modèles (Burdine (1953) et Mualem (1976)), l'équation suivante permet de calculer le k_r .

$$k_r(\theta) = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\alpha \left(\frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \psi^{-\beta} dy}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \psi^{-\beta} dy} \right)^\varepsilon \quad (4.8)$$

Les paramètres empiriques α, β et ε prennent les valeurs de $\alpha = 2, \beta = 2$ et $\varepsilon = 1$ dans le cas du modèle de Burdine et $\alpha = 0,5, \beta = 1$ et $\varepsilon = 2$ pour le modèle de Mualem.

Pour obtenir la CRE de MK, qui est intégrée avec MATLAB pour obtenir k_r (Mbonimpa et al. 2000), il faut utiliser les paramètres D_{10} , C_u et e du matériau (voir tableau 4.1).

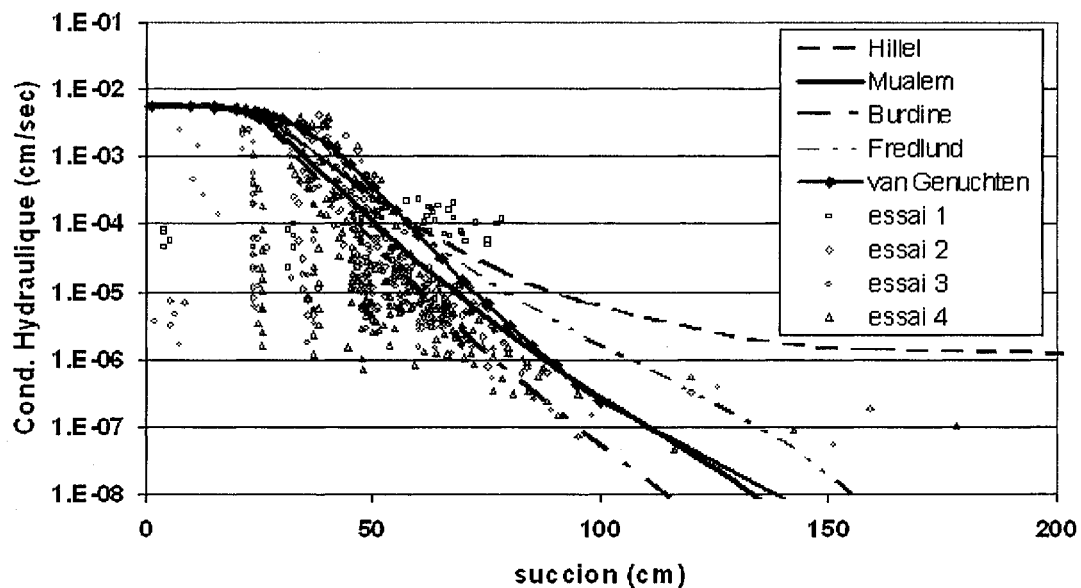


Figure 4.24 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales.

La figure 4.24 nous montre les courbes de conductivité hydraulique en fonction de la succion obtenues par les différents modèles comparés aux valeurs expérimentales pour le sable 1 et la figure 4.25 donne les mêmes résultats séparés par essais.

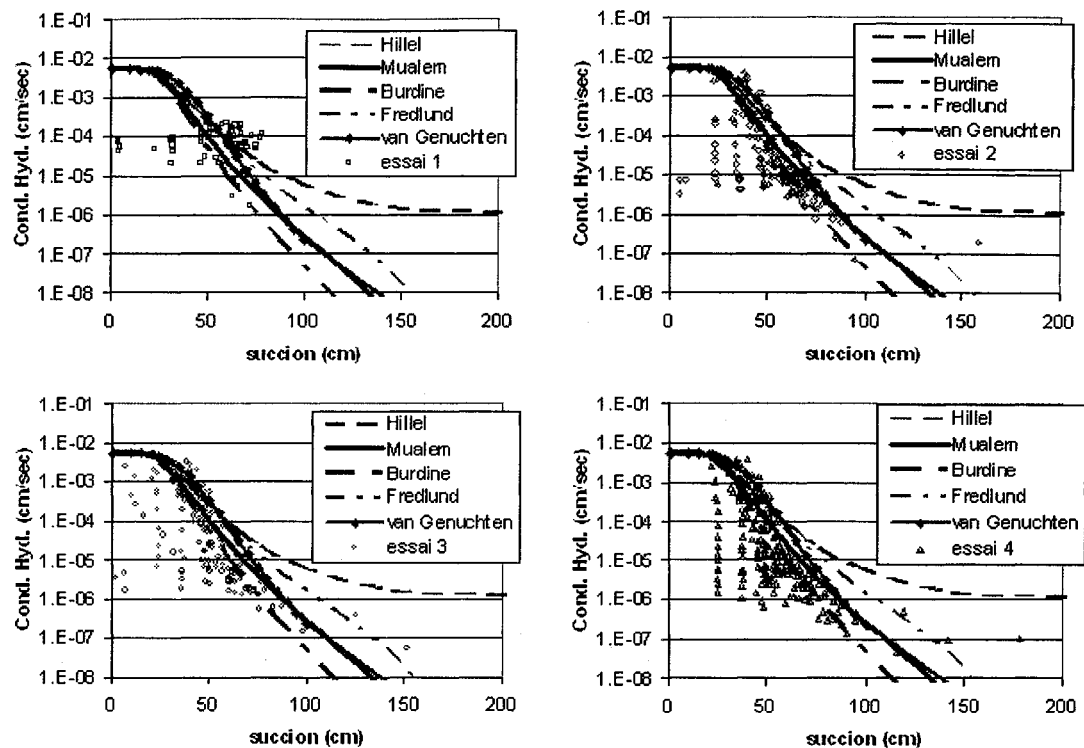


Figure 4.25 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai.

La figure 4.26 illustre la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour les différents modèles et les valeurs expérimentales. La figure 4.27 donne les mêmes résultats séparés pour chaque essai en laboratoire.

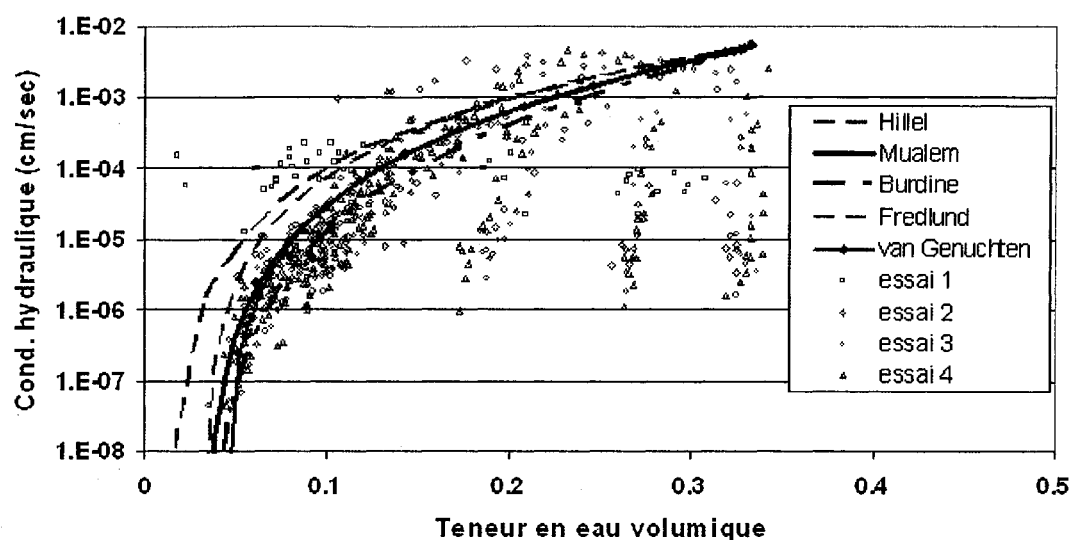


Figure 4.26 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales.

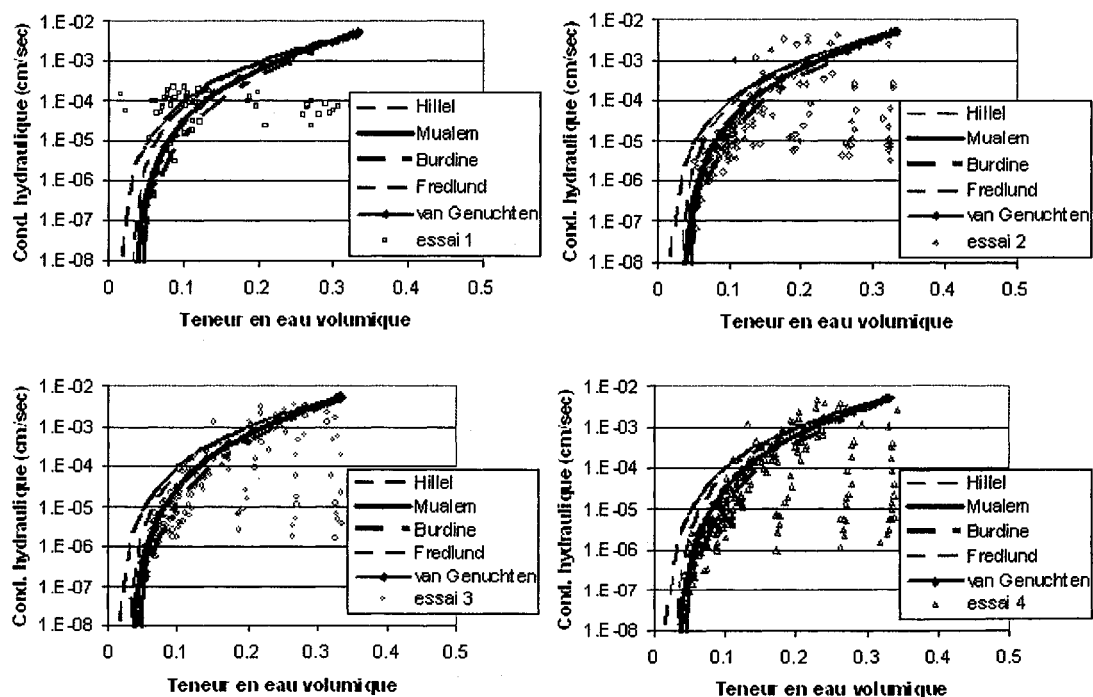


Figure 4.27 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 1 obtenue par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai.

Dans le cas du sable 1, les points expérimentaux montrent une grande dispersion. On observe néanmoins une zone où ces points sont en plus grande concentration et les courbes calculées suivent relativement bien ces valeurs. Les courbes obtenues avec MK à partir des bornes d'intégration de Mualem et Burdine suivent le mieux cette zone de plus grande concentration des points expérimentaux. Dans le cas de la courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau, le modèle de van Genuchten donne également de bons résultats. L'essai 1 ne comporte pas beaucoup de points car un problème dans l'acquisition de données nous a fait perdre toutes les données avant 35 heures.

Ce sont les points qui se trouvent proche de θ_s , soit au fond de la colonne, (juste au dessus de la plaque poreuse) qui sont les plus dispersés. Ces points ont une teneur en eau qui demeure élevée sous l'influence d'une pression négative faible. La méthode de calcul ne s'applique pas très bien dans cette zone près de la saturation.

Il est possible que la plaque poreuse ait un rôle à jouer. Sa valeur de conductivité hydraulique à saturation est de $3,1 \times 10^{-5}$ cm/sec ce qui est inférieur de deux ordres de grandeur à la valeur de k_s du sable. Néanmoins, cette plaque n'est pas scellée à la base de la colonne. L'eau a donc la possibilité de la contourner en partie. Les écoulements à la base de la colonne ne sont donc pas verticaux, ce qui va influencer le gradient. La plaque obstrue la majeure partie de la surface sous le sable et par conséquent nuira à l'écoulement. On se retrouve donc avec une colonne qui, à la base a une teneur en eau volumique élevée, près de la saturation, mais des valeurs de succion faibles, dues à l'influence de la plaque poreuse, qui modifie le réseau d'écoulement. Nous obtenons donc des points de faible conductivité hydraulique pour des teneurs en eau près de la saturation.

La grande dispersion pourrait également s'expliquer par le fait que nous devons comparer une variation de la teneur en eau dans le temps avec une variation du gradient hydraulique qui ne doit pas trop varier dans le temps (profils instantanés). Les valeurs utilisées sont des valeurs moyennes de la teneur en eau volumique et de succion. Au début de l'essai, l'écoulement rapide entraîne une grande variation de ces paramètres sur une période de temps donnée. Les valeurs moyennes ne sont donc pas très près de celles prises au début et à la fin de chaque intervalle. Pour obtenir de meilleurs résultats, il faudrait choisir un intervalle de temps assez court pour que le changement de pression soit très faible afin de considérer les pressions comme des constantes. Malheureusement, le système d'acquisition de données pour la teneur en eau volumique ne permet pas d'enregistrer des valeurs très fréquentes. L'acquisition se fait au minimum à toutes les dix minutes et dans le cas du drainage libre, aux 30 minutes vue la longueur de la durée des essais. Au début de l'essai, la valeur des pressions varie très rapidement. Ceci entraîne une grande variation de pression entre deux séries de valeurs de teneur en eau et donc une erreur sur le calcul de la conductivité hydraulique. Cette erreur diminue avec le temps car la variation au niveau des valeurs des pressions dans le temps diminue au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'équilibre.

Pour le sable 2, les figures 4.28 et 4.29 illustrent la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour les différents modèles et les valeurs expérimentales alors que les figures 4.30 et 4.31 montrent k_u en fonction de la teneur en eau volumique .

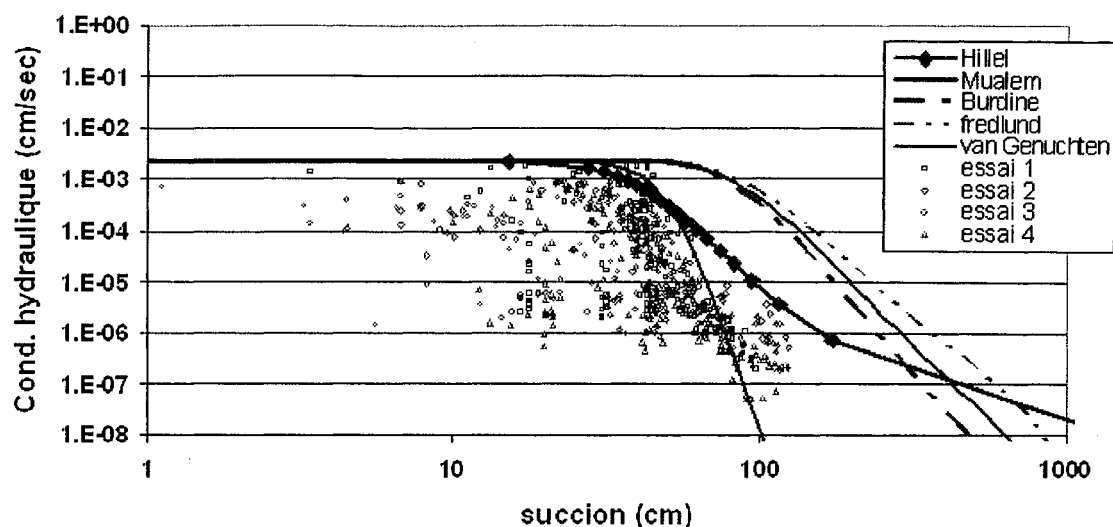


Figure 4.28 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales.

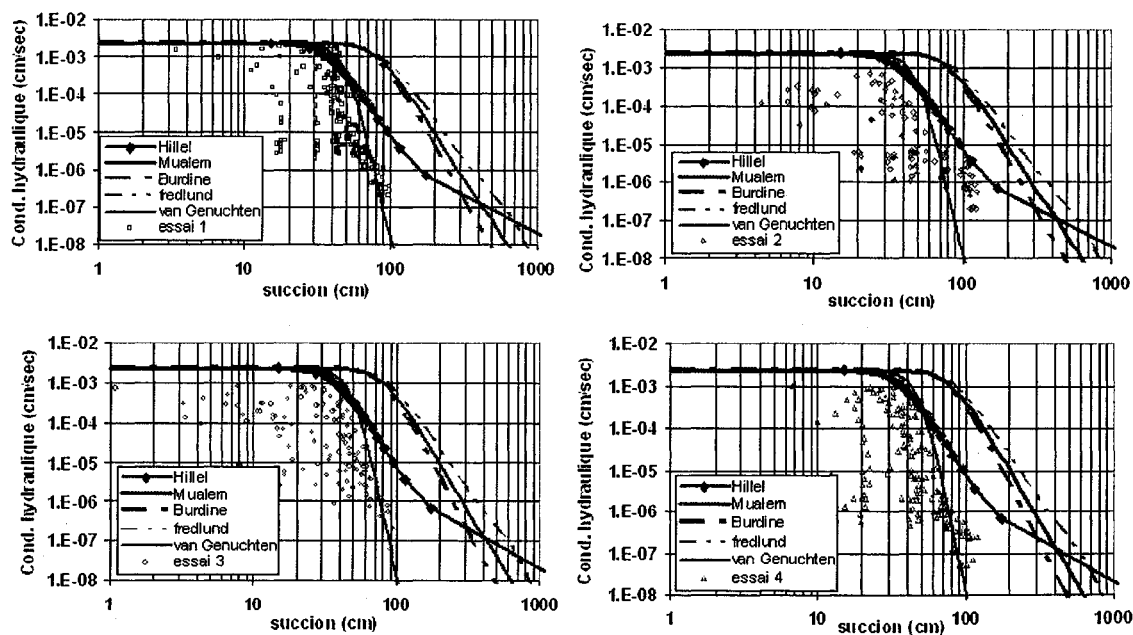


Figure 4.29 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la succion pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai obtenu.

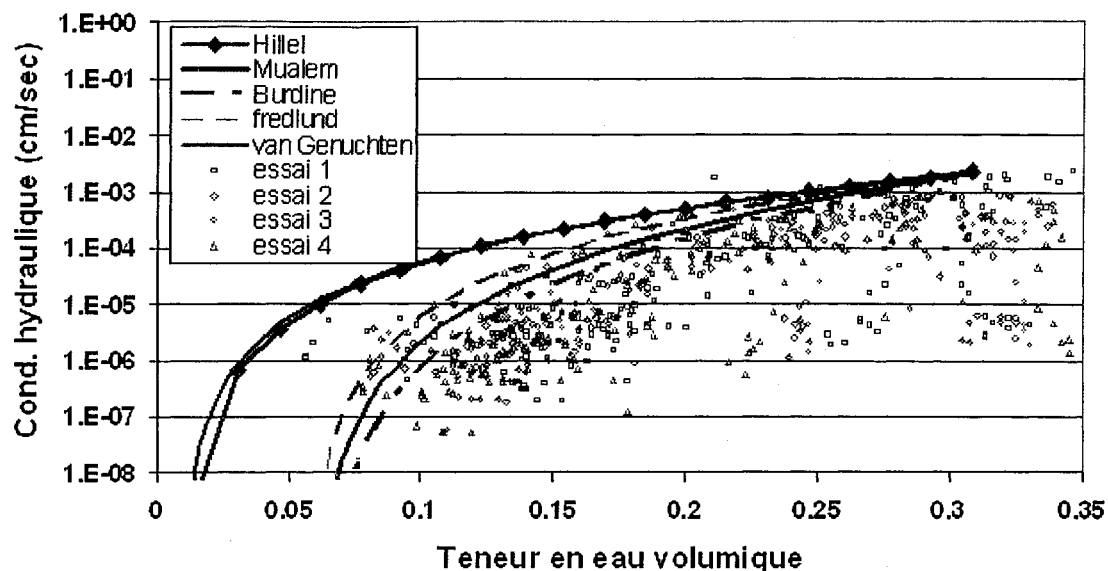


Figure 4.30 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales.

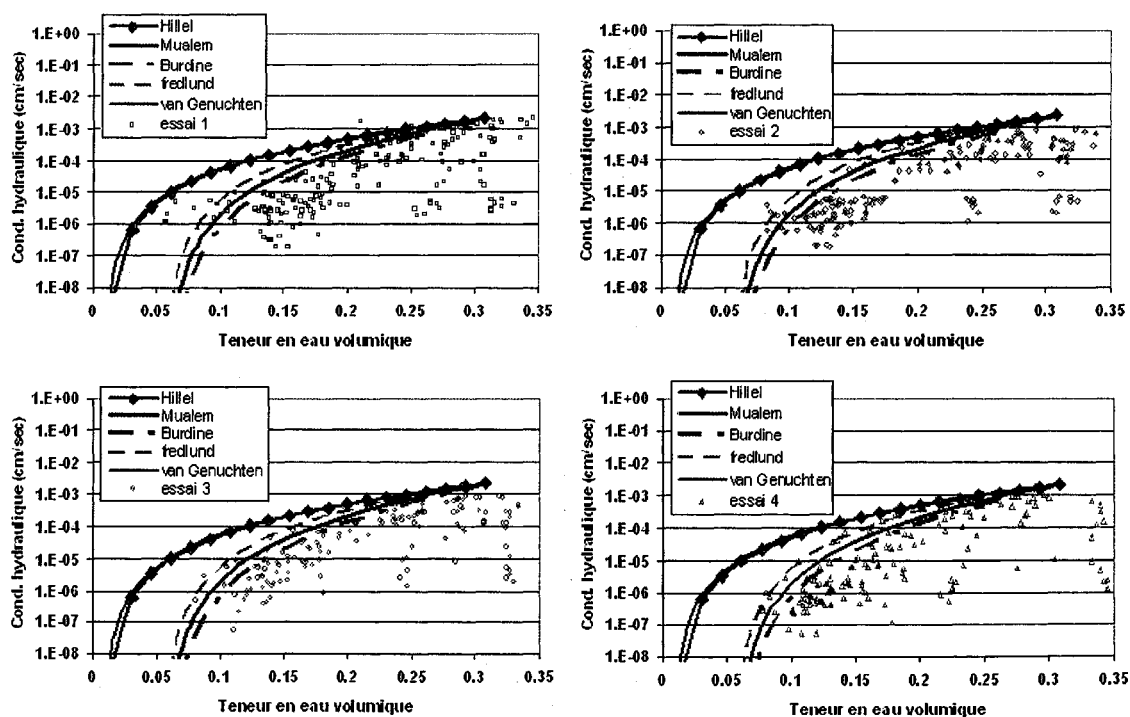


Figure 4.31 – Courbes de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique pour le sable 2 données par différents modèles et les valeurs expérimentales pour chaque essai obtenu.

Pour le sable 2, le modèle MK tient encore une fois compte des propriétés du sol, comme pour la CRE, les prédictions ne correspondent pas aussi bien avec les valeurs expérimentales. Il faudrait noter ici que les paramètres du modèle dans MATLAB, tel que le m , h_{co} et a , n'ont pas été modifiés (cohérent aux CRE montrées précédemment).

Encore une fois, on constate une grande dispersion dans les points avec une zone où la concentration est plus élevée. Comme pour le sable 1, il est difficile d'obtenir un bon calcul de la conductivité hydraulique avec la méthode en laboratoire dans les zones où la teneur en eau demeure près de la saturation.

4.1.7 Modélisations numériques

Une première série d'essais a été modélisée avec le logiciel SEEP/W avant le traitement des données expérimentales. La CRE prédite par le modèle MK et les courbes de conductivité hydraulique estimées par le logiciel à partir des modèles de Childs et Collis-George et van Genuchten sont utilisées. La plaque poreuse à la base était représentée par les fonctions constantes de $\theta_s = 0.45$ et $k_s = 3.11 \times 10^{-7}$ m/sec car il n'y aura pas de variation au niveau de ce matériau pour la plage de pressions couverte. L'essai est analysé sur une période de 29 jours. Une fois les données de la simulation comparées aux données expérimentales, on s'est aperçu que le logiciel produisait un drainage beaucoup plus lent que l'essai comme on peut le voir sur la figure 4.32. Les points (avec les courbes de tendances) sont les données expérimentales qui peuvent être comparées aux données de SEEP/W représentées par le même symbole pour un temps correspondant. Après une heure au laboratoire, l'élévation de la zone saturée a presque diminué pour atteindre la valeur du AEV alors que le logiciel

atteint cette même valeur après neuf heures. Les courbes de pressions ne donnent pas de meilleurs résultats et les mêmes constatations ont été faites pour le sable 2 (non montrées ici).

La plaque poreuse dont la conductivité hydraulique est inférieure à celle du sol par deux ordres de grandeur, contrôle le drainage dans ces simulations. Dans la réalité, cette plaque n'est pas scellée et permet donc à l'eau du drainage de la contourner. De ce fait, l'écoulement n'est pas vraiment contrôlé par la plaque mais par les propriétés du sol. Une autre série d'essais a donc été réalisée en éliminant cette plaque poreuse.

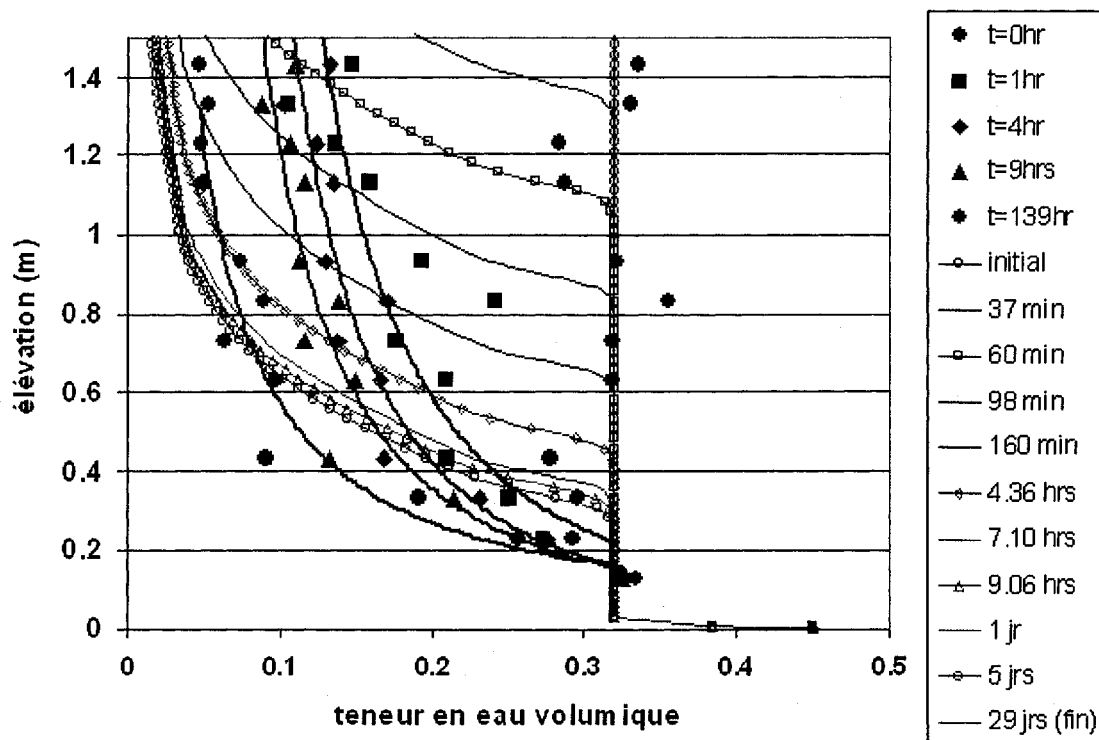


Figure 4.32 – Variation des teneurs en eau en fonction de l'élévation avec le logiciel SEEP/w en comparaison avec les données expérimentales pour le sable 1 (première série d'essais)
 (les points avec les courbes de tendance sont les données expérimentales alors que les courbes avec symboles vides et sans symboles sont les données obtenues de SEEP/w)

Les courbes CRE et de conductivité hydraulique ont alors été ajustées pour correspondre aux données expérimentales. Pour la CRE, la courbe de MK présentée à la figure 4.9 a été utilisée ainsi que la courbe de conductivité hydraulique de MK intégrée avec les bornes de Mualem montrée à la figure 4.24. Comme le logiciel SEEP/W donne un estimé de cette courbe avec différents modèles, un essai a également été effectué avec la courbe du modèle de van Genuchten intégré à partir de la CRE de MK. La figure 4.33 montre une comparaison de ces courbes avec celle de van Genuchten lissée sur nos données expérimentales.

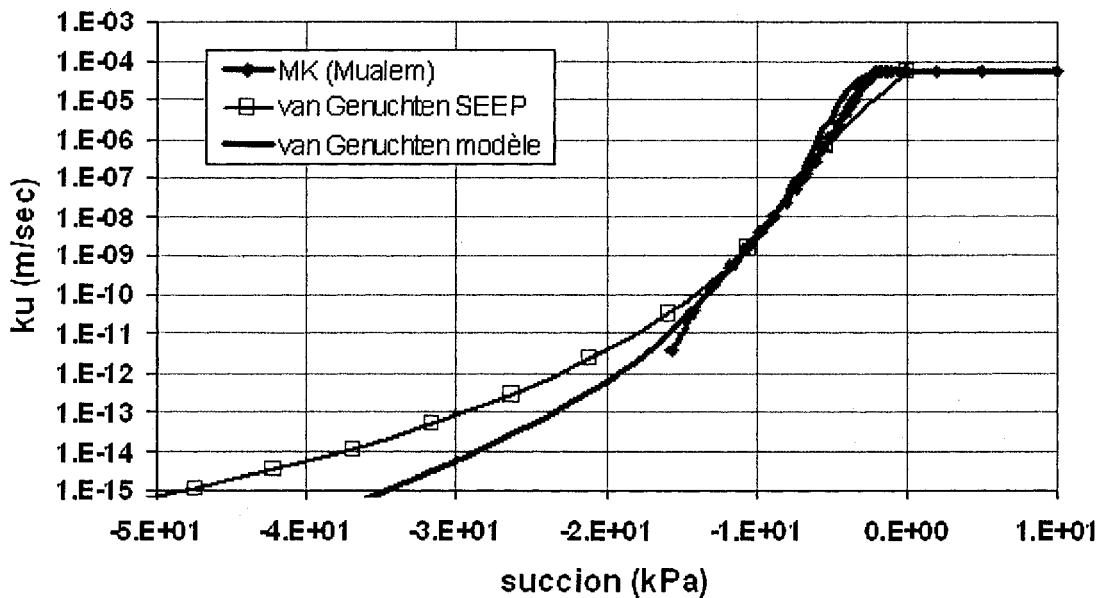


Figure 4.33 – Courbe de conductivité hydraulique dans SEEP/w

Sur la figure, on constate que la courbe intégrée par le logiciel SEEP/W ne représente pas bien la valeur du AEV du matériau et chute tout de suite après le zéro ($AEV \approx 0$). Il est possible que de spécifier un nombre de points plus

élevé pour estimer cette courbe puisse régler ce problème. Par la suite, la tendance des trois courbes sont semblables pour des faibles valeurs de succion, mais se séparent à nouveau pour des plus grandes valeurs de succion. Compte tenu des caractéristiques de notre essai, les valeurs de succion sont relativement faibles, (inférieures à 20 kPa) de sorte que ces divergences ne devraient pas avoir trop d'effet.

Les résultats donnés par le logiciel selon qu'on utilise la courbe de conductivité hydraulique MK (bornes de Mualem) ou bien van Genuchten estimé par le logiciel SEEP/W peuvent être comparés. Le graphique de la teneur en eau volumique en fonction de l'élévation se trouve à la figure 4.35. Les symboles pleins correspondent à l'essai effectué avec la courbe de van Genuchten et les symboles vides à celui de MK (Mualem). Nous constatons que le drainage s'effectue plus rapidement avec les données du modèle MK (Mualem) mais que les deux modèles tendent vers les mêmes courbes après cinq jours.

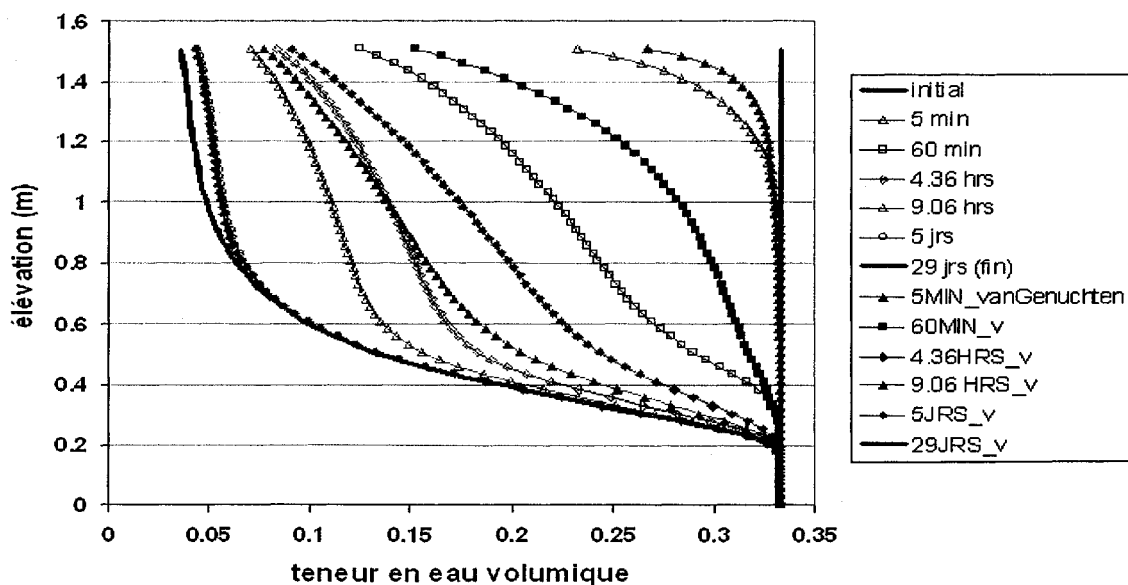


Figure 4.34 – Comparaison de la variation de la teneur en eau volumique calculée par le logiciel SEEP/w avec la courbe de conductivité hydraulique de MK (Mualem) et van Genuchten estimé.

Les données expérimentales sont comparées à celles calculées avec SEEP/W pour le modèle MK (Mualem) sur le graphique 4.35. On observe une meilleure corrélation qu'avec le calcul effectué avec une plaque poreuse à la base mais il y a tout de même certaines différences, particulièrement au niveau des données à court terme (quelques heures). Le drainage s'effectue encore une fois plus rapidement dans la colonne que dans la simulation. Cette différence devient moins importante après environ quatre heures. La plaque poreuse pourrait ici affecter l'écoulement de façon plus importante au début de l'essai et voir son effet diminuer avec le temps.

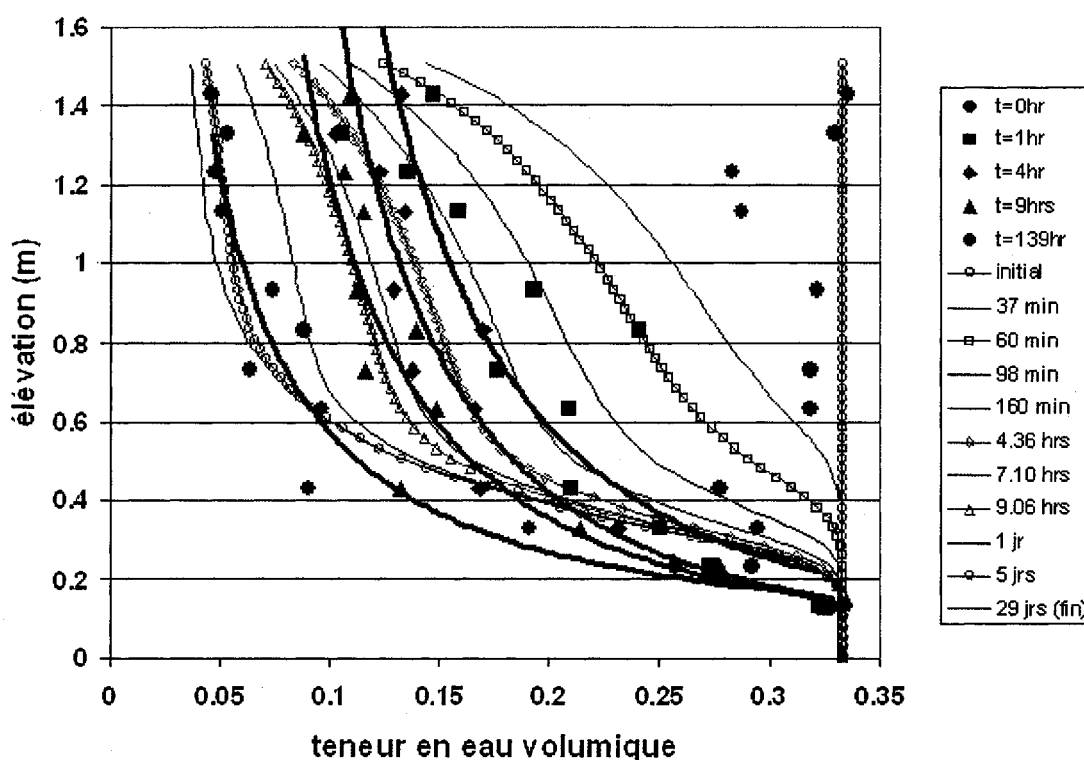


Figure 4.35– Variation des teneurs en eau en fonction de l'élévation calculée Avec le logiciel SEEP/W en comparaison avec les données Expérimentales pour le sable 1 (deuxième série d'essais) (les points avec les courbes de tendance sont les données expérimentales alors que les courbes avec symboles vides et sans symboles sont les données de SEEP/W)

La figure 4.36 montre l'évolution du profil des pressions calculée par SEEP/W avec le modèle MK (bornes de Mualem) en comparaison avec les données expérimentales. On remarque que les profils dans SEEP/W sont beaucoup plus réguliers que les données expérimentales, puisque les capteurs de pression montrent une imprécision non négligeable. Ces dernières tombent néanmoins pour la plupart assez près des profils de SEEP/W.

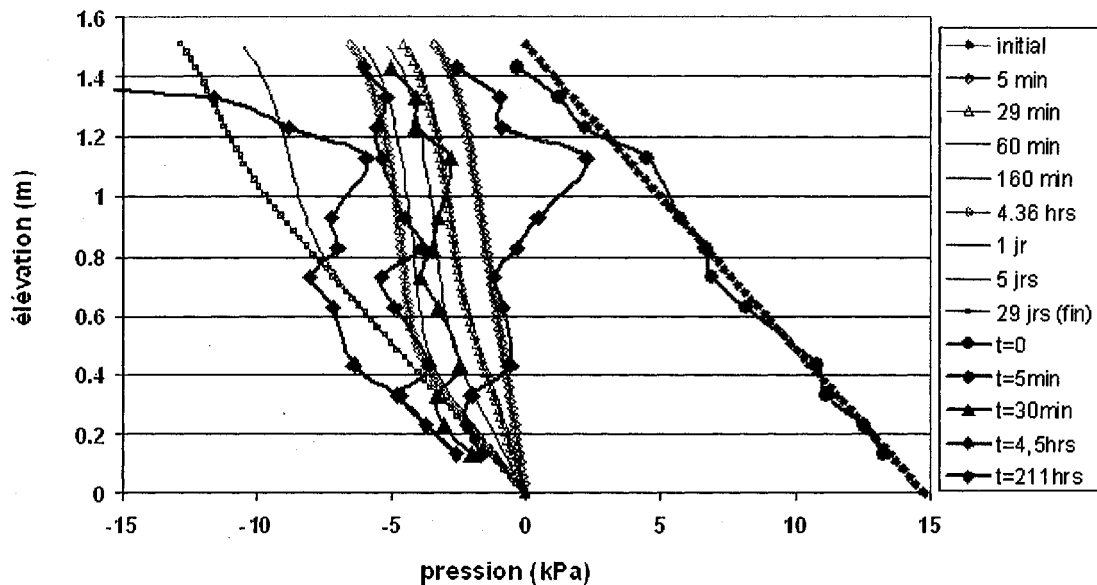


Figure 4.36– Variation des pressions en fonction de l'élévation calculée avec le logiciel SEEP/W en comparaison avec les données expérimentales pour le sable 1 (deuxième série d'essais)
 (les points avec les symboles pleins sont les données expérimentales alors que les courbes avec symboles vides et sans symboles sont les données de SEEP/W)

Aucune simulation n'ont été effectuée sur le deuxième sable vue la grande dispersion des résultats sur ce sol.

4.2 RÉSULTATS DES ESSAIS EN INFILTRATION

Des essais d'infiltration ont été réalisés seulement avec le sable 1 à la suite des essais en drainage libre. Le sable 2 avait une infiltration très lente en surface qui faisait en sorte qu'il y ait un débordement en raison du débit trop fort imposé. Le sable 1 plus perméable permettait l'utilisation d'un débit de précipitation assez important pour obtenir des résultats dans un délai raisonnable. L'eau s'accumulait néanmoins en surface mais la capacité d'infiltration était suffisante pour qu'il n'y ait pas un débordement de la colonne.

Les essais en infiltration ont été effectués sur la colonne après son dernier cycle de drainage. Un gicleur fournissait un débit constant sur la surface d'une plaque en plastique perforée afin de répartir l'eau également à la surface du sol. Il existe une différence entre ces essais et la resaturation entre deux essais de drainage libre. Dans le cas des essais en drainage, le mouillage de la colonne se faisait par la vanne du bas de la colonne, en installant un réservoir d'eau plus élevé que le sol afin que la saturation soit produite par la différence de gradient entre le réservoir et la colonne.

Les variations des teneurs en eau et des pressions sont enregistrées dans le temps (graphiques à l'annexe 2). Au départ, un débit de 66 cc/min est appliqué. Lorsque le débit mesuré à la base de la colonne atteint cette valeur, le débit en surface est réduit à 39 cc/min. La même procédure est appliquée pour deux autres diminutions du débit à des valeurs de 19 cc/min et 9.5 cc/min. On peut voir les résultats de la teneur en eau en fonction de la succion à la figure 4.37.

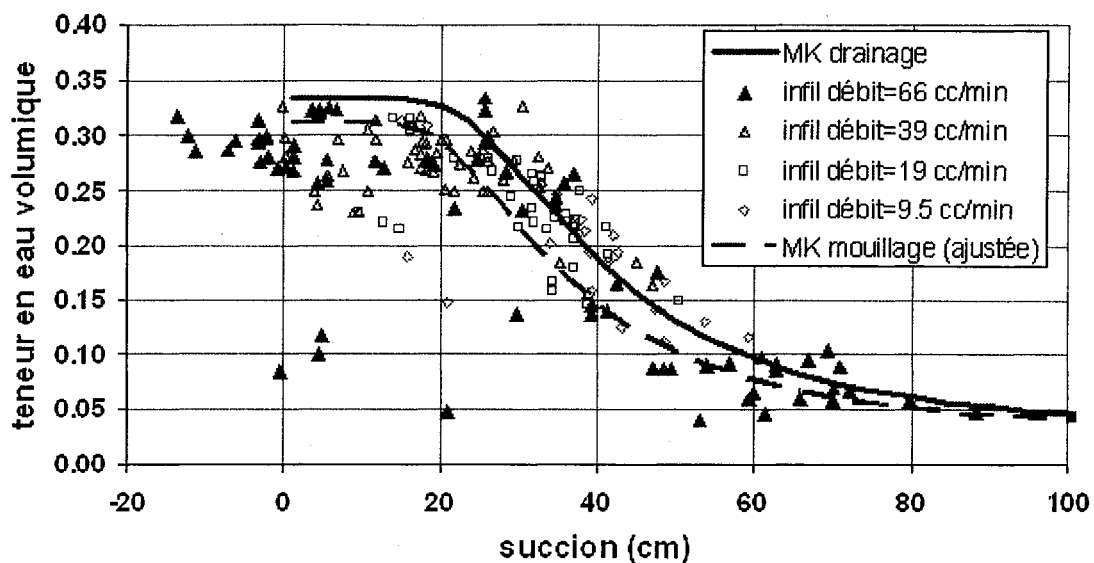


Figure 4.37 – CRE du sable 1 avec le modèle MK en drainage et mouillage et les valeurs expérimentales en infiltration

La première série de points est représentée par les triangles pleins. Il s'agit des valeurs obtenues suite à l'application d'un débit de 66 cc/min à la surface du sable à l'état désaturé. On remarque que presque tous les points se retrouvent sous la courbe CRE en drainage, ce qui montre l'hystérésis de cette courbe. Ces points sont néanmoins très dispersés. La courbe de MK en mouillage est donc très approximative. Nous l'avons estimée en utilisant les valeurs de teneur en eau volumique maximale de 31% et $m=0.2$ dans le modèle. En diminuant par la suite le débit, nous diminuons progressivement la teneur en eau dans le montage et produisons des courbes intermédiaires de drainage. Plus de détails sur le phénomène sont donnés dans l'article de Maqsood et al. (2002).

Les valeurs de conductivité hydraulique ont été calculées avec la même méthode proposée par Hillel (1998) que pour les essais en drainage. Les points

expérimentaux de la conductivité hydraulique en fonction de la succion se trouvent à la figure 4.38 et en fonction de la teneur en eau à la figure 4.39.

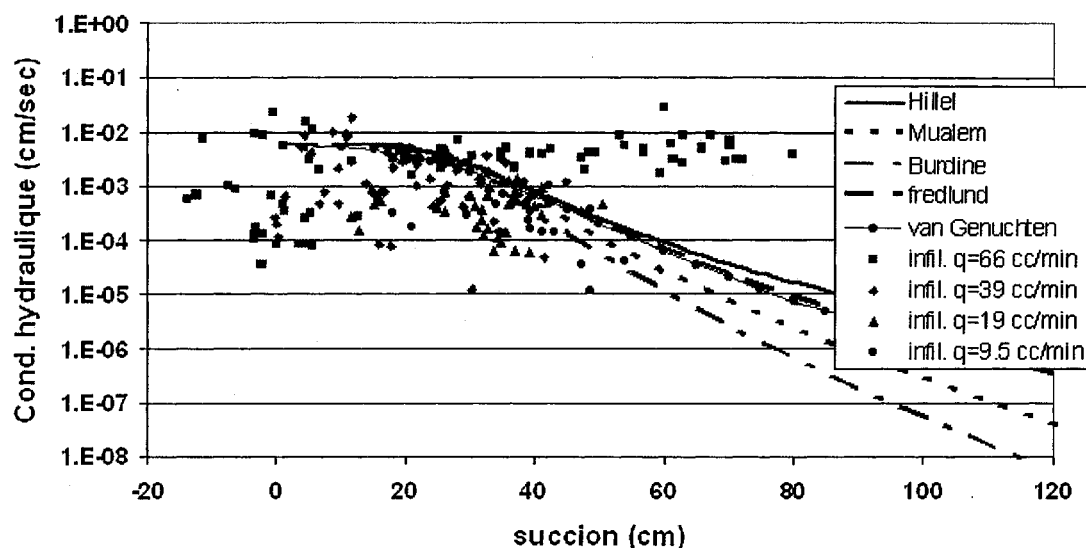


Figure 4.38 – Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la succion sur le sable 1 pour différents modèles et les valeurs expérimentales en infiltration.

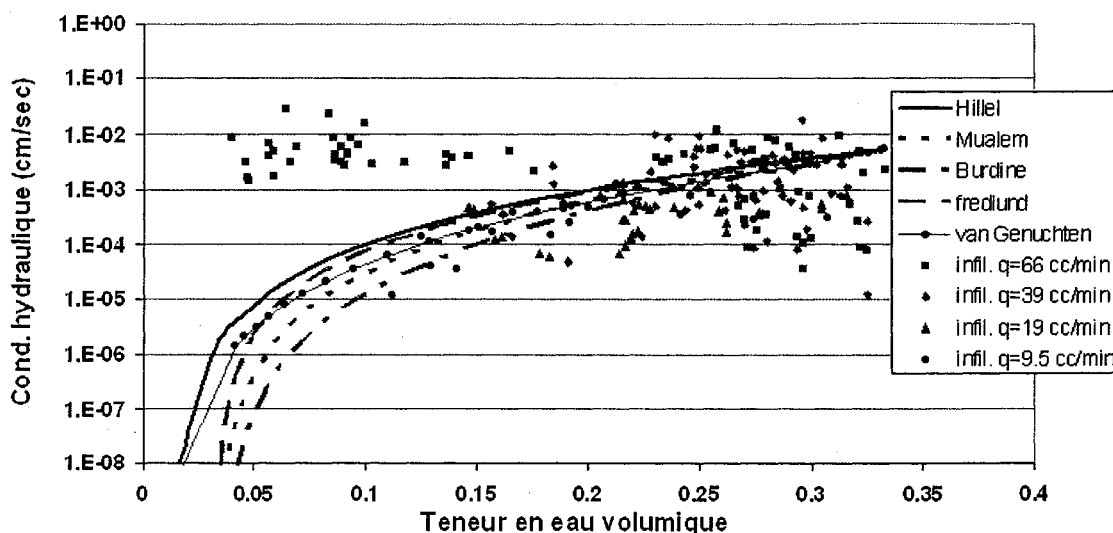


Figure 4.39 – Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau volumique sur le sable 1 pour différents modèles et les valeurs expérimentales en infiltration.

On constate une grande dispersion au niveau des résultats, plus particulièrement lorsque le débit est le plus élevé. La méthode d'analyse ne s'applique pas très bien lorsqu'il y a un écoulement d'eau important dans le sol. Le même problème avait été constaté avec les résultats en drainage au début des essais. Les variations semblent alors trop rapides pour le système d'acquisition. Il faudrait donc utiliser une autre méthode comme par exemple en conditions permanentes pour déterminer des valeurs de conductivité hydraulique lorsqu'il y a un grand débit d'écoulement.

CHAPITRE 5 - CONCLUSION

Les écoulements dans les sols se produisent très souvent en milieu non saturé. Il est donc important de bien comprendre le comportement hydrique qui dépend des propriétés du sol. Le présent mémoire portait sur une étude en laboratoire des écoulements en milieu non saturé dans un sol sableux.

La teneur en eau volumique dépend de la pression négative (ou succion) du matériau. Sa valeur maximale est la porosité du sol. Lorsque les pressions négatives augmentent (en valeur absolue), la valeur de teneur en eau diminue jusqu'à atteindre une valeur résiduelle. Cette relation est la CRE du matériau. Sur cette courbe, on observe un point à partir duquel la teneur en eau commence à diminuer. La pression nécessaire à cette désaturation est le AEV du matériau ou la pression à laquelle l'air commence à entrer dans le matériau. Cette relation comporte une hystérésis qui dépend du fait que le sol soit en conditions de drainage ou de mouillage.

La conductivité hydraulique k est une fonction de la succion (ou teneur en eau volumique) de ce sol. Elle est maximale à saturation et sa valeur diminue avec une diminution de la teneur en eau. Plusieurs modèles théoriques qui servent à prédire ces relations, ont été présentés dans cette étude. Mentionnons entre autres les modèles de Brooks et Corey (1964), van Genuchten et Mualem (1991), Fredlund et Xing (1994), Kovács modifié (MK) (1997) et Childs et Collis-George (1950). Il est également possible de simuler les écoulements à l'aide d'un logiciel d'éléments finis comme SEEP/w.

Les différents modèles et la simulation ont été comparés aux résultats expérimentaux obtenus par les essais en drainage et en mouillage sur deux sables. Une colonne instrumentée a été montée au laboratoire afin

d'enregistrer en continu les variations des teneurs en eau volumiques et des pressions dans le temps. Les essais sont effectués en drainage libre, à partir d'un sable initialement saturé, et en mouillage, avec un débit constant de précipitation appliqué en surface. Les valeurs de pressions et de teneur en eau permettent de tracer la CRE des sables, pendant le drainage et à l'équilibre. Le modèle MK prédit la relation à partir des propriétés du sol. On constate que pour le sable 1 la prédiction est très représentative des valeurs expérimentales mais ce n'est pas le cas pour le sable 2. L'utilisation d'un modèle de prédiction doit donc être faite avec une attention particulière. Il est possible que les résultats expérimentaux ne concorde pas avec la prédiction. Les autres modèles ainsi que MK permettent de décrire la courbe en effectuant un lissage sur les données expérimentales, en faisant varier certains paramètres de contrôle. Les essais en infiltration permettent de faire ressortir l'hystérésis de la CRE par les courbes intermédiaires de mouillage et de drainage. Les valeurs de pression et de teneur en eau données par la simulation sont assez représentatives des valeurs expérimentales sauf pour le début de l'essai (quelques heures).

Les valeurs expérimentales de la conductivité hydraulique sont calculées par la méthode des profils instantanés présentée par Hillel (1998). Cette méthode donne le k_u à partir de la variation des teneurs en eau et du gradient hydraulique. Ces valeurs sont ensuite comparées aux courbes prédites par les modèles théoriques à partir de la CRE. Les résultats obtenus sont très étalés, surtout pour les points situés au bas de la colonne (degré de saturation élevé) et pour les essais en infiltration à un débit élevé. La méthode des profils instantanés ne s'applique pas très bien dans ces conditions où le débit est très rapide. Les teneurs en eau et les pressions varient trop rapidement et leurs valeurs moyennes utilisées par la méthode ne sont pas assez représentatives.

Il est fort probable également que la plaque poreuse située sous le sable nuise à l'écoulement et entraîne une variation dans les résultats.

La méthode utilisée ici pour calculer les valeurs de conductivité hydraulique expérimentale peut être appliquée lorsque le débit qui s'écoule dans la colonne, entre deux capteurs, n'est pas trop élevé. Lorsque cette variation est grande, il faudrait utiliser une autre méthode comme par exemple celle à l'état permanent. Des systèmes d'acquisition de données plus précis pourraient également donner de meilleurs résultats. Dans le cas des teneurs en eau, l'acquisition devrait se faire à un intervalle plus petit que 30 minutes, surtout lorsque l'écoulement est plus rapide (début de l'essai).

Les résultats obtenus devraient être revus et calibrés en fonction de la porosité des matériaux. Il est possible que dans ce cas, les prédictions (surtout dans le cas du sable 2) concordent mieux avec les valeurs expérimentales. Il serait également intéressant d'utiliser les résultats obtenus en mouillage pour étudier la capacité d'infiltration d'un sol à l'aide des modèles théoriques introduit dans le mémoire.

RÉFÉRENCES

AACHIB, M. (1997) – Étude en laboratoire de la performance des barrières de recouvrement constituées de rejets miniers pour limiter le DMA. – Thèse de doctorat (Ph.D.) École Polytechnique de Montréal.

ASCE Hydrology Handbook, (1996) second edition, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.28

AUBERTIN M. - Notes de cours - Environnement minier 6.324, École Polytechnique de Montréal, (non publié)

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. – Projet C.D.T. P1622 pour Énergie, Mines et Ressources Canada.

AUBERTIN M., AACHIB M., CHAPUIS R.P., BUSSIÈRE B. (1996a) – Recouvrement multicouches avec effets de barrière capillaire pour contrôler le drainage minier acide: étude en laboratoire et in situ. Exemples majeurs et récents en géotechnique de l'environnement, Presse de l'ENPC, Paris, p 181-199

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

AUBERTIN M., BUSSIÈRE B., CHAPUIS R.P. (1996c) – Hydraulic conductivity of homogenized tailings from rock mines. – Canadian Geotechnical Journal, no.33, pp 470-482.

AUBERTIN M., RICARD J.F., CHAPUIS R.P., (1998a) A Predictive Model for the Water Retention Curve : Application to Tailings from Hard Rock Mines. Can.Geotech. J. vol 35, p 55-69.

AUBERTIN M., MONZON M., CHAPUIS R.P., RICARD J.F. (1998b) Application du modèle Kovács modifié à la courbe de rétention d'eau de rejets miniers. Proceedings Eighth International Congress International Association for Engineering Geology and Environment. Vancouver, Canada.

AUBERTIN M., AACHIB M., AUTHIER K. (2000) Evaluation of diffusive gas flux through covers with a GCL. – Geotextiles and Geomembranes, vol 18 p.215-233.

AUBERTIN M., MBONIMPA M., BUSSIÈRE B., CHAPUIS R.P. (2003) Development of a model to predict the water retention curve using basic geotechnical properties – École Polytechnique de Montréal.

BEAR, J. (1979) Hydraulics of Groundwater. Mc-Graw-Hill, New York.

BENTOUMI O., ALIM-ICHOLA I. (1996) – Détermination expérimentale de la conductivité hydraulique d'un sol non saturé au laboratoire, Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, Paris, No 53.

BOWLES J.E. (1984) Physical and Geotechnical properties of soils, second edition, McGraw-Hill.

BROOKS, R.H. et COREY, A.T. (1964). Hydraulic Properties of Porous Medium. Colorado State University (Fort Collins), Hydrology paper 3.

BURDINE N.T., (1953) – Relative permeability calculation size distribution data. Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers 198. pp. 71-78.

BUSSIÈRE B., (1999) – Étude du comportement hydrique de couvertures avec effet de barrière capillaire inclinées à l'aide de modélisation physiques et numériques, Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal.

CHAPUIS R.P. (1995) –Filtration des sols pulvérulents et des sols fins : critères et exemples. – Vecteur Environnement, Vol.28, no 4.

CHILDS E.C. et COLLIS-GEORGE G.N. (1950). The Permeability of porous Materials. – Proceedings of the Royal Society of London, Series A, Vol. 201. pp 392-405.

CHIN D.A. (2000). Water-Ressources Engineering. Prentice Hall.

DELLEUR J.W. (1999) – The Handbook of Groundwater Engineering – CRC Press , School of Civil Engineering Purdue University, Wesy Lafayette, Indiana.

DINGMAN, S.L. (1994) – Physical Hydrology , chapter 6-Water in soil: infiltration and redistribution, Prentice Hall.

EPA Project summary (1992) – The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils.

FALA O., AUBERTIN M., BUSSIÈRE B., CHAPUIS R.P., (2001). – Modélisation numérique des écoulements non saturés et théorie des similitudes.- 54^e Conf. Can. Géot. Calgary, sept. 2001.

FREDLUND, D.G., and RAHARDJO, H. (1993) Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley and Sons.

FREDLUND D.G., and XING A. (1994a) – Equations for the soil-water characteristic curve. – Can. Geotech. J., Vol 31, pp 521-532.

FREDLUND D.G., XING A., HUANG S. (1994b) – Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. – Can. Geotech. J., Vol 31, pp 533-546.

FREDLUND D.G. (1995) The Scope of Unsaturated Soil Mechanics : An Overview. 1^{ere} Conférence Internationale sur les sols non saturés, Paris.

FREEZE R.A., CHERRY J.A. (1979) Groundwater. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

FRUEH W.T. and HOPMANS J.W. (1997) – Soil Moisture Calibration of a Multilevel Probe in Gravely Soils. - Soil Science, vol. 162 No. 8, August 1997, pp 554-565.

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

GREEN R.E., COREY J.C. (1971) – Calculation of Hydraulic Soils, prediction, laboratory test and in-situ measurements, Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, Russia pp. 163-170.

HAMILTON J.M., DANIEL D.E., OLSON R.E (1981) – Measurement of hydraulic conductivity of partially saturated soils, in Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM Special Tech Publ. 756 T.F. Zimmie and C.O. Riggs Eds. ASTM pp 182-196.

HILLEL, D. (1980). Applications of Soil Physics, Chap 9 – Flow of Water in Unsaturated Soil. pp. 195-223.

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

HUANG S., FREDLUND D.G., BARBOUR S.L. (1998). Measurements of the coefficient of permeability for a deformable unsaturated soil using a triaxial permeater. Can. Geotech. J. volume, pp. 426-432.

IRMAY S. (1953). On the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Trans. Amer. Geophys. Union. vol 35.

KISSIOVA, M. (1996) Étude de la prédiction de la conductivité hydraulique des matériaux meubles non-saturés. Mémoire de Maîtrise, département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

KLEINMAN R.L.P., CRERAR D.A., PACELLI R.R. (1981) – Biogeochemistry of acid mine drainage and a method to control acid formation. Mining Engineering, p 300-304.

KLUTE A. (1965) – Laboratory Measurement of Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil, Methods of Soil Analysis, C.A. Black, D.D. Evans, J.L. White, L.E. Ensminger and F.E. Clark, Eds. Mono 9 Part 1, Amer. Soc. Of Agronomy, Madison WI, pp 253-261.

KLUTE, A. et DIRKSEN, C. (1986) – Method of Soil Analysis, Part 1 Physical and Mineralogical Methods. Second Edition, American Society of Agronomy, Inc. Chapitre 28 p.687.

KOVÁCS G. (1981) – Seepage Hydraulics. Elsevier Scientific Publication.

KUNZE R.J., UEHARA G., GRAHAM K. (1968) – Factors important in the Calculation of Hydraulic Conductivity. – Proc. Soil Science Society of America, Vol.32, pp. 760-765.

LEONG E.C., RAHARDJO H. (1997) Review of Soil-Water Characteristic Curve Equations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE 123(12), P.1106-1117.

LEONG E.C., RAHARDJO H. (1997) – Permiability Functions for Unsaturated Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE 123(12), P.1118-1126.

MACHADO S.L., CONCIANI W., CARNEIRO B.J.I., VILAR O.M., CINTRA J.C.A. (1999). A new technique for estimation of the unsaturated soil hydraulic conductivity, based on fields records of water content.

MAQSOUUD A., BUSSIÈRE B., AUBERTIN M. (2002) – L'hystérésis de sols non saturés utilisés dans les couvertures avec effets de barrière capillaire. CGS-IAH conf. Niagara Falls.

MARSHALL T.J., HOLMES J.W., ROSE C.W. (1996). Soil Physics, third edition, Cambridge University Press.

MBONIMPA M., AUBERTIN M., CHAPUIS R.P., BUSSIÈRE B. (2000). – Développement de fonctions hydriques utilisant les propriétés géotechniques de base. 53^e Conf. Can. Géot. Montréal, oct. 2000.

MBONIMPA M., AUBERTIN M., CHAPUIS R.P., BUSSIÈRE B. (2002) – Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity., Kluwer Academic Publishers, Geotechnical and Geological Engineering 20, pp. 235-259.

MBONIMPA M., AUBERTIN M., AACHIB M., BUSSIÈRE B. (2003) – Diffusion and consumption of oxygen in unsaturated cover materials., submitted to Canadian Geotechnical Journal.

MEERDINK J.S., BENSON C.H., KHIRES M.V. (1996) – Unsaturated Hydraulic Conductivity of two compacted barrier soils, Journal of Geotechnical Engineering, Vol 122, pp 565-576.

MUALEM Y. (1976) – A New Model for Predicting the hydraulic conductivity of Unsaturated porous media. Water Resour. Res. Vol.12 pp.513-522.

O'CONNER K. (1996) – Geotechnical, Environmental, and Infrastructural Applications of Metallic TDR. Geotechnical News, June 1996. pp 37-40.

PARLANGE J.-Y., BARRY D.A., HAVERKAMP R. (2002) – Explicit infiltration equations and the Lambert W-function, Advances in Water Resources 25, pp 1119-1124.

RICARD J.-F., AUBERTIN M., FIRLOTTE F.W., KNAPP R., McMULLEN J., JULIEN M. (1997) – Design and Construction of a Dry Cover Made of Tailings for the Closure of Les Terrains Aurifères Site, Malartic, Québec, Canada. - Proc. Fourth International Conference on Acid Rock Drainage, Vancouver, Vol IV, pp 1515-1530.

RICHARDS L.A. (1931) – Capillary Conduction of Liquids Through Porous Medium. J. Physics, Vol.1 pp.318-333.

RICHARDS L.A (1952) – Water conducting and retaining properties of soils in relation to irrigation, Proceedings of an International Symposium on Desert Research, Jerusalem , pp. 523-546.

STEPHENS D.B. (1994) – Hydraulic conductivity assessment of unsaturated soils, Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, David E. Daniel and Stephen J. Trautwein, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

TRASE SYSTEM manuel d'instructions.

van GENUCHTEN M.Th.(1980) – A Close-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp-892-898.

van GENUCHTEN M.Th., LEIF F.J., YATES S.R. (1991) - The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soil. - U.S. Department of Agriculture , Agricultural Research Service, Rapport EPA/600/2-91/065.

WILSON, G.W. ; FREDLUND, D.G. et BARBOUR, S.L. (1994) - Coupled Soil-atmosphere modelling for soil evaporation - Can. Geotech. J. ,Vol 31, pp. 151-161.

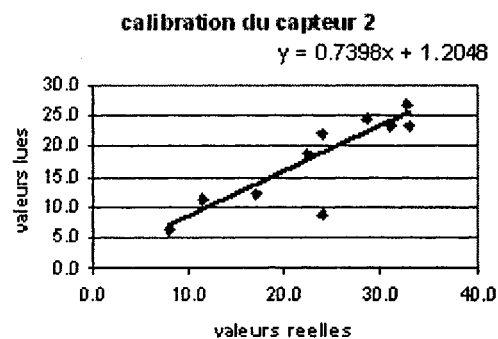
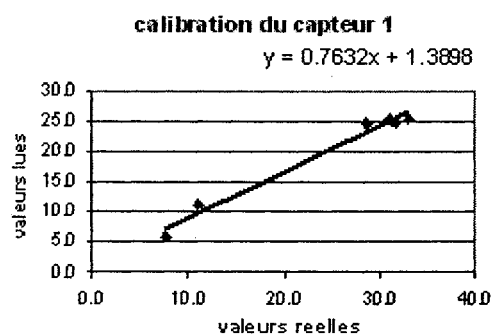
ANNEXE 1
CALIBRATION DES CAPTEURS

CALIBRATION DES FOURCHETTES

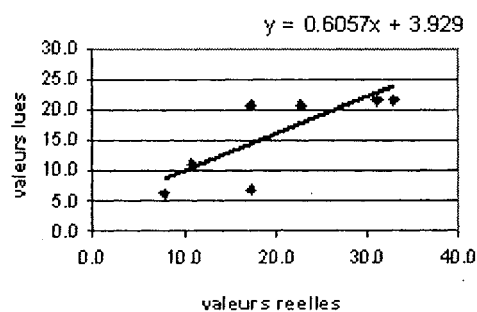
La teneur en eau volumique est enregistrée à l'aide d'un système de réflectométrie dans le domaine du temps (RTD). La longueur des fourchettes est de 20 cm dont 5 cm, à l'extérieur de la colonne, est recouvert de teflon afin de ne pas tenir compte de l'humidité de l'air.

La calibration s'est effectuée dans des bacs de sable dont la teneur en eau volumique est connue. Ceci permet de tracer des courbes de calibration de la teneur en eau pour chacun des capteurs. Les valeurs lues dans la colonne à saturation donnent d'autres points. Lors du démontage, les valeurs lues par les RTD ont été notées afin d'obtenir une calibration au niveau de la teneur en eau résiduelle.

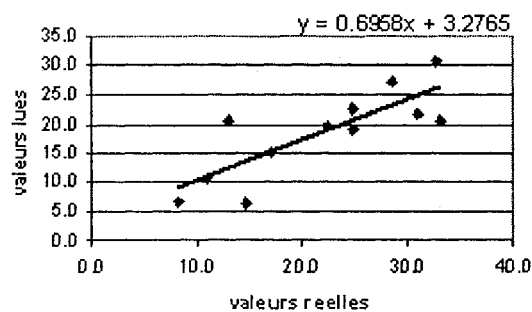
Courbes de calibration pour les différents capteurs



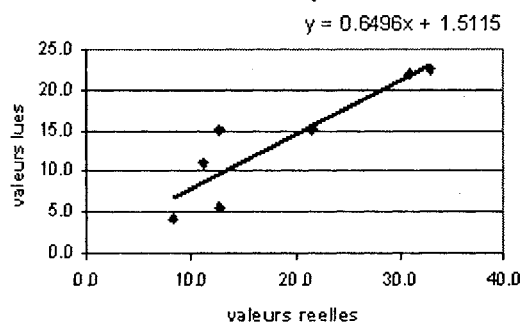
calibration du capteur 3



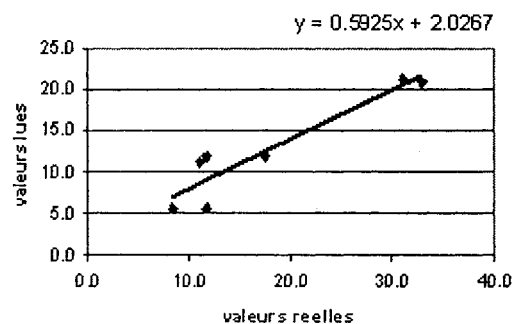
calibration du capteur 4



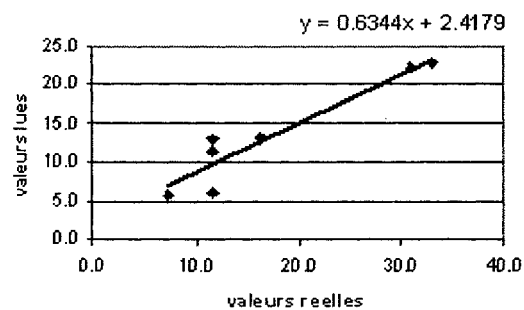
calibration du capteur 5



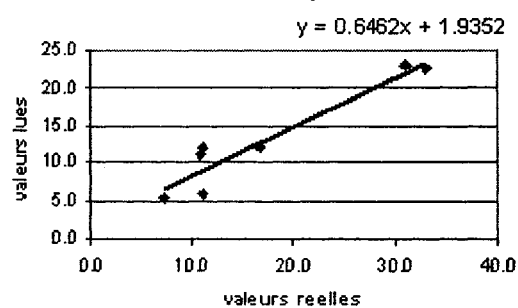
calibration du capteur 6

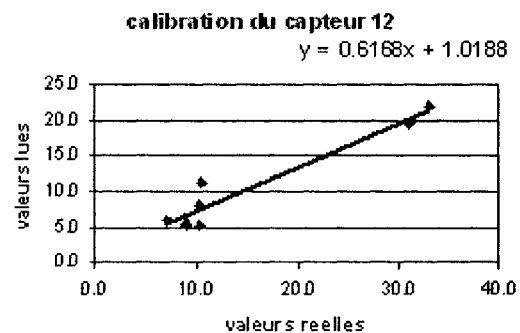
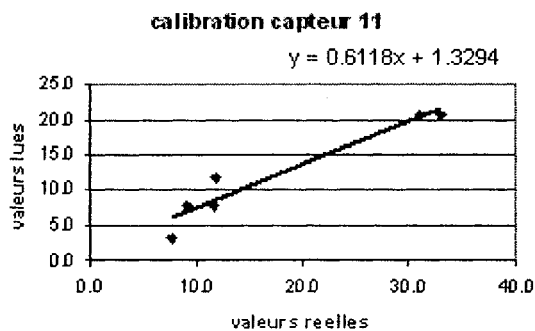
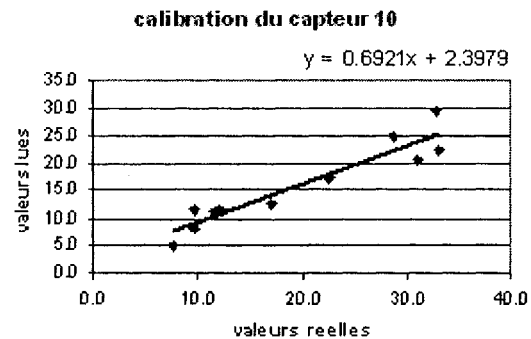
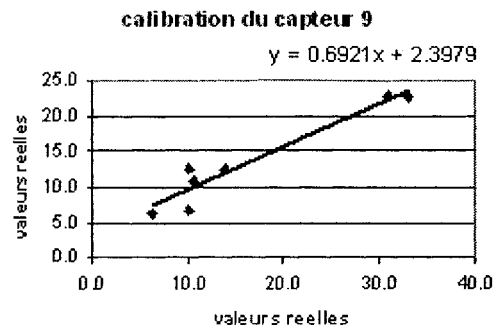


calibration du capteur 7



calibration du capteur 8





CALIBRATION DES CAPTEURS DE PRESSION

Les capteurs de pression ont été calibrés sur un montage de tube en plastique contenant une quantité d'eau qui nous donne une valeur connue de pression.

On a utilisé trois tubes différents dont les valeurs de pression sont les suivantes : colonne 1 : -79 cm, colonne 2 : 93 cm et colonne 3 : 173,5 cm.

Le tableau suivant contient les valeurs qui ont été ajusté dans le programme afin d'enregistrer des valeurs exactes de pression.

Tableau des valeurs de calibration pour les capteurs de pression

No Capteur	Offset	Ajustement	Scale factor
1	-3.538	0.39	4390.2
2	-3.486	0.41	4165.8
3	-3.501	0.4	4337.5
4	-3.467	0.40	4337.5
5	-3.508	0.403	4305.2
6	-3.521	0.402	4315.9
7	-3.518	0.393	4414.7
8	-3.491	0.393	4414.7
9	-3.525	0.384	4518.2
10	-3.528	0.383	4530
11	-3.518	0.383	4530
12	-3.523	0.378	4549.9

Les pressions ont été enregistrées aux intervalles suivants :

- pendant les 2 premières minutes : aux 1 seconde
- pendant les 10 minutes suivantes : aux 0,5 minutes
- pendant les 600 minutes suivantes : aux 2 minutes
- pendant les 10000 minutes suivantes : aux 15 minutes.

ANNEXE 2
GRAPHIQUES DE LA VARIATION DES PRESSIONS ET
DES TENEURS EN EAU VOLUMIQUES

SABLE 1 : Fournel et Fils

GRAPHIQUE DE LA VARIATION DES PRESSIONS

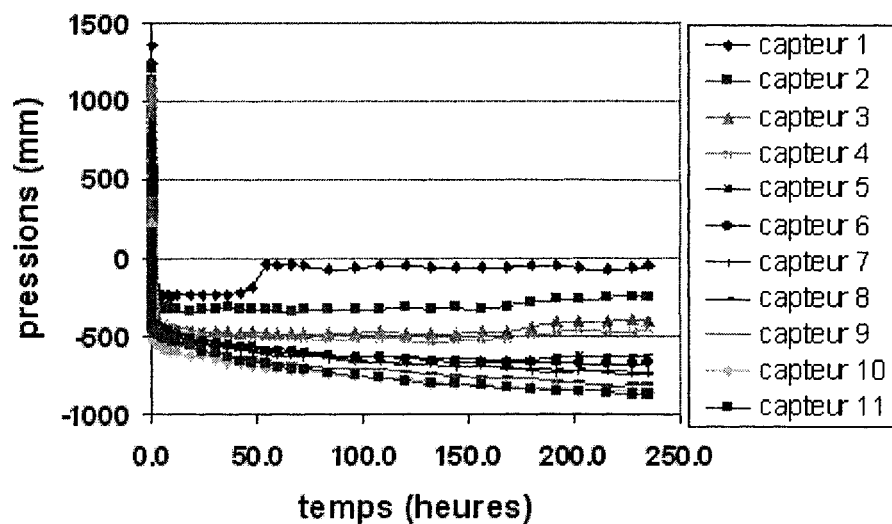


Figure A2-1 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 1 – essai 1

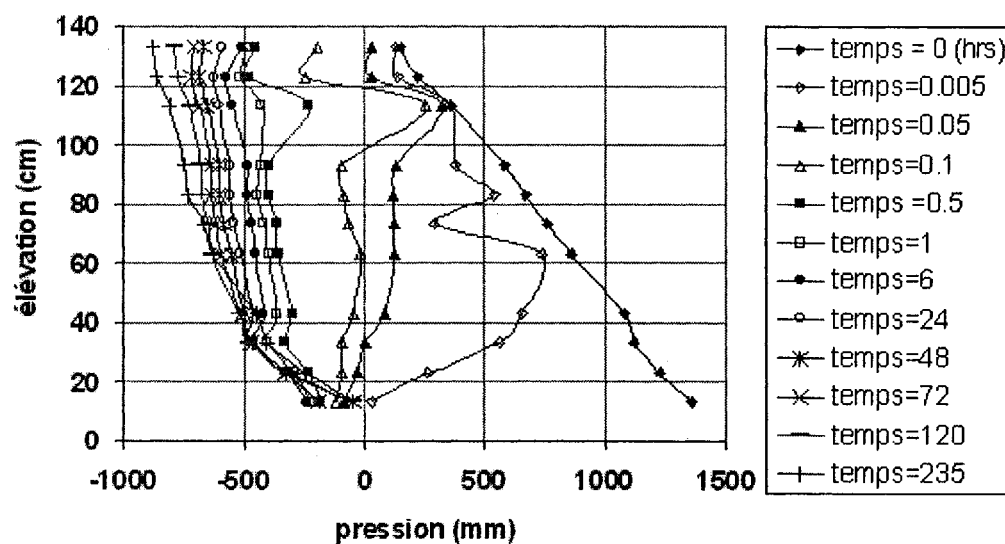


Figure A2-2 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 1 – essai 1

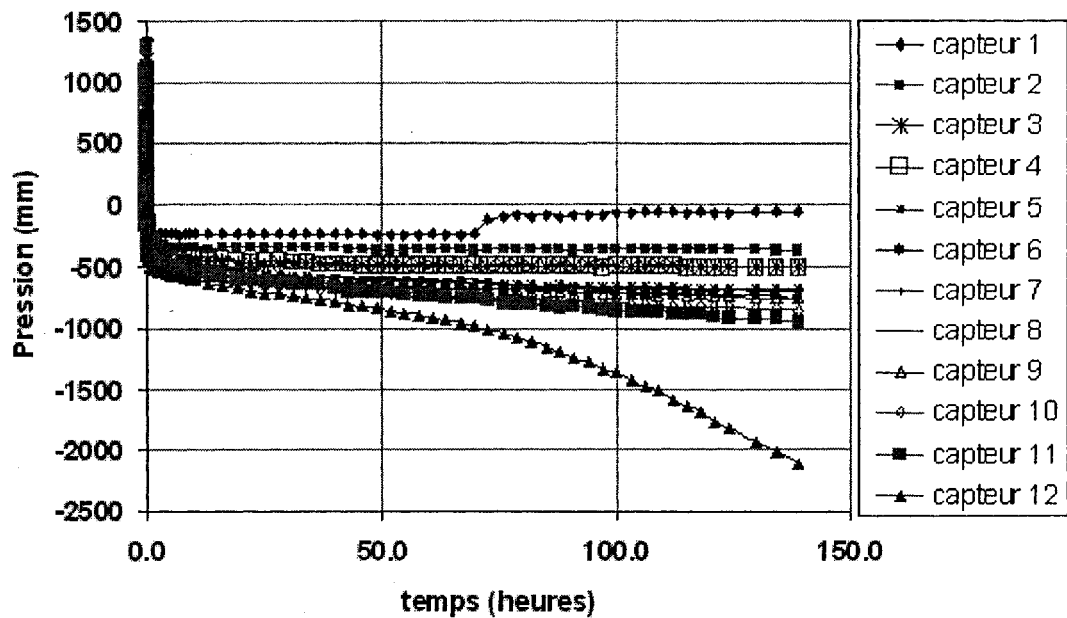


Figure A2-3 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 1 – essai 2

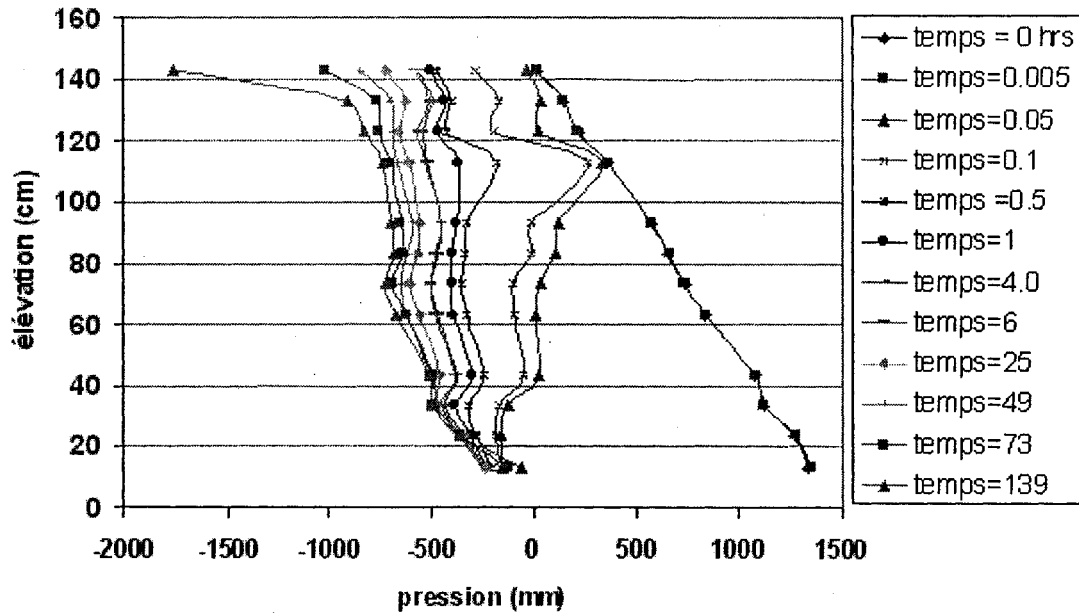


Figure A2-4 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 1 – essai 2

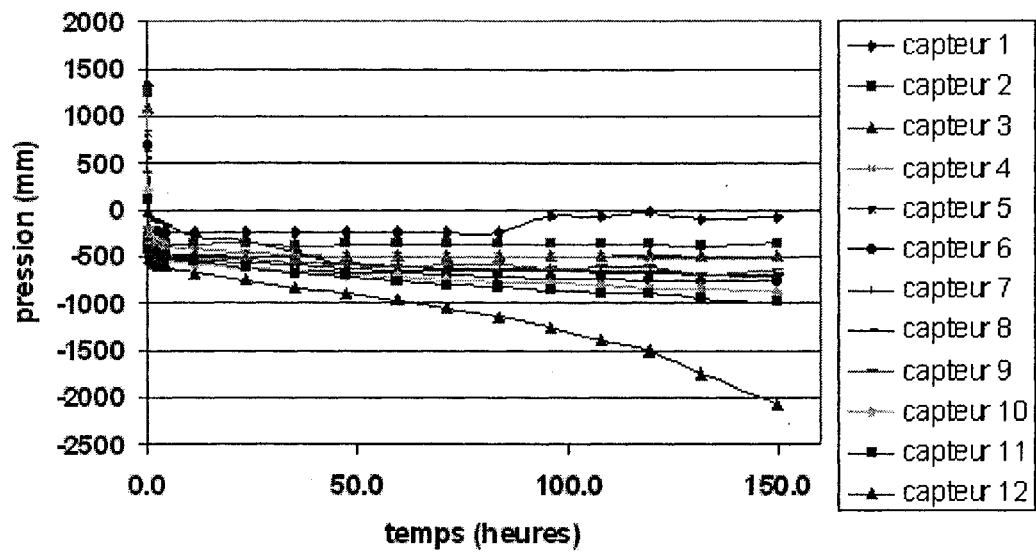


Figure A2-5 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 1 – essai 3

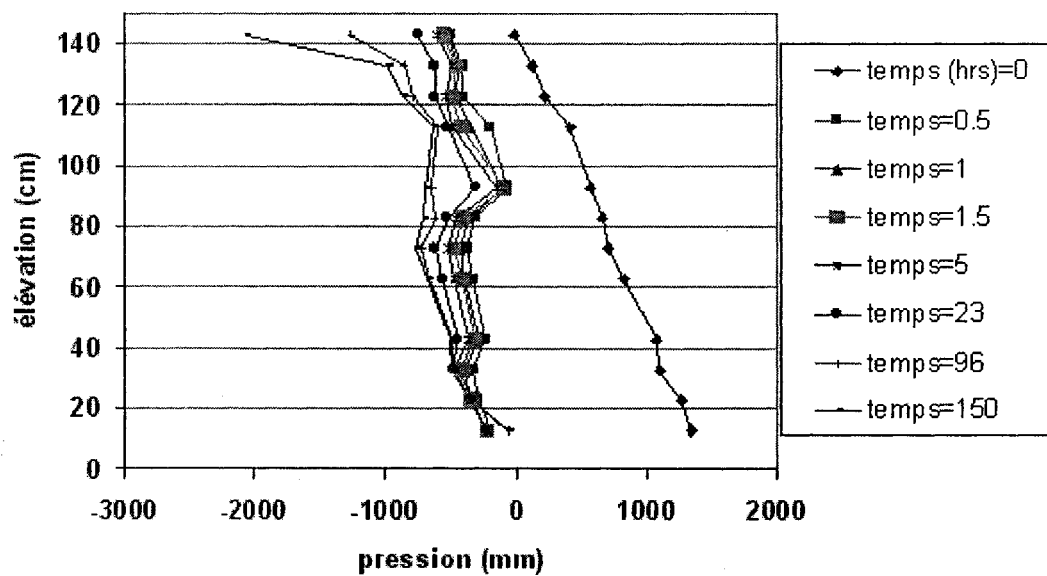


Figure A2-6 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 1 – essai 3

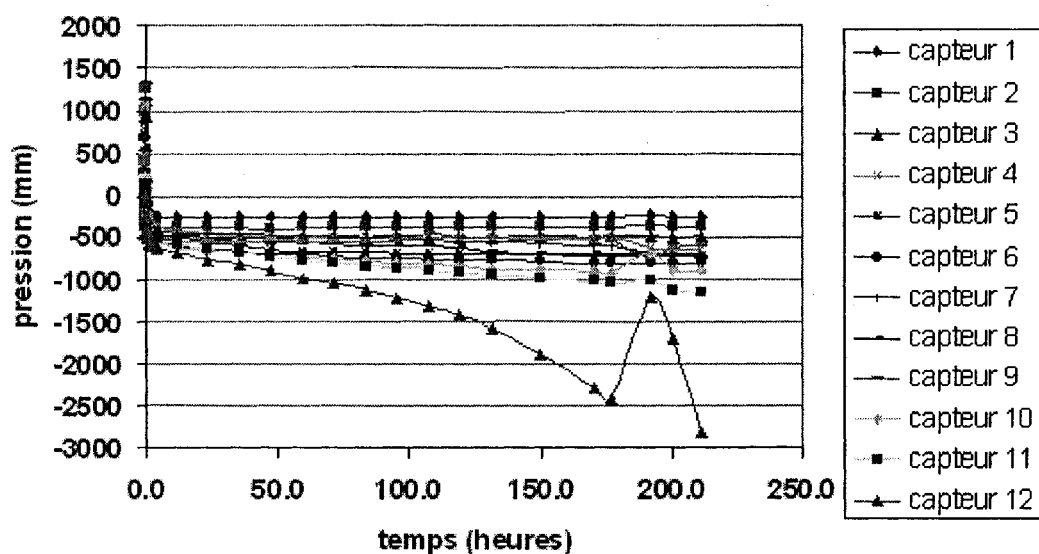


Figure A2-7 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 1 – essai 4

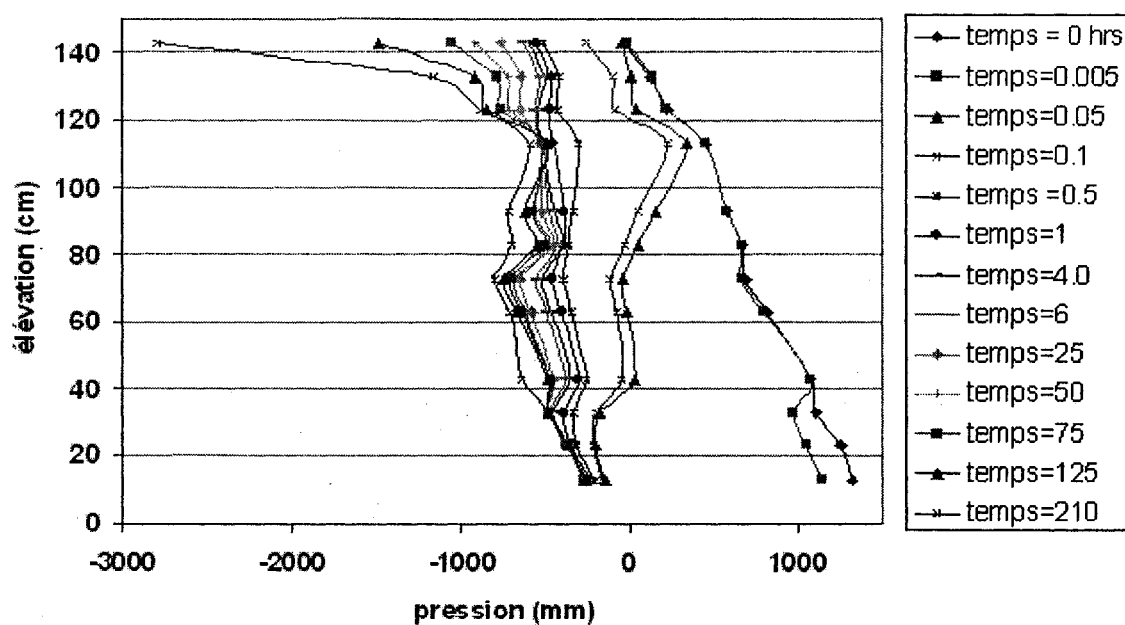


Figure A2-8 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 1 – essai 4

SABLE 1 : Fournel et Fils

GRAPHIQUE DE LA VARIATION DES TENEURS EN EAU

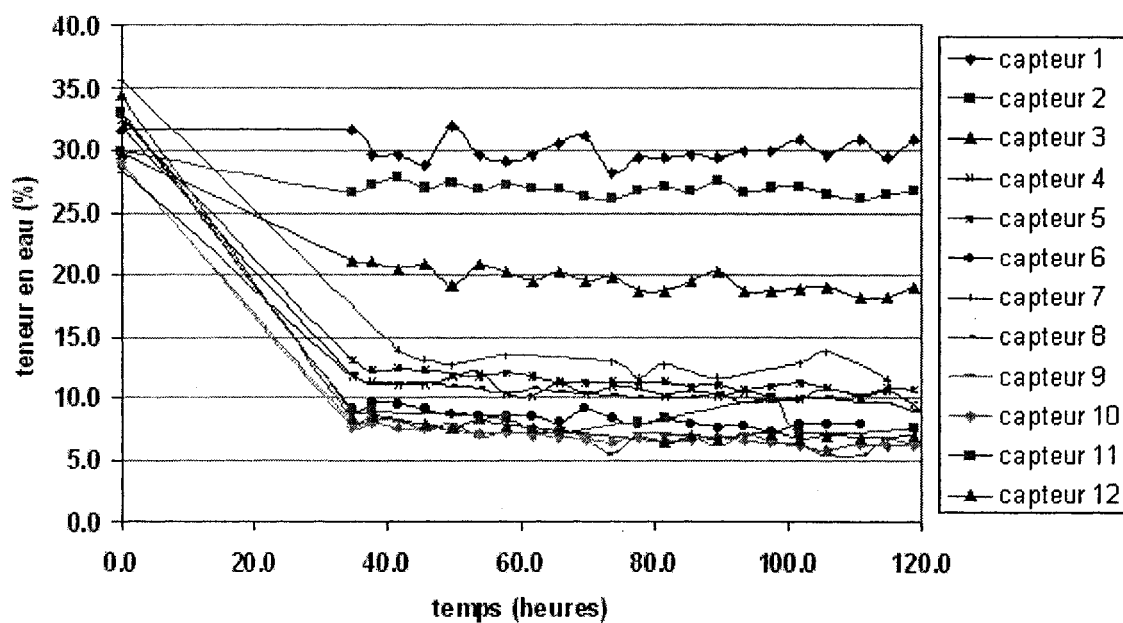


Figure A2-9 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction du temps : sable 1 – essai 1

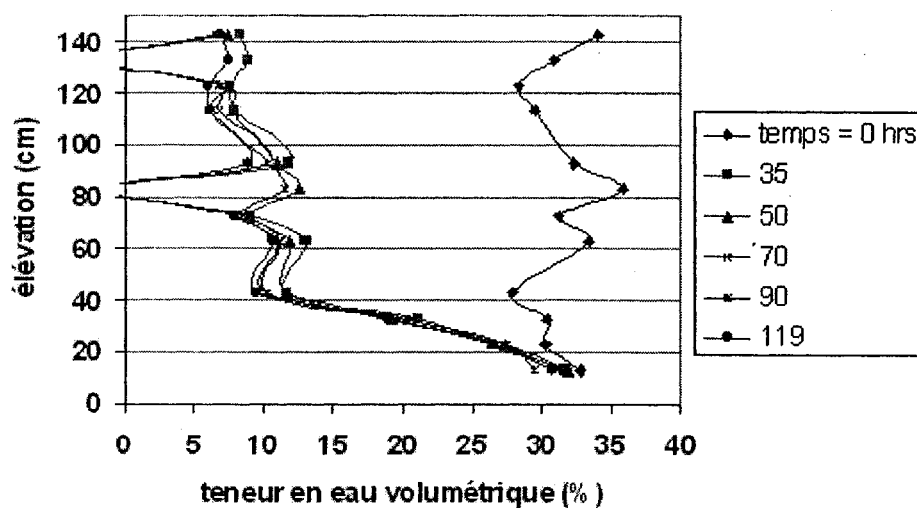


Figure A2-10 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction de l'élévation : sable 1 – essai 1

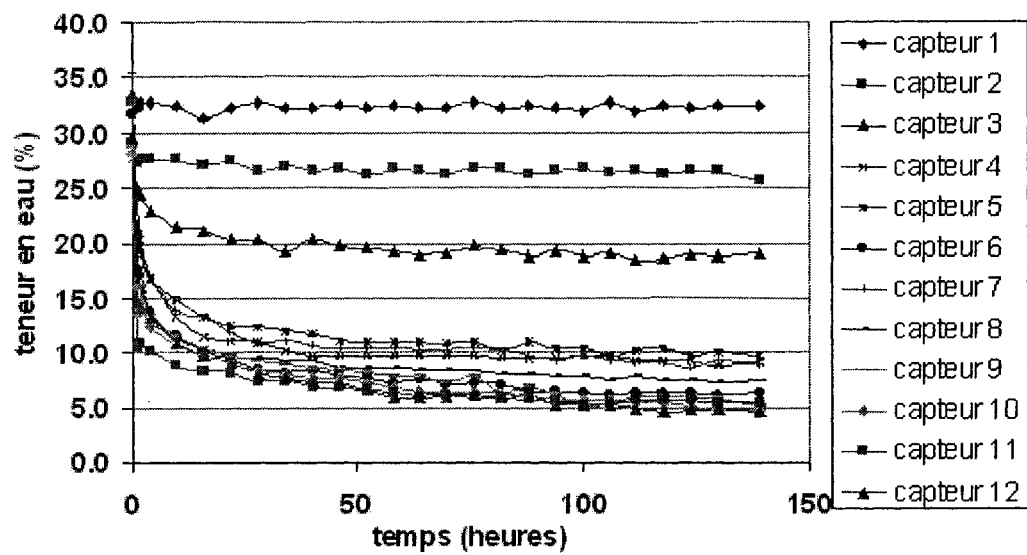


Figure A2-11 – Variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps :
sable 1 – essai 2

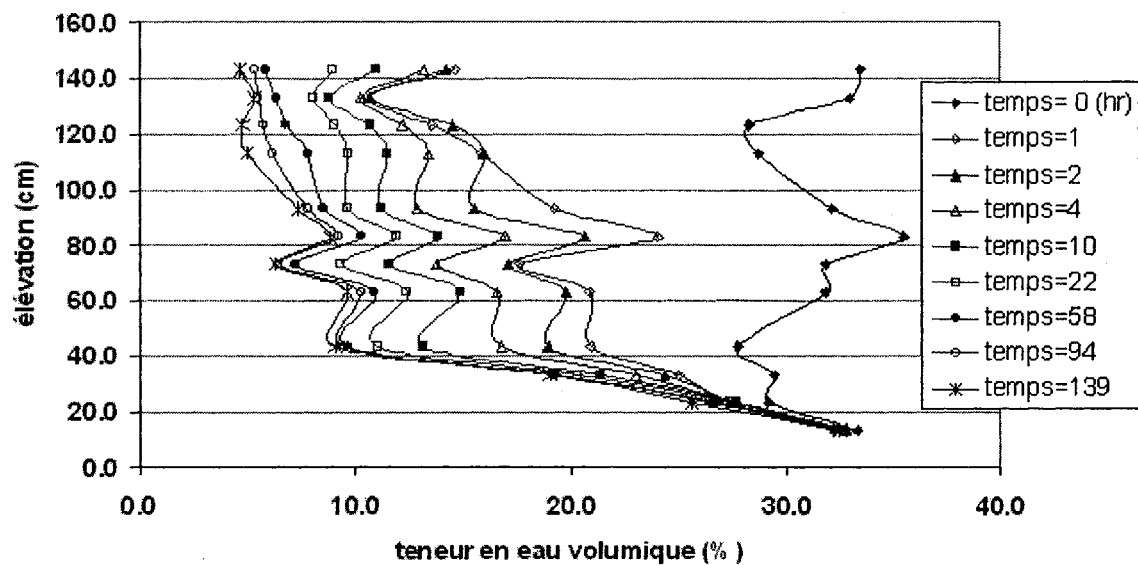


Figure A2-12 – Variation de la teneur en eau volumique en fonction de
l'élévation : sable 1 – essai 2

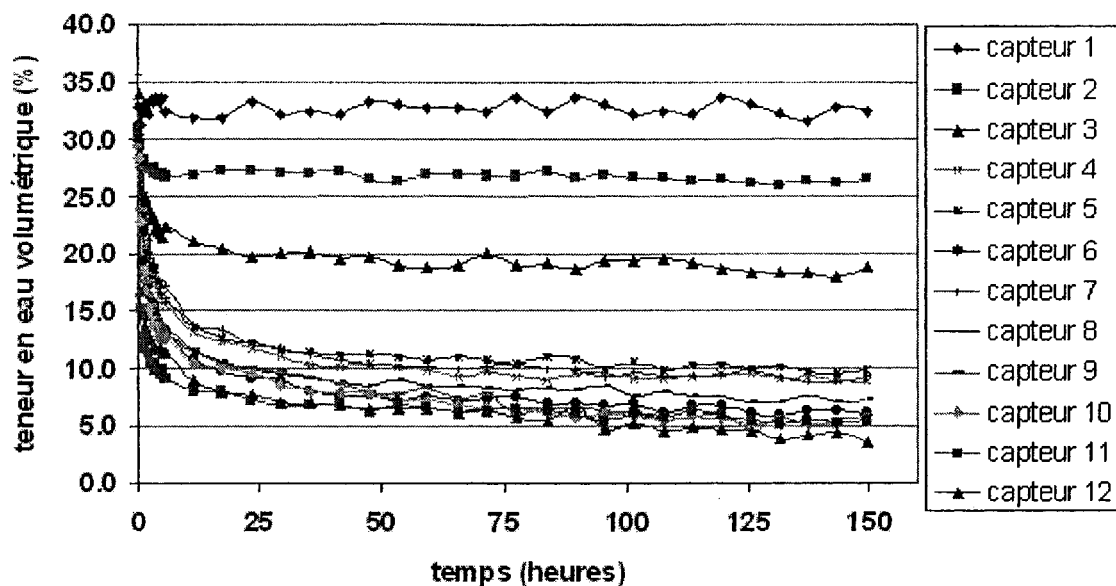


Figure A2-13 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction du temps :
sable 1 – essai 3

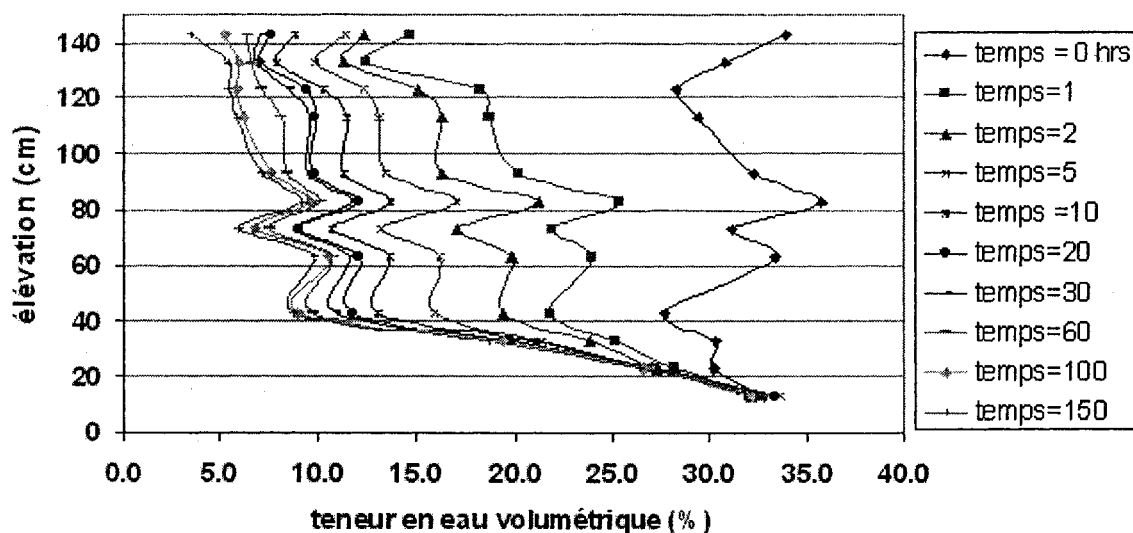


Figure A2-13 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction de
l'élévation : sable 1 – essai 3

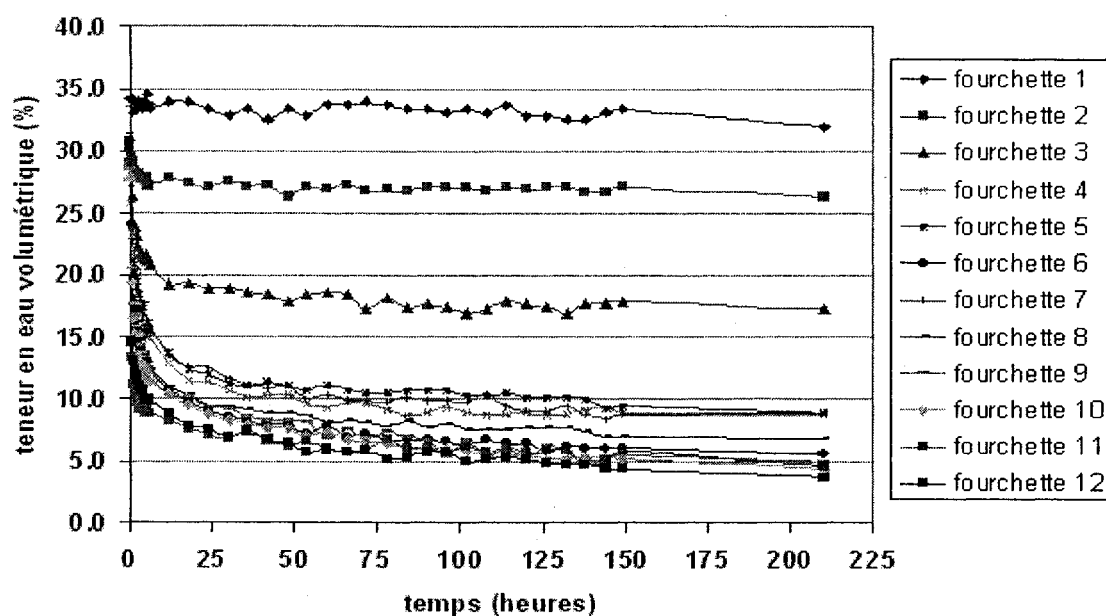


Figure A2-15 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction du temps :
sable 1 – essai 4

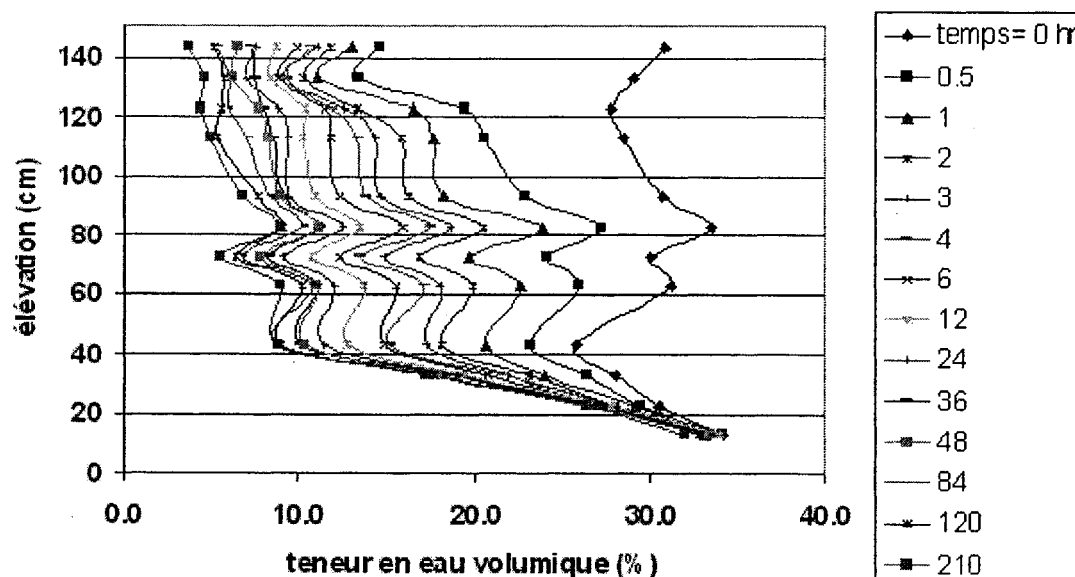


Figure A2-16 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction de
l'élévation : sable 1 – essai 4

SABLE 2 : 35% LG-4 / 65% Fournel et fils
GRAPHIQUE DE LA VARIATION DES PRESSIONS

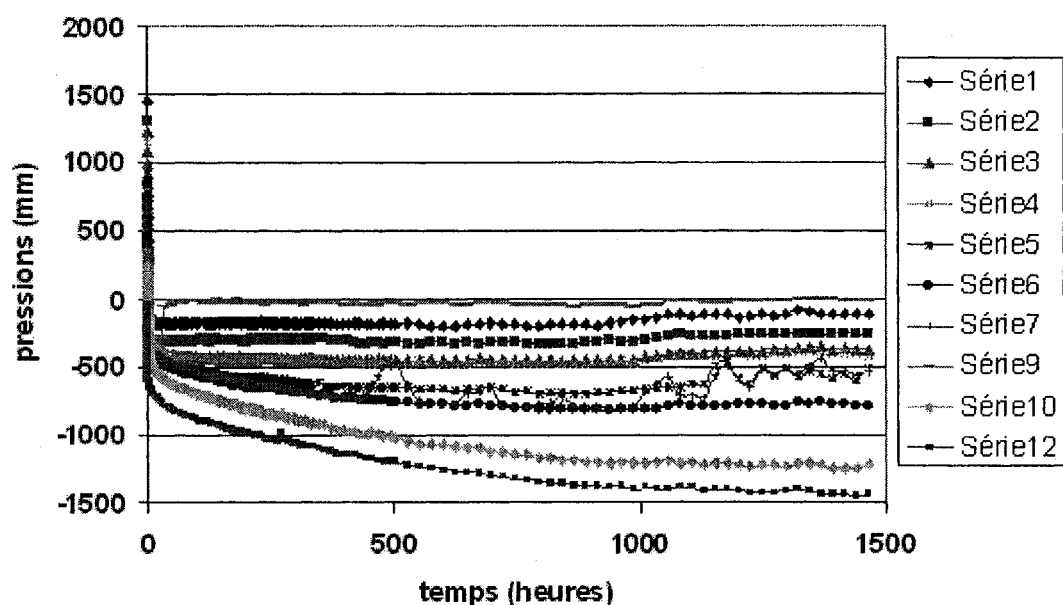


Figure A2-17 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 2 – essai 1

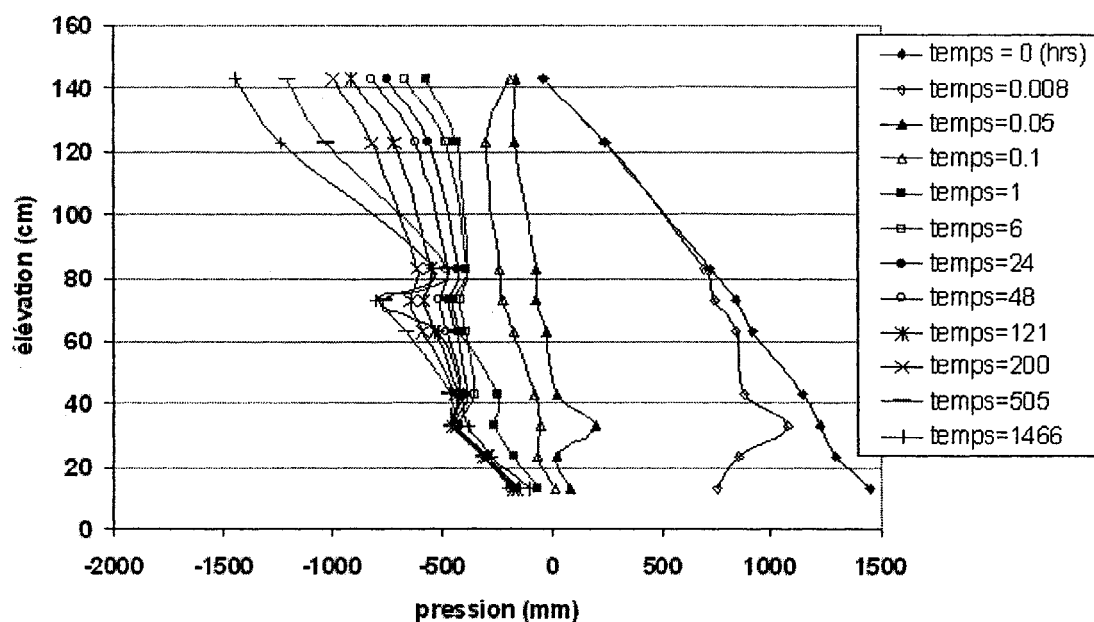


Figure A2-18 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 2 – essai 1

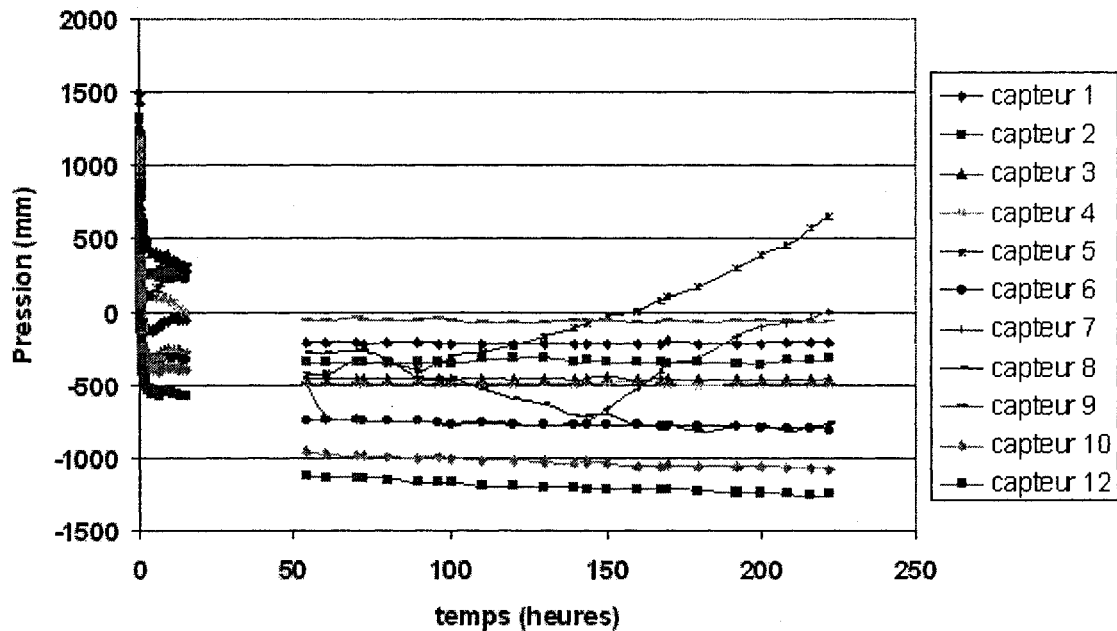


Figure A2-19 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 2 – essai 2

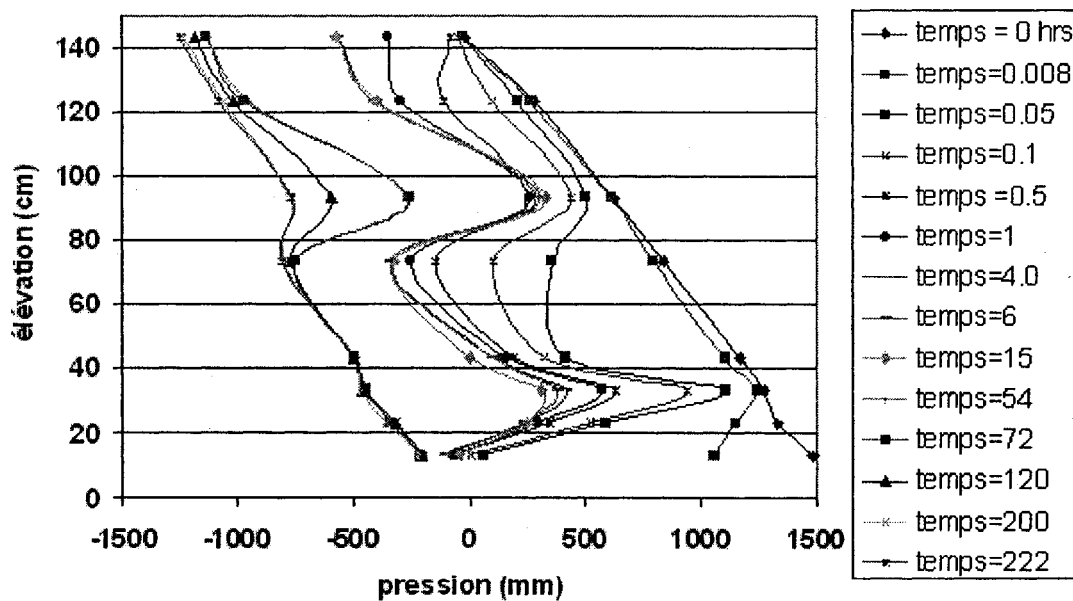


Figure A2-20 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 2 – essai 2

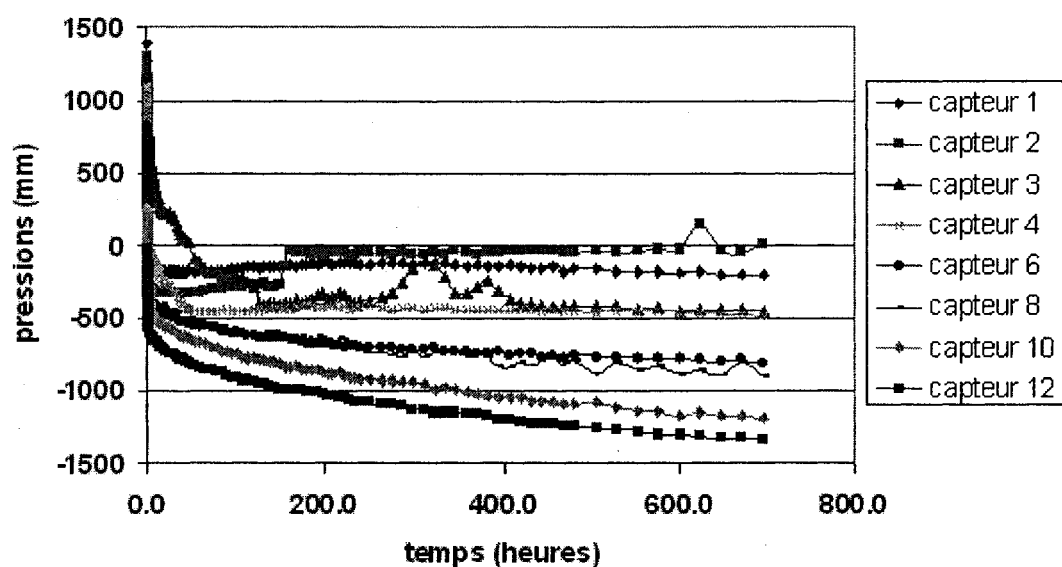


Figure A2-21 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 2 – essai 3

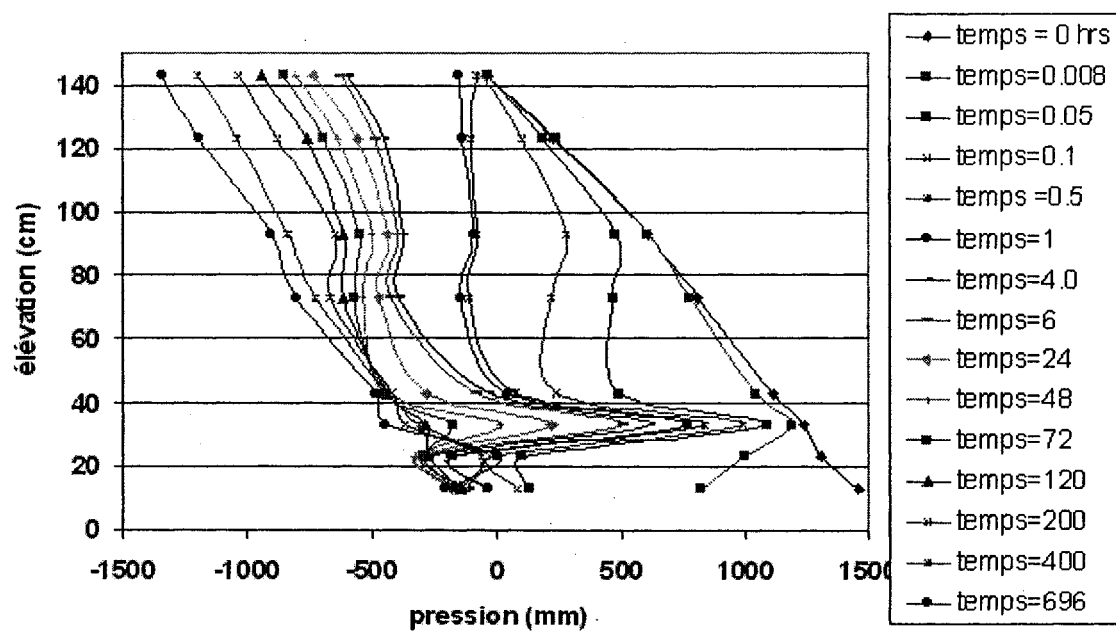


Figure A2-22 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 2 – essai 3

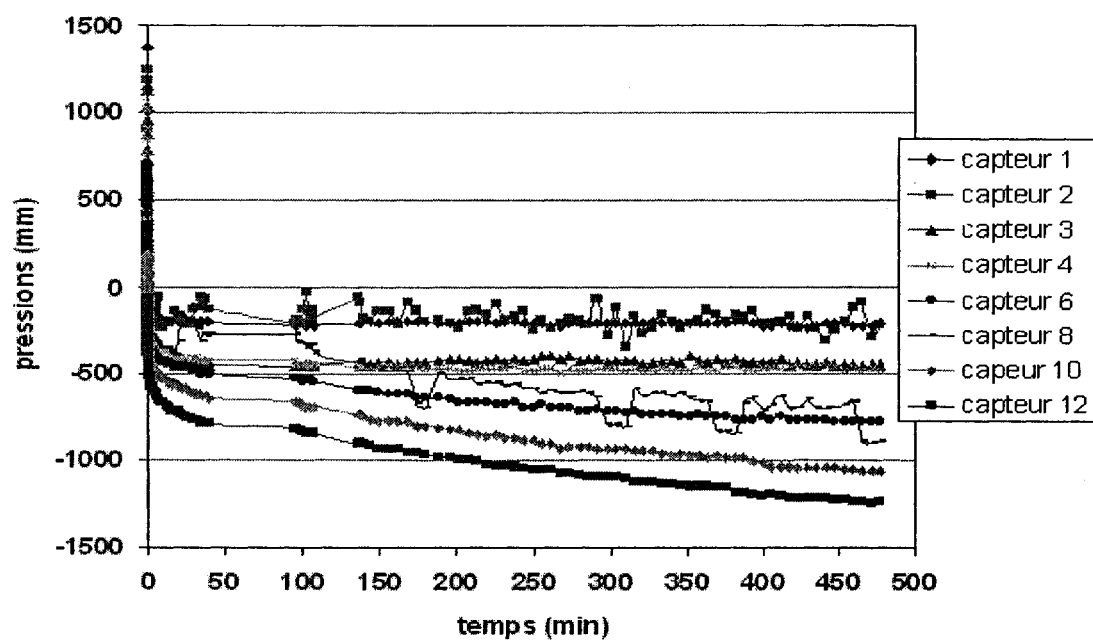


Figure A2-23 – Variation de la pression en fonction du temps : sable 2 – essai 4

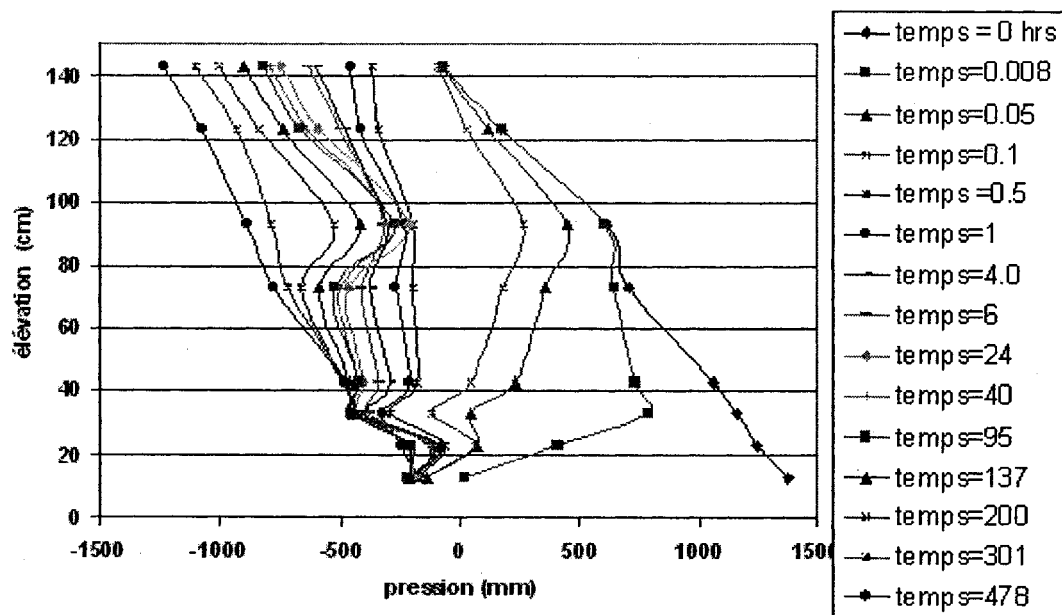


Figure A2-24 – Variation de la pression en fonction de l'élévation:
sable 2 – essai 4

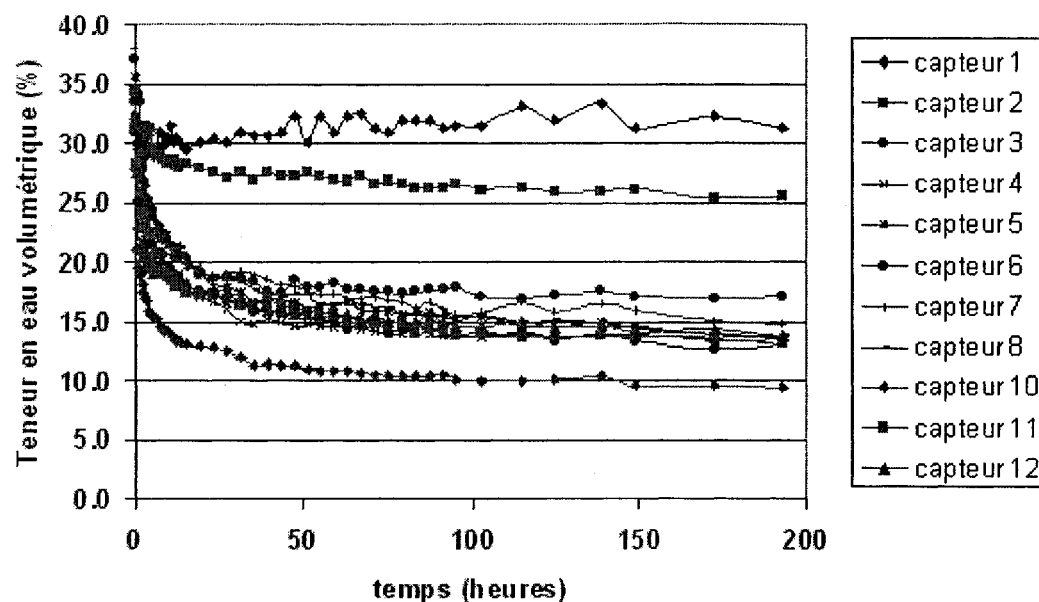
SABLE 2 : 35% LG-4 / 65% Fournel et fils**GRAPHIQUE DE LA VARIATION DES TENEURS EN EAU VOLUMIQUE**

Figure A2-25 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction du temps :
sable 2 – essai 1

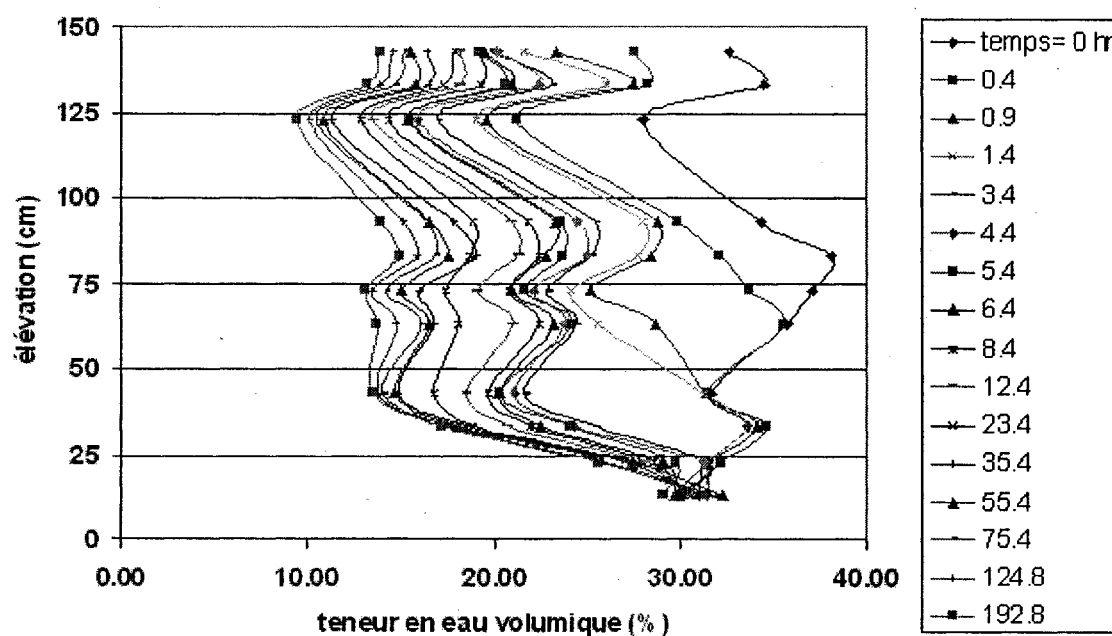


Figure A2-26 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction de
l'élévation : sable 2 – essai 1

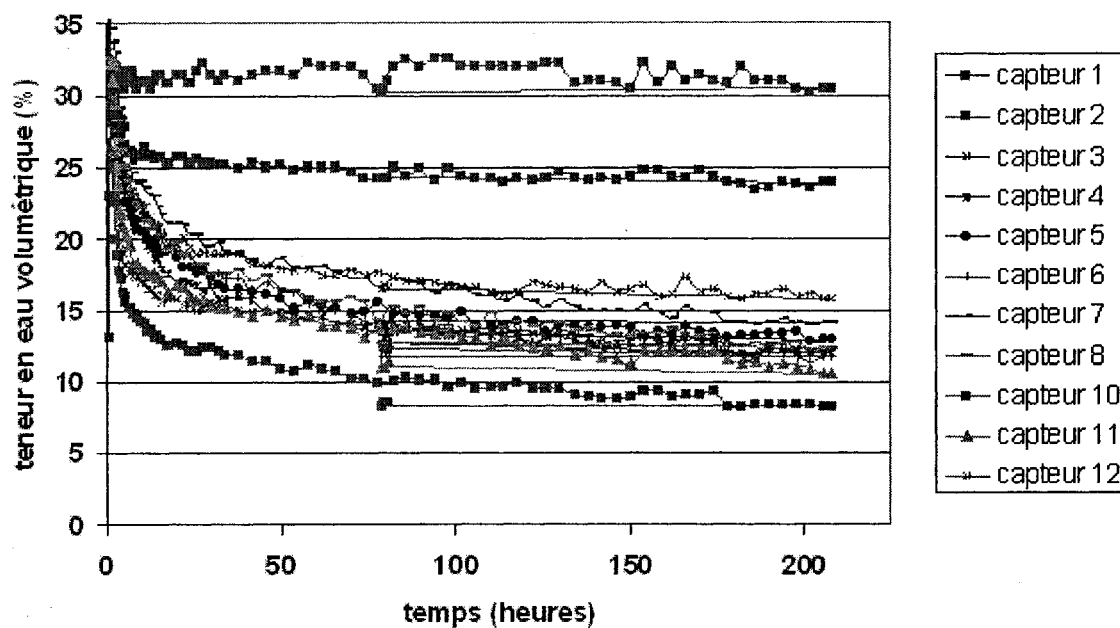


Figure A2-27 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction du temps : sable 2 – essai 2

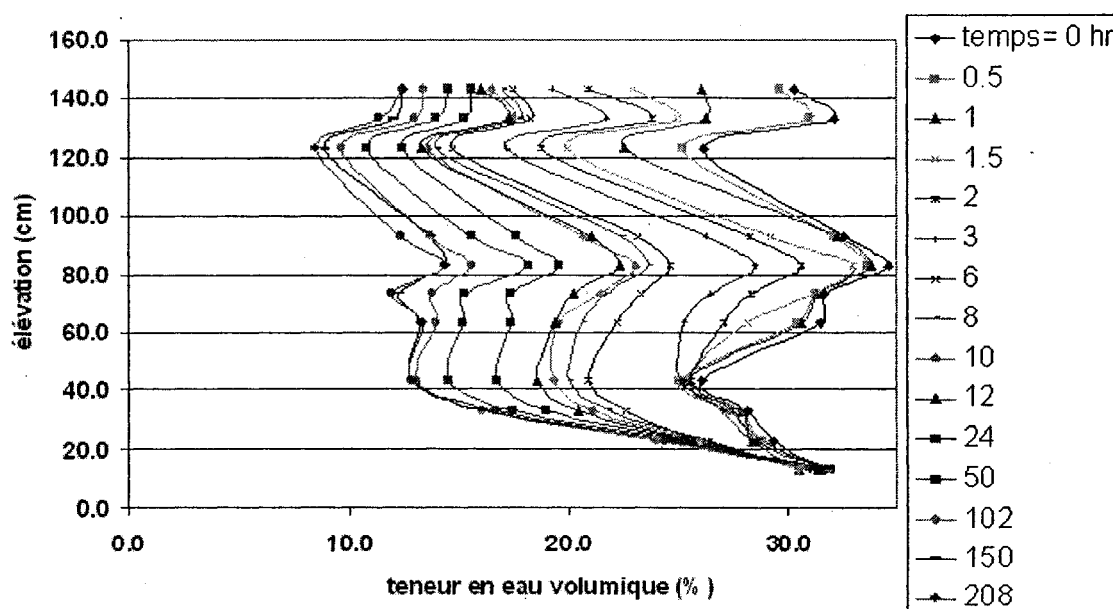


Figure A2-28 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction de l'élévation : sable 2 – essai 2

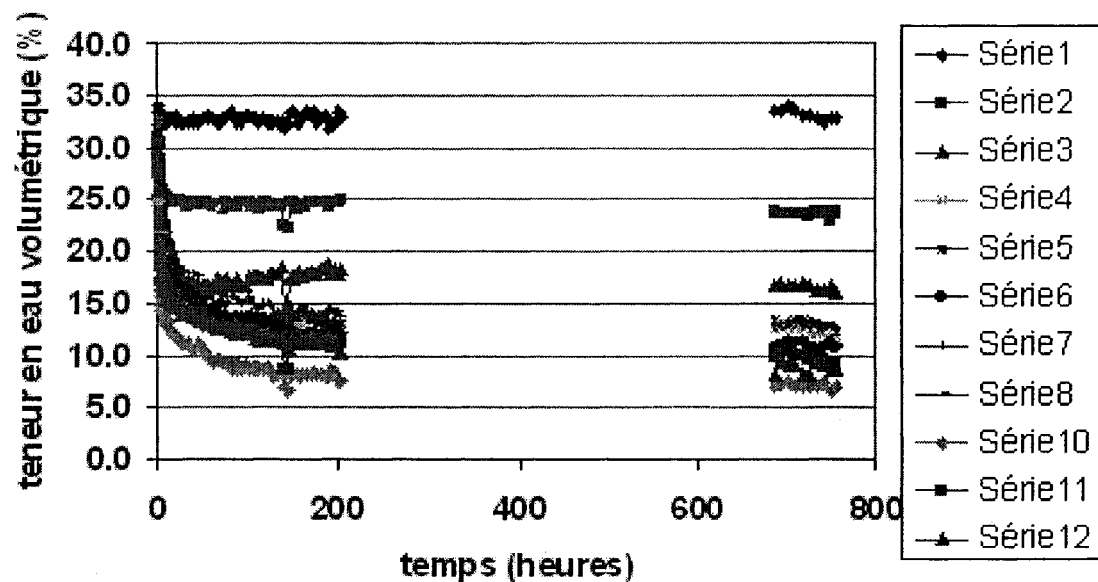


Figure A2-29 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction du temps :
sable 2 – essai 3

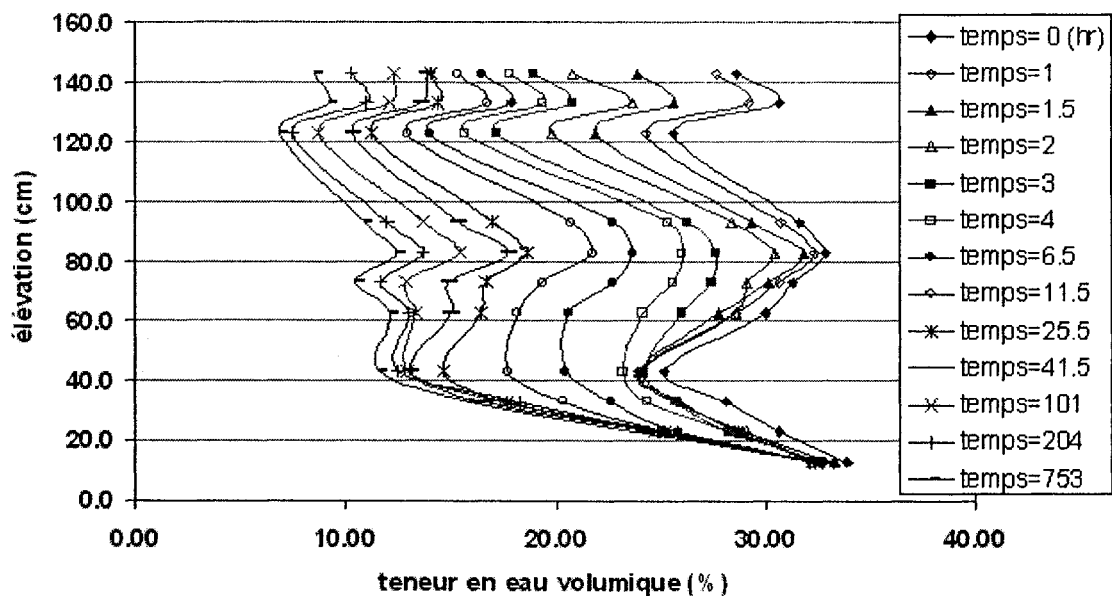


Figure A2-30 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction de
l'élévation : sable 2 – essai 3

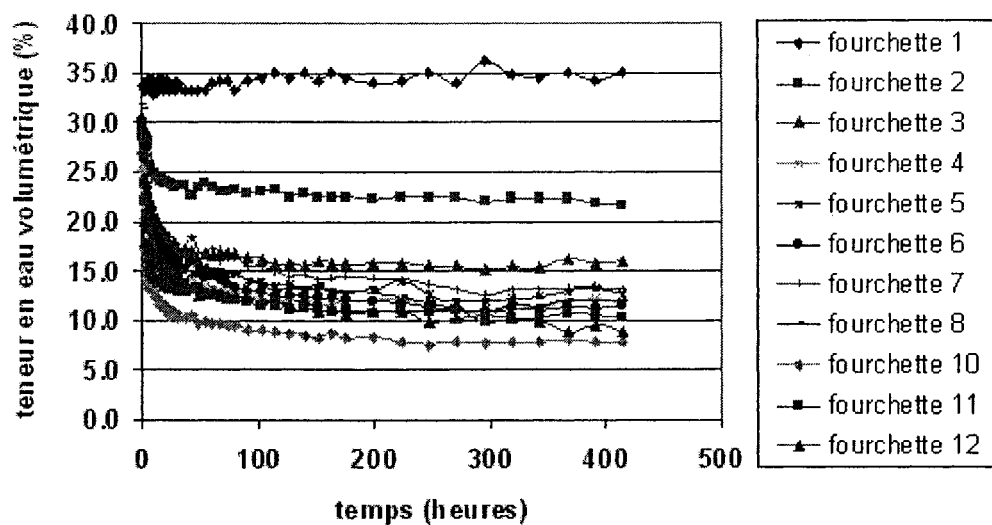


Figure A2-31 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction du temps :
sable 2 – essai 4

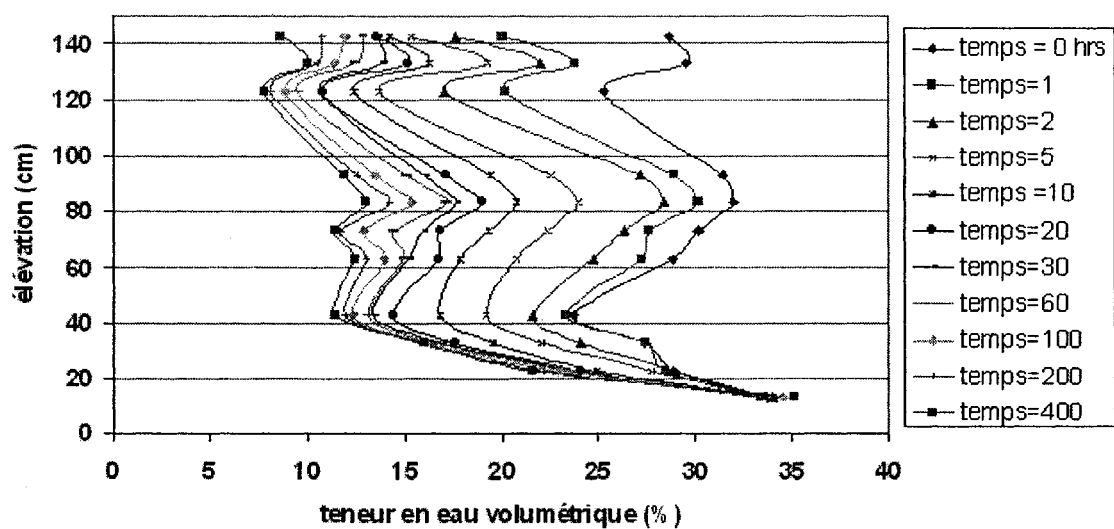


Figure A2-32 – Variation de la teneur en eau volumétrique en fonction de
l'élévation : sable 2 – essai 4

SABLE 1 : Fournel et Fils

INFILTRATION

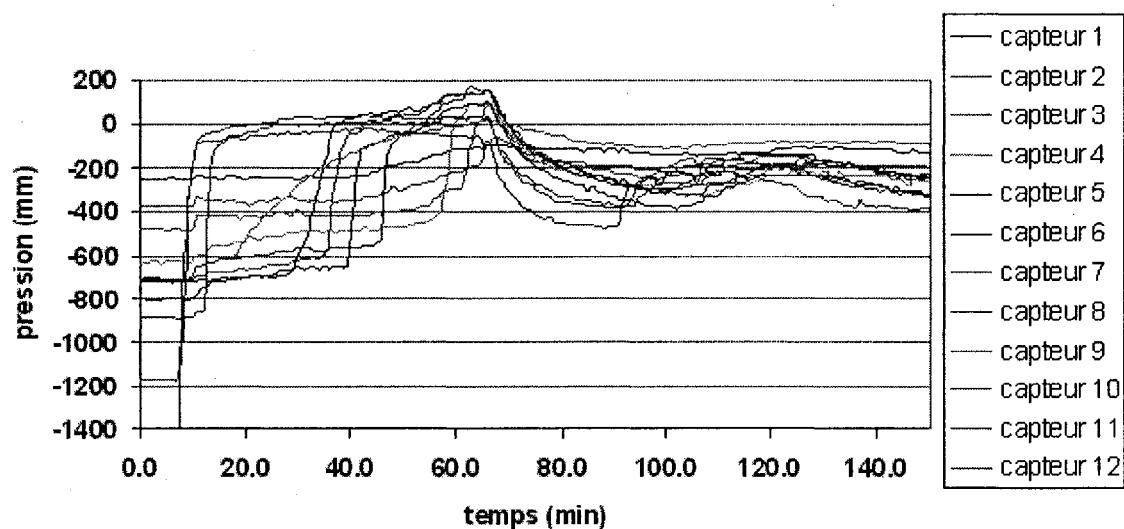


Figure A2-33 – Variation de la pression en fonction du temps :
sable 1 – infiltration

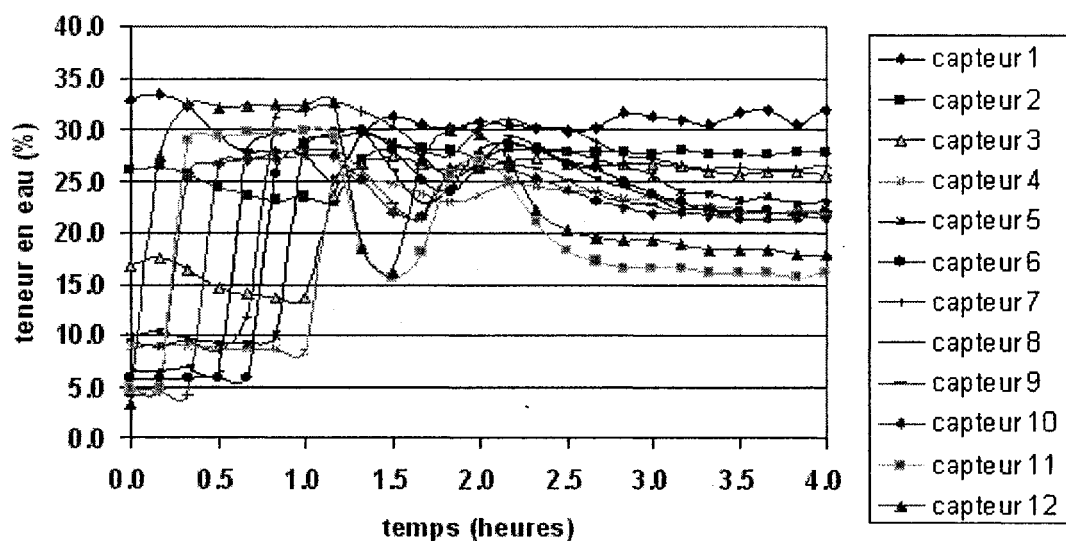


Figure A2-34 – Variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps :
sable 1 – infiltration