



Etude critique de la caractérisation hydrodynamique des sols non saturés : rôle de l'air, influence de l'écoulement multidimensionnel de l'eau

Jaoudat Touma

► To cite this version:

Jaoudat Touma. Etude critique de la caractérisation hydrodynamique des sols non saturés : rôle de l'air, influence de l'écoulement multidimensionnel de l'eau. Ecologie, Environnement. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG; Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1984. Français. NNT: . tel-00694316

HAL Id: tel-00694316

<https://theses.hal.science/tel-00694316>

Submitted on 4 May 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE

ET

L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
DE GRENOBLE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR ÈS SCIENCES PHYSIQUES

par

Jaoudat TOUMA

S U J E T

**ÉTUDE CRITIQUE DE LA CARACTÉRISATION
HYDRODYNAMIQUE DES SOLS NON SATURÉS :
RÔLE DE L'AIR
INFLUENCE DE L'ÉCOULEMENT MULTIDIMENSIONNEL DE L'EAU**

Soutenue le 16 Octobre 1984 devant la Commission d'Examen

M. J.L. AURIAULT	Président
M. P. JOUANNA	
M. G. DE MARSILY	Rapporteurs
M. M. VAUCLIN	
M. Ch. TZIMOPOULOS	Examineurs
M. G. VACHAUD	

GRENOBLE

A la mémoire de mes parents

A ma femme

AVANT-PROPOS

Les travaux qui font l'objet de ce mémoire ont été effectués dans le cadre du Groupe Hydrologie à l'Institut de Mécanique de Grenoble.

Monsieur J. L. AURIAULT, Professeur à l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble, me fait l'honneur de présider le jury, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Monsieur P. JOUANNA, Professeur à l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc, a bien voulu s'intéresser à mes travaux et participer au jury, je l'en remercie très vivement.

Je remercie chaleureusement Monsieur G. DE MARSILY, Professeur à l'Ecole des Mines de Paris, pour l'intérêt qu'il a porté à ces travaux et pour sa participation au jury.

Monsieur Ch. TZIMOPOULOS, Professeur à l'Université d'Aristote de Thessaloniki, s'est toujours intéressé à mes travaux, il a accepté de faire partie du jury, je l'en remercie sincèrement.

J'adresse mes remerciements à Monsieur G. VACHAUD, Directeur de Recherches au CNRS, pour m'avoir accueilli dans le Groupe Hydrologie et suivi mes travaux avec un intérêt constant.

Je me fais un plaisir de remercier Monsieur M. VAUCLIN, Maître de Recherches au CNRS, qui a suivi de près mes travaux. Ses critiques constructives et sa disponibilité m'ont été très précieuses.

Ce serait faire preuve d'ingratitude que d'oublier de remercier Madame D. RICCARDELLA dont l'aide bénévole pour la frappe du manuscrit a été inestimable.

Si je parle des travaux effectués dans ce mémoire à la première personne du pluriel c'est pour bien marquer qu'il l'ont été dans un esprit d'équipe et de collaboration. Je remercie donc toute l'équipe des Milieux Poreux non Saturés, plus particulièrement MM GAUDET, HAMBURGER, HAVERKAMP et THONY.

Je ne saurais oublier l'aide efficace de MM LATY et TAUNIER pour les montages expérimentaux de cette étude.

J'adresse enfin mes remerciements au personnel du Service Reprographie dont l'aide a permis la présentation de ce mémoire sous sa forme définitive.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.	1
-----------------------	---

PREMIERE PARTIE

INTRODUCTION.	3
-----------------------	---

CHAPITRE I

EQUATIONS DE TRANSFERT DE FLUIDES IMMISCIBLES DANS UN MILIEU POREUX .	5
1.1 Définitions et notations.	5
1.1.1 L'infiltration.	5
1.1.2 Porosité n	6
1.1.3 Teneur volumique en fluide i (θ_i)	6
1.1.4 Saturation en fluide i (S_i)	6
1.1.5 Pression capillaire p_c	6
1.1.6 Perméabilité intrinsèque k	6
1.1.7 Perméabilité relative au fluide i k_{ri}	6
1.2 Hypothèses.	7
1.3 Equation de continuité.	8
1.4 Equation dynamique.	8
1.5 Equation d'état	9
1.6 Equation de l'écoulement.	9
1.6.1 Equation de l'écoulement de l'eau	11
1.6.2 Equation de l'écoulement de l'air	11

CHAPITRE II

METHODES ET MATERIEL.	13
2.1 Méthodes de mesure.	14
2.1.1 Mesure de la teneur en eau.	14
2.1.2 Mesure des pressions.	15
2.1.2.1 Mesure de la pression de l'eau.	15
2.1.2.2 Mesure de la pression de l'air.	16
2.2 Dispositif expérimental	17

2.2.1	La colonne de soi	17
2.2.2	Le matériau poreux.	17
2.2.3	Dispositif de mesures des teneurs en eau.	17
2.2.4	Dispositif de mesures tensiométriques	20
2.3	Acquisition et traitement des données	21
2.3.1	Chaîne de détection gammamétrique	21
2.3.2	Chaîne de détection tensiométrique.	21
2.4	Les essais effectués.	23

CHAPITRE III

RESULTATS EXPERIMENTAUX	25
3.1 Détermination de la perméabilité intrinsèque.	25
3.2 Essais à charge constante	27
3.2.1 Evolution des teneurs en eau.	27
3.2.2 Evolution des pressions	29
3.2.3 Les profils hydriques	33
3.2.4 Les volumes infiltrés	35
3.3 Essais à flux constant.	37
3.3.1 Flux de 20 cm/h	37
3.3.2 Flux de 8.3 cm/h.	40
3.4 Détermination des caractéristiques hydrodynamiques.	40
3.4.1 Relation teneur en eau-pression capillaire.	40
3.4.2 Relation teneur en eau-conductivité à l'eau	45
3.4.3 Relation teneur en eau-conductivité à l'air	46
3.5 Stabilité hydrodynamique de l'écoulement.	48

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE.	51
4.1 Simulation des essais sans effets d'air	51
4.1.1 Essai à charge constante.	55
4.1.2 Essais à flux constant.	58
4.1.2.1 Flux de 8.3 cm/h.	58
4.1.2.2 Flux de 20 cm/h	60
4.2 Simulation des essais avec effets d'air	62
4.2.1 Les conditions initiales.	64
4.2.2 Essai à charge constante.	64
4.2.3 Essais à flux constant.	74
4.2.3.1 Flux de 8.3 cm/h.	74

4.2.3.2 Flux de 20 cm/h	76
4.3 Conclusion.	80

DEUXIEME PARTIE

CHAPITRE V

POSITION DU PROBLEME.	81
5.1 L'appareillage.	81
5.1.1 Le monolithe.	81
5.1.2 L'infiltromètre	82
5.2 Méthodologie expérimentale.	82
5.2.1 L'infiltration.	82
5.2.2 La redistribution	83
5.2.2.1 La relation $\theta(h)$	84
5.2.2.2 La relation $K(\theta)$	84
5.3 Critique des deux types d'essais.	86
5.3.1 Le monolithe.	86
5.3.2 L'infiltromètre	87

CHAPITRE VI

SIMULATION NUMERIQUE DU PROBLEME.	91
6.1 Domaine d'étude et équations de l'écoulement.	91
6.1.1 Géométrie du domaine étudié	91
6.1.2 Equation de l'écoulement.	92
6.2 Simulation numérique.	95
6.2.1 Technique de résolution	95
6.2.2 Choix des pas de l'espace et du pas de temps.	97
6.2.3 Calcul des différentes quantités.	97
6.2.3.1 Les volumes et lames infiltrés.	97
6.2.3.2 Les variations de stock	98
6.2.3.3 Les volumes écoulés latéralement.	99
6.2.3.4 Calcul de t_a , moment de l'arrêt de l'alimentation à la surface du sol	100
6.2.3.5 Calcul de $t_{d,i}$ et $t_{d,e}$, instant du début de la re- distribution dans chaque anneau	100
6.3 Choix du sol.	101
6.4 Validation du modèle par des simulations à flux constant.	103
6.5 Résultats relatifs à la simulation d'un essai d'infiltration.	105

6.5.1 Aspect local	106
6.5.1.1 Les profils hydriques	106
6.5.1.2 Les flux radiaux.	106
6.5.2 Aspect global	111
6.5.2.1 Les volumes infiltrés et les stocks	111
i) Pendant l'infiltration	111
ii) Pendant la redistribution	113
6.5.2.2 Les champs de la charge hydraulique	115
6.5.2.3 Les champs de teneur en eau	120
6.6 Les cas étudiés	120

CHAPITRE VII

IMPORTANCE DE L'ECOULEMENT LATERAL.	121
7.1 Influence de la géométrie de l'infiltromètre.	122
7.1.1 Influence de la géométrie à rapport R_i/R_e constant.	122
7.1.1.1 L'infiltration.	122
7.1.1.2 La redistribution	127
7.1.2 Influence du rapport R_i/R_e	129
7.2 Influence des caractéristiques hydrodynamiques du sol	130
7.2.1 L'infiltration.	130
7.2.2 La redistribution	132
7.3 Influence d'une stratification.	132
7.3.1 L'infiltration.	132
7.3.1.1 La couche supérieure correspond à $\alpha = 1.73$	135
7.3.1.2 La couche supérieure correspond à $\alpha = 0.44$	139
7.3.2 La redistribution	141
7.4 Conclusions	141

CHAPITRE VIII

ETUDE CRITIQUE DE LA METHODE DES PROFILS INSTANTANES APPLIQUEE AU DRAINAGE INTERNE.	145
8.1 Méthodologie numérique.	145
8.2 Influence de la géométrie de l'infiltromètre.	147
8.2.1 Rapport constant des rayons $R_i/R_e = 1/2$	147
8.2.2 Influence du rapport R_i/R_e	151
8.3 Influence des caractéristiques hydrodynamiques du milieu.	152
8.4 Influence d'une stratification.	154
8.4.1 Sol à forte conductivité à saturation en surface.	155

<u>8.4.1.1</u>	La couche supérieure.	155
<u>8.4.1.2</u>	La couche inférieure.	157
<u>8.4.2</u>	Sol à faible conductivité à saturation en surface	157
<u>8.4.2.1</u>	La couche supérieure.	157
<u>8.4.2.2</u>	La couche inférieure.	157
<u>8.5</u>	Discussion et conclusions	160
<u>8.5.1</u>	Profondeur d'enfoncement des anneaux P_o	160
<u>8.5.2</u>	La durée de l'infiltration t_d	161
<u>8.5.3</u>	Epaisseur de la lame d'eau à la surface h_o	161
<u>8.5.4</u>	La condition initiale h_i	161
<u>8.5.5</u>	Epaisseur des stratifications	162
<u>8.5.6</u>	Anisotropie du milieu	165
<u>8.5.7</u>	Unicité de la relation $\theta(h)$	165
<u>8.5.8</u>	Conclusions	166
CONCLUSION.		167
Annexe A.		169
Annexe B.		177
Bibliographie		185

LISTE DES SYMBOLES UTILISES

Symbole	Définition	Dimensions
A	: Constante dans l'équation d'état de l'air	$M.L^{-4}$
A_a, B_a	: Paramètres d'ajustement dans la courbe $K_a(h_c)$	-
A_w	: Paramètre d'ajustement dans la courbe $K_w(\theta_w)$	$L.T^{-1}$
B_w	: Paramètre d'ajustement dans la courbe $K_w(\theta_w)$	-
B	: Paramètre dans l'équation d'infiltration de PHILIP	$L.T^{-1}$
C ou C_w	: Capacité capillaire	L^{-1}
H	: Charge hydraulique	L
I	: Lamé infiltrée pendant un écoulement vertical	$L^3.L^{-2}$
I_e	: Lamé infiltrée dans l'anneau de garde	$L^3.L^{-2}$
I_i	: Lamé infiltrée dans l'anneau central	$L^3.L^{-2}$
$I_{l,e}$	: Lamé infiltrée latéralement à la bordure de l'anneau de garde	$L^3.L^{-2}$
$I_{l,i}$	: Lamé infiltrée latéralement à la bordure de l'anneau central	$L^3.L^{-2}$
I_t	: Lamé totale infiltrée dans l'infiltromètre	$L^3.L^{-2}$
K ou K_w	: Conductivité hydraulique à l'eau	$L.T^{-1}$
K_a	: Conductivité hydraulique à l'air	$L.T^{-1}$
K_{as}	: Conductivité hydraulique à saturation à l'air	$L.T^{-1}$
K_c	: Points calculés de la relation $K(\theta)$	$L.T^{-1}$
K_s ou K_{ws}	: Conductivité hydraulique à saturation à l'eau	$L.T^{-1}$
$K_{s,c}$	: Conductivité hydraulique à saturation ajustée	$L.T^{-1}$
L	: Hauteur de la colonne	L
M	: Numéro du dernier noeud de calcul pour un écoulement vertical ou de la dernière horizontale de noeuds de calcul pour un écoulement axisymétrique	-
N	: Numéro de la dernière verticale de noeuds de calcul pour un écoulement axisymétrique	-
N_s	: Taux de comptage γ dans le sol sec	coups/T
N_w	: Taux de comptage γ dans le sol humide	coups/T
P_o	: Profondeur d'enfoncement des anneaux dans le sol	L
R_e	: Rayon de l'anneau extérieur de l'infiltromètre	L
R_i	: Rayon de l'anneau intérieur de l'infiltromètre	L
S	: Sorptivité déterminée empiriquement	$L.T^{-1/2}$

S_a	: Degré de saturation en air	-
S_{th}	: Valeur théorique de la sorptivité	$L.T^{-1/2}$
S_w	: Degré de saturation en eau	-
TC	: Temps de comptage	T
TM	: Temps mort	T
V	: Tension délivrée par un capteur de pression	V
V_e	: Volume infiltré dans l'anneau de garde	L^3
V_i	: Volume infiltré dans l'anneau central	L^3
$V_{l,e}$	: Volume écoulé latéralement à la bordure de l'anneau extérieur	L^3
$V_{l,i}$	: Volume écoulé latéralement à la bordure de l'anneau intérieur	L^3
$a_0, \dots, a_4$	: Paramètres d'ajustement	
g	: Module d'accélération de la pesanteur	$L.T^{-2}$
h ou h_w	: Pression de l'eau mesurée en colonne d'eau, relativement à la pression atmosphérique	L
h_{atm}	: Pression atmosphérique exprimée en colonne d'eau	L
h_a	: Pression de l'air mesurée en colonne d'eau, relativement à la pression atmosphérique	L
h_c	: Pression capillaire mesurée en colonne d'eau	L
$h_{c,i}$	: Pression capillaire initiale mesurée en colonne d'eau	L
h_{ea}	: Pression d'entrée d'air sur la branche principale de la courbe $\theta_w(h_c)$ en drainage	L
h_f	: Pression au niveau du front d'humidification dans un milieu de DIRAC	L
h_i	: Pression initiale dans le sol	L
h_o	: Epaisseur de la lame d'eau à la surface du sol	L
k	: Perméabilité intrinsèque du sol	L^2
k_i	: Conductivité initiale dans un milieu de DIRAC	$L.T^{-1}$
k_{ra}	: Perméabilité relative à l'air	-
k_{rw}	: Perméabilité relative à l'eau	-
k_s	: Conductivité à saturation dans un milieu de DIRAC	$L.T^{-1}$
m	: Exposant dans l'équation d'état	-
n	: Porosité du milieu	$L^3.L^{-3}$
p_a	: Pression de l'air	$M.L^{-1}.T^{-2}$
p_{atm}	: Pression atmosphérique	$M.L^{-1}.T^{-2}$
p_c	: Pression capillaire	$M.L^{-1}.T^{-2}$

p_w	: Pression de l'eau	$M.L^{-1}.T^{-2}$
q ou q_w	: Densité de flux volumique de l'eau	$L.T^{-1}$
q_a	: Densité de flux volumique de l'air	$L.T^{-1}$
q_o ou $q_{w,o}$	: Flux d'eau à la surface du sol	$L.T^{-1}$
r	: Rayon	L
t	: Temps	T
t_a	: Instant d'arrêt de l'alimentation à la surface de l'infiltromètre	T
$t_{d,e}$	: Instant du début de la redistribution dans l'anneau extérieur	T
$t_{d,i}$	: Instant du début de la redistribution dans l'anneau central	T
t_p	: Temps de submersion	T
x	: Epaisseur d'un échantillon de sol	L
z	: Cote sous la surface du sol	L
z_a	: Profondeur du front sur l'axe de l'écoulement à t_a	L
z_f	: Profondeur du front	L
z_i	: Profondeur de l'interface de séparation dans un milieu stratifié	L
α	: Paramètre d'ajustement dans la courbe $\theta_w(h_c)$	L^{-1}
α	: Scalaire permettant de changer les caractéristiques hydrodynamiques du sol	-
β	: Paramètre d'ajustement dans la courbe $\theta_w(h_c)$	-
β_c	: Paramètre d'ajustement dans la courbe $K(\theta)$	-
γ	: Paramètre d'ajustement dans la courbe $\theta_w(h_c)$	-
ΔS_e	: Variation unitaire du stock dans l'anneau de garde	$L^3.L^{-2}$
ΔS_i	: Variation unitaire du stock dans l'anneau central	$L^3.L^{-2}$
ΔS ou ΔS_t	: Variation unitaire totale du stock	$L^3.L^{-2}$
ΔV_d	: Variation du stock à l'extérieur des anneaux	L^3
ΔV_e	: Variation du stock dans l'anneau extérieur	L^3
ΔV_i	: Variation du stock dans l'anneau intérieur	L^3
ΔV_t	: Variation totale du stock	L^3
Δr	: Pas d'espace radial	L
Δt	: Pas de temps	T
Δz	: Pas d'espace vertical	L
ε	: Paramètre indiquant la nature de l'écoulement (vertical ou axisymétrique)	-
θ ou θ_w	: Teneur volumique en eau	$L^3.L^{-3}$

θ_a	: Teneur volumique en air	$L^3.L^{-3}$
θ_i ou θ_{wi}	: Teneur en eau volumique initiale	$L^3.L^{-3}$
θ_s ou θ_{ws}	: Teneur en eau volumique à saturation naturelle	$L^3.L^{-3}$
θ_{wr}	: Teneur en volumique résiduelle	$L^3.L^{-3}$
μ_a	: Viscosité dynamique de l'air	$M.L^{-1}.T^{-1}$
μ_w	: Viscosité dynamique de l'eau	$M.L^{-1}.T^{-1}$
$\bar{\mu}_w$	: Coefficient d'absorption massique de l'eau	$L^2.M^{-1}$
Φ	: Diamètre	L
ρ_d	: Masse volumique sèche du sol	$M.L^{-3}$
ρ_{oa}	: Masse volumique de l'air à la pression atmosphérique	$M.L^{-3}$
ρ_a	: Masse volumique de l'air	$M.L^{-3}$
ρ_w	: Masse volumique de l'eau	$M.L^{-3}$
Ω	: Section de la colonne de sol	L^2

INTRODUCTION

Les transferts hydriques dans les sols non saturés intéressent des domaines des Sciences de l'Environnement aussi variés que l'hydrogéologie pour la pollution ou l'alimentation et la recharge naturelle ou artificielle des nappes, l'hydrologie des bassins versants pour l'estimation du ruissellement, l'agronomie pour la détermination des consommations des cultures et l'optimisation des réseaux d'irrigation et de drainage, le génie civil pour les écoulements à travers digues et barrages en terre, le calcul de stabilité des ouvrages.

La quantification et/ou la modélisation de ces transferts passent par la connaissance des propriétés hydrodynamiques du sol représentées par les relations teneur en eau-pression capillaire d'une part, conductivité hydraulique- teneur en eau d'autre part.

Une des méthodes la plus fréquemment utilisée pour déterminer ces caractéristiques est celle dite du drainage interne : il s'agit de suivre la cinétique de redistribution de l'humidité et de la pression en différents horizons d'un profil vertical de sol préalablement humidifié par apport d'eau à la surface.

Cette méthode est cependant fondée sur certaines hypothèses dont certaines sont rarement justifiées :

- lors d'un essai "in-situ" sur monolithe isolé latéralement, ou sur colonne de sol au laboratoire, l'air présent dans le sol est supposé relié constamment à l'atmosphère. Ceci revient à considérer qu'il n'affecte pas la

cinétique de l'écoulement ni pendant l'infiltration, ni en phase de redistribution;

- lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux, l'écoulement sous l'anneau central est considéré monodimensionnel vertical et ce, malgré le caractère axisymétrique de l'écoulement dans ce cas.

Ce mémoire est une étude critique de ces deux hypothèses.

La première partie est consacrée à l'étude des effets du confinement de l'air dans le sol sur la cinétique de l'infiltration.

Après un rappel des équations de transferts de fluides immiscibles dans un milieu poreux partiellement saturé, le modèle physique de laboratoire est présenté. Les résultats expérimentaux obtenus avec différentes conditions à la surface sont présentés et comparés dans deux cas de figure : l'air du sol est isolé de l'atmosphère; l'air du sol est mis à la pression atmosphérique. Le dernier chapitre de cette partie est consacré à la simulation numérique du phénomène. Les résultats numériques sont confrontés aux données expérimentales dans les deux situations : avec et sans confinement de l'air dans le milieu.

En raison de la difficulté de l'étude expérimentale d'un écoulement axisymétrique in-situ, notamment la mesure des gradients radiaux de la charge hydraulique, ce problème est abordé numériquement dans la seconde partie du mémoire.

Après un examen des contraintes expérimentales liées à ce type d'essai, le modèle numérique est développé et testé. Les résultats sont présentés pour un cas typique, en comparant l'écoulement dans l'infiltromètre à un écoulement monodimensionnel vertical. Le modèle est ensuite utilisé pour étudier la configuration de l'écoulement et ce, suivant la géométrie de l'infiltromètre, le type de sol et la présence d'une stratification horizontale dans le milieu. Le dernier chapitre est consacré à la simulation de la redistribution dont les résultats servent à la détermination de la relation conductivité hydraulique-teneur en eau, compte tenu du caractère multidimensionnel de l'écoulement.

P R E M I E R E P A R T I E

R O L E D E L ' A I R

INTRODUCTION

Dans les études d'écoulements en milieux poreux non saturés, il est généralement admis - entre autres hypothèses - que l'air présent dans le milieu est en phase continue avec l'atmosphère, ce qui implique que sa pression reste constante. Par conséquent, il n'affecte pas l'écoulement.

Si cette hypothèse peut être justifiée dans plusieurs situations, il existe cependant certaines études qui la remettent en cause.

Ainsi, dès 1940, FREE et PALMER ont montré que pour humidifier des colonnes fermées à leur base, il a fallu 10 fois plus de temps que lorsqu'elles étaient ouvertes. HORTON (1940) a constaté que la "capacité d'infiltration" était doublée dans les colonnes munies de tubes d'aération par rapport à celles qui en étaient dépourvues. WILSON et LUTHIN (1963) ont montré que l'infiltration dans des colonnes fermées à la base était réduite jusqu'au 1/4 de sa valeur atteinte lorsque la base était ouverte. ADRIAN et FRANZINI (1966) ont même observé un arrêt total de l'infiltration dû à la compression de l'air. VACHAUD et coll. (1974) ont montré que le volume infiltré dans une colonne de 50 cm de hauteur était réduit de moitié lorsque l'air ne pouvait pas s'échapper librement par la base de la colonne. Plus récemment, BOND (1978) a noté des effets similaires sur l'infiltration dûs à la compression de l'air.

A côté de ces expériences de laboratoire, certaines études sur les effets de l'air ont été effectuées in-situ, notamment lors d'irrigation à la planche. Parmi celles-ci, DIXON et LINDEN (1972), ont montré que le volume infiltré lorsque l'air est comprimé était réduit au 1/3 de celui infiltré lorsque l'air est libre de s'échapper. Une autre étude effectuée par les mêmes auteurs en 1977 a donné des résultats similaires.

En plus de ces études expérimentales, il existe des études numériques ou semi-analytiques qui tiennent compte de la compression de l'air pendant l'infiltration. Parmi les études numériques, citons celles de PHUC et MOREL-SEYTOUX (1972), de WATSON et CURTIS (1975), de MIERI (1981) et de CUSHMAN (1983).

Des études semi-analytiques ont été effectuées par BRUSTKERN et MOREL-SEYTOUX (1970), NOBLANC et MOREL-SEYTOUX (1972), PARLANGE et HILL (1979).

Fait remarquable : la quasi-totalité des modèles numériques ou semi-analytiques ne sont pas comparés à des observations expérimentales. Quant à ces dernières, elles sont pratiquement toutes incomplètes, dans la mesure où elles ne donnent pas d'information sur la perméabilité relative à l'air. Les seuls résultats expérimentaux qui donnent, à notre connaissance, cette information (VACHAUD et coll., 1974), sont inadaptés pour notre étude, car les expériences avec et sans effets d'air, ne sont pas effectuées dans les mêmes conditions.

Ces raisons nous ont amené à développer un modèle expérimental au laboratoire pour étudier ce phénomène. Cette étude expérimentale nous a servi de base de comparaison et de validation de l'étude numérique qui a suivi.

CHAPITRE I

EQUATIONS DE TRANSFERT DE FLUIDES IMMISCIBLES DANS UN MILIEU POREUX

La description mathématique des transferts dans un milieu poreux doit être faite à l'échelle macroscopique dès lors que le modèle théorique est à comparer à l'expérience, car les grandeurs sont définies dans le modèle à l'échelle de la mesure.

L'approche macroscopique phénoménologique peut être faite soit en appliquant les principes de la Thermodynamique des Processus Irréversibles, (GUELIN, 1970; BENET, 1981); soit en introduisant directement les relations phénoménologiques expérimentales (loi de DARCY, loi de FOURIER,...) dans les équations de bilan. Nous suivrons dans ce mémoire la seconde voie. Au préalable, nous définirons certaines grandeurs et poserons nos hypothèses de travail.

I.1. DEFINITIONS ET NOTATIONS

Dans la suite du développement, l'eau sera désignée par l'indice "w" et l'air par l'indice "a".

I.1.1. L'INFILTRATION

D'une manière générale, elle est définie comme l'invasion d'un milieu polyphasique par un fluide mouillant. Lorsque l'infiltration est monodimensionnelle verticale, il y a déplacement vertical descendant d'un fluide non mouillant (l'air) par un fluide mouillant (l'eau). En raison de la différence entre les masses volumiques des deux fluides, il est possible que le régime de l'écoulement soit instable. Cette instabilité hydrodynamique peut se manifester par des digitations, notamment au voisinage du front d'humidification.

I.1.2. POROSITE (n)

C'est le volume des vides par unité de volume du sol.

I.1.3. TENEUR VOLUMIQUE EN FLUIDE i (θ_i)

C'est le volume du fluide i par unité de volume du sol. Il en découle que $\theta_w + \theta_a = n$ en tout point du milieu.

I.1.4. SATURATION EN FLUIDE i (S_i)

C'est la fraction du volume des vides occupée par le fluide i . Teneur volumique et saturation sont reliées par la relation $\theta_i = n S_i$, d'où $S_w + S_a = 1$.

I.1.5. PRESSION CAPILLAIRE P_c

La présence de deux fluides immiscibles dans le sol, en l'occurrence l'eau et l'air, va engendrer une pression capillaire aux interfaces de séparation. Cette pression est définie comme la différence entre la pression de l'air p_a (fluide non mouillant) et celle de l'eau p_w (fluide mouillant).

I.1.6. PERMEABILITE INTRINSEQUE k

Elle est définie comme le volume du fluide de viscosité unité, qui sature complètement le milieu, et qui traverse par unité de temps une surface unité, sous l'effet d'un gradient de charge unitaire (MUSKAT, 1946). D'après cette définition, cette quantité est indépendante de la nature du fluide. Elle ne dépend que du milieu. Elle a les dimensions d'une surface. La perméabilité du milieu à saturation totale en fluide i , s'obtient en rapportant cette quantité à la viscosité dynamique du fluide μ_i .

I.1.7. PERMEABILITE RELATIVE AU FLUIDE i , kr_i

C'est le rapport entre la perméabilité du milieu correspondant à une teneur volumique en fluide i à la perméabilité à saturation totale en fluide i .

Ces définitions amènent les remarques suivantes :

- porosité, teneur volumique et saturation sont des mesures globales, qui ne tiennent pas compte de la répartition réelle à l'intérieur du volume unité considéré.

- lorsque l'eau et l'air sont présents simultanément dans le milieu, la teneur en eau ou en air, à saturation ne peut pas atteindre la porosité. En effet, l'augmentation du volume de l'une des phases en vue de saturer le milieu conduit à une teneur à "saturation naturelle", inférieure à la porosité; des phénomènes de piégeage maintiennent toujours l'autre phase en teneur à "saturation résiduelle".

- la pression capillaire n'a de sens que lorsque le milieu est partiellement saturé en eau. Car à la saturation naturelle en eau, l'air n'est plus en phase continue dans le milieu, et il n'est plus possible de définir cette grandeur.

- lorsque le milieu est partiellement saturé, la teneur en fluide i dépend de la pression capillaire (MUSKAT, 1949). En plus cette relation n'est pas unique, elle est de caractère hystérétique (THONY, 1970). Elle peut même être affectée par des effets dynamiques (VAUCLIN, 1971).

- d'après la définition même de la perméabilité intrinsèque, cette quantité ne peut pas être mesurée lorsque les deux fluides sont en présence simultanément dans le milieu puisque la saturation totale avec l'un des fluides ne peut pas être atteinte dans ce cas. Il est donc impératif de déterminer ce paramètre avant de mouiller le milieu. Ce qui est possible en utilisant un fluide non mouillant, qui peut dans ce cas saturer complètement le milieu.

I.2. HYPOTHESES

Dans le cadre de cette étude, nous admettrons les hypothèses suivantes :

- le milieu est homogène, isotrope, indéformable et chimiquement inerte ;
- l'écoulement est isotherme et conservatif ;
- la phase liquide est constituée par l'eau pure ;
- les relations teneur volumique en fluide i - pression capillaire, et, teneur volumique en fluide i - perméabilité relative au fluide i , sont uniques. Ceci revient à ne pas tenir compte des effets d'hystérésis et dynamiques éventuels.
- l'eau est considérée comme un fluide incompressible ;
- l'air est considéré comme un fluide compressible qui obéit à la loi des gaz parfaits ;
- l'écoulement est supposé hydrodynamiquement stable.

Les équations des transferts s'obtiennent en considérant d'une part, l'équation de continuité, d'autre part, l'équation dynamique, et enfin, l'équation d'état pour chacun des fluides.

Notons que notre étude est limitée à un écoulement unidirectionnel vertical.

I.3. EQUATION DE CONTINUITE

Cette équation, qui exprime la conservation de la masse du fluide i dans un élément de volume du sol, s'écrit dans le cas général :

$$\frac{\partial}{\partial t} (n S_i \rho_i) + \text{div} (\rho_i \vec{q}_i) = 0 \quad (\text{I.1})$$

où n est la porosité du milieu

S_i est le degré de saturation en fluide i

ρ_i est la masse volumique du fluide i

$\vec{q}_i$ est la densité de flux volumique du fluide (débit par unité de surface)

t est le temps

div est l'opérateur divergence.

Pour un écoulement monodimensionnel vertical, cette équation prend la forme :

$$\frac{\partial}{\partial t} (n S_i \rho_i) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho_i q_i) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho_i \theta_i) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho_i q_i) = 0 \quad (\text{I.2})$$

où z est la cote.

I.4. EQUATION DYNAMIQUE

D'après nos hypothèses, l'écoulement ne peut être induit que par les champs des pressions, et par la gravité. Dans ce cas l'équation dynamique n'est autre que la loi de DARCY généralisée par MUSKAT (1949) sous la forme :

$$\vec{q}_i = - \frac{k \cdot k_{r_i}}{\mu_i} \vec{\text{grad}} (p_i - \rho_i g z) \quad (\text{I.3})$$

où k est la perméabilité intrinsèque du milieu

k_{r_i} est la perméabilité relative du milieu au fluide i , qui croît fortement avec la saturation S_i

p_i est la pression absolue du fluide i

μ_i est la viscosité dynamique du fluide i
 g est le module de l'accélération de la pesanteur
 $\vec{\text{grad}}$ est l'opérateur gradient.

Notons que l'origine des cotes est la surface du sol, et que l'axe vertical est dirigé positivement vers le bas.

Pour un écoulement unidirectionnel vertical, cette équation devient :

$$q_i = - \frac{k \cdot k_{ri}}{\mu_i} \frac{\partial}{\partial z} (p_i - \rho_i g z) \quad (\text{I.4})$$

Cette équation n'est valable que pour de faibles vitesses d'écoulement, ce qui est le cas ici.

La vérification expérimentale de cette équation pour des écoulements saturés en liquide ou en gaz a été faite dès 1946 (MUSKAT). De même, elle l'a été pour l'écoulement de deux liquides immiscibles, huile et eau (JENNINGS, 1957, cité par MOREL-SEYTOUX, 1973), ainsi que pour des écoulements d'huile et de gaz (MARTIN, 1979).

I.5. EQUATION D'ETAT

Dans le cadre de nos hypothèses : écoulement isotherme d'un fluide incompressible (l'eau) et d'un gaz parfait compressible (l'air), cette équation peut s'écrire sous la forme :

$$\rho_i = \rho_{oi} (p_i/p_{atm})^m \quad (\text{I.5})$$

où ρ_{oi} est la masse volumique du fluide i à la pression atmosphérique p_{atm}
 $m=0$ pour un fluide incompressible
 $m=1$ pour un gaz parfait.

I.6. EQUATIONS DE L'ECOULEMENT

Ces équations s'obtiennent en combinant l'équation de continuité avec l'équation dynamique, en tenant compte de l'équation d'état.

Pour plus de commodité, et afin de faciliter la comparaison ultérieure avec les mesures expérimentales, nous exprimons les pressions en hauteur de colonne d'eau et relativement à la pression atmosphérique :

$$h_w = \frac{p_w - p_{atm}}{\rho_w g} \quad (I.6)$$

$$h_a = \frac{p_a - p_{atm}}{\rho_w g} \quad (I.7)$$

$$h_c = h_a - h_w = \frac{p_a - p_w}{\rho_w g} = \frac{p_c}{\rho_w g} \quad (I.8)$$

Dans ce cas, l'équation dynamique pour l'eau s'écrit :

$$q_w = -K_w(\theta_w) \cdot \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \quad (I.9)$$

et pour l'air :

$$q_a = -K_a(\theta_w) \frac{\partial}{\partial z} \left(h_a - \frac{\rho_a}{\rho_w} z \right) \quad (I.10)$$

où

$$K_w = \frac{k \cdot k_{rw}}{\mu_w} \rho_w g \quad (I.11)$$

et :

$$K_a = \frac{k \cdot k_{ra}}{\mu_a} \rho_a g \quad (I.12)$$

sont les conductivités hydrauliques du milieu, relativement à l'eau et à l'air, et qui ont les dimensions d'une vitesse.

L'équation d'état, dans ce cas s'écrit :

$$\rho_i = \rho_{oi} \left(1 + \frac{\rho_w g}{p_{atm}} h_i \right)^m \quad (I.13)$$

qui se réduit à :

$$\rho_w = \rho_{ow} = \text{cte} \quad (I.14)$$

pour l'eau, et à :

$$\rho_a = \rho_{oa} + \frac{\rho_{oa} \rho_w}{p_{atm}} h_a = \rho_{oa} + A \cdot h_a \quad (I.15)$$

pour l'air, assimilé à un gaz parfait compressible.

La valeur de la constante A étant de l'ordre de 10^{-6} g/cm^4 , il est légitime de négliger les variations de ρ_a avec z.

L'équation (I.10) s'écrit dans ce cas :

$$q_a = - K_a(\theta_w) \cdot \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \quad (I.16)$$

I.6.1. EQUATION DE L'ECOULEMENT DE L'EAU

Elle s'obtient en introduisant l'équation dynamique (I.9) dans l'équation de continuité (I.2), avec $\rho_w = \text{cte.}$ Cela conduit à :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad (I.17)$$

L'hypothèse d'unicité de la relation $\theta_w(p_c)$, ou $\theta_w(h_c)$, permet d'écrire :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \frac{d\theta_w}{dh_c} \cdot \frac{\partial h_c}{\partial t} = C_w \left(\frac{\partial h_a}{\partial t} - \frac{\partial h_w}{\partial t} \right) \quad (I.18)$$

où :

$$C_w = \frac{d\theta_w}{dh_c} \quad (I.19)$$

est la capacité capillaire. L'équation de l'écoulement de l'eau devient :

$$C_w \left(\frac{\partial h_a}{\partial t} - \frac{\partial h_w}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad (I.20)$$

Notons que cette équation se ramène à l'équation de RICHARDS, lorsque la pression de l'air reste invariable dans le temps. Dans ce dernier cas, la pression de l'eau représente la "suction", terme souvent utilisé dans la littérature pour désigner l'opposé de la pression capillaire.

I.6.2. EQUATION DE L'ECOULEMENT DE L'AIR

De même que pour l'eau, cette équation s'obtient en introduisant l'équation dynamique (I.16) dans l'équation de continuité (I.2). Nous avons, dans ce cas :

$$\frac{\partial(\rho_a \theta_a)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho_a q_a)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial t} \{ \rho_a (n - \theta_w) \} - \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \rho_a K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \right\} = 0 \quad (I.21)$$

avec :

$$\rho_a = \rho_{0a} + A.h_a \quad (I.22)$$

Cette dernière équation permet d'écrire :

$$\frac{\partial \rho_a}{\partial t} = A \frac{\partial h_a}{\partial t} \quad (I.23)$$

La dérivée temporelle dans l'équation (I.21) peut donc s'écrire :

$$(n - \theta_w) \frac{\partial \rho_a}{\partial t} - \rho_a \frac{\partial \theta_w}{\partial t} = (n - \theta_w) A \frac{\partial h_a}{\partial t} - \rho_a C_w \left(\frac{\partial h_a}{\partial t} - \frac{\partial h_w}{\partial t} \right) \quad (I.24)$$

Ceci en tenant compte de l'hypothèse d'un milieu poreux indéformable (et donc de porosité constante).

L'équation de l'écoulement de l'air s'écrit donc :

$$\{(n - \theta_w).A - \rho_a.C_w\} \frac{\partial h_a}{\partial t} + \rho_a.C_w \frac{\partial h_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \rho_a.K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \right\} \quad (I.25)$$

Le problème de l'écoulement simultané de l'eau et de l'air assimilé à un gaz parfait compressible est donc entièrement décrit par les équations (I.20), (I.25), (I.8) et (I.22), avec les relations $\theta_w(h_c)$, $K_w(\theta_w)$, $K_a(\theta_w)$ ainsi que la porosité du milieu, supposées connues.

Si le modèle mathématique qui décrit l'écoulement est complet, il est nécessaire de connaître les conditions initiales et aux frontières pour chacun des fluides, afin d'obtenir une solution du problème correspondant à une situation particulière. Ces conditions seront discutées ultérieurement, avec la modélisation numérique du phénomène.

CHAPITRE II

METHODES ET MATERIEL

L'absence d'observations satisfaisantes sur les effets de l'air lors d'une infiltration verticale, nous a amené à développer un modèle expérimental.

Ce modèle doit réaliser un écoulement monodimensionnel, et permettre la mesure spatio-temporelle des variables suivantes :

- teneur en eau dans le sol ;
- pressions de l'eau et de l'air dans le sol.

Ces mesures ne peuvent être significatives que si elles répondent à certains impératifs, notamment :

- les procédés de mesure doivent être non destructifs ;
- le temps de réponse des appareils doit être assez faible par rapport à la durée des phénomènes observés (de l'ordre de 1 heure) pour que les mesures puissent être considérées comme instantanées ;
- les mesures doivent être locales pour qu'elles puissent être considérées comme ponctuelles .

La gammamétrie et la tensiométrie, utilisées depuis longtemps à l'Institut de Mécanique de Grenoble, répondent bien à ces exigences.

Par ailleurs, pour que l'écoulement réalisé soit effectivement monodimensionnel, il est important que la géométrie du sol permette ce type d'écoulement. Ceci est réalisé grâce à une colonne dont les dimensions de la section sont assez faibles par rapport à la longueur. Il est légitime de considérer dans ce cas, qu'un paramètre mesuré en un point quelconque d'une section, est représentatif de toute la section. Ceci est d'autant plus important, que les différentes variables - teneur en eau, pression de l'eau et pression de l'air - ne sont pas mesurées en un même point d'une section.

2.1. METHODES DE MESURE

2.1.1. MESURE DE LA TENEUR EN EAU

La mesure de la teneur en eau par gammamétrie ayant fait ses preuves depuis plusieurs années, nous ne nous étendrons pas sur la description détaillée de cette méthode. Nous renvoyons pour cela le lecteur aux travaux antérieurs, tant sur le principe de la méthode (NOREL, 1965), que sur sa mise en oeuvre (VACHAUD, 1968 ; THONY, 1970 ; VAUCLIN, 1971 ...).

Rappelons cependant, que la méthode est fondée sur l'atténuation d'un rayonnement γ traversant un échantillon de sol d'épaisseur x . La teneur en eau volumique θ_w , est déterminée par contraste entre le taux de comptage dans le sol sec N_s , et celui dans le sol humide N_w , suivant la loi d'absorption :

$$N_w = N_s \exp (- \bar{\mu}_w \rho_w \theta_w x) \quad (2.1)$$

où $\bar{\mu}_w$ et ρ_w sont le coefficient d'absorption massique de l'eau et la masse volumique de l'eau respectivement.

Il en découle :

$$\theta_w = \frac{1}{\bar{\mu}_w \rho_w x} \ln \frac{N_s}{N_w} \quad (2.2)$$

L'application de cette relation n'est possible que si les conditions suivantes sont réalisées :

- le rayonnement doit être monoénergétique. La source doit donc posséder un pic principal d'émission bien défini. L'Américium 241 (100mCi), utilisé comme source de rayonnement γ , satisfait à cette condition;
- le faisceau doit être parallèle. Cette condition est réalisée par une géométrie de collimation des faisceaux incident et atténué;
- enfin, le rayonnement diffusé doit être éliminé. La chaîne de détection assure cette élimination par discrimination électronique.

L'émission γ étant un processus aléatoire qui obéit à la loi de POISSON, l'erreur relative sur le taux de comptage pendant un temps TC est, (pour un intervalle de confiance de 95 %) :

$$\frac{\Delta N}{N} = \pm \frac{2}{\sqrt{N \cdot TC}} \quad (2.3)$$

Il est clair que la mesure de la teneur en eau est d'autant plus précise que le temps de comptage est long.

Il faut toutefois que ce temps reste assez court pour permettre de suivre les phénomènes transitoires.

Un calcul d'erreur complet a montré que l'erreur relative sur la teneur en eau est de l'ordre de 5 % lorsque le temps de comptage est de 30 secondes, et de l'ordre de 3.5 % lorsque le temps de comptage est de 60 secondes, ceci pour une teneur en eau de $0.3 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$.

2.1.2. MESURE DES PRESSIONS

Pour mesurer la pression du fluide i présent dans le sol, il suffit de mesurer celle d'une réserve de ce fluide, en équilibre avec le fluide présent dans le sol. Cet équilibre est assuré par l'intermédiaire d'une paroi sélective perméable uniquement au fluide en question. Cette mesure nécessite donc :

- une paroi semi perméable ;
- un capteur de pression qui lui est associé.

2.1.2.1. - Mesure de la pression de l'eau

La paroi sélective est une bougie en céramique poreuse à réponse rapide. La dépression d'entrée d'air nominale est de 1000 cm d'eau. L'ensemble tensiomètre-capteur de pression est caractérisé par son temps de réponse. Cette caractéristique peut être calculée théoriquement (SORMAIL et VACHAUD, 1969), mais il est préférable de la déterminer par mesure directe (VAUCLIN, 1971). Ce temps de réponse déterminé dans notre cas, est de l'ordre de 0.5 seconde. Les capteurs utilisés sont différentiels à membrane, type STATHAM PM 131 TC $\pm$ 5psi.

Nous avons préféré l'emploi de bougies poreuses à celui, plus courant, de plaques poreuses (THONY, 1970 ; VAUCLIN, 1975 ; GAUDET, 1978), pour deux raisons :

- la bougie pénètre dans le sol jusqu'à 1cm, alors que la plaque reste au ras de la paroi de la colonne. De ce fait, la bougie a un meilleur contact avec le sol. Cette condition est nécessaire pour assurer la continuité entre l'eau du sol et celle de la réserve.

- pour une même section, la surface de la bougie en contact avec le sol est beaucoup plus grande que celle de la plaque. Par conséquent, la réponse de la bougie est plus rapide que celle de la plaque.

Notons enfin que pour assurer l'imperméabilité de la bougie à l'air, il faut que celle-ci et la réserve soient parfaitement saturées avec de l'eau désaérée de préférence.

2.1.2.2. - Mesure de la pression de l'air

La paroi sélective, dans ce cas, est une plaque en polyéthylène poreux hydrofuge. La pression d'entrée d'eau mesurée est de l'ordre de 3 cm d'eau. Le temps de réponse de l'ensemble tensiomètre-capteur de pression n'a pas été mesuré dans ce cas. Il est toutefois légitime de penser que ce temps est très inférieur à celui déterminé dans le cas précédent, vue la différence des viscosités de l'eau et de l'air.

Les capteurs de pressions sont du même type que ceux utilisés pour la mesure de la pression de l'eau.

L'emploi de ces plaques nous a paru préférable à celui d'aiguilles hypodermiques utilisées précédemment (VACHAUD et coll., 1973-1974 ; COLLIS-GEORGE et BOND, 1981), pour plusieurs raisons :

- d'une part, les aiguilles se saturent à une pression de l'ordre de -2cm d'eau. La pression de l'eau dans le sol peut atteindre cette valeur, notamment lorsque l'infiltration se fait sous une charge positive, auquel cas, la mesure de la pression de l'air n'a aucune signification.

- d'autre part, la surface de contact de la plaque avec le sol est supérieure à celle de la section de l'aiguille.

- enfin, la mesure de la pression de l'air se fait indépendamment de celle de l'eau, puisqu'à chaque tensiomètre (de l'eau ou de l'air) est associé un capteur de pression. Alors que dans le cas des aiguilles, un seul capteur de pression avait été utilisé pour mesurer la pression de l'air et la pression capillaire par l'intermédiaire d'un robinet multivoie (type Scani-valve), et d'une prise de pression différentielle, (VACHAUD et coll. 1973) . Il est clair, dans ce dernier cas, que les mesures ne sont pas significatives lorsque l'aiguille est saturée en eau.

2.2. DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Après cet examen des méthodes de mesure, nous passons à la description du support expérimental de notre étude.

2.2.1. LA COLONNE DE SOL

La colonne de sol est constituée d'un cylindre en Altuglass, de 6 cm de diamètre intérieur et de 93.5 cm de hauteur. Il est pourvu de 12 emplacements pour les mesures tensiométriques, répartis le long de deux génératrices diamétralement opposées, sur six sections. Le bas de la colonne est constitué par une plaque en bronze fritté, permettant de la relier à un niveau piézométrique extérieur.

Après la mise en place du sol, la surface de ce dernier a été protégée par une grille métallique, pour empêcher le changement éventuel de la structure du sol à la surface lorsque l'air s'échappe, comme il a été reporté dans des travaux antérieurs (FREE et PALMER, 1940 ; VACHAUD et coll. 1974).

La colonne a été ensuite fixée sur un bâti muni d'un appareillage mobile pour les mesures gammamétriques, permettant des mesures locales des teneurs en eau.

2.2.2. LE MATERIAU POREUX

Le sol utilisé est un sable provenant des alluvions de l'Isère, lavé à l'eau distillée et séché à l'air, afin de le débarrasser des particules fines, et d'empêcher ainsi un transport solide éventuel pendant l'écoulement. Ce sable possède une granulométrie relativement serrée (fig. 2.1.a). La colonne a été soigneusement remplie, de façon à respecter au maximum l'hypothèse d'homogénéité. La masse volumique sèche moyenne ainsi obtenue est de $1.67 \pm 0.01 \text{ g/cm}^3$ (fig. 2.1b). La porosité moyenne est de $0.37 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$.

2.2.3. DISPOSITIF DE MESURES DES TENEURS EN EAU

La source d'Américium 241 (100 mCi), et le détecteur sont montés sur une plateforme rigide qui se déplace parallèlement à l'axe vertical de la colonne (THONY, 1970). Le faisceau de rayon γ traverse diamétralement l'échantillon de sol (fig. 2.2.).

Le déplacement de la plateforme est actionné par un moteur électrique, commandé manuellement. La vitesse de déplacement est de l'ordre de 1.2cm/s.

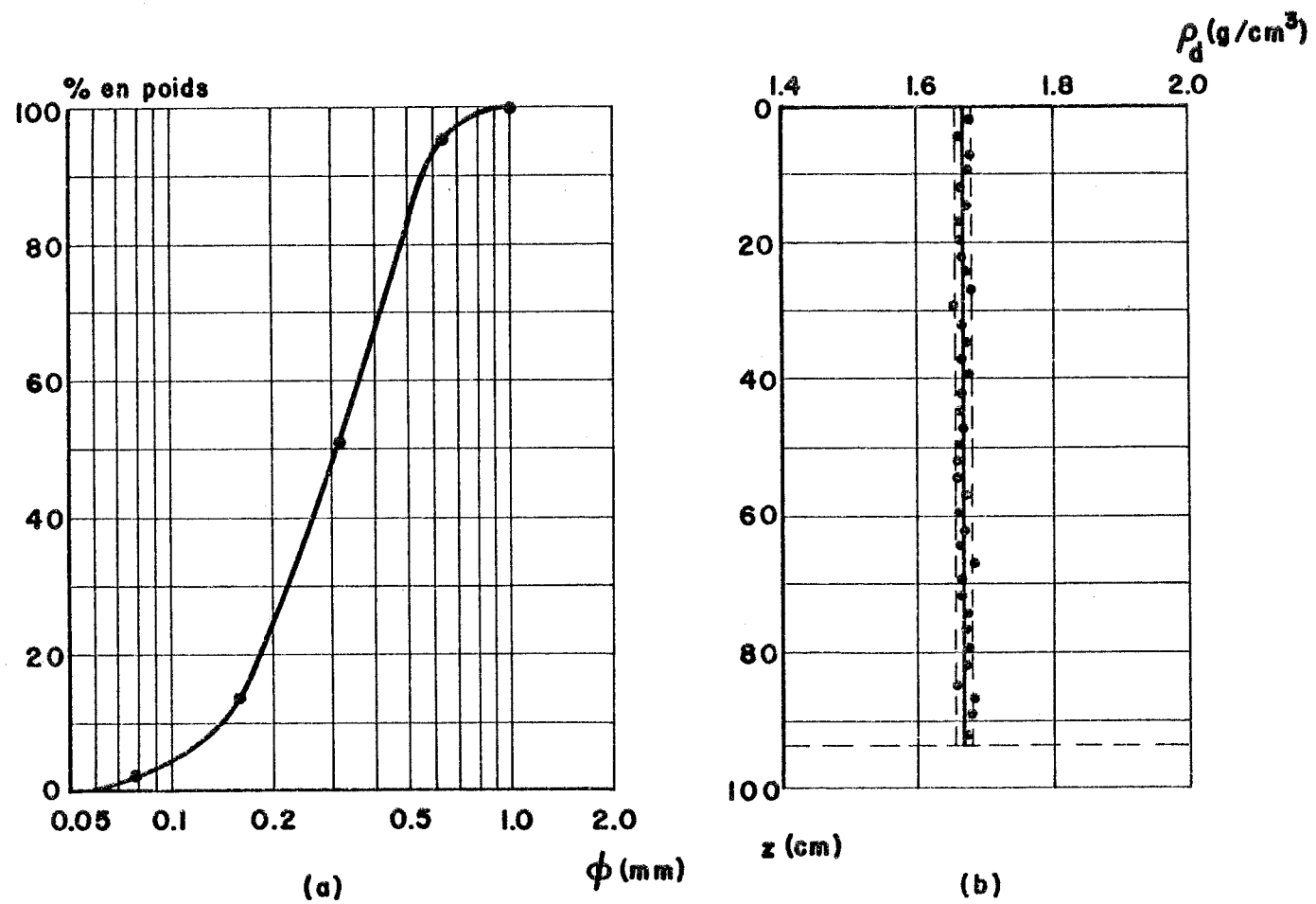


Figure 2.1

(a) Courbe granulométrique du sable utilisé.

(b) Masse volumique sèche du sol en fonction de la profondeur.

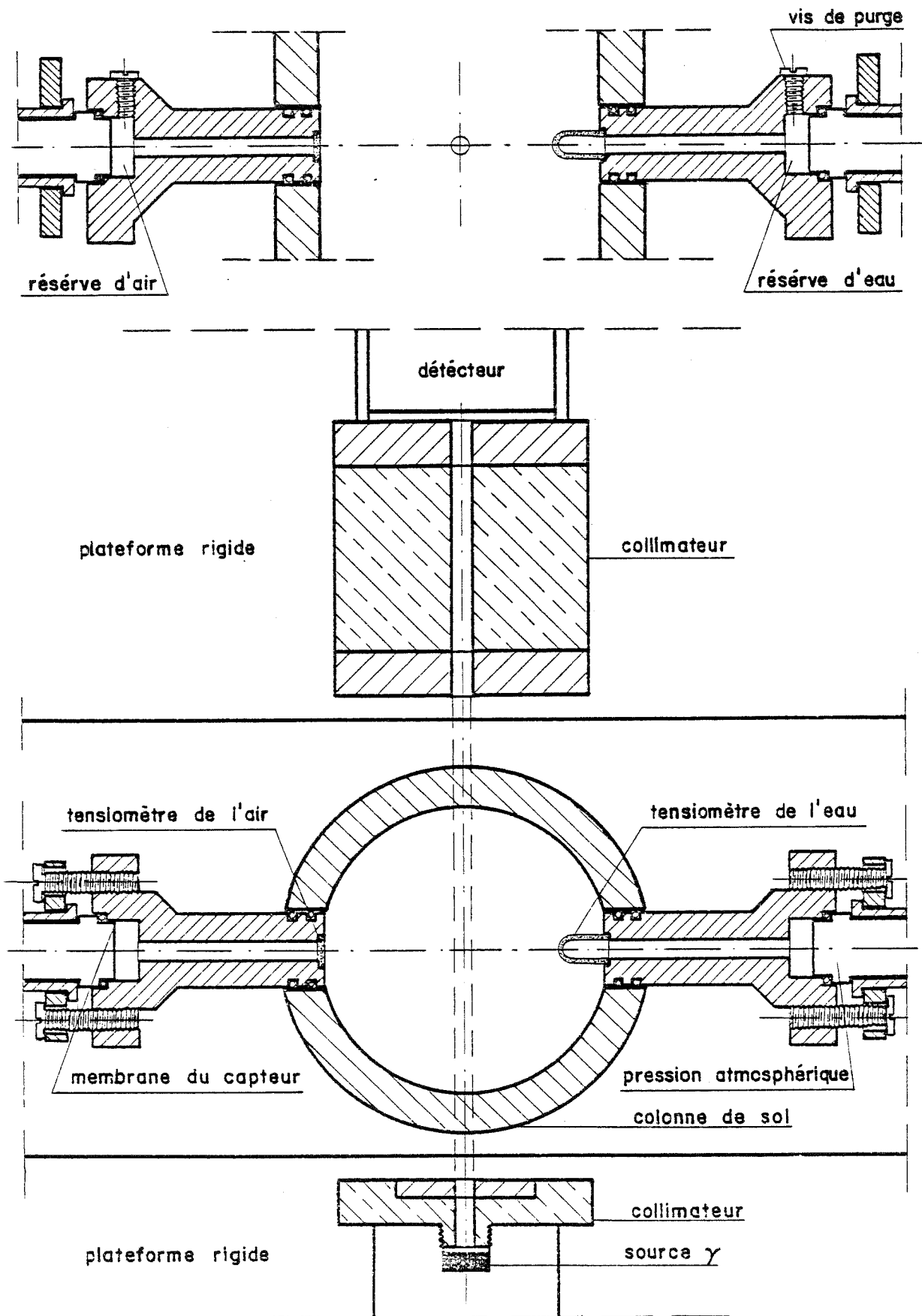


Figure 2.2 Dispositifs des mesures gammamétriques et tensiométriques.

Un index solidaire de la plateforme se déplace devant une échelle graduée. La position de la plateforme est ainsi repérée à ± 0.02 cm.

Le coefficient d'absorption massique de l'eau, mesuré avec ce montage est de $\bar{\mu}_w = 0.2007 \pm 0.0001 \text{ cm}^2/\text{g}$. Comparée à sa valeur théorique ($0.204 \text{ cm}^2/\text{g}$), la valeur mesurée reflète l'excellente qualité de la géométrie de collimation.

Les mesures des teneurs en eau sont effectuées dans les sections de mesures tensiométriques, ainsi que dans des sections intermédiaires, afin d'avoir une meilleure définition des profils d'humidité.

2.2.4. DISPOSITIF DE MESURES TENSIOMETRIQUES

Les sections de mesures tensiométriques sont $z = 7, 22, 37, 52, 67$ et 82 cm. L'origine des cotes étant la surface du sol. Dans chacune de ces sections sont placés deux tensiomètres : un pour mesurer la pression de l'eau, l'autre pour mesurer la pression de l'air. A chaque tensiomètre est associé un capteur de pression.

Un sélecteur multivoie relie chaque capteur de pression à un voltmètre. Un programme de scrutation commande la commutation des voies.

Les capteurs utilisés sont bidirectionnels. Ils mesurent aussi bien des pressions positives que négatives par rapport à la pression atmosphérique ambiante. Dans la gamme d'utilisation des capteurs ($|h| \leq 350$ cm d'eau), la relation entre la pression appliquée h , et la tension délivrée par le capteur V est parfaitement linéaire :

$$h = aV + b \quad (2.4)$$

Les coefficients a et b ont été obtenus par étalonnage préalable des capteurs. Toutefois les coefficients b sont réajustés avant chaque expérience, afin de compenser les dérives électroniques éventuelles dues aux fluctuations de la température.

Les tensions délivrées par les capteurs sont mesurées à $\pm 0.01\text{mV}$, ce qui correspond à ± 0.15 cm d'eau.

2.3. ACQUISITION ET TRAITEMENT DES DONNEES

Deux chaînes de mesures permettent d'enregistrer les différentes données. La première, relative aux mesures des teneurs en eau, la seconde, aux mesures tensiométriques.

La figure 2.3. schématise l'acquisition et le traitement des données.

2.3.1. CHAINE DE DETECTION GAMMAMETRIQUE

Une centrale C.R.C. comptabilise le nombre de photons gamma non absorbés par le sol pendant un intervalle de temps fixé.

La mesure est cyclique, chaque cycle comprenant :

- un temps de comptage TC, pendant lequel le banc gammamétrique reste fixe, les photons gamma traversant la section de mesure étant comptés et mémorisés ;

- un temps mort TM, pendant lequel les données suivantes sont imprimées :

- . la cote de la section de mesure ;
- . le temps écoulé depuis le début de l'expérience ;
- . le nombre de photons comptés pendant TC.

Le reste du temps mort sert au déplacement du banc gammamétrique et à la remise à zéro de l'échelle de comptage.

A partir de ces données, la teneur en eau est obtenue par l'équation (2.2).

2.3.2. CHAINE DE DETECTION TENSIOMETRIQUE

Les 12 capteurs de pression sont reliés à une centrale ENDEVCO, qui comprend un voltmètre, un commutateur permettant de relier chaque capteur au voltmètre, une horloge et une imprimante. Un programme de scrutation permet de choisir la fréquence des mesures.

La scrutation et l'impression des 12 voies durent 6 secondes. Les mesures peuvent être faites soit en continu, (limite supérieure), soit à des intervalles réguliers. La durée de ces intervalles peut être changée au cours de l'expérience. A la fin de chaque cycle de mesure, sont imprimés :

- le temps depuis le début de l'expérience ;

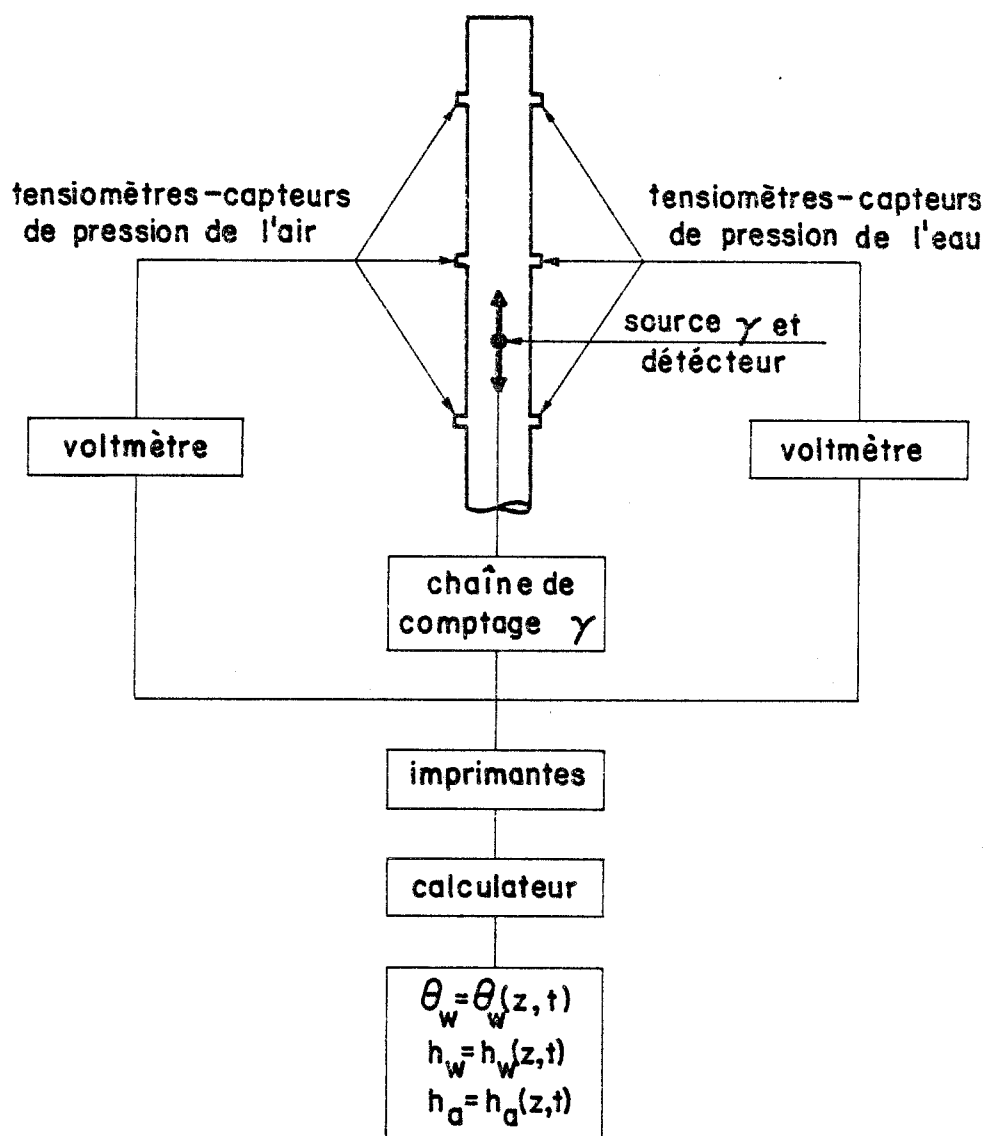


Figure 2.3 Schéma de principe de l'acquisition et du traitement des données.

- le numéro de la voie scrutée, et la tension enregistrée sur cette voie.

A partir de ces données, les pressions sont obtenues par l'équation (2.4.).

2.4. LES ESSAIS EFFECTUES

Le modèle expérimental ainsi réalisé devant permettre d'étudier les effets de l'air pendant une infiltration verticale, il est important de réaliser les expériences avec les mêmes conditions initiales et aux limites, une première fois avec l'air du sol effectivement à la pression atmosphérique, et, une deuxième fois avec l'air du sol isolé de l'atmosphère.

La colonne ne comporte pas d'autres ouvertures latérales que celles destinées aux mesures tensiométriques. Aussi, lorsque tous les capteurs de pression sont en place, la colonne est fermée latéralement. Afin que l'échappée de l'air ne puisse se faire qu'à travers la surface du sol, il faut que la colonne soit aussi fermée par le bas. Ceci impose la condition à la limite inférieure, qui est donc un flux nul pour l'eau et pour l'air.

Lorsque les capteurs de pression de l'air sont enlevés, l'air du sol communique avec l'atmosphère à travers les tensiomètres de l'air. L'efficacité de ce procédé pour relier l'air du sol à l'atmosphère a été prouvée au cours d'un essai préliminaire. Cet essai a été effectué avec trois des capteurs de pression de l'air enlevés, et les trois autres en place (à $z = 7, 37$ et 67 cm). Les pressions enregistrées par ces capteurs au cours de cet essai n'étaient pas significativement différentes de la pression atmosphérique. Elles étaient du même ordre de grandeur que la précision de mesure des capteurs (0.2 à 0.3 cm d'eau).

Nous avons réalisé, avec ce modèle expérimental, plusieurs essais avec différentes conditions imposées à la surface du sol :

- essais à charge constante, au cours desquels une lame d'eau d'épaisseur constante est maintenue à la surface du sol, à l'aide d'une bouteille de MARIOTTE;

- essais à débit constant : au cours desquels l'apport d'eau à la surface du sol est maintenu constant à l'aide d'une pompe volumétrique. Dans une première expérience, le débit apporté à la surface du sol est inférieur à la perméabilité à saturation naturelle de l'eau du sol K_{sw} , pour que toute l'eau apportée puisse s'infiltrer. Dans une deuxième expérience, le débit

apporté à la surface est supérieur à la perméabilité à saturation à l'eau, pour qu'il y ait formation d'une lame d'eau d'épaisseur croissante. En effet, dans ce dernier cas, la surface du sol doit se saturer au bout d'un temps t_p , défini comme le "temps de submersion". A partir de ce moment, la vitesse d'infiltration à la surface du sol décroît dans le temps suivant le schéma présenté figure 2.4. Sur cette figure, l'infiltrabilité est la vitesse d'infiltration lorsque la condition à la surface du sol est une charge nulle.

Tous les essais ont été effectués dans une salle climatisée à $20 \pm 1^\circ\text{C}$. Ceci afin de réaliser des écoulements isothermes et de limiter la dérive des appareils électroniques utilisés, en plus, l'eau utilisée était distillée.

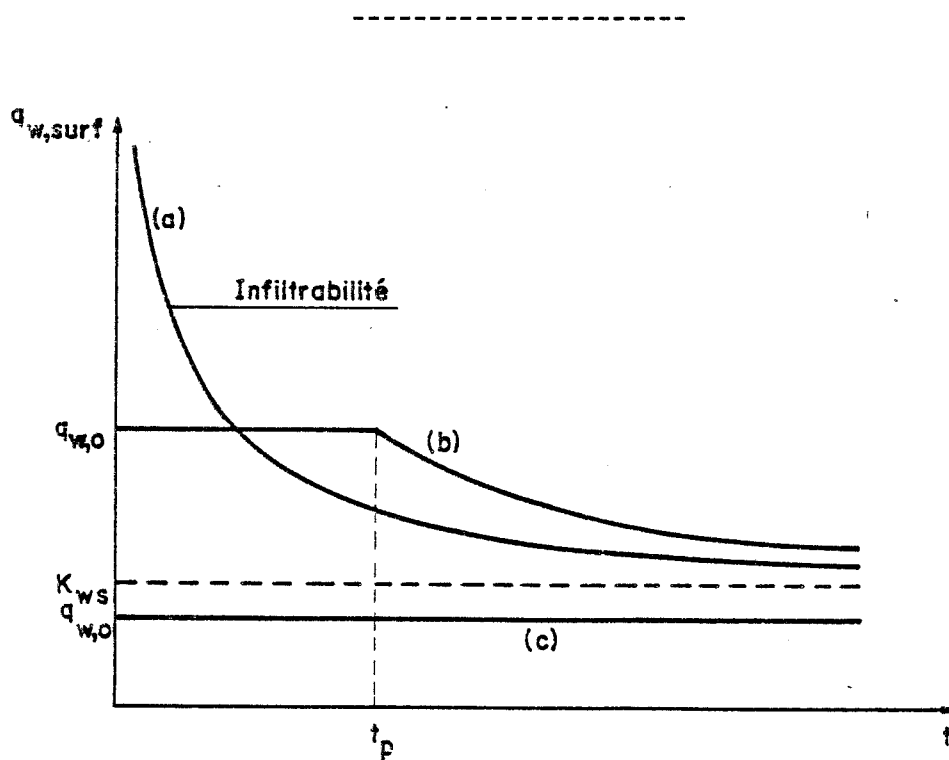


Figure 2.4 Vitesse d'infiltration à la surface du sol en fonction du temps pour plusieurs conditions :

- (a) charge nulle
- (b) flux supérieur à la conductivité hydraulique à saturation naturelle à l'eau, K_{ws}
- (c) flux inférieur à K_{ws}

CHAPITRE III

RESULTATS EXPERIMENTAUX

Le dispositif expérimental décrit dans le chapitre précédent nous a permis de réaliser différents essais dans le but d'évaluer les effets de l'air lors d'une infiltration verticale, notamment, sur la quantité d'eau infiltrée et sur les caractéristiques hydrodynamiques du sol.

La discussion faite au chapitre I a montré que la perméabilité intrinsèque du sol doit être évaluée avant humidification. Aussi, avons-nous procédé à la mesure de ce paramètre en premier lieu.

3.1. DETERMINATION DE LA PERMEABILITE INTRINSEQUE

Elle a été mesurée sur le sol initialement sec, en imposant un débit d'air constant au bas de la colonne, jusqu'à établissement du régime permanent.

Un rotamètre sensible donne la valeur du débit imposé. Le régime permanent est atteint lorsque les réponses des capteurs de pression d'air deviennent constantes dans le temps. A titre d'exemple, la figure 3.1. donne le profil de pression de l'air dans la colonne, obtenu en imposant un débit de 8,1 l/h, correspondant à une densité de flux volumique de 286 cm/h.

Plusieurs flux ont été imposés, allant de 61 cm/h jusqu'à 398 cm/h. La perméabilité intrinsèque est obtenue en corrélant les densités de flux volumiques avec les gradients de pression correspondants, selon la loi de DARCY :

$$q_a = - \frac{k \rho_w g}{\mu_a} \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \quad (3.1.)$$

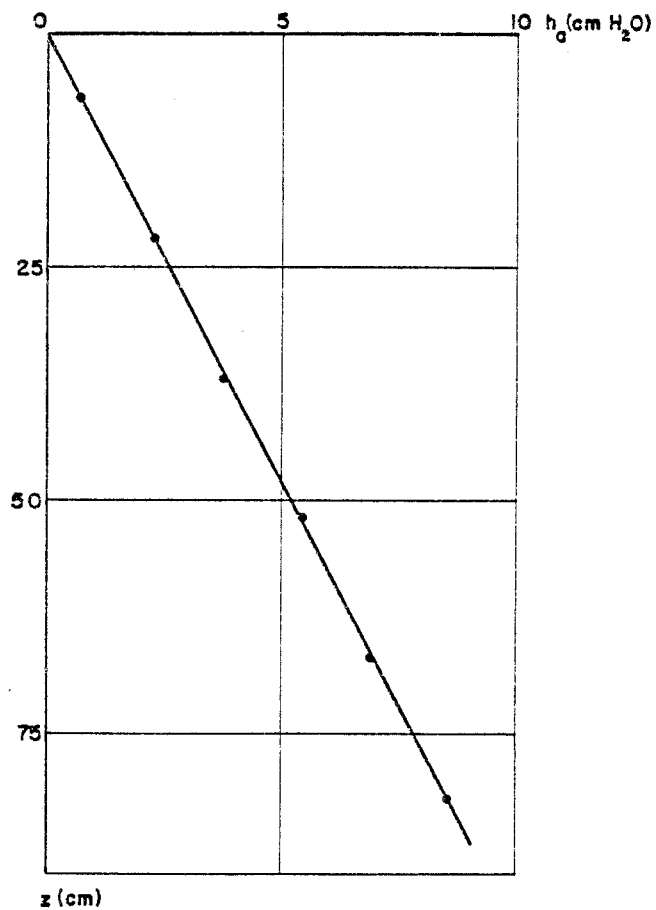


Figure 3.1 Profil de pression de l'air correspondant à un flux $q_a = 286$ cm/h au bas de la colonne

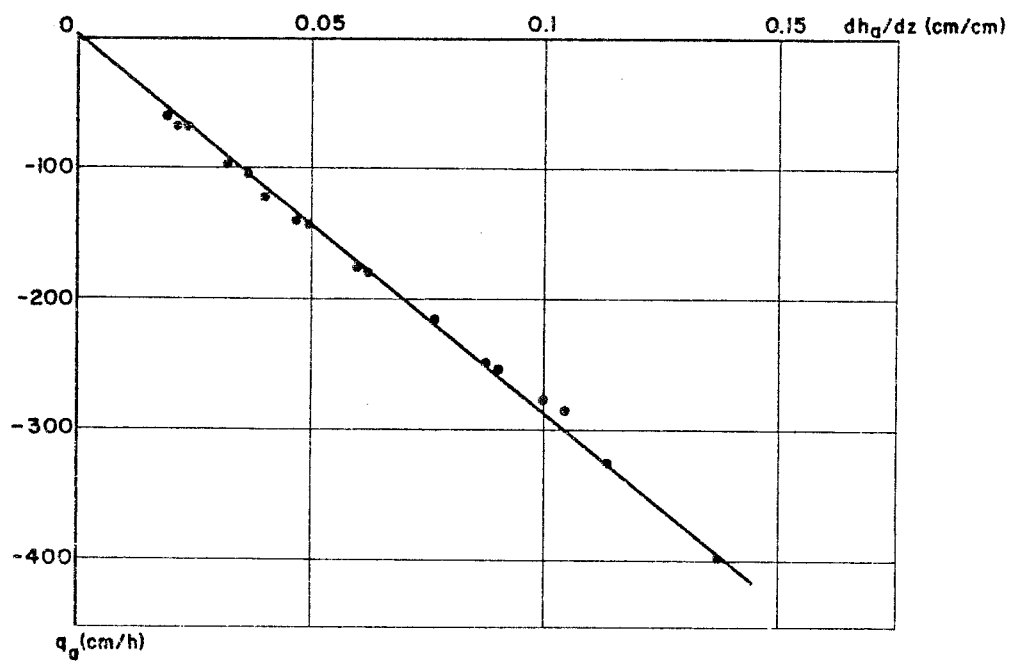


Figure 3.2 Gradient de pression de l'air en fonction du flux d'air (le signe - provient du sens du flux opposé à la gravité)

La figure 3.2. donne cette droite de régression dont la pente fournit la valeur de k , $k = (1.45 \pm 0.02) \times 10^{-7} \text{ cm}^2$; avec un coefficient de corrélation $r = 0,998$.

La conductivité hydraulique à saturation totale à l'eau correspondante serait de $k_w = 51 \text{ cm/h}$, celle de l'air $k_a = 2800 \text{ cm/h}$.

Afin que le profil initial d'humidité soit reproductible, nous avons procédé, après cette série d'essais, à l'humidification de la colonne, jusqu'à saturation naturelle puis, à son drainage pendant trois jours, jusqu'à un niveau piézométrique à 120 cm en dessous de la surface du sol. De cette façon, les profils initiaux d'humidité étaient pratiquement les mêmes pour tous les essais.

Pour ne pas alourdir le texte, nous ne présenterons en détail que les résultats obtenus au cours des essais à charge constante.

3.2. ESSAIS A CHARGE CONSTANTE

Ces essais ont été effectués une première fois avec la colonne fermée latéralement (avec effets d'air), et, une deuxième fois avec la colonne ouverte latéralement (sans effets d'air). Dans les deux cas, la colonne est fermée par le bas.

Pour les deux essais, une lame d'eau de 2.3 cm d'épaisseur est appliquée à la surface du sol. Elle est maintenue constante à l'aide d'une bouteille de MARIOTTE. Les volumes infiltrés sont mesurés par lecture directe.

Nous examinerons l'évolution de chacune des variables mesurées au cours des deux essais.

3.2.1. EVOLUTION DES TENEURS EN EAU

La plateforme de mesure gammamétrique est immobilisée, le plus longtemps possible, lors du passage du front d'humidification (constaté visuellement) à une cote de mesure, pour avoir une meilleure définition de l'évolution rapide de la teneur en eau lors du passage du front à cette cote.

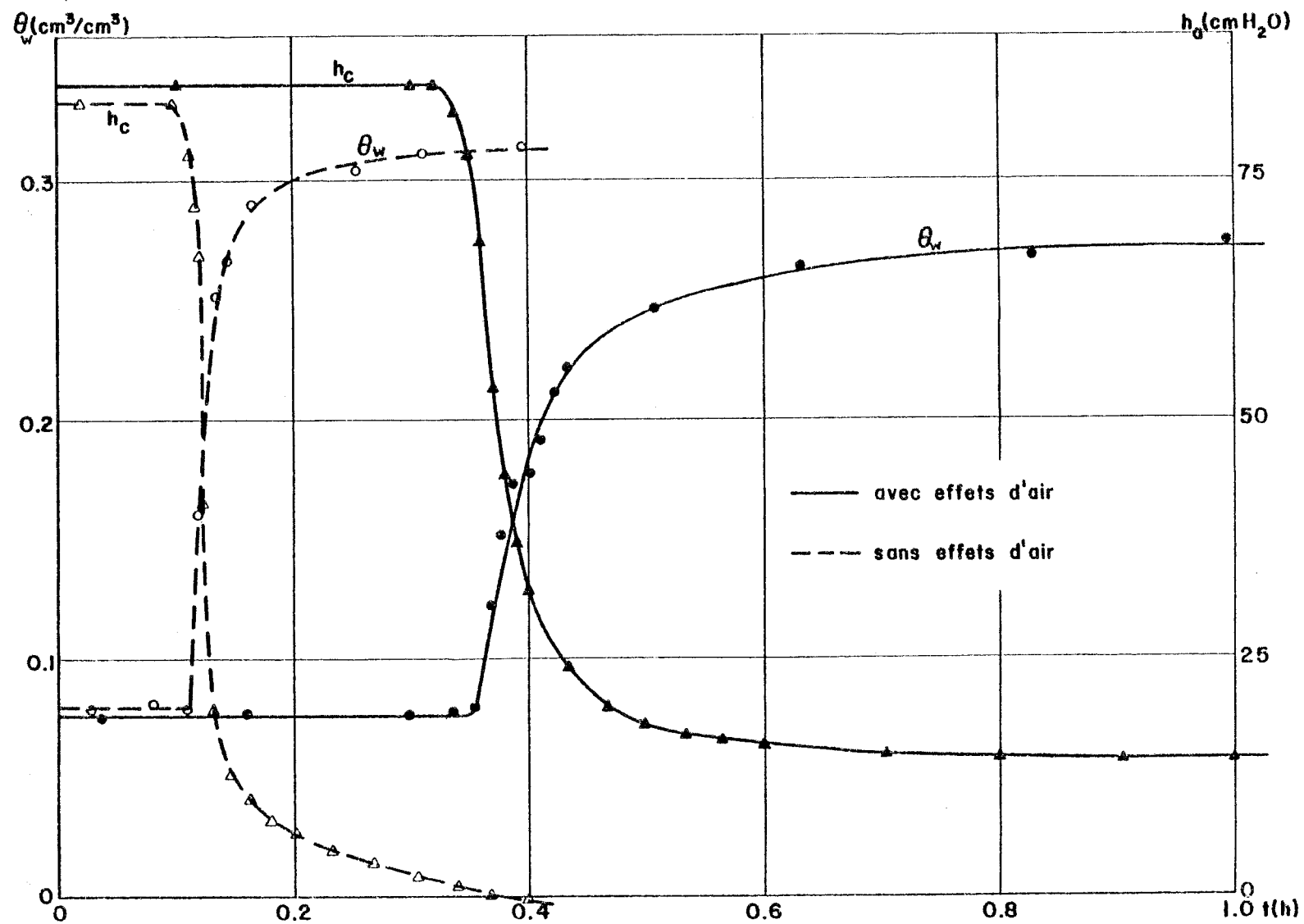


Figure 3.3 Teneur en eau volumique et pression capillaire en fonction du temps à $z = 22$ cm. Charge d'eau 2.3 cm à la surface.

A titre d'exemple, la figure 3.3. montre l'évolution de la teneur en eau, et de la pression capillaire, en fonction du temps à la cote $z = 22$ cm. Les courbes (a) se rapportent à l'essai avec effets d'air, les courbes (b), à l'essai sans effets d'air.

Si la forme des courbes de l'humidification au cours des deux essais est comparable, on note cependant deux conséquences importantes, dues à la mise en pression de l'air :

- d'une part, un ralentissement de la pénétration du front qui n'arrive à la cote de mesure qu'à $t \approx 0.35h$, au cours de l'essai avec effets d'air, alors qu'il arrive à cette cote à $t \approx 0.1h$, au cours de l'essai sans effets d'air. Ce ralentissement s'accompagne d'une variation plus lente de la teneur en eau, comme le montre la comparaison des pentes $d\theta/dt$.

- alors que la valeur initiale de la teneur en eau est pratiquement la même pour les deux essais, la valeur finale est très différente. Cette valeur est à la saturation naturelle, $0.312 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ ($h_c = 0$ et $h_w > 0$), au cours de l'essai sans effets d'air ; mais, elle est nettement inférieure ($0.272 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$), au cours de l'essai avec effets d'air.

A la saturation naturelle - inférieure à la porosité ($0.37 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$) - l'air présent dans le milieu se présente sous forme de bulles piégées. Or, la continuité de la phase air dans le milieu est nécessaire pour qu'il puisse y avoir un mouvement.

Au cours de l'essai sans effets d'air, la colonne étant ouverte latéralement, les couches supérieures du sol peuvent donc être saturées, sans empêcher le mouvement latéral de l'air. Mais, au cours de l'essai avec effets d'air, la colonne étant fermée latéralement (et par le bas), l'air ne peut donc s'échapper qu'à travers la surface du sol. Par conséquent, les couches supérieures du sol ne peuvent pas être saturées. Ce qui explique la différence entre les valeurs finales des teneurs en eau, observées au cours des deux essais.

3.2.2. EVOLUTION DES PRESSIONS

Pendant les six premières minutes de chaque essai, la scrutation des capteurs de pression était faite toutes les 6 secondes, jusqu'à 15 minutes, une scrutation toutes les 15 secondes, jusqu'à 30 minutes, une scrutation

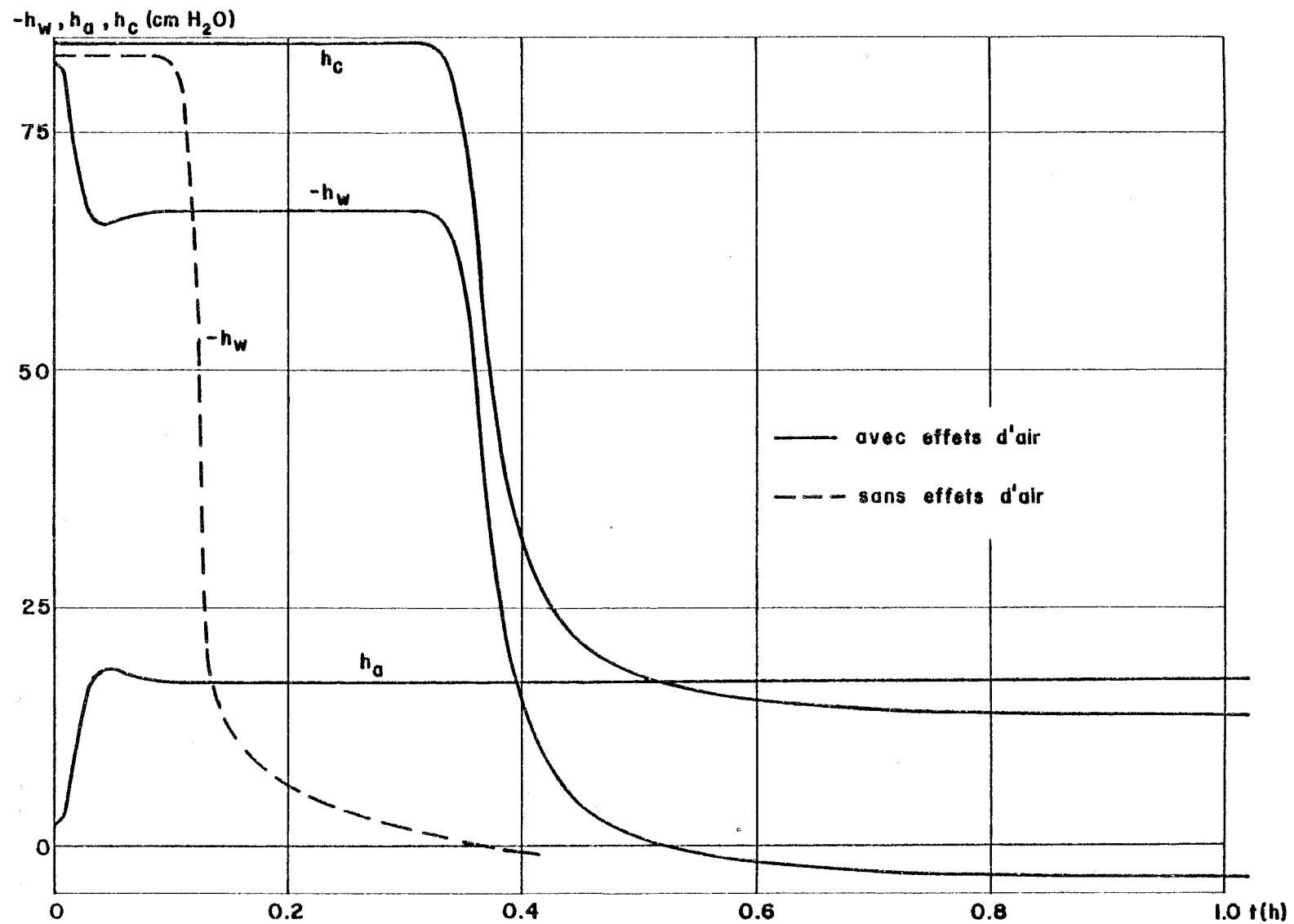


Figure 3.4

Pressions de l'eau, de l'air et capillaire en fonction du temps à $z = 22$ cm. Charge d'eau 2.3 cm à la surface.

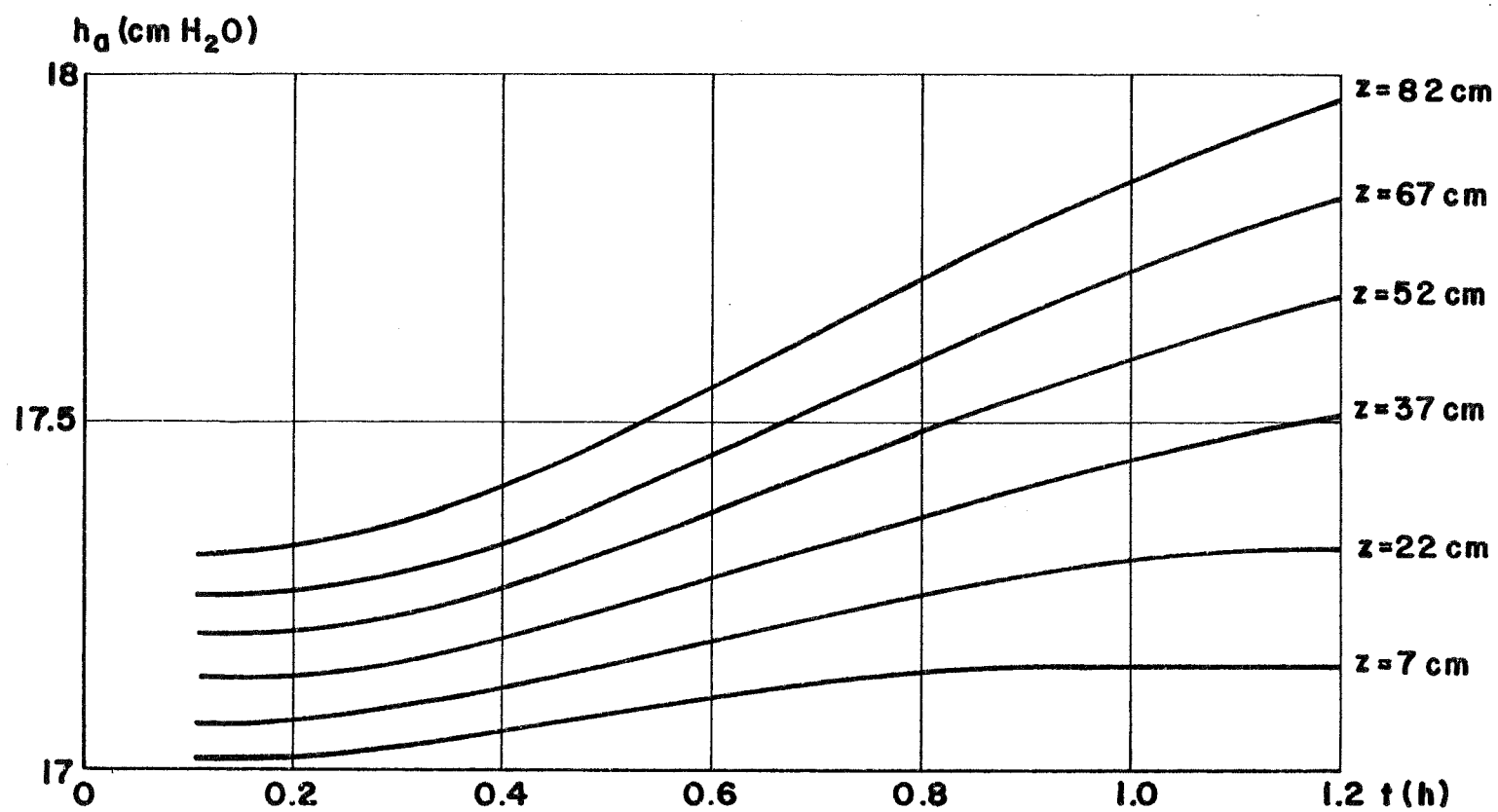


Figure 3.5

Pression de l'air en fonction du temps ($t \geq 0.1$ h) dans les différentes cotes de mesure.

Charge d'eau 2.3 cm à la surface

toutes les 30 secondes, et, jusqu'à la fin de l'essai, une scrutation toutes les minutes. Nous disposons ainsi d'une bonne définition des pressions à chaque cote de mesure.

La figure 3.4. montre l'évolution des pressions de l'eau et de l'air, enregistrées à $z = 22$ cm, au cours de l'essai avec effets d'air, et la pression capillaire calculée à partir des mesures précédentes. Elle montre aussi la pression de l'eau, à la même cote, enregistrée au cours de l'essai sans effets d'air. Dans ce dernier cas, cette pression, dans sa portion négative, est l'opposé de la pression capillaire, puisque l'air est à la pression atmosphérique.

Au cours de l'essai avec effets d'air, la pression de l'air varie assez rapidement, jusqu'à $t \approx 0.1h$. A partir de cet instant, elle reste quasiment constante jusqu'à la fin de l'essai. La pression de l'eau subit une variation dans le même sens. De cette façon, la pression capillaire est restée inchangée, tant que le front n'a pas atteint la cote de mesure. Ce résultat est prévisible à priori puisque jusqu'à cet instant la teneur en eau garde sa valeur initiale. Par conséquent, la géométrie des interfaces de séparation entre les deux fluides reste inchangée. Ceci implique la constance de la pression capillaire. Toutefois, les pressions capillaires n'étant pas mesurées directement, ce résultat démontre la fiabilité des mesures des pressions. Le même comportement a été observé dans toutes les cotes de mesure.

Les pressions de l'air, enregistrées dans les différentes cotes de mesure, au cours de cet essai, ne sont pas sensiblement différentes les unes des autres, comme le montre la figure 3.5., à une échelle agrandie. Sachant que les pressions sont mesurées à ± 0.3 cm d'eau, il est difficile par conséquent, de mettre en évidence expérimentalement un gradient de pression de l'air.

Au cours de l'essai sans effets d'air, la pression de l'eau a un comportement identique à celle de la pression capillaire durant l'essai avec effets d'air : elle ne varie qu'à l'arrivée du front d'humidification à la cote de mesure. Ceci prouve que l'air, dont la pression n'a pas été enregistrée au cours de cet essai, est effectivement à la pression atmosphérique.

La différence notée § 3.2.1., entre les valeurs finales des teneurs en eau, mesurées au cours des deux essais, s'accompagne d'une différence entre les valeurs finales des pressions capillaires. Alors que la pression capillaire s'annule au cours de l'essai sans effets d'air, elle se stabilise à une valeur de l'ordre de 14 cm d'eau, au cours de l'essai avec effets d'air.

3.2.3. LES PROFILS HYDRIQUES

Les mesures des teneurs en eau, aux différentes cotes, en fonction du temps $\theta_w(t, z_n)$, permettent, par un changement de paramètre, d'obtenir les profils hydriques $\theta_w(t_n, z)$.

Les profils hydriques, correspondants aux deux essais, obtenus après lissage des points expérimentaux, sont montrés figure 3.6. La figure 3.6a se rapporte à l'essai avec effets d'air.

Notons que la teneur en eau à la surface du sol n'étant pas mesurée, la valeur portée sur cette figure y est obtenue par extrapolation.

Au cours des deux essais un régime quasi-permanent s'établit près de la surface du sol.

Le ralentissement de la cinétique de l'humidification, noté § 3.2.1., dans le cas de l'essai avec effets d'air, se reflète sur les profils hydriques de trois façons :

- d'une part, le front d'humidification, à un instant donné, est beaucoup moins profond que dans le cas de l'essai sans effets d'air, au même instant ;
- d'autre part, la pente du profil dans la région du front à cet instant est moins raide dans le cas l'essai avec effets d'air ;
- enfin, l'établissement du régime quasi-permanent, au voisinage de la surface, est plus tardif, au cours de l'essai avec effets d'air.

En plus, la teneur en eau correspondant au régime quasi-permanent est à la saturation naturelle ($0.312 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$), au cours de l'essai sans effets d'air, alors qu'elle est inférieure à cette valeur au cours de l'essai avec effets d'air ($0.272 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$).

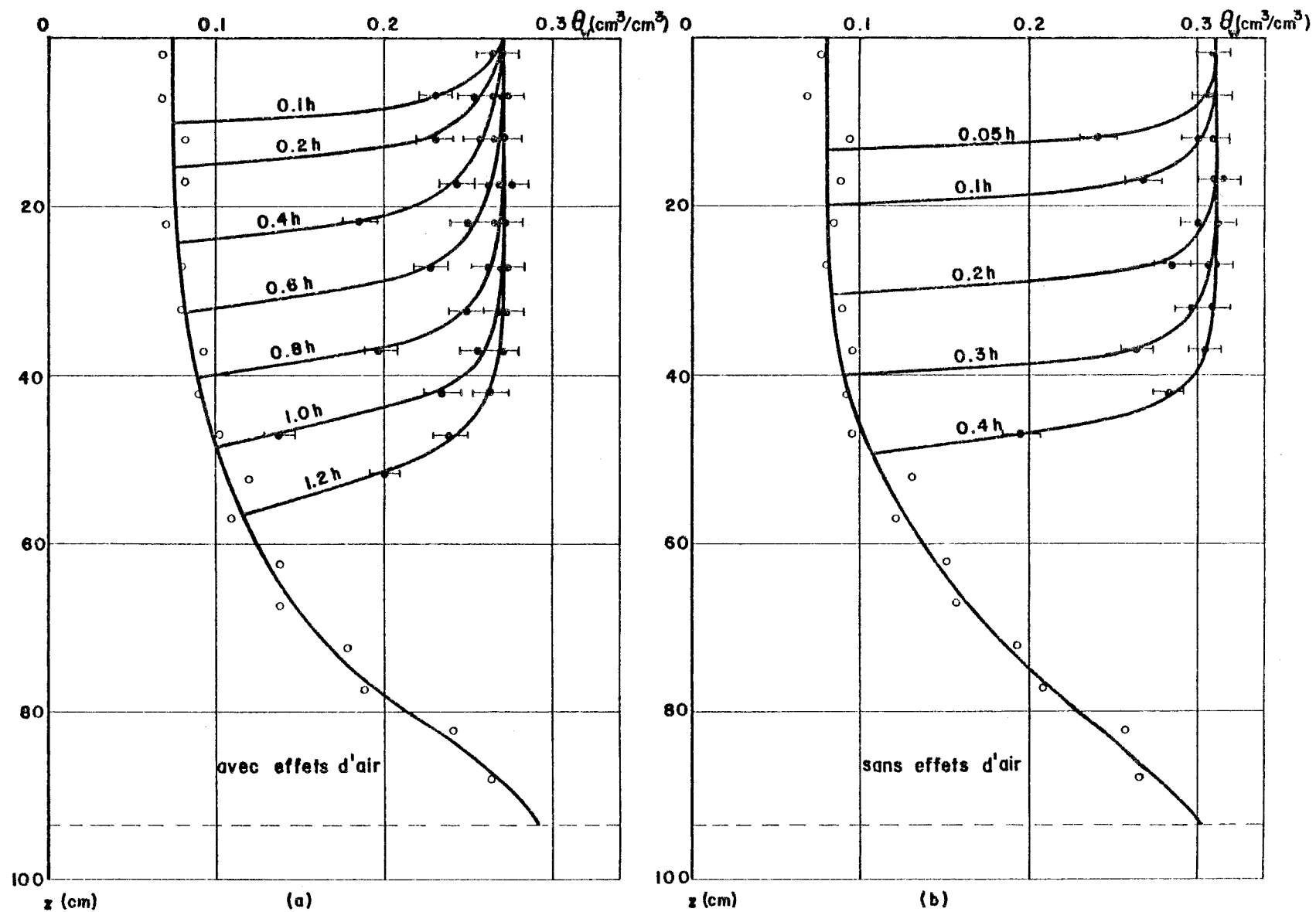


Figure 3.6 Profils hydriques correspondants à une charge d'eau 2.3 cm à la surface

—●— mesures avec incertitude expérimentale.

Notons qu'au cours de l'essai avec effets d'air, il n'a pas été possible de mesurer expérimentalement un drainage près de la surface du sol, tel que le prévoit l'analyse théorique de YOUNGS et PECK (1964), ou la solution numérique de PHUC et MOREL-SEYTOUX (1972).

3.2.4. LES VOLUMES INFILTRES

Au cours des deux essais, les volumes infiltrés étaient mesurés par lecture directe. La figure 3.7 montre les volumes infiltrés par unité de surface du sol pour les deux essais. La courbe (a) se rapporte à l'essai avec effets d'air.

La loi de conservation de la masse impose, à chaque instant, une égalité entre le volume d'eau infiltrée et la variation de stock d'eau dans la colonne. Or, la variation de stock ΔS , à l'instant t est :

$$\Delta S = \Omega \int_0^L (\theta_w - \theta_{wi}) dz \quad (3.2.)$$

où Ω est la section de la colonne,

L est la hauteur de la colonne,

θ_w et θ_{wi} sont respectivement la teneur en eau à l'instant t et la teneur en eau initiale, à la cote z .

Sur la figure 3.7, les cercles représentent les volumes mesurés par lecture directe, alors que les triangles, représentent les variations du stock déterminées par planimétrage des profils hydriques. Le très bon accord entre les volumes unitaires mesurés directement, et ceux déterminés par gammamétrie, démontre la fiabilité des mesures gammamétriques.

Au cours de l'essai avec effets d'air, on note un brusque changement de pente à $t \approx 0.1$ h. Ce temps correspond à la stabilisation de la pression de l'air dans la colonne, et non à l'instant à partir duquel l'air commence à s'échapper de la colonne, comme le supposent BRUSTKERN et MOREL-SEYTOUX (1970). Quant à l'échappée de l'air de la colonne, elle a été observée visuellement très tôt (une dizaine de secondes après le début de l'infiltration).

Le ralentissement de la cinétique de l'humidification, noté plus haut, se reflète par une variation plus lente des volumes unitaires infiltrés

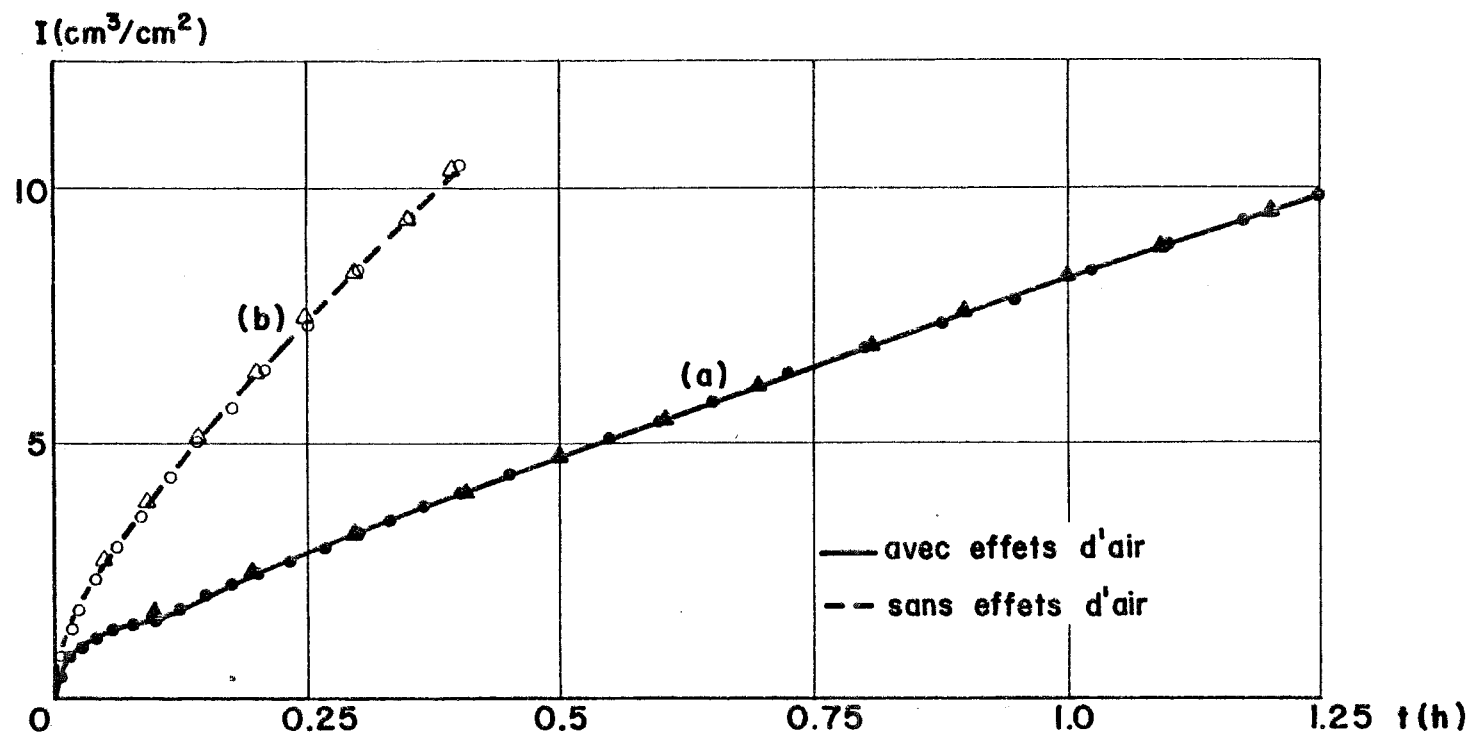


Figure 3.7

Volumes unitaires infiltrés en fonction du temps.
Charge d'eau 2.3 cm à la surface.

(●, ○) mesure directe

(▲, △) planimétrage des profils hydriques

en fonction du temps. Ce ralentissement est loin d'être négligeable, si l'on compare les pentes dI/dt à la fin de chaque infiltration. Alors que cette pente est de l'ordre de 20 cm/h pour l'essai sans effets d'air, elle ne dépasse pas 7 cm/h pour l'essai avec effets d'air.

3.3. ESSAIS A FLUX CONSTANT

Nous présentons ci-dessous, les résultats obtenus lors d'essais à débit constant. La densité de flux volumique, correspondant à la valeur du débit apporté à la surface, est constante dans le temps, mais variable d'un essai à l'autre.

Afin que l'apport d'eau soit uniforme sur toute la surface du sol, une pompe volumétrique alimente une petite réserve cylindrique placée au-dessus de la surface du sol. Des petits capillaires, implantés dans la base de la réserve, assurent une répartition uniforme de l'eau sur toute la surface du sol.

Dans un premier temps, la valeur du flux à la surface était telle qu'elle a donné lieu à la formation d'une lame d'eau à la surface du sol. Dans un deuxième temps, la valeur du flux était assez faible, pour que toute l'eau apportée à la surface du sol puisse s'infiltrer.

3.3.1. FLUX DE 20 cm/h

La figure 3.8.a montre les profils hydriques obtenus pour l'essai avec effets d'air, et la figure 3.8.b, ceux obtenus au cours de l'essai sans effets d'air.

Les mêmes remarques concernant le ralentissement de la cinétique de l'humidification et de la teneur en eau correspondante au régime quasi-permanent au voisinage de la surface, dues à la compression de l'air peuvent être faites ici.

Bien que le temps de submersion ne puisse pas être déterminé avec précision expérimentalement, nous notons que la formation d'une lame d'eau qui a couvert toute la surface du sol n'a pu être observée qu'à $t \approx 0.38$ h (23 mn), au cours de l'essai sans effets d'air alors qu'on a obtenu cette lame à $t \approx 0.13$ h (8 mn) au cours de l'essai avec effets d'air.

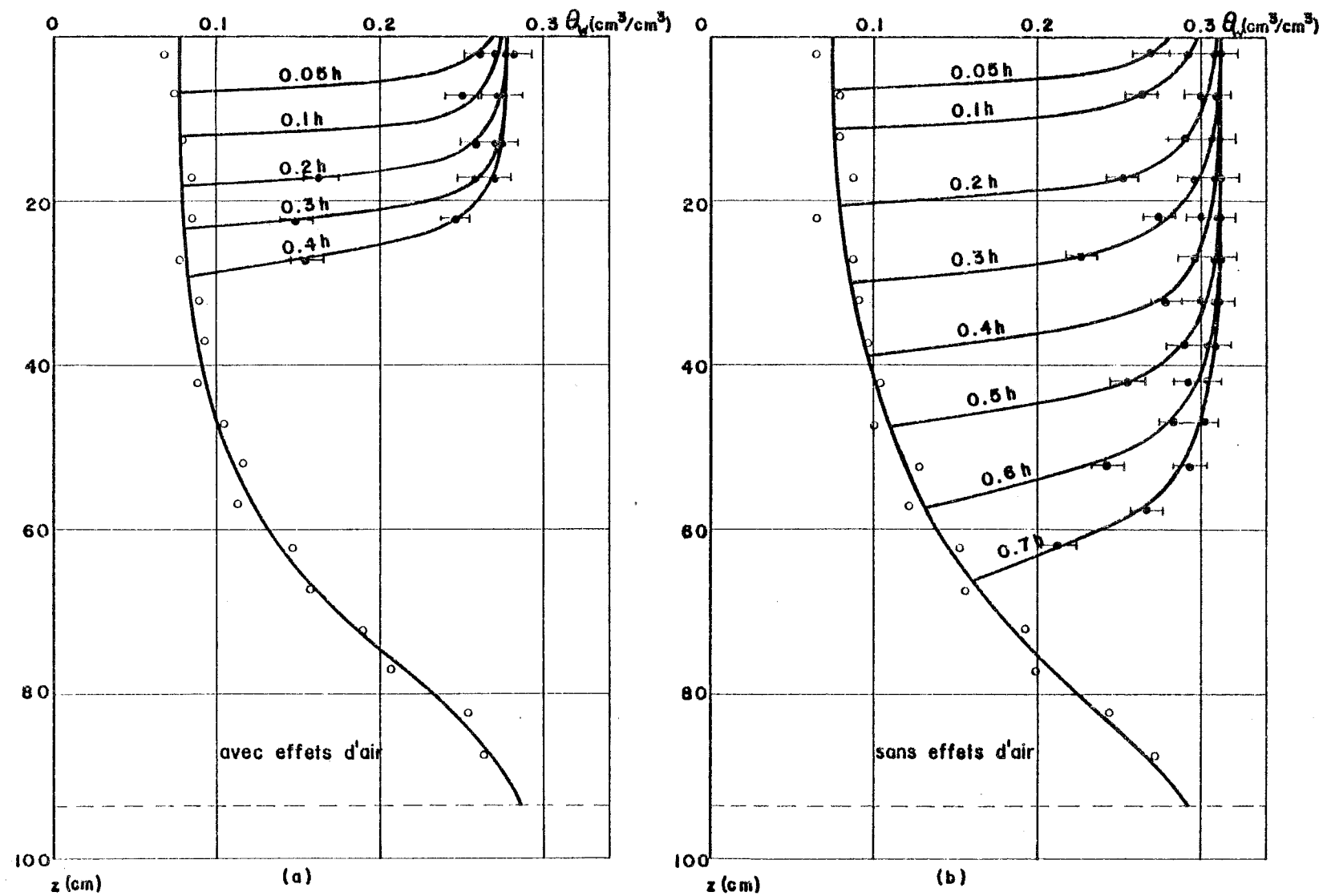


Figure 3.8 Profils hydriques correspondants à un flux d'eau 20 cm/h à la surface
 —●— mesures avec incertitude expérimentale

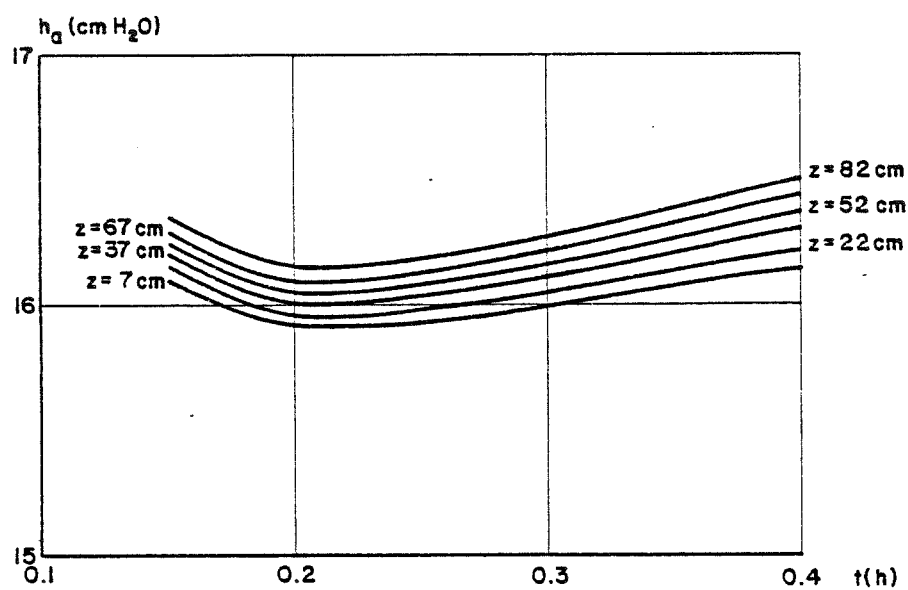


Figure 3.9 Pression de l'air en fonction du temps ($t \geq 0.15$ h)
dans les différentes cotes de mesure
Flux d'eau 20 cm/h à la surface

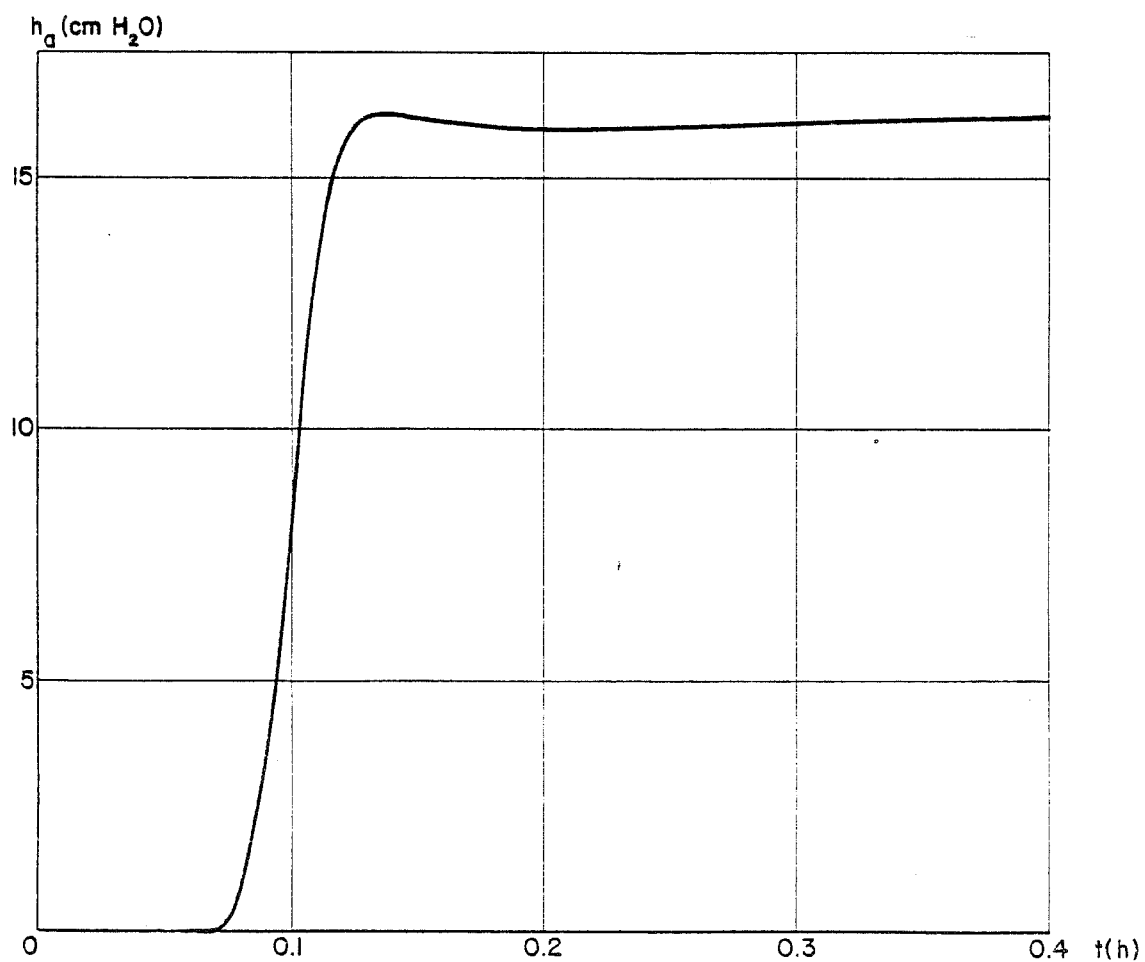


Figure 3.10 Pression moyenne de l'air dans la colonne en fonction du temps
Flux d'eau 20 cm/h à la surface

La lame d'eau formée a atteint 2.3 cm d'épaisseur après 0.85 h (51 mn) pour l'essai sans effets d'air et 0.32 h (19 mn) pour l'essai avec effets d'air.

De même que pour l'essai avec effets d'air sous condition de charge, il a été assez difficile de mettre en évidence un gradient de pression de l'air, vu la précision des mesures des pressions (± 0.3 cm d'eau), comme le montre la figure 3.9.

La compression de l'air s'effectue d'une façon similaire à celle de l'essai précédent. Toutefois, alors que la compression de l'air est instantanée au cours de l'essai sous condition de charge, elle ne commence qu'à $t \approx 0.08$ h (5 mn) au cours de l'essai sous condition de flux, comme le montre la figure 3.10.

3.3.2. FLUX DE 8.3 cm/h

Au cours de cet essai, qui a été effectué avec tous les capteurs de pression en place et donc dans les mêmes conditions qu'un essai avec effets d'air, il n'a pas été possible d'observer une compression de l'air. Ceci peut s'expliquer par le fait que la valeur du flux imposé à la surface, ne permettant pas la saturation naturelle, l'air reste en phase continue avec l'atmosphère. Les profils hydriques obtenus au cours de cet essai sont montrés figure 3.11.

3.4. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES

3.4.1. RELATION TENEUR EN EAU-PRESSION CAPILLAIRE

Les mesures effectuées, $\theta_w(t, z_n)$ et $h_c(t, z_n)$, au cours des différents essais permettent, en éliminant le temps entre les deux variables à une cote donnée z_n , d'obtenir la relation $\theta_w(h_c)$.

La figure 3.12 montre les points expérimentaux de cette relation, en infiltration, obtenus à partir des différents essais (avec et sans effets d'air). Les cercles noirs sont les points obtenus à partir des essais avec effets d'air, les cercles blancs, à partir des essais sans effets d'air.

Aucune distinction ne peut être faite entre les deux groupes de points expérimentaux. Par conséquent, on peut affirmer que la compression de l'air n'affecte pas cette relation, comme l'exige la théorie.

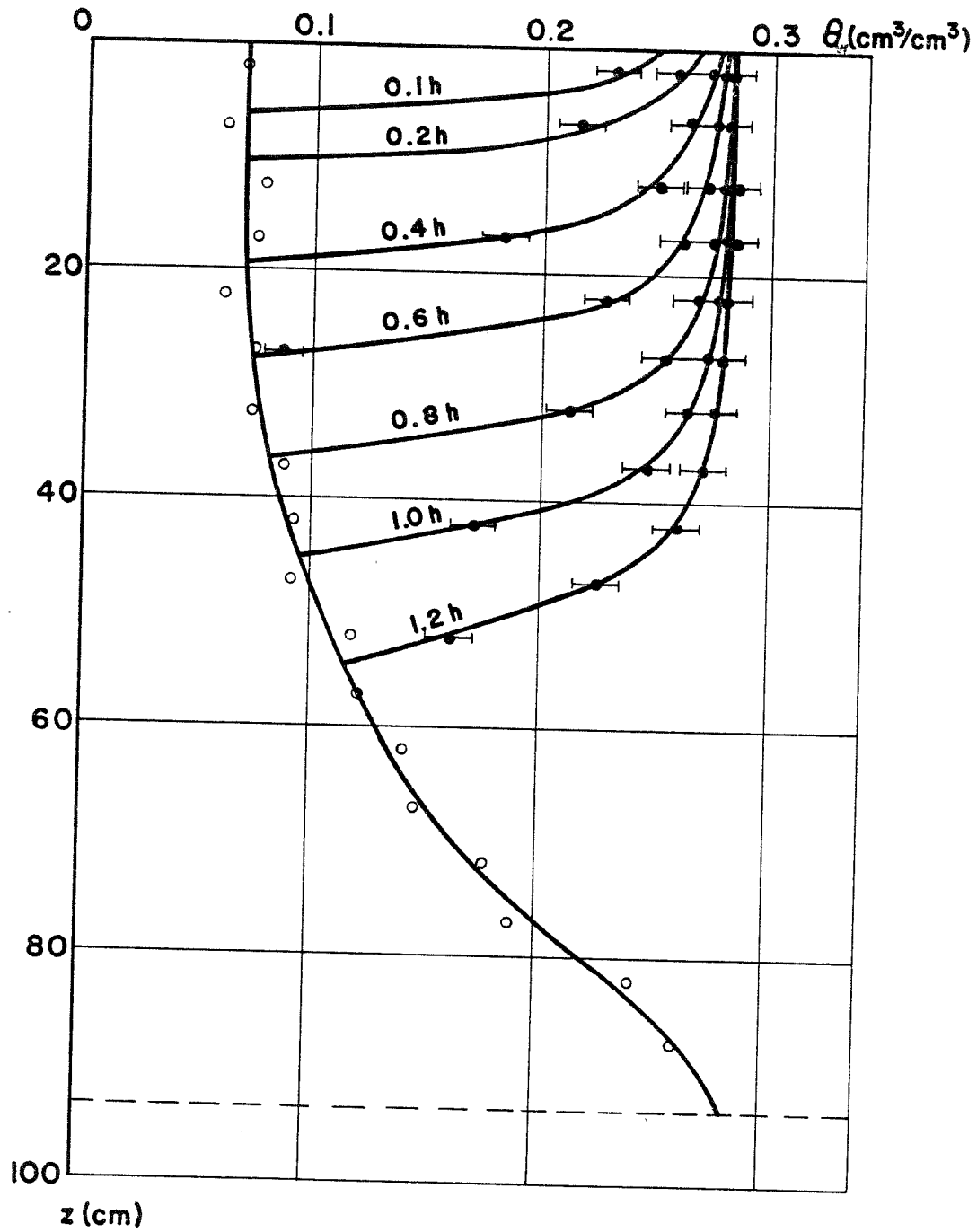


Figure 3.11 Profils hydriques correspondants à un flux d'eau 8.3 cm/h à la surface

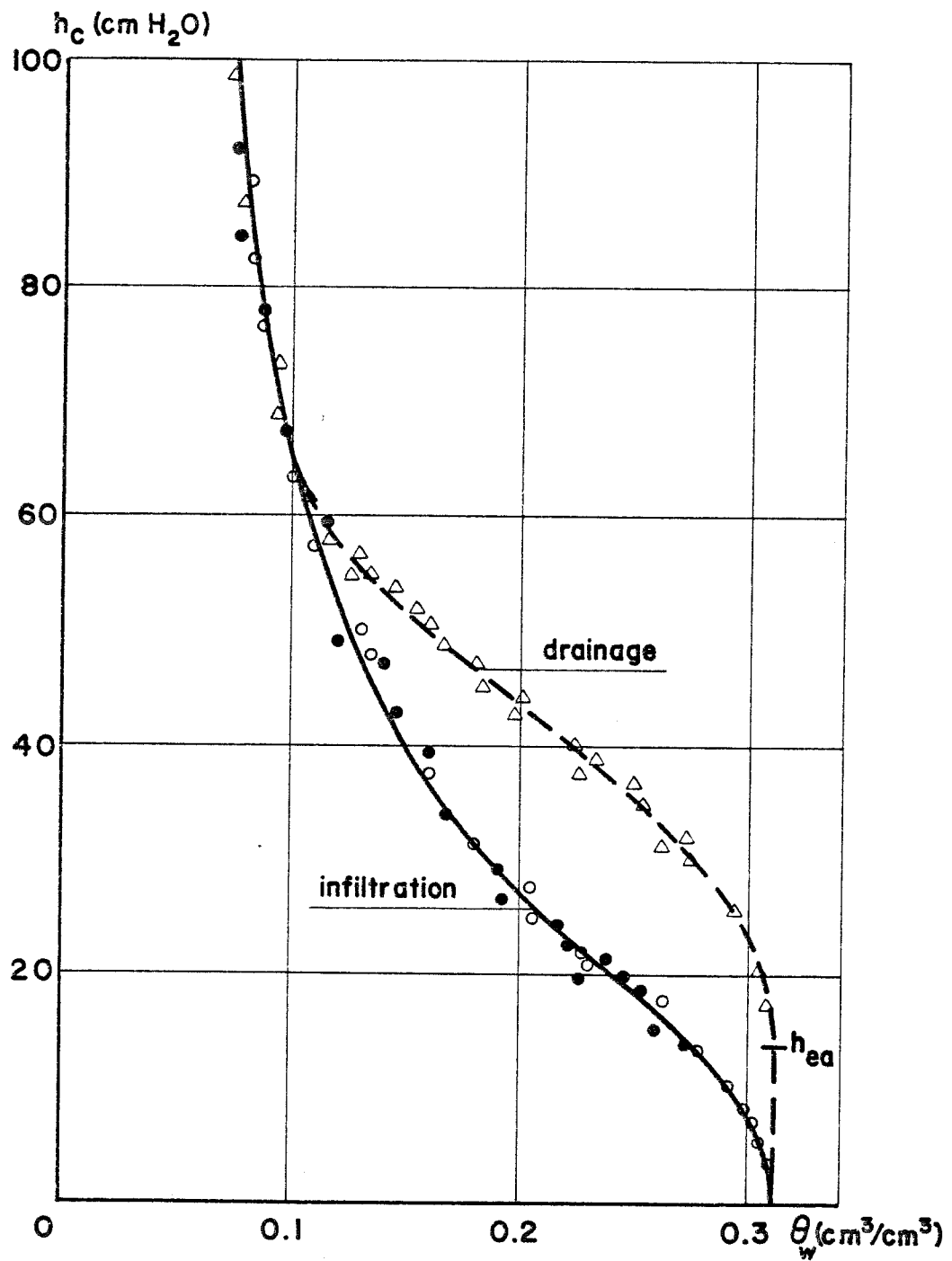


Figure 3.12 Courbes $\theta_w(h_c)$ en infiltration (—) et en drainage (---)
 ● Points obtenus à partir des essais avec effets d'air
 ○ Points obtenus à partir des essais sans effets d'air

Cette figure montre aussi les points expérimentaux obtenus en drainage, représentés par des triangles.

Il est bien évident qu'un traitement rigoureux de l'infiltration doit tenir compte des effets d'hystérésis, puisque le profil initial, avant chaque infiltration, est obtenu par drainage de la colonne.

Toutefois, ces effets d'hystérésis ne se font pas sentir tant que la teneur en eau initiale est inférieure à $0.12 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$. Car, jusqu'à cette valeur de la teneur en eau, les deux branches (en infiltration et en drainage) sont pratiquement confondues (figure 3.12).

Or, dans les profils initiaux, cette valeur n'est dépassée qu'à partir de la cote $z \approx 60 \text{ cm}$. De plus, le front d'humidification a rarement atteint cette cote au cours de nos essais. En conséquence, il est légitime de ne pas tenir compte de l'hystérésis, et de ne considérer que la branche correspondant à l'humidification.

Une expression analytique de la forme (VAN GENUCHTEN, 1980)

$$\theta_w = \frac{\theta_{ws} - \theta_{wr}}{\{1 + (\alpha h_c)^\beta\}^\gamma} + \theta_{wr} \quad (3.3)$$

où $\theta_{ws} = 0.312 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, est la teneur en eau à saturation naturelle ;
 $\theta_{wr} = 0.0265 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ est la teneur en eau résiduelle ;
 $\alpha = 0.044 \text{ cm}^{-1}$;
 $\beta = 2.22$;
 $\gamma = 1 - 1/\beta = 0.55$;

a été ajustée par les moindres carrés sur les points expérimentaux. Elle est représentée sur la figure par la courbe en trait plein.

Notons que, d'une part, cette relation n'a aucun fondement théorique, et que, d'autre part, la valeur de la teneur en eau résiduelle n'est pas mesurée, mais obtenue par ajustement ; sa seule justification est la bonne concordance entre points mesurés et courbe ajustée (courbe en S). En outre, elle permet l'obtention de la capacité capillaire par simple dérivation.

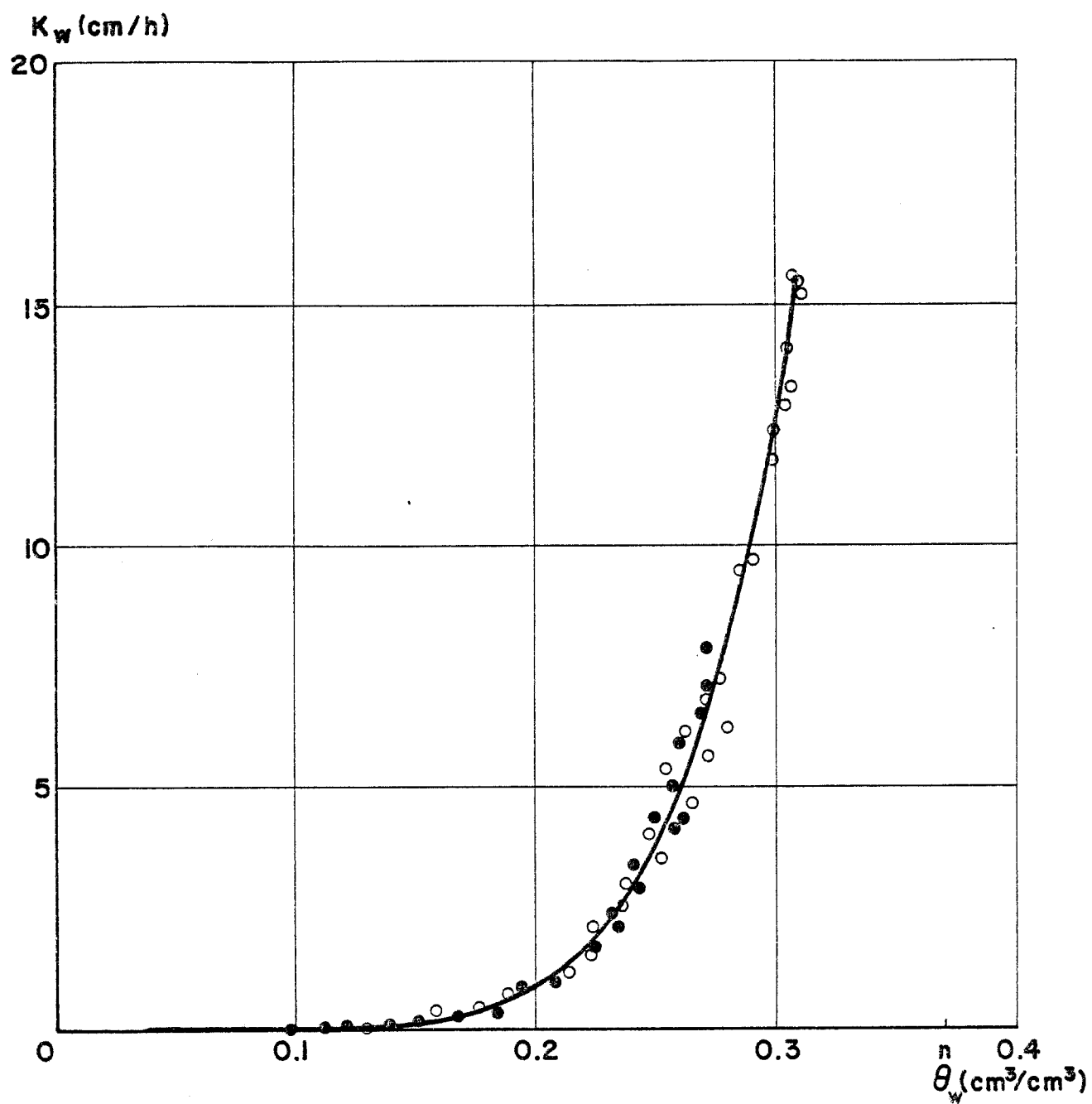


Figure 3.13 Courbe $K_w(\theta_w)$

- Points obtenus à partir des essais avec effets d'air
- Points obtenus à partir des essais sans effets d'air

3.4.2. RÉLATION TENEUR EN EAU-CONDUCTIVITE A L'EAU

Si la détermination de la relation $\theta_w(h_c)$ est directe et aisée, celle de la relation $K_w(\theta_w)$ est plus délicate. Cette relation s'obtient à partir de l'équation dynamique (équation 1.9) :

$$q_w = - K_w(\theta_w) \cdot \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \quad (3.4)$$

en déterminant, pour une cote donnée z_0 , et à un instant donné t_0 , la vitesse de DARCY q_w , et le gradient de charge hydraulique $d(h_w - z_0)/dz$. Le gradient de charge hydraulique est donné directement par la pente du profil expérimental de la charge à l'instant t_0 et la cote choisie z_0 . Quant à la densité de flux q_w , elle est déterminée par intégration de l'équation de continuité (équation 1.2) :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} + \frac{\partial q_w}{\partial z} = 0 \quad (3.5)$$

qui permet d'écrire (puisque $q_w \Big|_{z=L} \equiv 0$) :

$$q_w \Big|_{\substack{z=z_0 \\ t=t_0}} = \frac{d}{dt} \int_{z_0}^L \{ \theta_w(z) - \theta_{wi}(z) \} dz \Big|_{t=t_0} \quad (3.6)$$

où L est la hauteur de la colonne ;

et $\theta_{wi}(z)$ est le profil initial de teneur en eau.

La teneur en eau à z_0 étant connue à t_0 , on obtient ainsi un point de la courbe $K_w(\theta_w)$.

La figure 3.13 montre cette relation. Les cercles blancs sont obtenus à partir de l'essai sans effets d'air, alors que les cercles noirs à partir des essais avec effets d'air.

De même que pour la relation $\theta_w(h_c)$, on peut affirmer que la compression de l'air n'affecte pas la relation $K_w(\theta_w)$.

Une expression analytique de la forme :

$$K_w = A_w \theta_w^{B_w} \quad (3.7)$$

où $A_w = 18130 \text{ cm/h}$
 $B_w = 6.07$

ajustée par les moindres carrés, décrit le nuage de points expérimentaux d'une façon satisfaisante. (Le coefficient de corrélation est $r = 0.970$).

Comme pour le cas de la courbe $\theta_w(h_c)$, cette formule analytique n'a d'autre justification que la concordance avec les points mesurés.

La conductivité hydraulique à saturation naturelle K_{ws} ainsi obtenue est de 15.4 cm/h, alors que celle qui correspond à la saturation totale est de 51 cm/h. Cette différence est due à celle entre la porosité ($0.37 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$) et la teneur en eau à saturation naturelle ($0.312 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$), et au caractère fortement non linéaire de la relation $K_w(\theta_w)$.

Il faut noter cependant que la valeur correspondant à la saturation totale n'a pas été prise en compte pour le calcul des coefficients A_w et B_w . De ce fait, l'extrapolation de (3.7) pour la porosité, donne une valeur de la conductivité hydraulique à saturation totale inférieure à la valeur mesurée (43.4 cm/h, au lieu de 51 cm/h).

3.4.3. RELATION TENEUR EN EAU-CONDUCTIVITE A L'AIR

Pendant les essais avec effets d'air, la pression de l'air est mesurée dans la colonne ; par contre, la densité de flux de l'air, q_a , n'est pas accessible à la mesure. Pour mesurer la relation $K_a(\theta_w)$, nous avons effectué une série d'essais, -indépendamment des essais d'infiltration, et une fois ces derniers terminés- similaires à ceux effectués pour mesurer la perméabilité intrinsèque : un débit constant d'air (donc un flux constant), est imposé au bas de la colonne, jusqu'à établissement du régime permanent. Le profil de teneur en eau est mesuré avant l'écoulement d'air et après l'établissement du régime permanent. Le profil de pression de l'air et la valeur du flux donnent la conductivité à l'air, suivant l'équation dynamique de l'air (équation 1.16) :

$$q_a = - K_a(\theta_w) \cdot \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \quad (3.8)$$

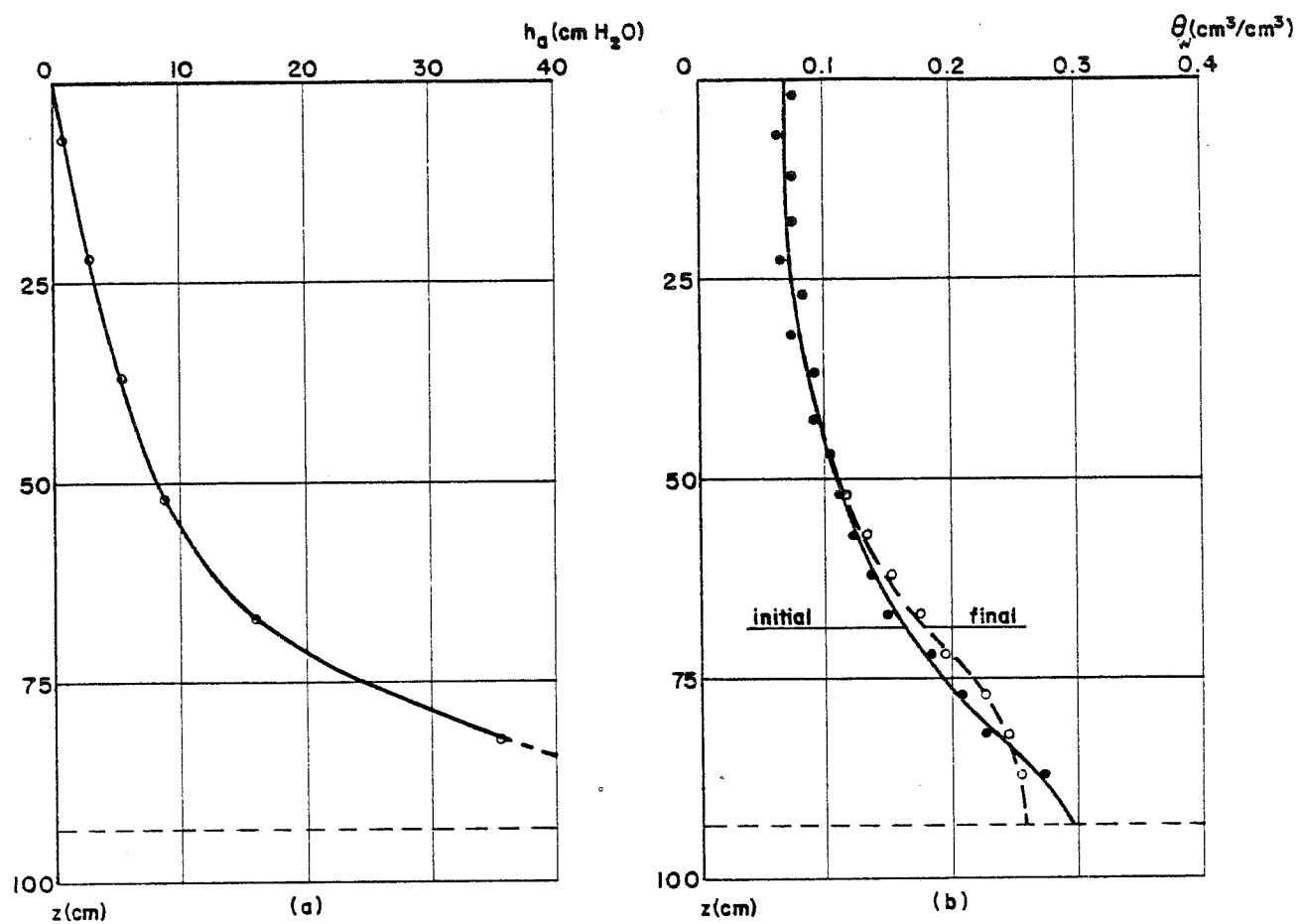


Figure 3.14 Détermination de la relation $K_a(\theta_w)$
 (a) Profil de pression de l'air correspondant à un flux $q_a = 334$ cm/h
 (b) Profils d'humidité avant et après l'écoulement de l'air.

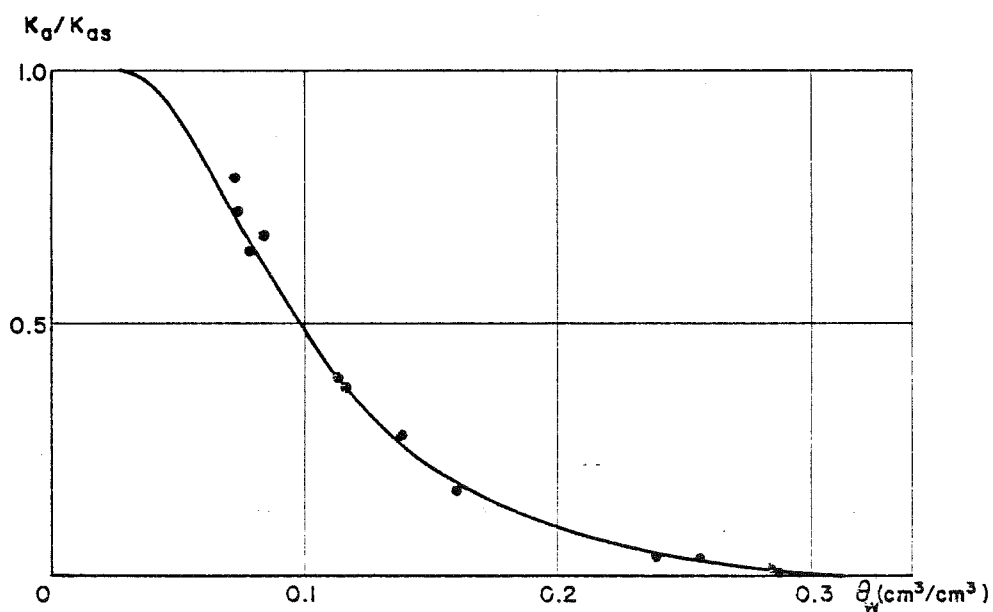


Figure 3.15 Perméabilité relative à l'air en fonction de la teneur en eau

A titre d'exemple, la figure 3.14a montre le profil de pression d'air obtenu pour un flux de 334 cm/h. La figure 3.14b montre les profils de teneur en eau initial et final, correspondants à ce flux. On note, sur cette figure, une légère redistribution de l'humidité au bas de la colonne, due à l'écoulement de l'air.

La relation conductivité relative à l'air - teneur en eau est représentée figure 3.15. On remarque que la conductivité à l'air décroît très rapidement lorsque la teneur en eau croît. Notons que les valeurs correspondant aux fortes teneurs en eau sont entâchées d'une grande erreur, à cause de l'incertitude sur la détermination du gradient de pression de l'air dans ces cas.

Une expression analytique de la forme :

$$K_a = \frac{A_a K_{as}}{A_a + (h_c)^{B_a}} \quad (3.9)$$

avec : $A_a = 3.86 \times 10^{-5}$

$B_a = -2.4$

$K_{as} = 2800$ cm/h est la conductivité à saturation totale à l'air

décrit assez bien cette relation. Elle est représentée, par l'intermédiaire de l'équation (3.3), par la courbe continue sur la figure (3.15).

3.5. STABILITE HYDRODYNAMIQUE DE L'ECOULEMENT

Nous avons supposé, (Chapitre I, § 1.2) que le régime de l'écoulement est hydrodynamiquement stable.

Bien qu'il soit difficile d'établir rigoureusement les critères de stabilité de l'écoulement, un calcul approché a été proposé par PHILIP (1975), en assimilant un sol réel à un "milieu de DIRAC" (diffusivité capillaire assimilée à une masse de DIRAC). Un tel milieu se caractérise par une teneur en eau initiale θ_i et une teneur en eau à saturation θ_s , les conductivités hydrauliques correspondant à ces teneurs en eau k_i et k_s , et la succion au niveau du front h_f . La condition de stabilité de l'écoulement dans ce milieu s'exprime par l'inégalité :

$$k_s \int_0^{z_f} \frac{dz}{k_s} - z_f < h_0 - (h_f + h_a) \quad (3.10)$$

où z_f est la profondeur du front;
 h_o est la pression de l'eau à la surface du sol;
 et h_a est la surpression de l'air par rapport à la pression atmosphérique.

Pour un milieu homogène, cette condition se réduit à :

$$h_o - (h_f + h_a) > 0 \quad (3.11)$$

Si l'on considère les temps initiaux, avant l'échappée de l'air, sa pression sera donnée par la loi de MARIOTTE :

$$h_a = \frac{h_{atm} z_f}{L - z_f} \quad (3.12)$$

avec :

h_{atm} la pression atmosphérique, mesurée en colonne d'eau ;
 et L la hauteur de la colonne.

Remplaçant cette expression dans (3.11), l'écoulement sera donc stable tant que le front n'a pas atteint la profondeur :

$$z_f = \frac{L}{1 + \frac{h_{atm}}{h_o - h_f}} \quad (3.13)$$

Une estimation de h_f , proposée par BOUWER (1964), et justifiée théoriquement par NEUMAN (1976), est donnée par l'expression :

$$h_f = - \int_{h_{ci}}^0 k_{rw} dh_c \quad (3.14)$$

où h_{ci} est la pression capillaire initiale dans le sol ;
 k_{rw} est la perméabilité relative à l'eau.

Dans notre cas, la valeur de h_f est - 14,5 cm d'eau.

L'application de (3.12) donne, pour $h_0 = 2.3 \text{ cm}$, $z_f \approx 1.5 \text{ cm}$, ce qui correspond à une lame de $I \approx 0.3 \text{ cm}$ qui s'est infiltrée après $t \approx 15 \text{ s}$. Il est donc légitime de supposer, qu'avant l'échappée de l'air (observée expérimentalement après une dizaine de secondes), l'écoulement est stable.

A partir de $t \approx 0.1 \text{ h}$, la pression mesurée de l'air est pratiquement constante dans l'espace et dans le temps ($h_a = 17 \text{ cm}$). La somme $h_0 - (h_f + h_a)$ est dans ce cas -0.2 cm .

Toutefois, compte tenu de la précision de mesure des pressions ($\pm 0.3 \text{ cm}$), et de la définition de la courbe k_{rw} , qui a servi au calcul de h_f , la valeur -0.2 cm , n'est pas significativement différente de zéro et l'on peut considérer qu'on est à la limite de la stabilité. Ceci d'autant plus que ce critère s'applique à un milieu de DIRAC et que "les résultats ne doivent être étendus à un sol réel qu'avec beaucoup de précaution et de scepticisme" suivant les termes mêmes de PHILIP (1975).

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE

Les résultats expérimentaux présentés précédemment ont permis de mettre en évidence les effets du confinement de l'air dans le sol, sur le processus de l'infiltration, notamment le ralentissement de sa cinétique.

Toutefois, et pour des conditions différentes de celles de nos essais (un sol différent par exemple), ces résultats ne peuvent donner qu'une information qualitative.

Afin de quantifier ces effets pour des situations différentes, on peut, soit répéter les essais pour les situations en question; soit, les prédire dans ces situations, par simulation numérique du problème. Des deux approches, la dernière est la plus rapide, et la plus économique. A condition toutefois que le modèle numérique soit, au préalable, validé par des observations expérimentales. Cette validation est nécessaire avant l'utilisation du modèle en prédiction car la structure du modèle dépend de la physique du phénomène étudié, ses entrées reflètent la connaissance des informations que l'on peut avoir sur le massif poreux. Les sorties doivent donc être confrontées aux observations afin d'attester de leur représentativité. Il est donc indispensable de tester le modèle numérique sur les essais expérimentaux présentés au chapitre précédent.

Nous présenterons, en premier lieu, les résultats de la simulation numérique des essais sans effets d'air.

4.1. SIMULATION DES ESSAIS SANS EFFETS D'AIR

Le modèle mathématique qui décrit l'écoulement de l'eau est (cf. Chapitre I) :

$$C_w \left(\frac{\partial h_a}{\partial t} - \frac{\partial h_w}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad (4.1)$$

avec :

$$C_w = \frac{d\theta_w}{dh_c} \quad (4.2)$$

Or, en l'absence d'effets d'air, $h_a \equiv 0$ et $h_c \equiv -h_w$, cette équation devient donc :

$$C_w \frac{\partial h_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad (4.3)$$

avec :

$$C_w = \frac{d\theta_w}{dh_w} \quad (4.4)$$

Le problème consiste à chercher à chaque instant, la distribution de la pression de l'eau h_w , dans un domaine de sol $\mathcal{D}$ dont on connaît les caractéristiques $K_w(h_w)$ et $C_w(h_w)$. Il faut donc résoudre l'équation (4.3) assortie des conditions initiales et aux limites. Ces dernières s'expriment en termes de charge hydraulique, $(h_w - z)$, (condition de DIRICHLET), ou de flux, $-K_w(\partial h_w / \partial z - 1)$, (condition de NEUMANN).

Parmi les différentes méthodes de résolution numérique disponibles, nous avons choisi la méthode des différences finies, car elle est la mieux adaptée au domaine géométrique considéré, et elle est très simple à mettre en oeuvre.

Vu le grand nombre de travaux concernant la résolution numérique de cette équation par différences finies, nous n'entrerons pas dans le détail de cette résolution. Nous renvoyons pour cela le lecteur aux travaux antérieurs (entre autres, WHISLER et KLUTE, 1965 ; WATSON, 1971 ; VAUCLIN et coll. 1975 ; HAVERKAMP et coll. 1977 ...).

Rappelons cependant que le principe de cette méthode consiste à linéariser l'équation de l'écoulement, en remplaçant les dérivées partielles, spatiales et temporelles, par leurs expressions en différences finies. Ceci revient à remplacer le domaine $\mathcal{D}$, en l'occurrence l'axe vertical, par un

domaine discret de N points en lesquels on cherche la distribution de la pression à des temps discrets. Les expressions en différences finies des dérivées spatiales et temporelles s'obtiennent par des développements limités en série de TAYLOR de la pression. Ceci suppose que cette variable soit continue dans l'espace et dans le temps, et dérivable, ce qui est le cas. Notons cependant que l'espacement entre les points de calcul doit être suffisamment petit pour que les variations de la pression entre deux points puissent être considérées comme linéaires.

L'équation discrétisée, assortie des conditions aux limites, écrite aux N points discrets du domaine, résulte, soit en N équations indépendantes (schéma explicite), soit en un système linéaire de N équations à N inconnues (schéma implicite). Dans ce dernier cas, le système linéaire est tridiagonal, et peut être résolu par la méthode directe de THOMAS (REMSON et coll. 1971).

Pour que la solution numérique soit acceptable, il faut qu'elle soit stable et convergente. La stabilité de la solution implique que les oscillations de la valeur calculée en un point autour d'une valeur moyenne ne s'amplifient pas. Quant à la convergence, elle implique que la solution numérique tende vers la vraie solution du problème. Lorsque cette dernière n'est (ou ne peut) pas être établie analytiquement pour le problème étudié, la solution numérique sera jugée acceptable si elle reproduit fidèlement les observations expérimentales.

Les schémas du type implicite présentent l'avantage d'être, en principe, inconditionnellement stables (pour les équations linéaires), alors que la stabilité des schémas de type explicite, est soumise à une condition restrictive (REMSON et coll., 1971).

Quel que soit le type de schéma adopté, la convergence de la solution dépend du mode de linéarisation des fonctions C_w et K_w , au cours d'un pas de temps, ainsi que du mode de pondération de la fonction K_w aux inter-noeuds (entre les noeuds de calcul).

VAUCLIN et coll. (1979), ont comparé différents schémas numériques à la solution quasi-analytique de PHILIP (1957,a). Il ressort de leur étude que le meilleur compromis entre précision (convergence) et temps de calcul, est obtenu avec un schéma de type implicite, avec les considérations suivantes :

- pour la linéarisation : considérer que les valeurs des fonctions K_w et C_w , en un point, restent constantes pendant le pas de temps entre t et $t + \Delta t$, leur valeur étant celle correspondant au temps t (linéarisation explicite).

- pour la pondération : considérer que la valeur inter-nodale de la fonction K_w , entre les points i et $i \pm 1$, est égale à la moyenne géométrique des valeurs en ces points, c'est-à-dire :

$$K_{w,i\pm 1/2} = \sqrt{K_{w,i} K_{w,i\pm 1}} \quad (4.5)$$

Ces raisons nous ont conduit à adopter les mêmes considérations. A savoir, un schéma de type implicite, avec linéarisation explicite, et pondération par la moyenne géométrique. En plus, nous avons considéré un espacement constant entre les noeuds de calcul $\Delta z = 1$ cm, et un pas de temps constant $\Delta t = 1$ seconde.

Puisque notre modèle numérique ne tient pas compte de l'hystérésis, nous avons ajusté le profil initial numérique d'humidité au profil initial mesuré par l'intermédiaire de la courbe $\theta_w(h_c)$ en infiltration. De ce fait, et alors que le profil initial mesuré de la charge hydraulique est quasiment uniforme, le profil numérique correspondant ne l'est pas. Ceci devrait avoir pour conséquence un drainage interne qui se produirait artificiellement, à l'aval du front d'humidification, si l'on considère la totalité de la colonne pendant la simulation numérique. Afin d'empêcher ce drainage interne artificiel, nous n'avons considéré que la zone humidifiée de la colonne (croissante dans le temps) pendant la simulation. Cette considération est justifiée par le fait que la charge hydraulique en un point, garde sa valeur initiale tant que le front d'humidification n'a pas atteint ce point. En outre, elle a l'avantage de diminuer considérablement le temps de calcul.

Numériquement, l'arrivée du front d'humidification est détectée par une variation de la teneur en eau de $0.005 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, par rapport à sa valeur initiale, dans l'avant dernier noeud de calcul. Ce critère permettait d'incrémenter le nombre de noeuds de calcul.

A chaque instant t , le volume infiltré par unité de surface, I , est calculé par intégration des profils hydriques :

$$I(t) = \int_0^{z_M} \{ \theta_w(z,t) - \theta_w(z,0) \} dz \quad (4.6)$$

M est le dernier noeud de calcul.

4.1.1. ESSAI A CHARGE CONSTANTE

Les conditions initiale et aux limites, associées à l'équation (4.3) s'écrivent dans ce cas :

$$t < 0 ; z \geq 0 \quad h_w(z, 0) = f(z) \quad (4.7)$$

$$t \geq 0 ; z = 0 \quad h_w(0, t) = 2.3 \text{ cm} \quad (4.8)$$

$$t \geq 0 ; z = z_{M+1} \quad h_w(z_{M+1}, t) = h_w(z_{M+1}, 0) \quad (4.9)$$

avec : $f(z) = f_0$, pour : $0 \leq z \leq z_0$

et : $f(z) = a_0 + a_1 z + a_2 z^2 + a_3 z^3 + a_4 z^4$, pour $z > z_0$

où : $z_0 = 28 \text{ cm}$

$f_0 = - 86.0 \text{ cm}$

$a_0 = - 4.313$; $a_1 = - 7.434$; $a_2 = 2.201 \times 10^{-1}$;

$a_3 = 2.313 \times 10^{-3}$; $a_4 = 8.636 \times 10^{-6}$

M est le dernier noeud de calcul.

La figure 4.1. montre les volumes infiltrés par unité de surface du sol en fonction du temps, mesurés et calculés. L'accord entre mesure et calcul est très satisfaisant.

La figure 4.2. montre les profils hydriques déterminés expérimentalement, et calculés. Dans ce cas aussi, l'accord est très bon, à partir de $t = 0.1 \text{ h}$.

Bien que l'écart entre profils mesurés et calculés pour les fortes teneurs en eau soit toujours dans le même sens, il reste cependant du même ordre de grandeur que la précision des mesures des teneurs en eau.

La mesure des pressions étant plus précise que celle des teneurs en eau, elle rend mieux compte de la cinétique de l'humidification. A titre

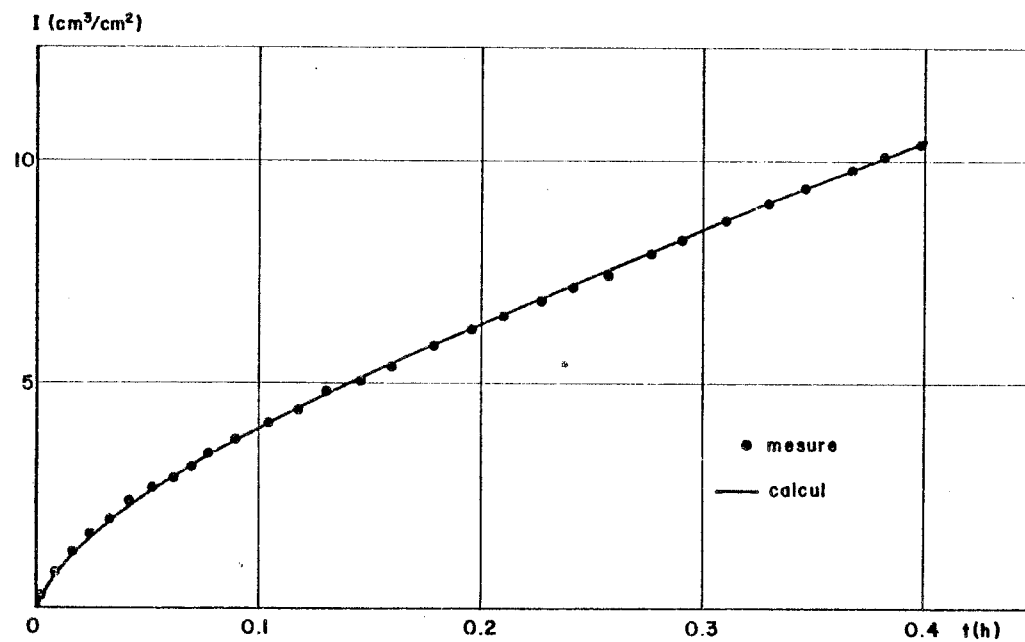


Figure 4.1 Volumes unitaires infiltrés en fonction du temps
Lame d'eau 2.3 cm à la surface, colonne ouverte latéralement

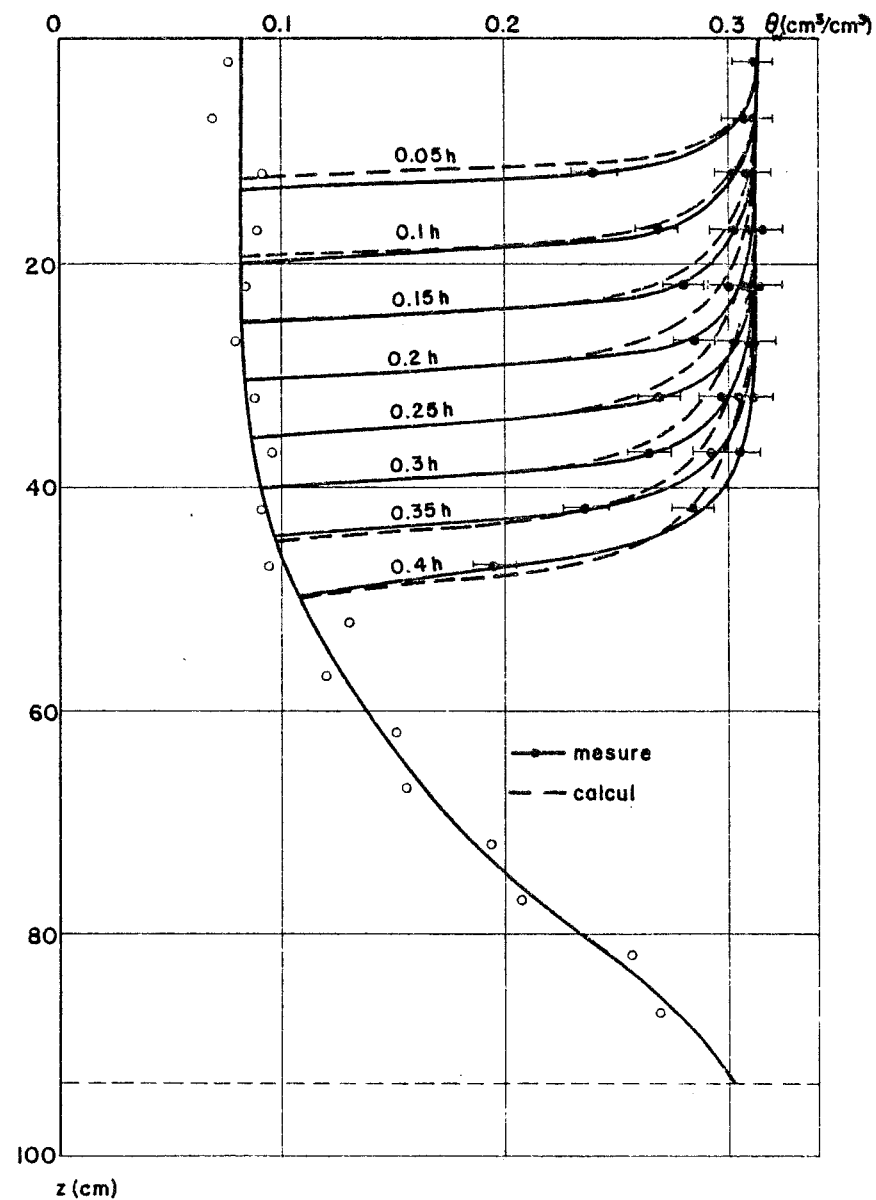


Figure 4.2 Profils hydriques mesurés et calculés
Charge d'eau 2.3 cm à la surface
Colonne ouverte latéralement

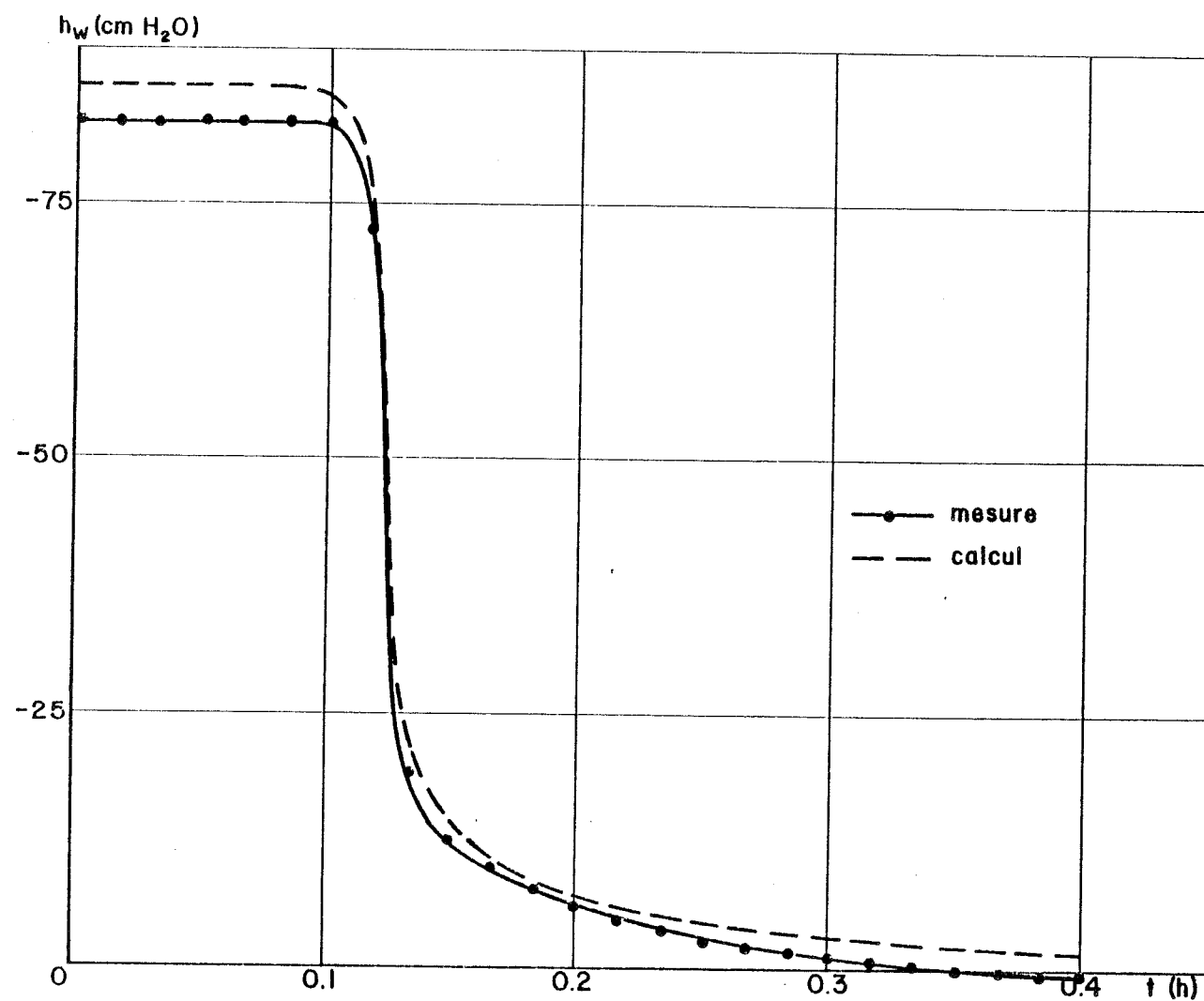


Figure 4.3 Pression de l'eau en fonction du temps à $z = 22$ cm mesurée et calculée
Charge d'eau 2.3 cm à la surface. Colonne ouverte latéralement

d'exemple, la figure 4.3 compare l'évolution de la pression mesurée et calculée à $z = 22$ cm.

Dans ce cas aussi, on constate une très bonne concordance entre le modèle numérique et l'expérience.

4.1.2. ESSAIS A FLUX CONSTANT

4.1.2.1. - Flux de 8.3 cm/h

Dans ce cas, l'équation (4.3) est résolue avec les conditions initiale et aux limites suivantes :

$$t < 0 ; z \geq 0 \quad h_w(z, 0) = f(z) \quad (4.10)$$

$$t \geq 0 ; z = 0 \quad -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) = q_{w,0} = 8.3 \text{ cm/h} \quad (4.11)$$

$$t \geq 0 ; z = z_{M+1} \quad h_w(z_{M+1}, t) = h_w(z_{M+1}, 0) \quad (4.12)$$

avec : $f(z) = f_0$, pour $0 \leq z \leq z_0$

et : $f(z) = a_0 + a_1 z + a_2 z^2 + a_3 z^3 + a_4 z^4$, pour $z > z_0$

où : $z_0 = 23$ cm

$f_0 = -105.4$ cm

$a_0 = -105.3$; $a_1 = -1.625$; $a_2 = 9.372 \times 10^{-2}$;

$a_3 = -1.114 \times 10^{-3}$; $a_4 = 4.430 \times 10^{-6}$

M est le dernier noeud de calcul.

Notons que, numériquement, la quantité $(q_{w,0} \cdot t - I(t))/q_{w,0}$ qui représente le bilan entre la quantité d'eau réellement infiltrée ($q_{w,0} \cdot t$), et celle calculée numériquement par intégration des profils hydriques, reste inférieure à 1 % pour $t \geq 0.20$ h. Ce qui prouve que le modèle numérique est conservatif.

La figure 4.4. montre les profils hydriques mesurés au cours de cet essai et calculés. De même que pour le cas précédent, l'accord entre mesure et calcul est très satisfaisant.

Comme pour le cas précédent, la cinétique de l'humidification est fidèlement simulée numériquement, à en juger par la figure 4.5, qui

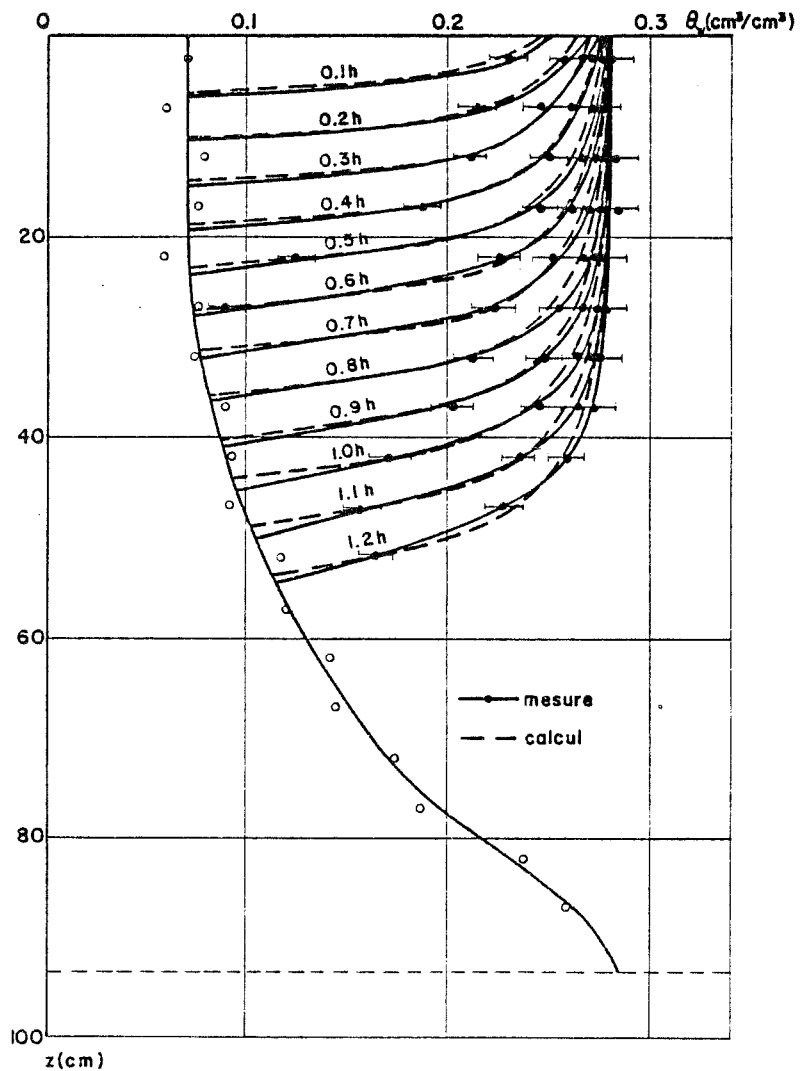


Figure 4.4 Profils hydriques mesurés et calculés
Flux d'eau 8.3 cm/h à la surface

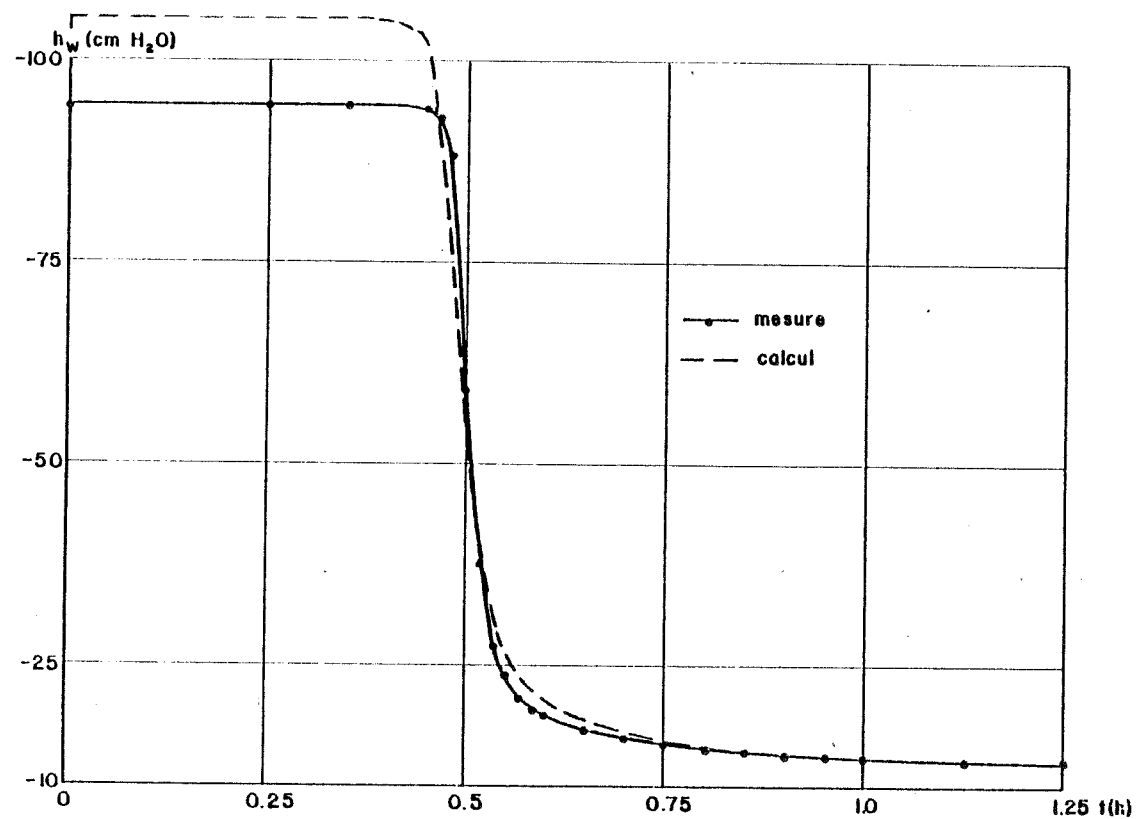


Figure 4.5 Pression de l'eau en fonction du temps
mesurée et calculée à $z = 22$ cm
Flux d'eau 8.3 cm/h à la surface

compare l'évolution des pressions mesurées et calculées en fonction du temps à $z = 22$ cm.

4.1.2.2. - Flux de 20 cm/h

Les conditions initiale et aux limites, associées à l'équation 4.3, sont dans ce cas :

$$t < 0 ; z \geq 0 \quad h_w(z, 0) = f(z) \quad (4.13)$$

$$0 \leq t \leq t_p ; z = 0 \quad -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) = q_{w,0} = 20 \text{ cm/h} \quad (4.14)$$

$$t > t_p ; z = 0 \quad h_w(0, t) = q_{w,0} \cdot t - I(t) \quad (4.15)$$

$$t \geq 0 ; z = z_{M+1} \quad h_w(z_{M+1}, t) = h_w(z_{M+1}, 0) \quad (4.16)$$

avec : $f(z) = f_0$, pour $0 \leq z \leq z_0$

$$f(z) = a_0 + a_1 z + a_2 z^2 + a_3 z^3 + a_4 z^4 , \text{ pour } z > z_0$$

où : $z_0 = 15$ cm

$$f_0 = -94.3 \text{ cm}$$

$$a_0 = -98.38 ; a_1 = -2.978 \times 10^{-1} ; a_2 = 4.175 \times 10^{-2} ;$$

$$a_3 = -4.748 \times 10^{-4} ; a_4 = 1.840 \times 10^{-6}$$

M est le dernier noeud de calcul

t_p est le temps de submersion. C'est l'instant où la pression de l'eau s'annule à la surface du sol. Il est déterminé numériquement.

$I(t)$ est la lame d'eau infiltrée déterminée par intégration des profils hydriques (équation 4.6).

La figure 4.6 montre les profils hydriques mesurés et calculés pour cet essai. On note dans ce cas, un écart croissant entre profils mesurés et calculés, à partir de $t = 0.5$ h. Cet écart est dû au fait que notre modèle numérique ne tient pas compte de l'hystérésis, le profil initial numérique étant "ajusté" sur le profil initial expérimental (obtenu suite à un drainage), de façon à avoir le même profil initial de teneur en eau. Or, les courbes en infiltration et en drainage, deviennent distinctes à partir de $\theta_w = 0.12 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ (cf. figure 3.12). Par conséquent, pour les valeurs initiales de la teneur en eau supérieures à $\theta_w = 0.12 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, la pression initiale de l'eau

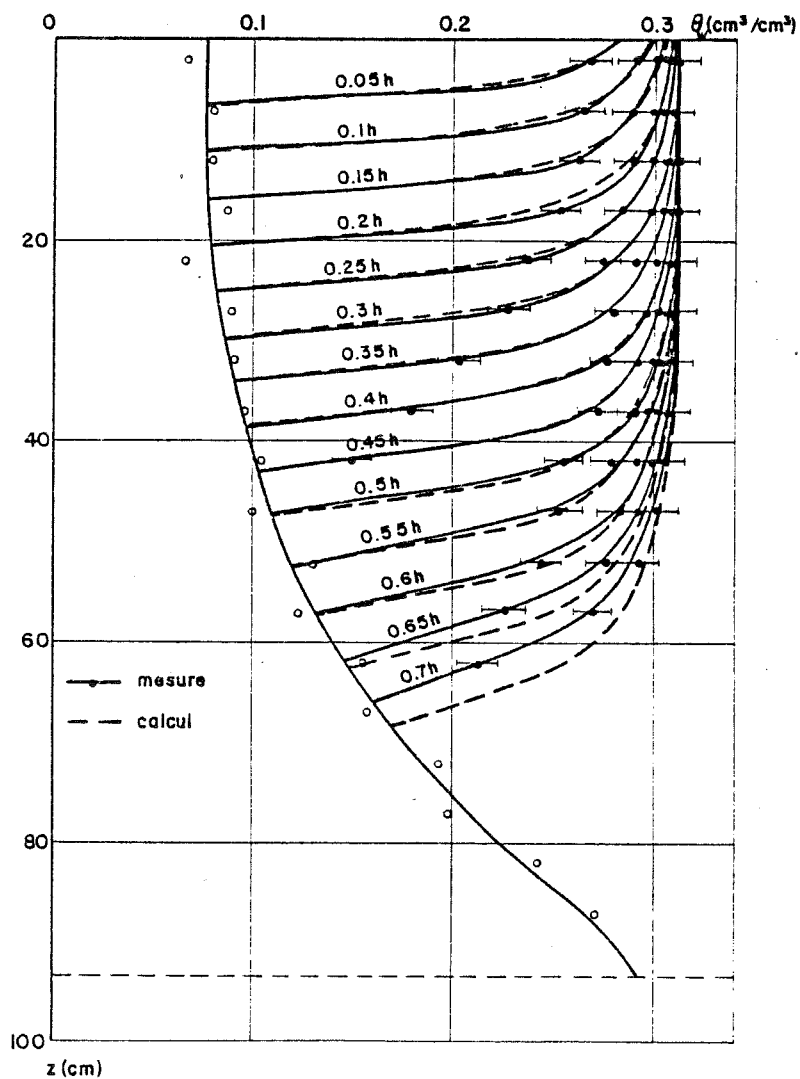


Figure 4.6 Profils hydriques mesurés et calculés
Flux d'eau 20 cm/h à la surface
Colonne ouverte latéralement

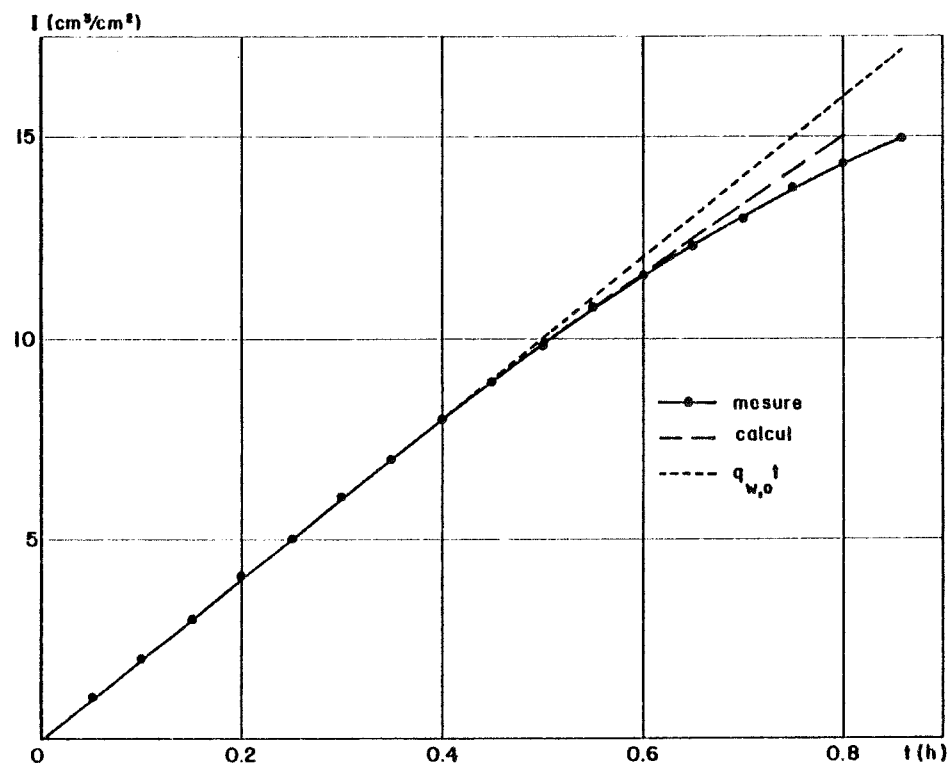


Figure 4.7 Volumes unitaires infiltrés en fonction du temps
Flux d'eau 20 cm/h à la surface
Colonne ouverte latéralement

dans le modèle numérique est supérieure à sa valeur réelle. Par conséquent, lorsque le front d'humidité arrive à cette zone, la valeur calculée du gradient de pression est surestimée par rapport à la valeur réelle, ce qui rend le terme gravitaire plus vite prépondérant. Cette erreur se retrouve sur les volumes unitaires infiltrés, comme le montre la figure 4.7. Sur cette figure, la différence entre la droite de pente 20 cm/h (flux imposé à la surface), et la courbe du volume unitaire infiltré en fonction du temps, représente l'épaisseur croissante de la lame d'eau qui se forme à la surface du sol. L'avance des profils calculés notée plus haut, se traduit par une lame d'eau calculée dont l'épaisseur est sous-estimée.

Malgré ces écarts, nous pouvons estimer que le modèle numérique décrit la réalité physique de façon satisfaisante, à condition que les effets d'hystérésis ne soient pas sensibles. D'un autre côté, l'accord entre résultats expérimentaux et calculés, nous permet d'affirmer que les courbes $\theta_w(h_c)$ et $K_w(\theta_w)$, introduites dans le modèle, sont représentatives du sol.

Numériquement, la submersion de la surface a lieu à $t = 0.33 h$ (20 mn). Ce temps n'a pas été déterminé expérimentalement, en raison de l'absence de mesures d'humidité à la surface du sol. Par contre, nous avons observé une mince lame d'eau qui a couvert la totalité de la surface à $t \approx 0.38 h$ (23 mn). Il est légitime dans ce cas de supposer que le temps de submersion déterminé numériquement est assez proche de la réalité.

Notons par ailleurs que nous avons montré (BOULIER et coll., 1984), que le modèle numérique est en bon accord avec la solution quasi-analytique pour une condition de flux proposée par PHILIP et KNIGHT (1974), étendue par nos soins aux profils initiaux non uniformes et des valeurs de flux supérieures à la perméabilité à saturation naturelle K_{ws} .

4.2. SIMULATION DES ESSAIS AVEC EFFETS D'AIR

Le modèle mathématique qui décrit l'écoulement simultané de l'eau et de l'air, assimilé à un gaz parfait compressible est (cf. chapitre I) :

$$C_w \left(\frac{\partial h_a}{\partial t} - \frac{\partial h_w}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad (4.17)$$

$$\{(n - \theta_w).A - \rho_a.C_w\} \frac{\partial h_a}{\partial t} + \rho_a.C_w \frac{\partial h_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \rho_a.K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \right\} \quad (4.18)$$

avec :

$$\rho_a = \rho_{0a} + A.h_a \quad (4.19)$$

$$C_w = \frac{d\theta_w}{dh_c} \quad (4.20)$$

$$h_c = h_a - h_w \quad (4.21)$$

Le problème, dans ce cas, consiste à chercher, à chaque instant, la distribution de la pression de l'eau h_w , et de l'air h_a , dans un domaine du sol $\mathcal{D}$ dont on connaît la porosité n , et les caractéristiques $C_w(h_c)$, $K_w(h_c)$ et $K_a(h_c)$. Par conséquent, il faut résoudre les équations (4.17) et (4.18), assorties de leurs conditions initiales et aux limites. Ces conditions seront discutées ultérieurement.

Pour les raisons évoquées plus haut, nous avons opté pour la méthode des différences finies, avec schéma de résolution implicite, linéarisation explicite des fonctions K_w , K_a et C_w , et, pondération par la moyenne géométrique des fonctions K_w et K_a aux inter-nœuds. Toutefois, il est possible, a priori de procéder à une résolution séparée de ces équations ou à une résolution simultanée.

La première méthode est une résolution en deux étapes des deux équations. Pendant la première étape, les valeurs de l'une des variables (h_w , par exemple) sont déterminées au temps $t + \Delta t$, à partir de l'équation (4.17), en considérant que les variations temporelles de l'autre variable (h_a , dans ce cas), restent constantes pendant Δt , c'est-à-dire qu'elles conservent leurs valeurs obtenues entre $t - \Delta t$ et t . Les valeurs de h_w ainsi déterminées, permettent de passer à la deuxième étape, et de résoudre l'équation (4.18) dans laquelle les valeurs du terme $\partial h_w / \partial t$, sont désormais connues. De cette façon, nous avons à chaque pas de temps Δt , deux systèmes linéaires (tridiagonaux), indépendants à résoudre.

La deuxième méthode consiste à résoudre simultanément les deux équations, et chercher les valeurs de h_w et h_a au temps $t + \Delta t$, sans émettre d'hypothèse quant aux variations temporelles de ces variables au cours

du pas de temps. Cette méthode est légèrement plus lourde à mettre en oeuvre numériquement que la première, mais elle présente l'avantage de donner de meilleurs résultats, comparés à l'expérience. Ceci peut provenir notamment de l'absence d'hypothèse restrictive relative à la variation temporelle des variables au cours du pas de temps imposée par la première méthode. Nous présentons en annexe les équations discrétisées et l'algorithme de résolution dans ce cas.

4.2.1. LES CONDITIONS INITIALES

Lorsque nous avons simulé les essais sans effets d'air, nous avons ajusté le profil initial numérique de l'humidité sur le profil mesuré. Dans le cas présent, il n'est pas possible de limiter le calcul à la zone humidifiée. En effet, le calcul doit tenir compte de toute la hauteur de la colonne, puisque les pressions de l'eau et de l'air en un point, varient avant l'arrivée du front d'humidification à ce point, comme l'ont montré les observations expérimentales. La pression initiale de l'air étant nulle (par rapport à la pression atmosphérique), il faut par conséquent, que le profil initial de la pression de l'eau soit hydrostatique, afin d'éviter un drainage interne qui se produirait artificiellement. Nous avons donc considéré les conditions initiales suivantes :

- . pour l'air : une pression uniforme nulle,
- . pour l'eau : une charge hydraulique uniforme.

La valeur de la charge hydraulique de l'eau étant telle que le profil initial numérique soit le plus proche du profil initial mesuré sur toute la profondeur qui sera humidifiée à la fin de l'essai.

4.2.2. ESSAI A CHARGE D'EAU CONSTANTE

- Les conditions aux limites -

Ces conditions sont bien définies à la limite inférieure, puisqu'elles sont imposées expérimentalement. A savoir, un flux nul pour l'eau et pour l'air. De même, la condition à la surface du sol pour l'écoulement de l'eau est bien définie, alors que, pour l'air, cette condition n'est ni imposée, ni contrôlée, ni mesurée. Il faut donc émettre une hypothèse quant à cette condition.

A notre connaissance, tous les auteurs qui ont étudié ce problème numériquement, parmi lesquels, PHUC et MOREL-SEYTOUX (1972), WATSON et CURTIS (1979), ... ont suivi l'analyse théorique de YOUNGS et PECK (1964), en ce qui concerne la condition à la surface du sol pour l'écoulement de l'air. Pour une charge d'eau nulle à la surface du sol, cette analyse prévoit un flux d'air nul,

tant que sa pression n'a pas atteint " la pression d'entrée d'air " sur la branche principale en drainage de la courbe $\theta_w(h_c)$. Au delà, il peut s'échapper du milieu, et sa pression à la surface du sol reste constante. Pour une charge d'eau non nulle à la surface du sol, la pression limite de l'air sera donc la somme de la pression d'entrée d'air et de l'épaisseur de la lame d'eau à la surface. Notons que cette analyse suppose que la pression de l'air est uniforme dans tout le profil, ce qui est assez réaliste d'après les observations expérimentales.

La pression d'entrée d'air sur la branche principale en drainage notée h_{ea} étant de l'ordre de 14 cm d'eau (cf. figure 3.12), nous avons considéré une pression limite de l'air de 16 cm d'eau.

Bien que cette analyse ne soit pas conforme à nos observations expérimentales - qui ont montré que l'air commençait à s'échapper du milieu bien avant que sa pression ne se stabilise - nous l'avons appliquée dans notre modèle numérique. Il est vraisemblable que la compréhension du phénomène au temps initiaux, - c'est-à-dire, la mise en compression de l'air en même temps que son échappée hors du milieu - , nécessite une analyse et des mesures à l'échelle microscopique, notamment près de la surface du sol, ce qui n'était pas possible avec nos moyens expérimentaux.

Nous avons donc résolu les équations (4.17) et (4.18) avec les conditions initiales et aux limites suivantes :

$$t < 0, z \geq 0 \quad h_w(z, 0) - z = -114 \text{ cm} \quad (4.23)$$

$$t < 0, z \geq 0 \quad h_a(z, 0) = 0 \quad (4.24)$$

* pour l'eau :

$$t \geq 0, z = 0 \quad h_w(0, t) = 2.3 \text{ cm} \quad (4.25)$$

$$t \geq 0, z = L \quad -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) = 0 \quad (4.26)$$

* pour l'air :

$$0 \leq t \leq t_{lim}, z = 0 \quad -K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) = 0 \quad (4.27)$$

$$t > t_{lim}, z = 0 \quad h_a(0, t) = h_{lim} = h_{ea} + h_w(0, t) = 16 \text{ cm} \quad (4.28)$$

$$t \geq 0, z = L \quad -K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) = 0 \quad (4.29)$$

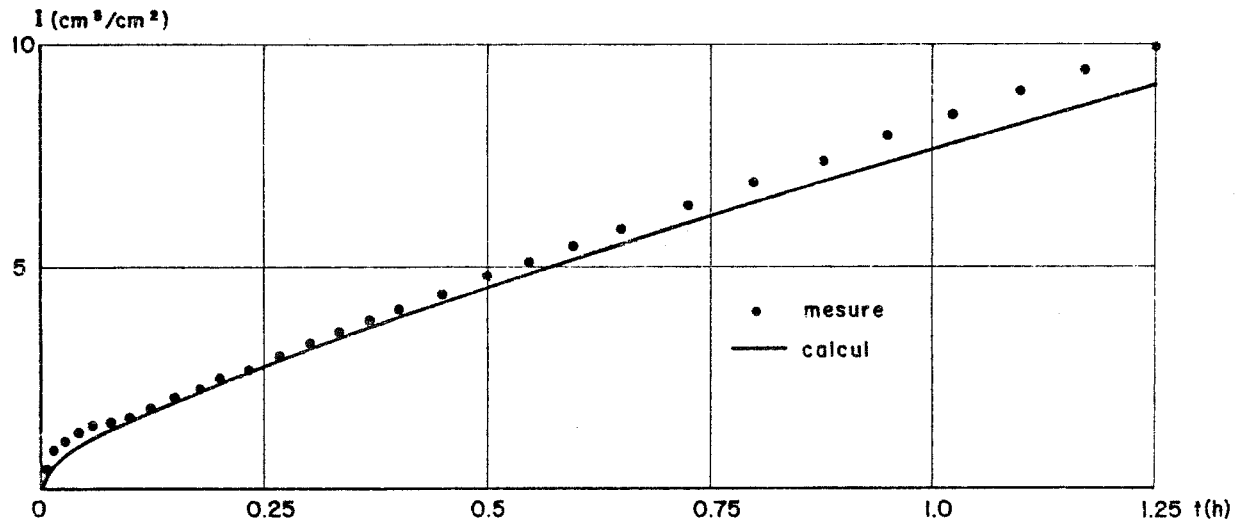


Figure 4.8 Lames infiltrées mesurée et calculée. Charge d'eau 2.3 cm à la surface
Colonne fermée latéralement. $K_a(\theta_w)$ définie par l'équation (3.9)

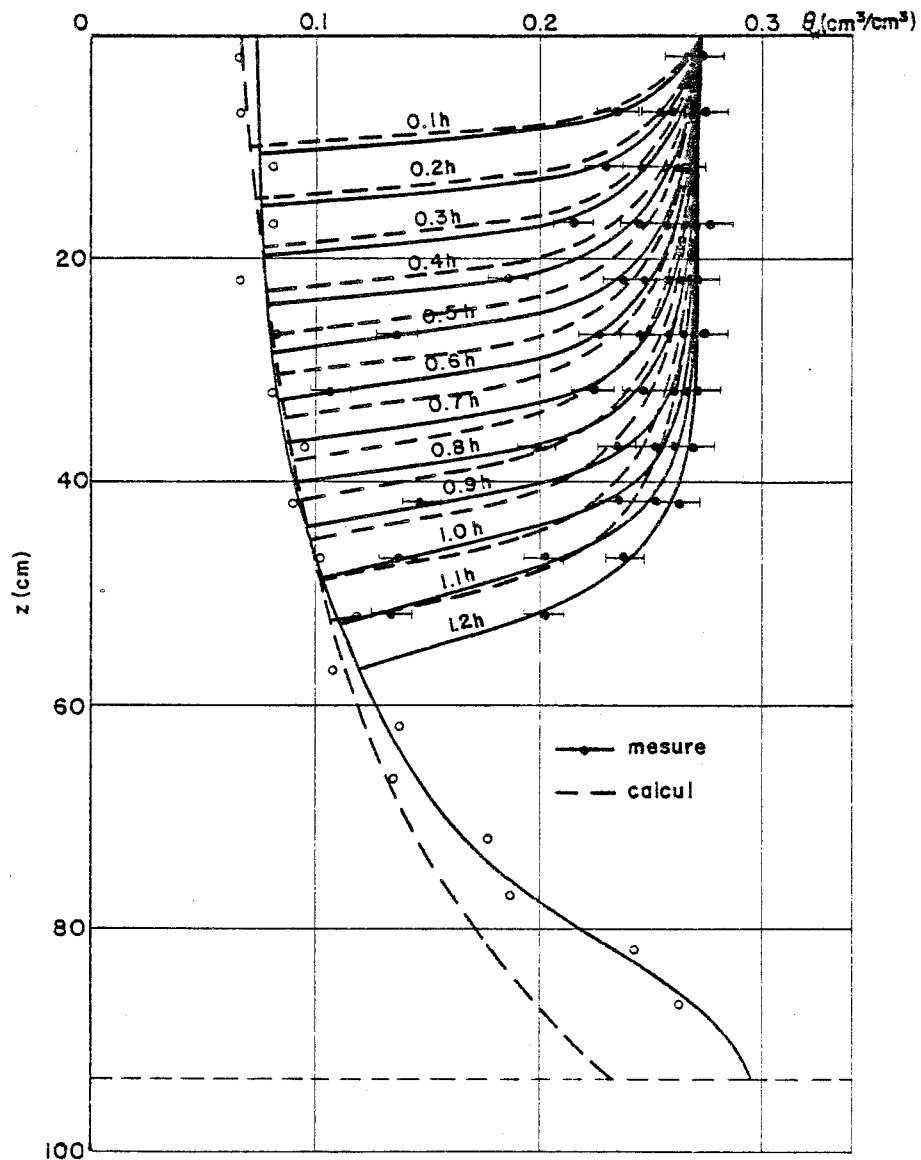


Figure 4.9 Profils hydriques mesurés et calculés. Charge d'eau 2.3 cm à la surface
Colonne fermée latéralement. $K_a(\theta_w)$ définie par l'équation (3.9)

t_{lim} est l'instant où la pression de l'air à la surface atteint la valeur h_{lim} . Cet instant est déterminé numériquement.

L est la hauteur de la colonne.

La figure 4.8 montre les volumes infiltrés par unité de surface du sol, en fonction du temps. On note un écart, croissant, entre les volumes calculés et les volumes infiltrés. Cet écart est de l'ordre de 8 % à la fin de l'infiltration. En plus, la pente dI/dt calculée est de 6 cm/h, alors que la pente mesurée est de 6.9 cm/h.

La figure 4.9 montre les profils hydriques mesurés et calculés. L'écart noté plus haut se traduit par un retard des profils calculés relativement aux profils mesurés.

La figure 4.10 compare l'évolution des pressions de l'air dans les différentes cotes de mesure et calculées aux mêmes cotes pour $t \geq 0.1$ h. Quoiqu'il soit difficile de mettre en évidence un gradient de pression de l'air expérimentalement, le gradient calculé est de l'ordre de 0.1 cm/cm, entre $z = 7$ cm et $z = 22$ cm, pour $t \geq 0.8$ h.

Dans la mesure où les courbes $\theta_w(h_c)$ et $K_w(h_c)$ sont mesurées avec une précision satisfaisante, comme l'avaient montré les résultats de la simulation des essais sans effets d'air, ces écarts ne peuvent provenir que de deux sources :

- inadéquation de la condition à la limite supérieure pour l'air ;
- mauvaise définition de la courbe $K_a(\theta_w)$, surtout pour les fortes teneurs en eau.

La cause de ces écarts ne peut être imputable uniquement à la première source, surtout pour les temps longs. En effet, dans ce cas, l'écart entre les volumes infiltrés mesurés et calculés aurait dû être le plus important pour $t \leq 0.1$ h. En plus, cet écart aurait dû rester constant pour $t > 0.1$ h, car à partir de ce moment, la pression mesurée de l'air était quasiment constante dans l'espace et dans le temps et il est légitime de considérer qu'elle l'était aussi à la surface du sol, tel que le suppose le modèle numérique. De même, cette raison ne peut expliquer le développement numérique de gradients importants de la pression de l'air dans la zone humidifiée, surtout pour $t > 0.1$ h. Les valeurs de ces gradients laissent plutôt supposer que la perméabilité à l'air est sous-estimée pour les teneurs en eau correspondantes.

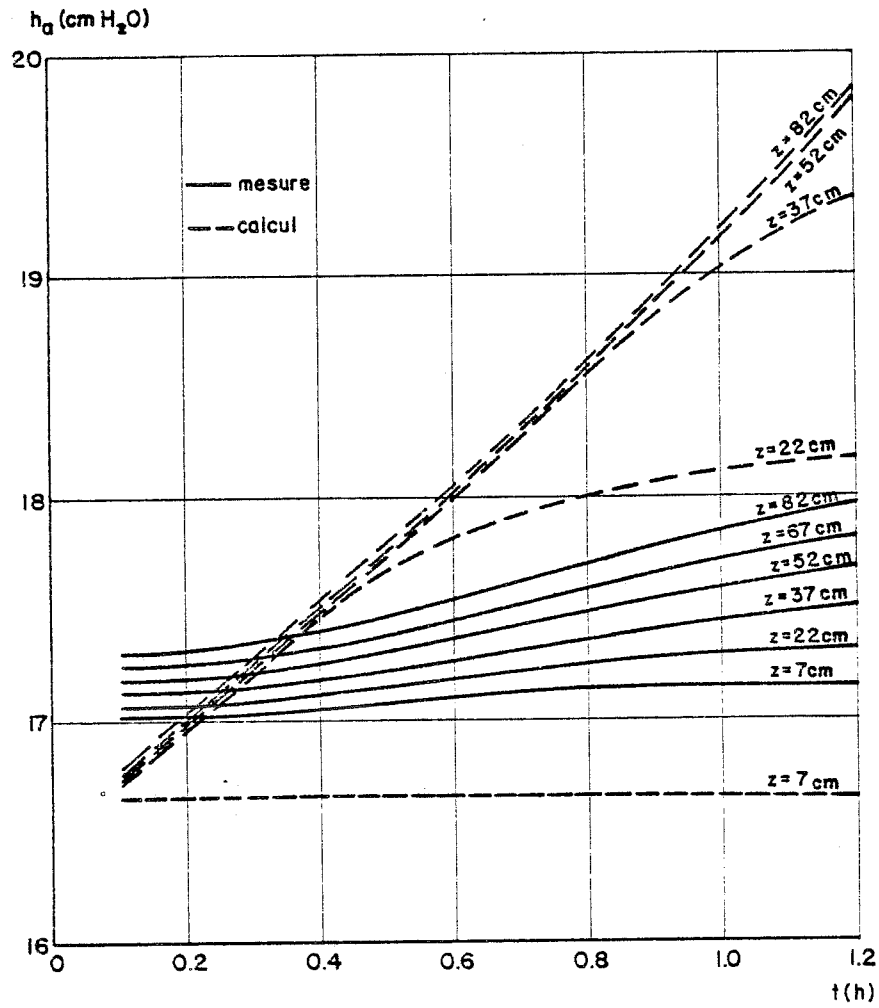


Figure 4.10 Pression de l'air en fonction du temps ($t \geq 0.1$ h) mesurée et calculée dans les différentes cotes de mesure
Charge d'eau 2.3 cm à la surface. Colonne fermée latéralement
 $K_a(\theta_w)$ définie par l'équation (3.9)

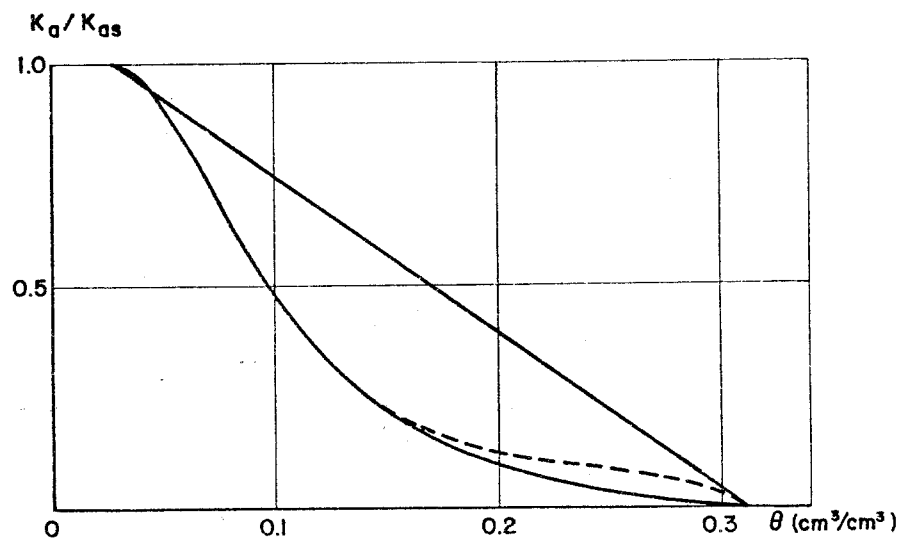


Figure 4.11 Perméabilité relative à l'air en fonction de la teneur en eau mesurée (—) et proposée (---) par l'équation (4.30)

Quant à la deuxième source d'écarts, elle apparaît plus vraisemblable. En effet, la mesure de $K_a(\theta_w)$ est entâchée d'une grande erreur pour les fortes teneurs en eau, vues les fortes pressions de l'air qui se sont développées dans les zones à forte humidité, et le tracé imprécis du profil de pression de l'air dans cette zone. Il est possible que le rapport entre valeur mesurée et valeur réelle de $K_a(\theta_w)$, soit du simple au double, voire plus.

Pour ces raisons, nous avons choisi arbitrairement une nouvelle courbe $K_a(\theta_w)$, définie par l'équation (4.30), et montrée en pointillé sur la figure 4.11. Cette courbe majore les valeurs $K_a(\theta_w)$ pour les fortes teneurs en eau :

$$\theta_{ws} \geq \theta_w \geq 0.12 \text{ cm}^3/\text{cm}^3 \quad K_a = K_{as}(a_0 + a_1\theta_w + a_2\theta_w^2 + a_3\theta_w^3) \quad (4.30)$$

où : $K_{as} = 2800 \text{ cm/h}$ est la perméabilité à saturation totale à l'air ,
 $a_0 = 1.821$; $a_1 = - 20.732$; $a_2 = 85.272$; $a_3 = - 120.29$.

Pour $\theta < 0.12 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, cette courbe est définie comme précédemment par l'équation (3.9), Chapitre III :

$$K_a = \frac{A_a K_{as}}{A_a + (h_c)^{B_a}}$$

Les résultats de la simulation du phénomène avec cette nouvelle définition $K_a(\theta_w)$ sont présentés figures 4.12, 4.13 et 4.14, pour l'évolution du volume d'eau infiltré par unité de surface du sol, les profils hydriques et l'évolution des pressions de l'air dans les différentes cotes de mesures pour $t > 0.1h$.

Bien que meilleurs, comparés à l'expérience, ces résultats sont néanmoins peu différents de ceux de la simulation précédente, sauf en ce qui concerne l'évolution des pressions de l'air. Entre $z = 7$ et $z = 22 \text{ cm}$, le gradient calculé de la pression de l'air est de l'ordre de 0.03 cm/cm , pour $t \geq 0.8 h$ dans ce cas, alors que ce même gradient était de l'ordre de 0.1 cm/cm dans la simulation précédente. Le rapport entre ces deux valeurs est pratiquement l'inverse de celui entre les valeurs de $K_a(\theta_w)$, à la teneur en eau correspondante ($\theta_w \approx 0.27 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$). Ceci s'explique par le fait que dans les deux cas, l'écoulement est quasiment permanent dans cette zone, à partir de ce temps. Par conséquent, les flux de l'eau et de l'air sont sensiblement égaux dans les deux cas. Or, les flux de l'eau sont du même ordre de grandeur dans les deux cas (6.6 cm/h dans le cas présent contre 6 cm/h précédemment)

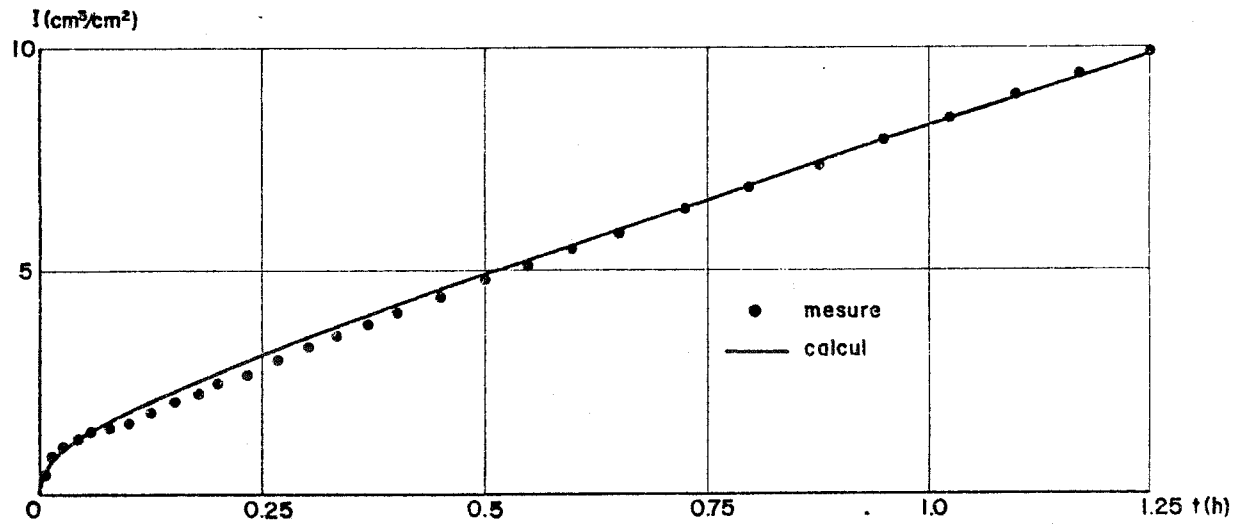


Figure 4.12 Lames infiltrées mesurée et calculée. Charge d'eau 2.3 cm à la surface
Colonne fermée latéralement. $K_a(\theta_w)$ définie par l'équation (4.30)

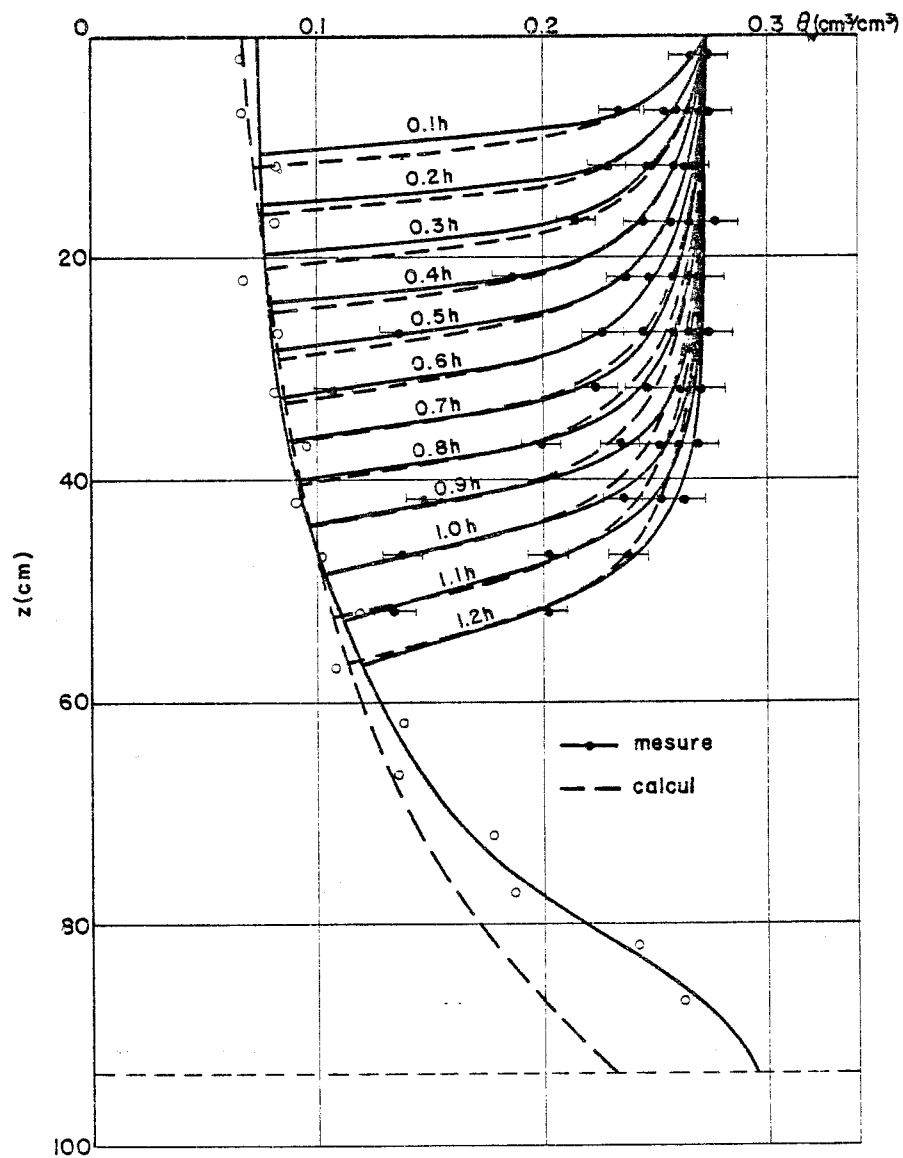


Figure 4.13 Profils hydriques mesurés et calculés. Charge d'eau 2.3 cm à la surface
Colonne fermée latéralement. $K_a(\theta_w)$ définie par l'équation (4.30)

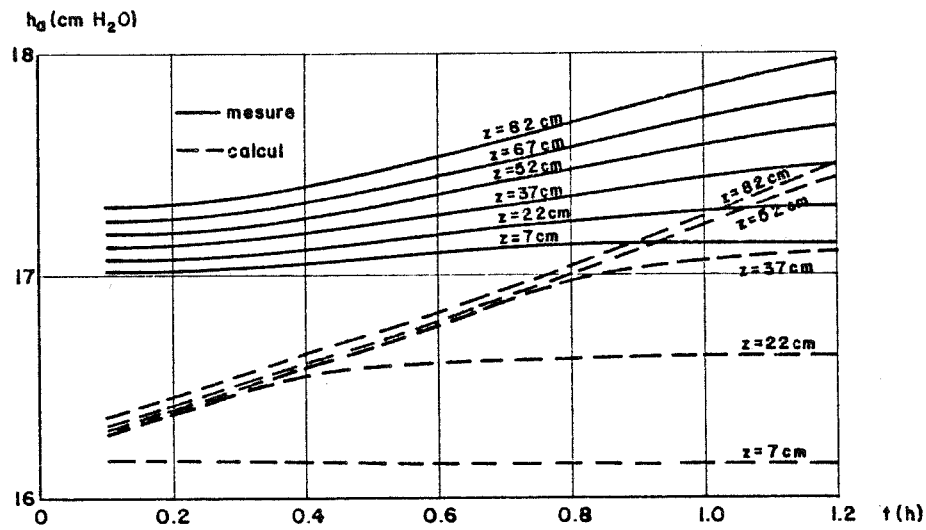


Figure 4.14 Pression de l'air en fonction du temps ($t \geq 0.1$ h) mesurée et calculée dans les différentes cotes de mesure
Charge d'eau 2.3 cm à la surface. Colonne fermée latéralement
 $K_a(\theta_w)$ définie par l'équation (4.30)

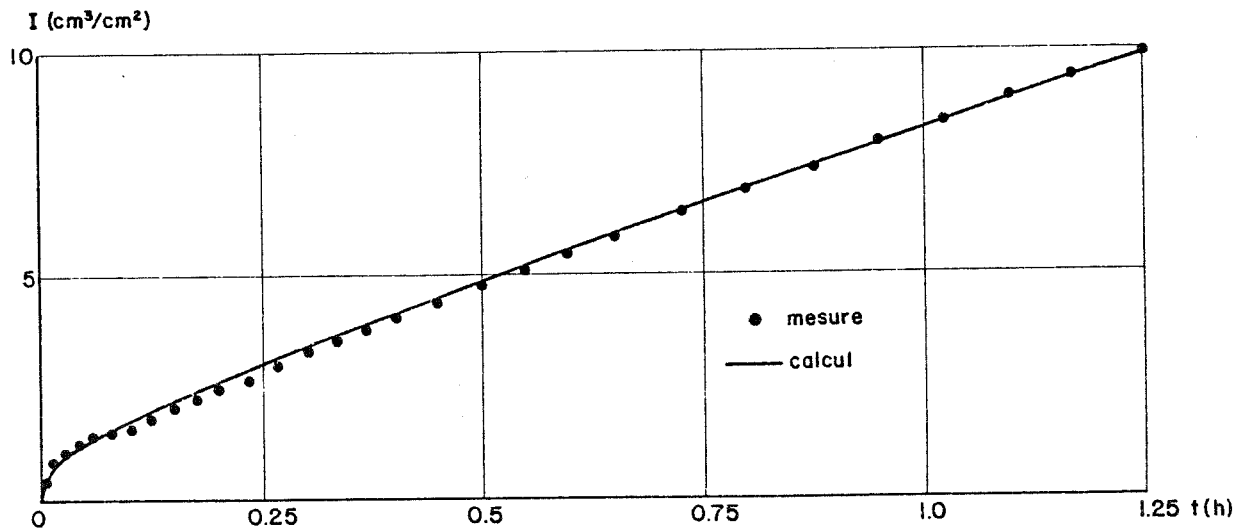


Figure 4.15 Volumes unitaires infiltrés en fonction du temps mesurés et calculés
Charge d'eau 2.3 cm à la surface. Colonne fermée latéralement
Variation linéaire de $K_a(\theta_w)$

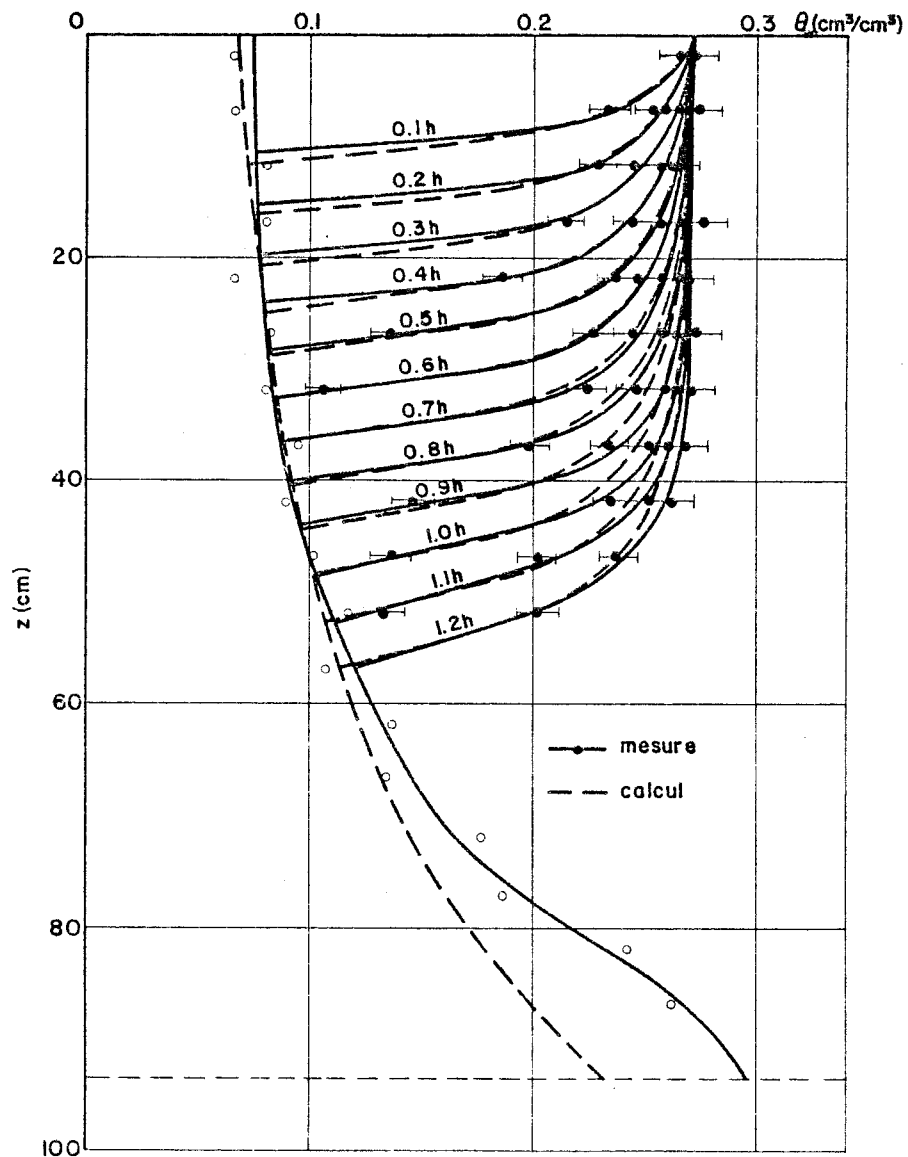


Figure 4.16 Profils hydriques mesurés et calculés
Charge d'eau 2.3 cm à la surface
Colonne fermée latéralement
Variation linéaire de $K_a(\theta_w)$

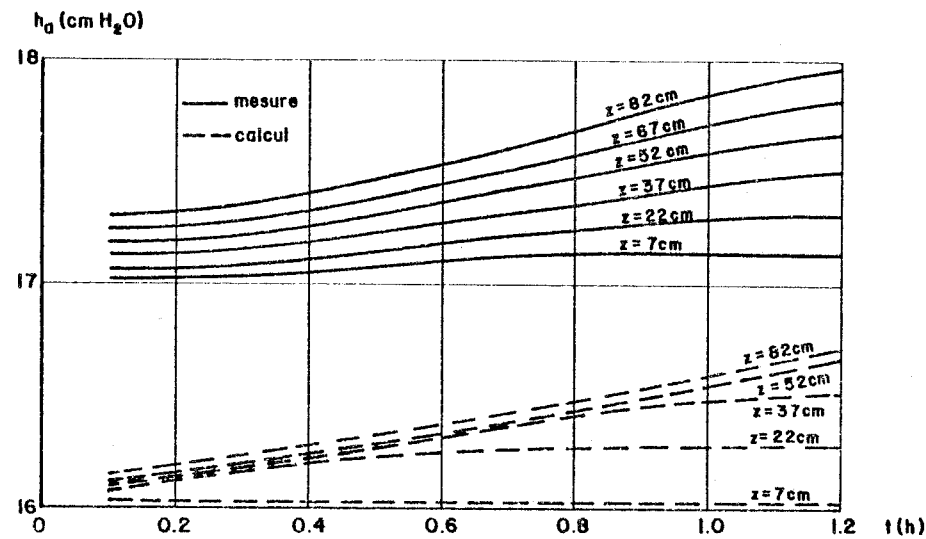


Figure 4.17

Pression de l'air en fonction du temps ($t \geq 0.1$ h) mesurée et calculée dans les différentes cotes de mesure
Charge d'eau 2.3 cm à la surface. Colonne fermée latéralement
Variation linéaire de $K_a(\theta_w)$

les flux de l'air le sont aussi. Donc si la conductivité à l'air à $\theta_w \approx 0.27$ cm³/cm³ a été augmentée dans un rapport de 3/1 entre les deux cas, le gradient de pression de l'air doit diminuer dans le même rapport.

La comparaison entre les volumes d'eau infiltrés et les profils hydriques, mesurés et calculés par ce modèle, tend à prouver que la forme choisie de $K_a(\theta_w)$ est plus proche de la courbe réelle que la forme précédente. Elle montre aussi une faible sensibilité du modèle par rapport à cette courbe.

Ce dernier résultat est assez intéressant, car cette courbe étant assez difficile à déterminer avec une précision satisfaisante au laboratoire, et à fortiori in-situ, il est probable qu'une approximation linéaire de cette relation soit suffisante. Afin de confirmer cette hypothèse, nous avons effectué une simulation en supposant que $K_a(\theta_w)$ varie linéairement entre les teneurs en eau résiduelle et à saturation.

Les résultats de cette simulation sont montrés figure 4.15, pour les volumes unitaires d'eau infiltrés, figure 4.16 pour les profils hydriques et, figure 4.17, pour l'évolution des pressions de l'air dans les cotes de mesure pour $t > 0.1$ h. Ces résultats sont quasiment identiques à ceux obtenus par le modèle précédent, sauf en ce qui concerne l'évolution des pressions de l'air, pour lesquelles les différences s'expliquent par les différences entre les valeurs de $K_a(\theta_w)$ aux teneurs en eau correspondantes.

L'implication pratique de ces résultats est assez importante car, il est possible de tenir compte de l'écoulement de l'air sans connaître la courbe réelle $K_a(\theta_w)$. Il suffit de connaître la conductivité à saturation à l'air. Il n'est même pas indispensable de mesurer cette dernière puisqu'elle peut être déterminée, de façon satisfaisante, à partir de la courbe $K_w(\theta_w)$ et de la porosité du milieu, n :

$$K_{as} = \frac{\mu_w}{\mu_a} K_w(\theta_w) \Big|_{\theta_w = n} \quad (4.31)$$

où : K_{as} est la conductivité à saturation totale à l'air ,

μ_w et μ_a sont les viscosités dynamiques de l'eau et de l'air, respectivement.

Par la suite, nous considérerons donc la relation linéaire suivante pour $K_a(\theta_w)$:

$$K_a = K_{as} \left(\frac{\theta_{ws} - \theta_w}{\theta_{ws} - \theta_{wr}} \right) \quad (4.32)$$

Au cours des expériences, avec effets d'air, la vitesse d'infiltration à la surface du sol n'est pas accessible à la mesure, et sa détermination à partir des volumes infiltrés est assez délicate. L'accord satisfaisant entre les mesures et le modèle numérique pour les deux types d'essais à charge constante (avec et sans effets d'air) justifie une comparaison numérique de cette vitesse dans les deux cas (en utilisant la relation linéaire pour $K_a(\theta_w)$ pour le cas avec effets d'air), montrée figure 4.18, la courbe a se rapporte à l'essai avec effets d'air. La compression de l'air influence la vitesse d'infiltration à la surface du sol de différentes manières :

- au début de l'infiltration (jusqu'à $t \approx 0.05h$), cette vitesse varie plus rapidement lorsque l'air est comprimé. De ce fait, sa valeur est nettement inférieure à celle obtenue lorsque l'air est libre de s'échapper ;
- alors que cette vitesse reste toujours supérieure à la conductivité à saturation naturelle à l'eau K_{ws} , lorsque l'air est libre de s'échapper, elle devient inférieure à $K_{ws}/2$ lorsque l'air est confiné dans le milieu;
- dans ce dernier cas, la vitesse est pratiquement constante dans le temps à partir de $t \approx 0.7h$.

Notons que nous avons présenté par ailleurs (TOUMA et coll., 1984), une solution satisfaisante à ce problème, en supposant que la pression limite de l'air, h_{lim} , à partir de laquelle il peut s'échapper du milieu, est atteinte instantanément. Dans ce cas, le problème se ramène à une infiltration sans effets d'air, pour laquelle la condition à la surface du sol n'est plus une lame d'eau d'épaisseur constante $h_{w,0}$, mais $h_{w,0} - h_{lim}$. Le volume infiltré par unité de surface en fonction du temps, obtenu par ce modèle, est présenté figure 4.19. L'accord constaté entre les mesures et le calcul, dans ce cas, s'explique par le fait que l'écoulement de l'air devient très vite permanent (à $t \approx 0.1 h$). Par conséquent, pour des temps supérieurs, cette hypothèse est assez réaliste.

4.2.3. ESSAIS A FLUX D'EAU CONSTANT

4.2.3.1. - Flux de 8.30 cm/h

Cet essai a déjà été simulé avec le modèle sans effets d'air (cf. § 4.1.2.1.). Nous avons effectué une autre simulation avec le présent

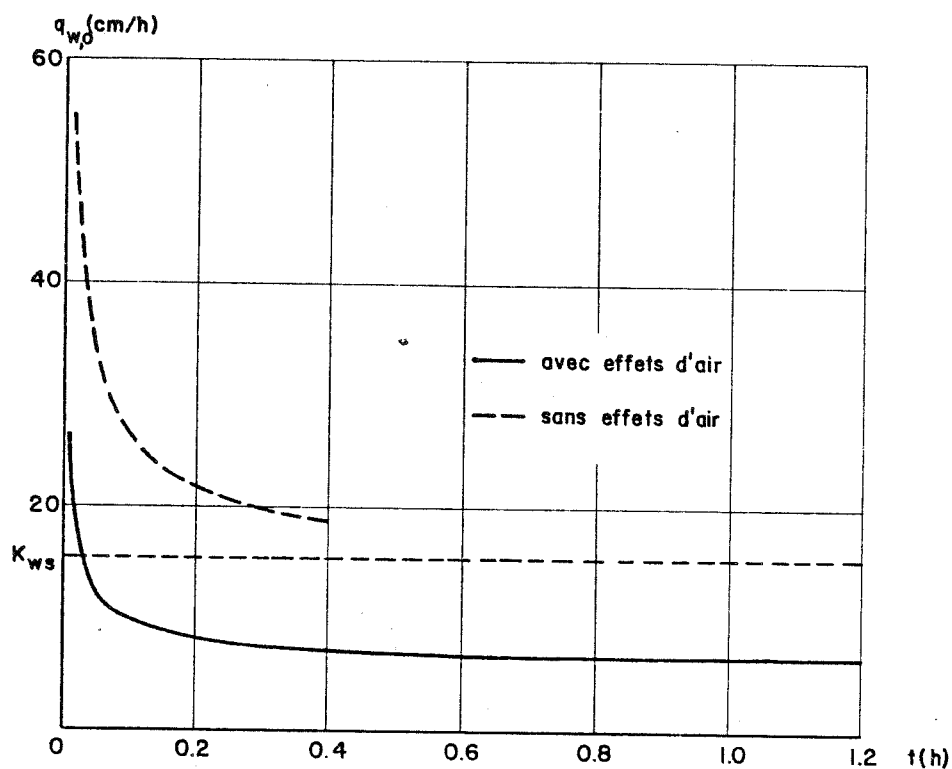


Figure 4.18 Vitesses d'infiltration calculées à la surface en fonction du temps
 Charge d'eau 2.3 cm à la surface
 (—) Colonne fermée latéralement
 (---) Colonne ouverte latéralement

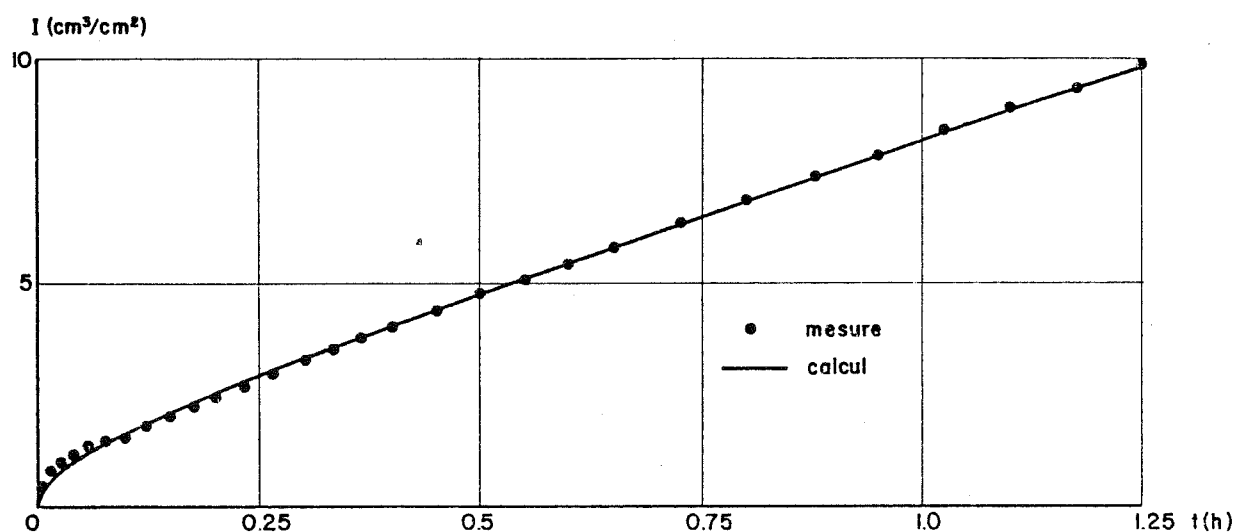


Figure 4.19 Lames infiltrées mesurée et calculée en considérant une compression instantanée de l'air jusqu'à h_{lim} . Charge d'eau 2.3 cm à la surface

modèle afin de tester la souplesse de ce modèle.

Puisque l'apport d'eau à la surface du sol ne peut saturer le milieu, l'air à la surface du sol reste par conséquent à la pression atmosphérique. Ceci détermine la condition à la surface du sol pour l'écoulement de l'air.

Les équations (4.17) et (4.18) sont donc résolues avec les conditions initiales et aux limites suivantes :

$$t < 0 ; z > 0 \quad h_w(z, 0) - z = -116 \text{ cm} \quad (4.33)$$

$$t < 0 ; z > 0 \quad h_a(z, 0) = 0 \quad (4.34)$$

* Pour l'eau :

$$t \geq 0 ; z = 0 \quad -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) = q_{w,0} = 8.3 \text{ cm/h} \quad (4.35)$$

$$t \geq 0 ; z = L \quad -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) = 0 \quad (4.36)$$

* Pour l'air :

$$t \geq 0 ; z = 0 \quad h_a(0, t) = 0 \quad (4.37)$$

$$t \geq 0 ; z = L \quad -K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) = 0 \quad (4.38)$$

La figure 4.20 montre les profils hydriques mesurés et calculés par ce modèle. L'accord est très bon. Notons que les pressions de l'air développées numériquement sont de l'ordre de quelques millimètres d'eau, ce qui est en accord avec les observations expérimentales.

4.2.3.2. - Flux de 20 cm/h

L'apport d'eau à la surface du sol, pendant cet essai, étant supérieur à la conductivité à saturation naturelle à l'eau, il y aura formation d'une lame d'eau d'épaisseur croissante à la surface. Donc, tant que la lame d'eau n'est pas formée à la surface du sol, c'est-à-dire $h_w < 0$, l'air à la surface du sol reste en contact avec l'atmosphère. Sitôt que la pression de l'eau à la surface du sol devient positive, l'air à la surface n'est plus en contact avec l'atmosphère, et l'infiltration continue comme si la condition à la surface du sol était une charge d'eau et non un flux. La valeur de cette charge, est déterminée comme la différence entre l'apport d'eau à la surface, et le volume d'eau réellement infiltré.

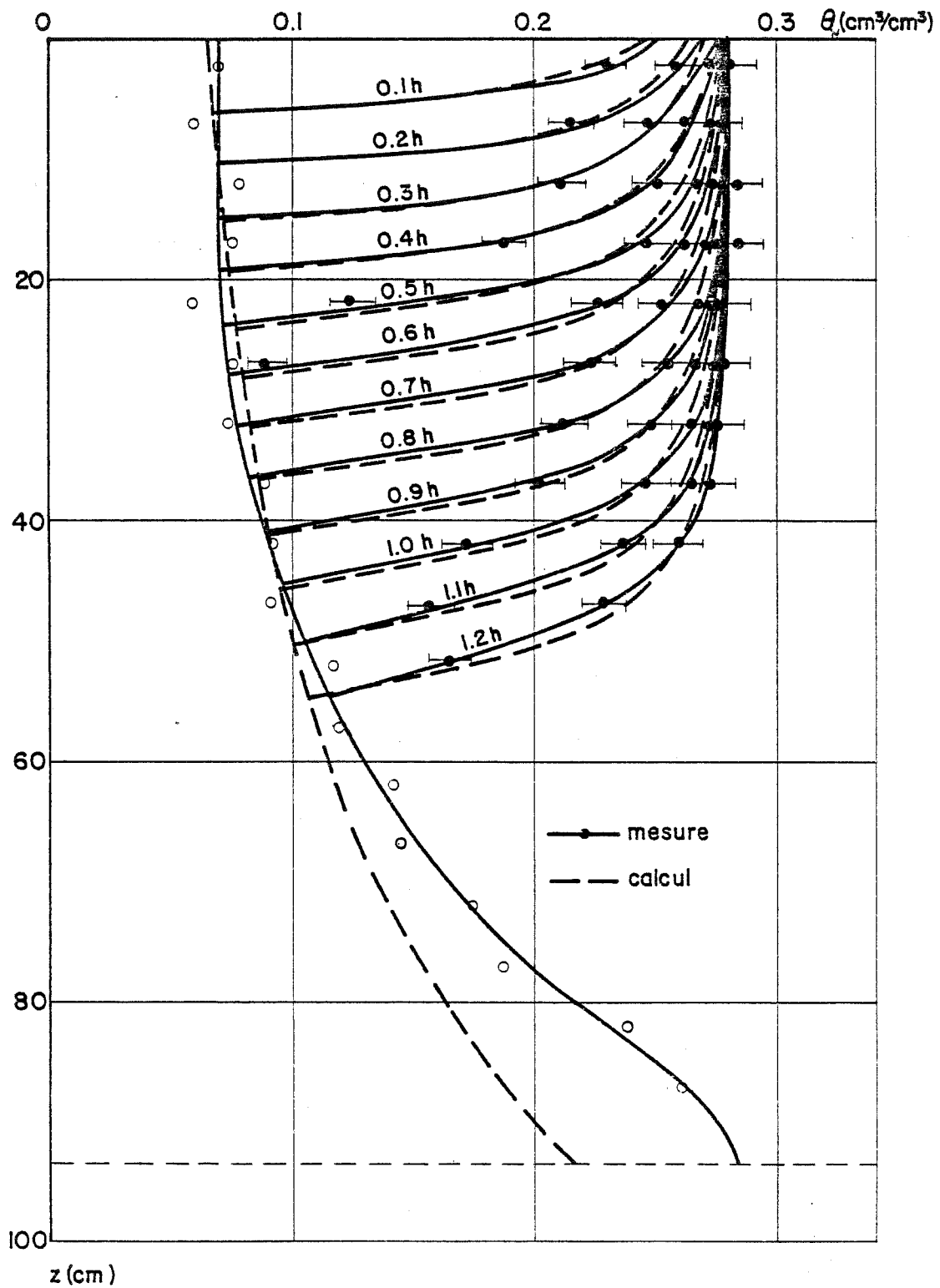


Figure 4.20 Profils hydriques mesurés et calculés
 Flux d'eau 8.3 cm/h à la surface
 Variation linéaire de $K_a(\theta_w)$

Les conditions initiales et aux limites, associées aux équations (4.17) et (4.18), s'écrivent donc dans ce cas :

$$t < 0 ; z \geq 0 \quad h_w(z, 0) - z = -106 \quad (4.39)$$

$$t < 0 ; z \geq 0 \quad h_a(z, 0) = 0 \quad (4.40)$$

* Pour l'eau :

$$0 \leq t \leq t_p ; z = 0 \quad -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) = q_{w,0} = 20 \text{ cm/h} \quad (4.41)$$

$$t > t_p ; z = 0 \quad h_w(0, t) = q_{w,0} t - I_t \quad (4.42)$$

$$t \geq 0 ; z = L \quad -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) = 0 \quad (4.43)$$

* Pour l'air :

$$0 \leq t \leq t_p ; z = 0 \quad h_a(0, t) = 0 \quad (4.44)$$

$$t_p < t \leq t_{lim} ; z = 0 \quad -K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) = 0 \quad (4.45)$$

$$t > t_{lim} ; z = 0 \quad h_a(0, t) = h_{ea} + h_w(0, t) = 14 + h_w(0, t) \quad (4.46)$$

$$t \geq 0 ; z = L \quad -K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) = 0 \quad (4.47)$$

t_p est l'instant où la pression de l'eau s'annule à la surface du sol (temps de submersion) ;

t_{lim} est l'instant où la pression de l'air à la surface atteint la valeur $h_{ea} + h_w(0, t_{lim})$;

L est la hauteur de la colonne.

La figure 4.21 montre les volumes unitaires infiltrés mesurés et calculés. A partir de $t \approx 0.12$ h (7 mn), les volumes calculés sont surestimés, l'écart devient de l'ordre de 11 % à $t \approx 0.16$ h (9.5 mn), puis diminue pour devenir de l'ordre de 2 % à partir de $t \approx 0.3$ h (18 mn).

Cet écart est dû au temps de submersion qui est en retard numériquement. Expérimentalement, la lame d'eau à la surface du sol a été observée à $t \approx 0.13$ h (8 mn), alors que cette lame ne s'est formée qu'après $t \approx 0.15$ h (9 mn) dans le modèle numérique. De ce fait, la compression de l'air qui ralentit la cinétique d'humidification, est plus tardive dans le modèle numérique, car la compression de l'air dans le modèle numérique ne commence que lorsque la lame d'eau se forme à la surface du sol, alors que cette compression a été enregistrée à partir de $t \approx 0.08$ h (5 mn) au cours de l'expérience.

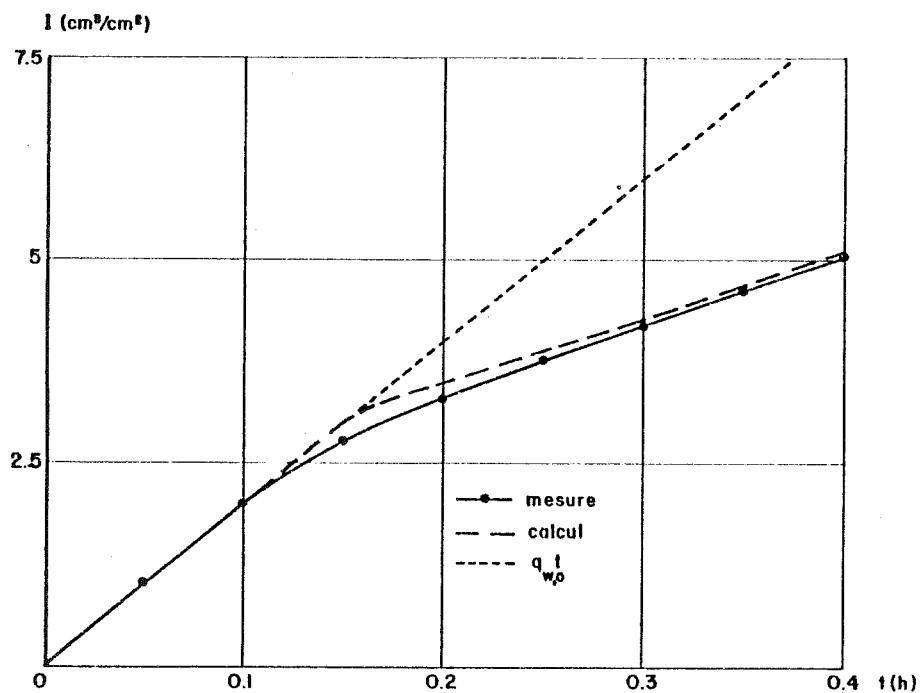


Figure 4.21 Lames infiltrées mesurée et calculée
Flux d'eau 20 cm/h à la surface
Colonne fermée latéralement
Variation linéaire de $K_a(\theta_w)$

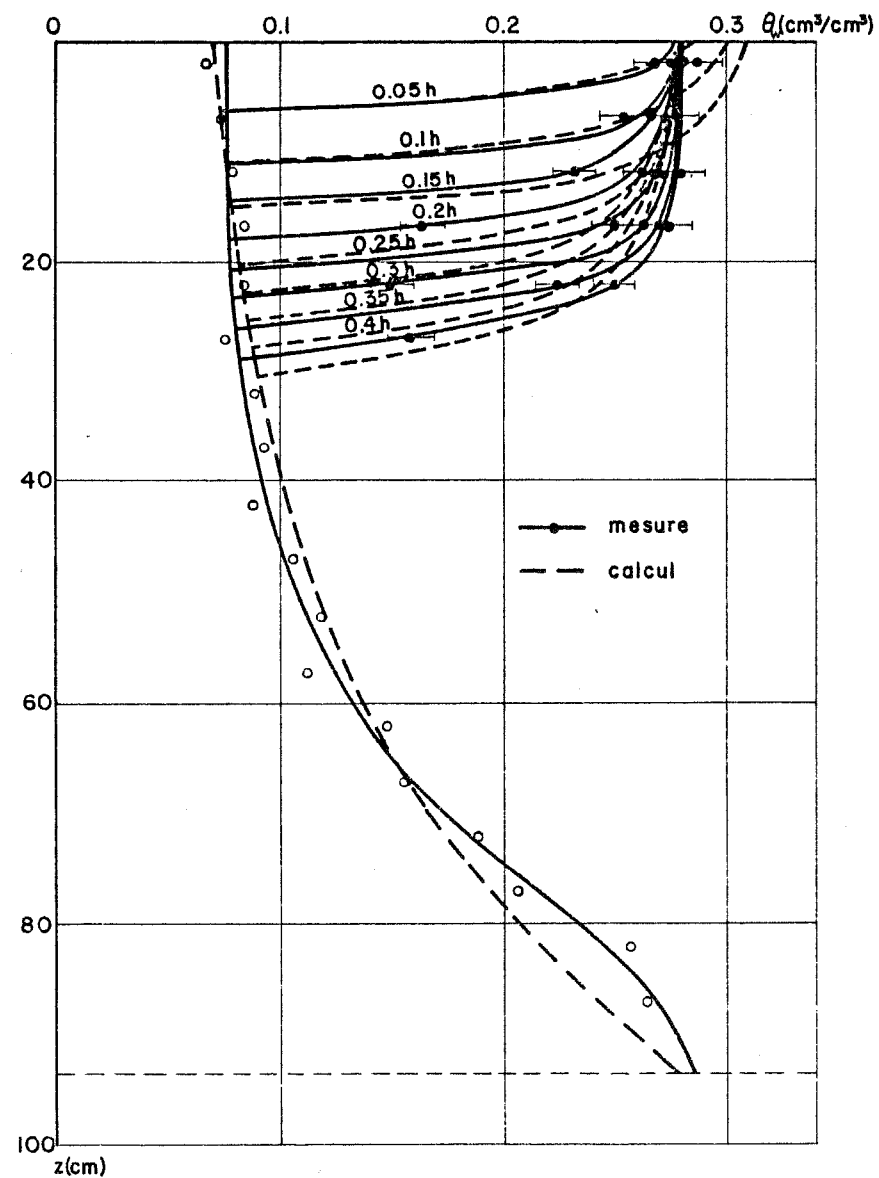


Figure 4.22 Profils hydriques mesurés et calculés
Flux d'eau 20 cm/h à la surface
Colonne fermée latéralement
Variation linéaire de $K_a(\theta_w)$

La figure 4.22 montre les profils hydriques mesurés et calculés pour cet essai. Malgré les différences entre les profils mesurés et calculés à partir de $t = 0.15$ h (9 mn), on peut estimer que cette simulation est acceptable vu que d'une part, la pente des profils est respectée au niveau du front d'humidification, et d'autre part, que la différence entre valeur calculée et mesurée, pour les fortes teneurs en eau, reste du même ordre de grandeur que l'erreur de mesure.

De toute évidence, ces écarts sont imputables à la condition à la limite supérieure pour l'écoulement de l'air. Vraisemblablement, la compression de l'air commence avant la formation de la lame d'eau à la surface du sol. L'instant à partir duquel l'air commence à se comprimer doit pouvoir être relié aux caractéristiques hydrodynamiques du sol. Mais l'absence de toutes mesures à la surface du sol, (à part la valeur du flux de l'eau), rendait impossible la recherche d'une telle relation.

4.3. CONCLUSION

Les résultats expérimentaux présentés ont montré le rôle de la compression de l'air sur une infiltration verticale dans différentes situations. La compression de l'air affecte uniquement la cinétique de l'humidification, mais pas la détermination des caractéristiques hydrodynamiques du sol, à condition cependant, de mesurer la pression capillaire, et non celle de l'eau uniquement.

Les modèles numériques présentés, permettent de prédire ces effets d'une manière satisfaisante. L'étude de la sensibilité du modèle numérique par rapport à la définition de la courbe $K_a(\theta_w)$ a montré que l'approximation d'une variation linéaire de K_a , entre les teneurs en eau à saturation et résiduelle, est suffisante pour tenir compte des effets de l'air lors d'une infiltration verticale. Ce dernier résultat est d'autant plus intéressant, que la mesure de $K_a(\theta_w)$ est difficile.

Seule la connaissance de la pression d'entrée d'air sur la branche principale $\theta_w(h_c)$ en drainage est nécessaire, en plus des caractéristiques $\theta_w(h_c)$ en infiltration, et de $K_w(\theta_w)$.

DEUXIEME PARTIE

INFLUENCE DE L'ECOULEMENT MULTIDIMENSIONNEL DE L'EAU

CHAPITRE V

POSITION DU PROBLEME

Les essais d'infiltration sont effectués pour déterminer, in-situ, les caractéristiques hydrodynamiques du sol, représentées d'une part par l'infiltrabilité, et d'autre part, par les relations teneur en eau-pression effective, $\theta(h)$ - (et non pression capillaire, car la pression de l'air n'est pratiquement jamais mesurée in-situ) - , et teneur en eau-conductivité hydraulique, $K(\theta)$. Ils sont réalisés, soit sur monolithe (ONSTAD et coll. 1973; VACHAUD et coll., 1981), soit à l'infiltromètre simple ou double anneaux (AHUJA et coll. 1980 ; HAMON, 1980 ; CHONG et coll. 1982). La détermination de l'infiltrabilité ne nécessite que la mesure du volume infiltré dans le sol en fonction du temps, alors que celle des relations $\theta(h)$ et $K(\theta)$ nécessite le suivi de l'évolution spatio-temporelle des humidités et des pressions. Il faut donc que le site de l'essai soit équipé dans ce cas d'un tube d'accès pour humidimètre neutronique, et d'une batterie de tensiomètres implantés à différentes profondeurs. Dans ce cas, les essais sont réalisés lorsque le sol est relativement sec, afin d'avoir un contraste important entre les humidités initiales et finales, et par conséquent, une large gamme de variations des teneurs en eau, et donc des pressions et des conductivités.

Rappelons que l'humidimètre neutronique permet, à partir d'un étalonnage préalable pour chaque type de sol, d'obtenir l'évolution spatio-temporelle des humidités volumiques. Les tensiomètres, implantés aux différentes cotes z , fournissent les charges hydrauliques H , et par conséquent, les pressions h , suivant la relation $h = H + z$.

5.1. L'APPAREILLAGE

5.1.1. LE MONOLITHE

Il est généralement constitué par un prisme vertical de sol isolé latéralement. Pour le réaliser, il faut ouvrir une tranchée de 80 à 100 cm de

largeur sur le périmètre d'un carré de 200 cm de côté environ. La profondeur de la tranchée peut atteindre 200 cm ou plus.

Le monolithe formé par le prisme de sol ainsi dégagé, est isolé latéralement. La tranchée est ensuite remblayée, afin d'éviter des écoulements préférentiels sur les surfaces latérales lorsque la surface du monolithe est submergée.

5.1.2. L'INFILTROMETRE

Il est constitué d'un anneau cylindrique lorsqu'il est simple, ou de deux cylindres concentriques, lorsqu'il est double, enfoncé(s) dans le sol, jusqu'à une profondeur de 10 à 15 cm. Les dimensions géométriques ne sont pas normalisées. Lorsqu'il est simple, son diamètre est de l'ordre de 150 à 200 cm; lorsqu'il est double, le diamètre de l'anneau intérieur varie entre 30 et 60 cm, celui de l'anneau extérieur est, en général, le double.

Pour les deux types d'essais, lorsque l'objectif est la détermination des relations $\theta(h)$ et $K(\theta)$, le tube d'accès de l'humidimètre neutronique est centré sur l'axe géométrique vertical. Les tensiomètres sont implantés sur des verticales distantes de 20 à 40 cm du tube d'accès, pour ne pas perturber la sphère d'influence de l'humidimètre (de 20 cm de rayon environ).

Le monolithe et l'infiltromètre double anneaux, sont schématisés, avec l'équipement expérimental complet, figures 5.1 et 5.2 respectivement.

5.2. METHODOLOGIE EXPERIMENTALE

5.2.1. L'INFILTRATION

L'essai est réalisé par la submersion de toute la surface du monolithe, ou des anneaux dans le cas de l'infiltromètre, par une lame d'eau de quelques centimètres d'épaisseur (1 ou 2 cm généralement), maintenue constante tant que le front d'humidification n'a pas atteint une cote prédéterminée z_a (de l'ordre de 70 à 80 cm). L'arrivée du front à z_a est détectée par une variation de la charge hydraulique d'une dizaine de centimètres d'eau, par rapport à sa valeur initiale, mesurée au tensiomètre implanté à cette cote. Notons que, lorsque l'essai est limité à la détermination de l'infiltrabilité du sol, les mesures neutroniques et tensiométriques ne sont pas nécessaires. L'infiltration est arrêtée dans ce cas lorsque la lame infiltrée (volume infiltré par unité de

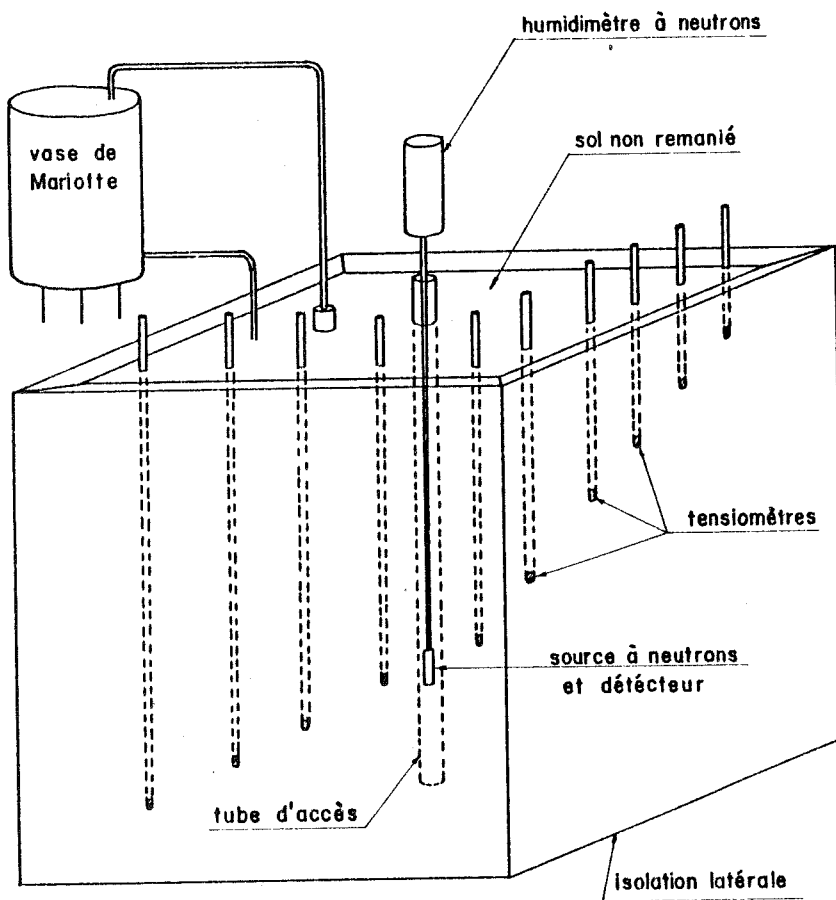


Figure 5.1 Schéma de principe pour un essai d'infiltration sur monolithe

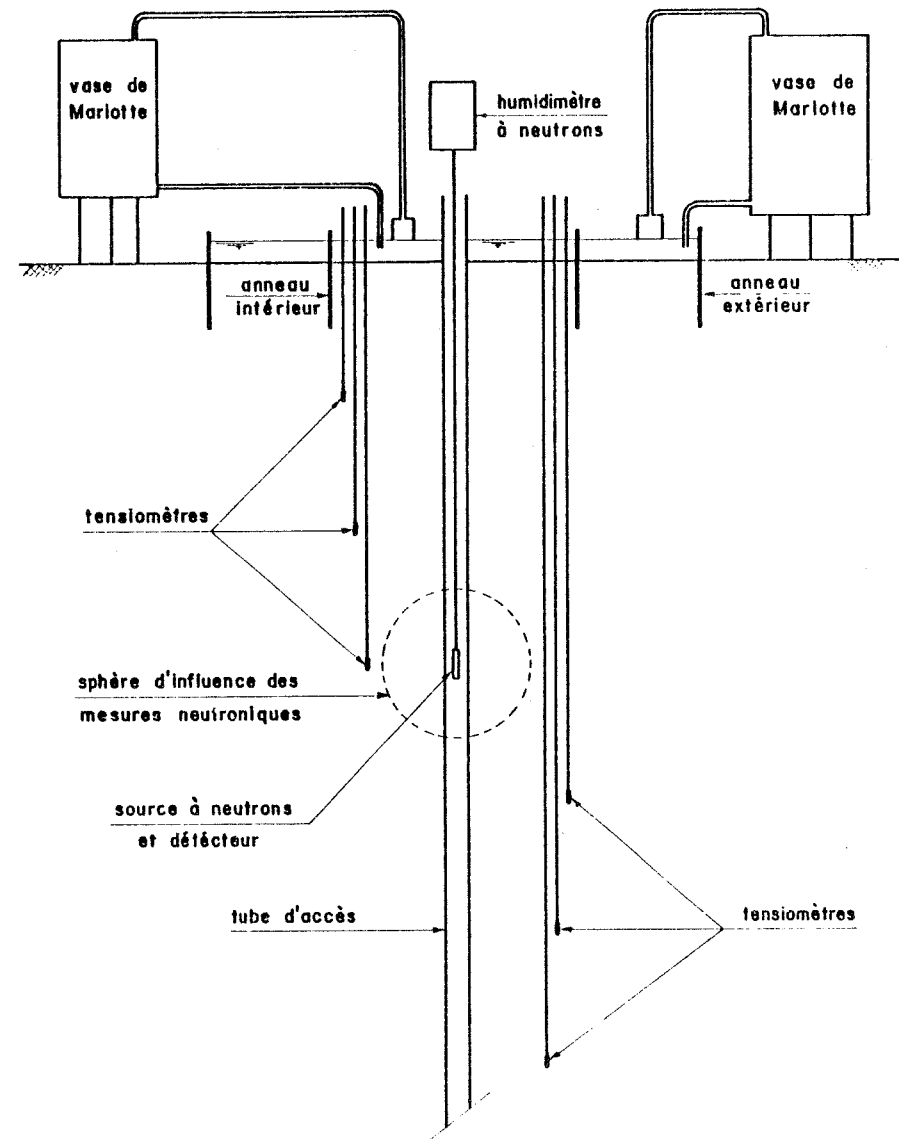


Figure 5.2 Schéma de principe pour un essai à l'infiltromètre double anneaux

surface) cumulée devient de l'ordre de $20 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$.

La lame infiltrée en fonction du temps, mesurée sur le monolithe, ou dans l'anneau central uniquement lorsque l'infiltromètre double anneau est utilisé, et en supposant que l'écoulement est monodimensionnel vertical dans cet anneau, représente la "loi d'infiltration expérimentale $I(t)$ ". Le flux d'eau infiltré $dI(t)/dt$, est l'infiltrabilité du sol.

De nombreuses expressions empiriques (KOSTIAKOV, 1932 ; HORTON, 1940), semi-empiriques (SMITH, 1972) ou plus physiques (GREEN et AMPT, 1911 ; PHILIP, 1957,b) ont été proposées ou établies pour décrire ce comportement. Parmi ces expressions, celle de PHILIP (1957,b) :

$$I(t) = S\sqrt{t} + Bt \quad (5.1)$$

est la plus couramment utilisée, en raison de son fondement physique et de sa simplicité d'application.

Dans cette expression, S est la sorptivité du sol. Elle représente la plus ou moins grande capacité que possède un sol à absorber l'eau par capillarité. La théorie - fondée sur l'absorption horizontale (effets gravitaires inexistantes) - montre que ce paramètre dépend non seulement du sol, mais aussi des conditions initiales et aux limites. Le paramètre B a les dimensions d'une vitesse, sa valeur est inférieure à K_s la conductivité à saturation naturelle du sol, elle varie entre $K_s/3$ et $2K_s/3$ (PARLANGE et coll. 1982). Notons que l'équation (5.1) est établie pour une condition initiale correspondant à un profil uniforme de teneur en eau.

Lorsque le site de l'essai comporte tensiomètres et humidimètre, les mesures effectuées pendant cette phase servent surtout à déterminer la teneur en eau à saturation naturelle du sol et, éventuellement, quelques valeurs de la relation $\theta(h)$ correspondantes aux fortes teneurs en eau. En effet, il y a une grande incertitude sur les mesures des faibles et moyennes teneurs en eau, ainsi que sur la détermination des gradients de la charge hydraulique, en raison de l'existence d'un front d'humidification bien marqué, dû à l'évolution rapide du phénomène. La sphère d'influence de l'humidimètre neutronique englobe des zones de teneurs en eau très différentes.

Notons que certains expérimentateurs (IMBERNON, 1981 ; HAMON, 1980) considèrent le flux d'eau infiltré estimé à la fin de l'infiltration, comme la

conductivité à saturation naturelle du sol K_s . Cette pratique ne peut cependant être justifiée que si l'infiltration dure très longtemps (plusieurs heures pour un sable).

5.2.2. LA REDISTRIBUTION

Les relations $\theta(h)$ et $K(\theta)$ sont en fait obtenues à partir des mesures effectuées pendant cette phase. En effet, la cinétique de l'écoulement devenant de plus en plus lente et le front de plus en plus diffus, les mesures sont par conséquent plus précises.

La fréquence des relevés élevée au début de la redistribution, diminue graduellement dans le temps. En général, ces mesures sont horaires ou demi-horaires au début, mais deviennent journalières au bout du deuxième ou du troisième jour. Le suivi de la redistribution est assuré pendant plusieurs jours, ou dizaines de jours, selon le type de sol.

5.2.2.1. - La relation $\theta(h)$

Les évolutions spatio-temporelles $\theta(z_n, t)$ et $h(z_n, t)$ permettent, par élimination du temps, d'obtenir cette relation pour les différents horizons z_n .

5.2.2.2. - La relation $K(\theta)$

Dans l'hypothèse d'un écoulement monodimensionnel vertical, la loi de DARCY et l'équation de continuité s'écrivent pour toute cote z :

$$q = - K(\theta) \frac{dH}{dz} \quad (5.2)$$

$$\text{et :} \quad \frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial z} = 0 \quad (5.3)$$

L'équation (5.2) donne $K(\theta)$, à condition de connaître la densité du flux volumique et le gradient de la charge hydraulique, à la même cote et au même instant.

L'intégration de l'équation (5.3) entre deux cotes z et z_1 donne :

$$q(z, t) - q(z_1, t) = - \frac{d}{dt} \int_{z_1}^z \theta(z, t) dz \quad (5.4)$$

Il apparaît donc que le calcul de la conductivité hydraulique ne peut pas être fait sans la détermination de la densité de flux volumique à une cote donnée.

Cela donne lieu à deux méthodes expérimentales :

- méthode du plan de flux nul (ARYA et coll., 1975 ; VACHAUD et coll., 1978) : le suivi de la redistribution se fait en conditions naturelles. La surface du sol étant soumise à une évaporation, le flux sera ascendant dans les couches superficielles, alors qu'il sera descendant dans les couches profondes, en raison de la redistribution qui se poursuit. Il y a donc un horizon z_1 dans lequel le flux vertical s'annule. La localisation de z_1 à chaque instant t , permet de calculer le flux traversant la cote z par application de (5.4).

- méthode du drainage interne (HILLEL et coll.; 1972) : dès la disparition de la lame d'eau à la fin de l'infiltration, la surface du sol est couverte (feuilles de plastic, paillage, etc...) pour empêcher l'évaporation (et la pénétration d'éventuelles pluies). Le suivi de la redistribution se fait donc avec une condition de flux nul à la surface. A la cote z , le flux sera donné à chaque instant par :

$$q(z,t) = - \frac{d}{dt} \int_0^z \theta(z,t) dz \quad (5.5)$$

Le second membre de cette relation représente la variation du stock d'eau contenu entre la surface du sol et la cote z .

Par rapport à la première méthode, celle du drainage interne présente l'avantage suivant : l'horizon dans lequel le flux est connu est fixe dans le temps, et par conséquent, connu sans erreur. Cependant, le suivi de la redistribution doit être assuré pendant une plus longue durée lorsque la méthode du drainage interne est appliquée, car les transferts dans ce cas sont induits uniquement par les effets capillaires et la pesanteur, alors que dans la première, il y a en plus les effets de l'évaporation en surface.

Par la suite nous considérerons uniquement la méthode du drainage interne.

5.3. CRITIQUE DES DEUX TYPES D'ESSAIS

5.3.1. LE MONOLITHE

L'avantage essentiel d'un monolithe est le suivant : l'écoulement réalisé est effectivement monodimensionnel vertical. En effet, l'isolation latérale du monolithe et l'uniformité de la condition à sa surface pendant l'infiltration

et pendant la redistribution, impliquent l'absence de gradients horizontaux de la charge hydraulique.

En revanche, ce type d'essai présente deux inconvénients :

- les mêmes raisons qui impliquent un écoulement vertical peuvent causer une compression de l'air au sein du monolithe pendant l'infiltration, notamment lorsqu'il y a une nappe au voisinage de sa base. Nous avons vu dans la première partie de ce mémoire la grande influence que peut avoir la compression de l'air sur la cinétique de l'écoulement pendant l'infiltration. En l'absence des mesures de la pression de l'air, la représentativité des résultats obtenus peut être mise en cause.

- la réalisation du monolithe nécessite un travail préparatoire important. Le temps nécessaire pour le réaliser et son coût élevé rend ce type d'essai mal adapté lorsqu'il faut répéter l'essai en plusieurs sites d'une même parcelle, notamment en vue d'étudier la variabilité spatiale des caractéristiques hydrodynamiques du sol à l'échelle de la parcelle, ou du bassin versant.

5.3.2. L'INFILTROMETRE

Les inconvénients associés au monolithe sont inexistants lors des essais à l'infiltromètre. En effet, l'absence d'isolation latérale permet légitimement de penser que l'air du sol est libre de s'écouler sans mise en pression. De plus, l'infiltromètre est très simple à mettre en oeuvre, puisqu'il suffit d'enfoncer les anneaux d'une dizaine de centimètres dans le sol.

Par contre, le problème inhérent à ce type d'essai est le caractère bidimensionnel de l'écoulement.

Il apparaît difficile d'en apprécier réellement les effets par des mesures "in-situ". Les teneurs en eau ne sont déterminées que sur l'axe de l'écoulement, alors que les charges hydrauliques sont mesurées sur des verticales distantes de 20 à 40 cm de cet axe. De plus, ces dernières mesures, à un horizon donné, ne sont effectuées généralement qu'en un seul point de cet horizon, ce qui exclut la possibilité d'apprécier les gradients horizontaux éventuels.

Cela peut expliquer, dans une certaine mesure, le nombre relativement restreint d'études sur ce sujet. SWARTZENDRUBER et OLSON (1961 a, b) affirment que, pour un sable, les effets bidimensionnels à la bordure de l'anneau intérieur sont négligeables si les diamètres des anneaux intérieur (ϕ_{int}) et extérieur (ϕ_{ext}) sont d'au moins 30 et 60 cm respectivement. Cette affirmation est fondée

sur la comparaison entre les volumes unitaires infiltrés, mesurés dans l'anneau intérieur, et ceux mesurés pendant une infiltration verticale. Or, les premiers englobent déjà la fraction écoulee latéralement. Cette affirmation reste par conséquent sujette à caution. HILLS (1971) a montré sur un infiltromètre simple anneau ($\Phi = 10$ cm), que le stock d'eau mesuré sous l'anneau représente, selon les sols, de 10 à 50 % (dans le meilleur des cas) de la lame infiltrée. Une étude similaire de TRICKER (1978), portant sur un infiltromètre simple anneau ($\Phi = 15$ cm), a donné des résultats comparables. Il convient de noter cependant, que tous ces résultats sont obtenus à partir d'essais au laboratoire, sans mesure des teneurs en eau ni des charges hydrauliques. En plus, les résultats de TRICKER (1978) sont obtenus lors d'un écoulement bidimensionnel plan et non axisymétrique.

AHUJA et coll. (1976) ont mesuré les gradients horizontaux et verticaux de la charge hydraulique lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux ($\Phi_{int} = 30$ cm, $\Phi_{ext} = 60, 90$ ou 120 cm) dans un sol limoneux. En supposant un écoulement piston, leurs mesures montrent que le gradient horizontal peut atteindre plus de 50 % de la valeur du gradient vertical. Leur étude ne mentionne, cependant, aucune mesure des teneurs en eau.

Les seules études, à notre connaissance, qui comparent le stock d'eau emmagasiné sous l'anneau intérieur à la lame infiltrée dans cet anneau, sont celles de HAMON (1980) et de IMBERNON (1981).

Pour une infiltration dans un sable à l'infiltromètre double anneaux ($\Phi_{int} = 100$ cm ; $\Phi_{ext} = 200$ cm), HAMON (1980) a montré que 30 % de la lame infiltrée dans l'anneau central, se sont écoulés latéralement au bout de 90 mn. IMBERNON (1981) a montré, dans des conditions voisines ($\Phi_{int} = 58$ cm ; $\Phi_{ext} = 96$ cm), qu'environ 40 % de la lame infiltrée dans l'anneau central se sont écoulés latéralement après 85 mn. En l'absence de l'anneau extérieur, l'écoulement latéral représente 60 % de la lame infiltrée pour le même temps.

En revanche, il ne semble pas exister d'études relatives à l'importance de l'écoulement latéral pendant la redistribution. On peut légitimement penser cependant que cet écoulement reste très significatif puisque les transferts par diffusion peuvent devenir prépondérants devant les transferts induits par la gravité.

La courbe $K(\theta)$ étant déterminée à partir de mesures et calculs qui supposent l'écoulement monodimensionnel vertical, il est important de savoir dans quelle mesure l'écoulement latéral affecte la détermination expérimentale de cette relation.

Nous nous proposons, dans les chapitres suivants, d'évaluer cet écoulement, pendant les deux phases du phénomène, et ses conséquences sur la caractérisation du sol.

CHAPITRE VI

SIMULATION NUMERIQUE DU PROBLEME

L'étude expérimentale des effets bidimensionnels lors d'une infiltration à l'infiltromètre double anneaux est assez difficile à réaliser. En effet, pour pouvoir apprécier ces effets d'une manière satisfaisante, il faudrait disposer de plusieurs verticales de mesure d'humidité, ainsi que de plusieurs points de mesures tensiométriques à chaque horizon pour évaluer les gradients horizontaux de la charge hydraulique et les associer aux mesures de l'humidité dans différents points du même horizon.

Outre la lourdeur de cet équipement en tubes d'accès neutroniques et cannes tensiométriques, sa présence dans un domaine restreint risque de perturber significativement l'écoulement.

Pour ces raisons, nous avons choisi d'étudier ce problème par la voie de la simulation numérique.

6.1. DOMAINE D'ETUDE ET EQUATIONS DE L'ECOULEMENT

6.1.1. GEOMETRIE DU DOMAINE ETUDIE

Le modèle numérique doit refléter fidèlement la physique des phénomènes mis en jeu, le domaine géométrique et les conditions des expérimentations à simuler.

Le domaine d'étude $\mathcal{D}$ est schématisé figure 6.1, où R_i , R_e , P_0 et h_0 représentent respectivement les rayons des anneaux intérieur et extérieur, l'enfoncement commun des anneaux et l'épaisseur de la lame d'eau imposée à la surface pendant la phase d'infiltration.

Pratiquement, cette lame est maintenue constante jusqu'à l'instant t_a , qui marque l'arrivée du front à une cote prédéterminée z_a . Suite à l'arrêt de l'alimentation, lorsque la lame d'eau disparaît à la surface du sol à l'instant t_d , cette dernière est couverte afin d'assurer une condition de

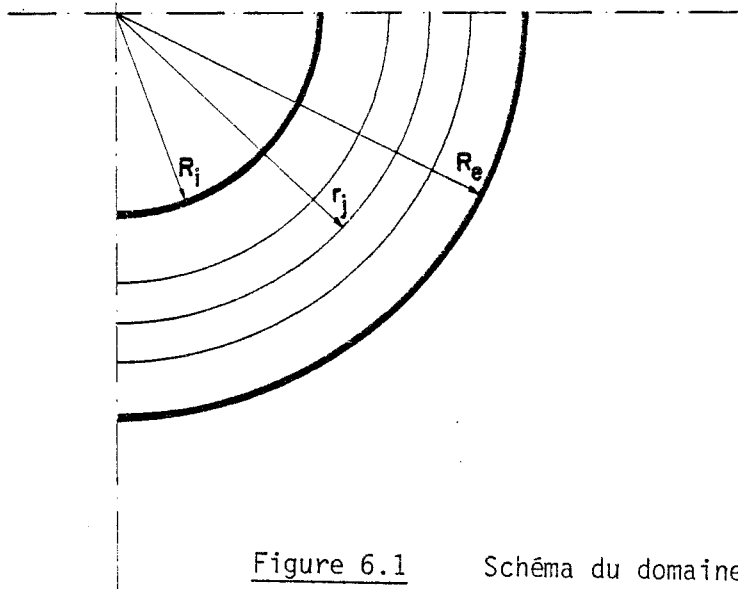
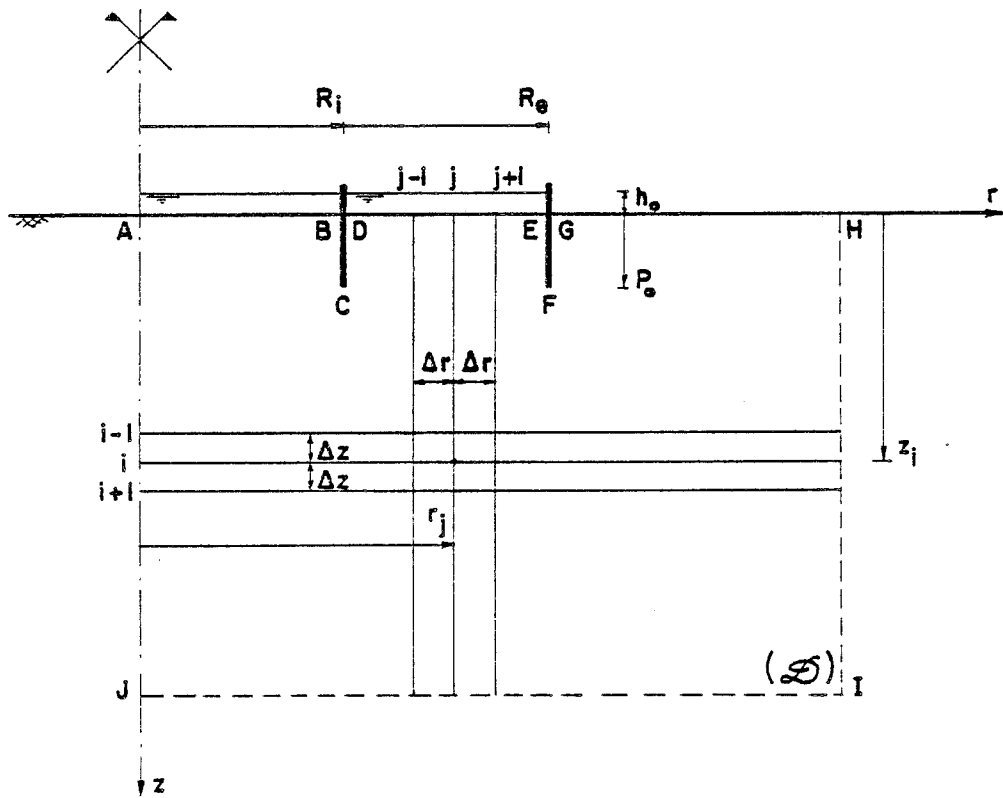


Figure 6.1 Schéma du domaine simulé

flux nul. Le suivi de la redistribution est assuré.

Il s'agit donc de résoudre, dans un système de coordonnées cylindriques, l'équation d'un écoulement tridimensionnel qui présente une symétrie axiale autour de l'axe vertical z . Il suffit, par conséquent, d'étudier l'écoulement dans un plan méridien.

6.1.2. EQUATION DE L'ECOULEMENT

Cette équation s'obtient (cf. Chapitre I) en combinant l'équation dynamique avec la loi de conservation de la masse.

Dans le développement suivant, nous admettons les hypothèses suivantes :

- l'écoulement isotherme conservatif est induit uniquement par un gradient de charge hydraulique;
- l'air est, en tout point du milieu et à chaque instant, à la pression atmosphérique ;
- le milieu est homogène, isotrope et indéformable ;
- la relation teneur volumique en eau - pression de l'eau est unique ;
- l'eau est pure et incompressible.

Dans ces conditions, l'équation de l'écoulement s'écrit :

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K(h) \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right) \right\} + \varepsilon \frac{\partial}{\partial r} \left\{ K(h) \frac{\partial h}{\partial r} \right\} + \varepsilon \frac{K(h)}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \quad (6.1)$$

où :

$$C(h) = \frac{d\theta}{dh}$$

et : $\varepsilon = 1$ pour un écoulement axisymétrique
 $\varepsilon = 0$ pour un écoulement vertical.

A cette équation, s'ajoutent les conditions initiales et aux limites suivantes :

* Condition initiale *

$$t < 0, \quad r \geq 0, \quad z \geq 0; \quad h(r, z, t) = h_i = \text{cte} \quad (6.2)$$

* Conditions aux frontières *

a. à la surface du sol :

i à l'extérieur des anneaux (GH) :

$$t \geq 0, \quad r > R_e, \quad z = 0 \quad ; \quad K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right) = 0 \quad (6.3)$$

ii à l'intérieur des anneaux (AB, DE) :

- phase d'infiltration :

$$0 \leq t \leq t_a, \quad 0 \leq r \leq R_e, \quad z = 0 \quad ; \quad h(r, 0, t) = h_0 = \text{cte} \quad (6.4)$$

- phase de disparition de la lame :

$$t_a < t \leq t_{d,i}, \quad 0 \leq r \leq R_i, \quad z = 0 \quad ; \quad h(r, 0, t) = h_{\text{int}}(t) \quad (6.5)$$

$$t_a < t \leq t_{d,e}, \quad R_i < r \leq R_e, \quad z = 0 \quad ; \quad h(r, 0, t) = h_{\text{ext}}(t) \quad (6.6)$$

- phase de redistribution :

$$t > t_{d,i}, \quad 0 \leq r \leq R_i, \quad z = 0 \quad ; \quad K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right) = 0 \quad (6.7)$$

$$t > t_{d,e}, \quad R_i < r \leq R_e, \quad z = 0 \quad ; \quad K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right) = 0 \quad (6.8)$$

b. sur l'axe de l'écoulement (AJ) :

$$t \geq 0, \quad r = 0, \quad z \geq 0 \quad ; \quad K(h) \frac{\partial h}{\partial r} = 0 \quad (6.9)$$

c. sur les parois des anneaux (BCD, EFG) :

$$t \geq 0, \quad r = R_i, \quad 0 \leq z \leq P_0 \quad ; \quad K(h) \frac{\partial h}{\partial r} = 0 \quad (6.10)$$

$$t \geq 0, \quad r = R_e, \quad 0 \leq z \leq P_0 \quad ; \quad K(h) \frac{\partial h}{\partial r} = 0 \quad (6.11)$$

d. loin des anneaux dans les deux directions (HI, IJ) :

$$t \geq 0, \quad r \rightarrow \infty, \quad z \rightarrow \infty \quad ; \quad h(r, z, t) = h_i = \text{cte} \quad (6.12)$$

Ces conditions amènent les remarques suivantes :

- le milieu est semi-infini, pour lequel la pression initiale de l'eau est uniforme. Ceci suppose l'absence d'une nappe (ou la présence d'une nappe, mais très profonde). Nous avons opté pour ce choix afin d'éliminer

l'influence qu'aurait la présence d'une nappe peu profonde sur la configuration bidimensionnelle de l'écoulement à son voisinage (KHANJI, 1975) ;

- on suppose qu'il n'y a ni infiltration, ni évaporation à la surface du sol, à l'extérieur des anneaux pendant toute la durée du phénomène pour que cette condition soit homogène avec celle appliquée à l'intérieur des anneaux pendant la redistribution.

- pendant la phase de disparition de la lame, ($t > t_a$), la condition à la surface du sol n'est pas la même dans les deux anneaux, car à priori, il n'y a aucune raison pour que la décroissance de la lame soit identique.

Notons que les instants t_a , $t_{d,i}$, et $t_{d,e}$ sont inconnus et doivent être déterminés numériquement. Nous indiquerons plus loin leur mode de calcul correspondant.

6.2. SIMULATION NUMERIQUE

6.2.1. TECHNIQUE DE RESOLUTION

Vue la simplicité de la géométrie du domaine étudié, nous avons choisi de résoudre l'équation (6.1) assortie des conditions initiale et aux limites (6.2) à (6.12), par la méthode des différences finies.

Le domaine d'étude est ainsi divisé en un certain nombre d'éléments rectangulaires de dimensions $\Delta r, \Delta z$ rangés en M lignes et N colonnes. En chaque noeud (i,j) du domaine ainsi quadrillé, on cherche la valeur discrète de la pression de l'eau $h_{i,j}$ au temps $t + \Delta t$, connaissant sa valeur au temps t .

L'équation discrétisée, -présentée en annexe - assortie de ses conditions initiale et aux limites conduit à un système de $M \times N$ équations à $M \times N$ inconnues.

Ce système d'équations ainsi linéarisées se présente sous la forme d'une matrice bande de largeur $2N+1$. Seules la diagonale principale, les deux diagonales qui l'entourent et celles aux extrémités de la bande, sont non nulles. Vue la simple structure de cette matrice, la méthode itérative de Gauss-Seidel est très bien adaptée pour la résolution du système. La seule contrainte qu'exige l'application de cette méthode (matrice diagonalement dominante) est toujours satisfaite dans notre cas.

Notons que la convergence est obtenue assez rapidement. A titre d'exemple, pour une infiltration qui dure 0.5 h suivie de 10 jours de redistri-

bution, il faut entre 4 et 5 itérations en moyenne par pas de temps, pour que la différence entre les valeurs des pressions calculées en deux itérations successives, n'excède pas 5×10^{-4} cm d'eau.

Il convient de noter que nous avons préféré cette méthode à celle - plus simple à mettre en oeuvre - des directions alternées implicites (ADI), mise au point par PEACEMAN et RACHFORD (1955), et utilisée depuis par de nombreux auteurs, entre autres RUBIN (1968), VAUCLIN et coll. (1976), HORNUNG et MESSING (1980), ABABOU (1981) ... Cependant, cette technique n'est pas utilisable dans les situations où certaines parties du domaine sont, ou deviennent saturées, en raison de la nature elliptique de l'équation de l'écoulement dans ces parties. Il faut, dans ce cas, appliquer la technique ADIPIT (VAUCLIN, 1975 ; KHANJI, 1975), dans laquelle il faut effectuer à chaque pas de temps un certain nombre de cycles de plusieurs itérations.

Dans notre cas, le sol devient saturé dans les couches supérieures à l'intérieur des anneaux pendant l'infiltration. Pour assurer la convergence de la solution par la technique ADIPIT, il fallait utiliser des pas de temps très faibles (5 à 10 fois plus faibles que ceux utilisés par la méthode proposée) et effectuer plusieurs cycles itératifs (7 à 8), ce qui allongeait considérablement le temps de calcul.

Le domaine discrétisé est nécessairement fini, alors que le domaine physique est considéré semi-infini. Dans ce dernier, un drainage profond se produit à l'aval du front d'humidification, en raison de la non uniformité de la charge hydraulique initiale. Le domaine discrétisé sera donc représentatif du domaine physique si on limite le calcul à la zone humidifiée, en tenant compte du drainage profond qui se produit à son aval. Physiquement, cette zone est croissante dans le temps, il faut donc se fixer un critère pour incrémenter le domaine discret.

Ce dernier étant formé de $M \times N$ noeuds de calcul, rangés en M lignes et N colonnes, le nombre de ligne est incrémenté lorsque la pression de l'eau calculée sur l'un quelconque des noeuds de l'avant dernière ligne, varie de plus de 10 cm d'eau par rapport à sa valeur initiale. Le même critère est appliqué pour incrémenter le nombre des colonnes.

6.2.2. CHOIX DES PAS DE L'ESPACE ET DU PAS DE TEMPS

L'approximation des dérivées partielles en différences finies ne peut être justifiée que si les variations de la pression entre deux noeuds de calcul à un instant donné et entre deux instants successifs en un noeud quelconque, peuvent être considérées comme linéaires. Il importe donc que les pas de l'espace et du temps soient suffisamment faibles. La différence entre la vitesse d'évolution du phénomène pendant l'infiltration et pendant la redistribution permet cependant de faire varier ces pas suivant la phase du phénomène.

Ainsi, au début de l'infiltration, le pas de temps est très faible (de l'ordre de 0.5 seconde), il est augmenté progressivement jusqu'à quelques secondes (de l'ordre de 5 secondes), après 10 mn d'infiltration. Il reste ensuite constant jusqu'au début de la redistribution. Pendant l'infiltration, les pas de l'espace sont réguliers et constants. Pour tous les cas étudiés, le pas d'espace vertical est $\Delta z = 3$ cm. Quant au pas d'espace radial, Δr , il dépend de la géométrie des anneaux. Il varie suivant le cas de 2 à 5 cm. Il est choisi de façon à assurer 6 noeuds de calcul au moins dans l'anneau central et 6 autres entre les anneaux.

Sitôt que la redistribution commence dans l'anneau intérieur, les pas d'espace sont triplés. Le pas de temps est ramené à une valeur très faible (de l'ordre de 0.5 s) en raison de la rapidité d'évolution du phénomène et allongé progressivement par la suite (jusqu'à 3 heures après 10 jours de redistribution).

6.2.3. CALCUL DES DIFFERENTES QUANTITES

6.2.3.1. - Les volumes et lames infiltrés

Ils sont obtenus par intégration des flux verticaux, q_z , à la surface en fonction du temps. Ainsi, le volume infiltré dans l'anneau central est donné par :

$$V_i(t) = \int_0^t \int_0^{R_i} q_z(r,0,t) \cdot 2\pi r \cdot dr \cdot dt \quad (6.13)$$

Le flux vertical à la surface q_z , est calculé par discrétisation de la loi de DARCY.

La lame infiltrée $I_i(t)$ est le volume infiltré par unité de surface de l'anneau, soit :

$$I_i(t) = V_i(t) / \pi \cdot R_i^2 \quad (6.14)$$

De même, le volume et la lame infiltrés dans l'anneau de garde sont donnés par :

$$V_e(t) = \int_0^t \int_{R_i}^{R_e} q_z(r,0,t) \cdot 2\pi r \cdot dr \cdot dt \quad (6.15)$$

$$I_e(t) = V_e(t) / \pi \cdot (R_e^2 - R_i^2) \quad (6.16)$$

Le volume total infiltré $V_t(t)$ est donc donné par la somme $V_i(t) + V_e(t)$. Rapporté à la surface totale submergée, cela donne une lame infiltrée moyenne sur toute la surface des anneaux :

$$I_t(t) = (V_i(t) + V_e(t)) / \pi \cdot R_e^2 \quad (6.17)$$

6.2.3.2. - Les variations de stock

Ces quantités représentent les volumes d'eau emmagasinés dans le sol. A chaque instant, elles sont obtenues par intégration de la variation des teneurs en eau dans le domaine considéré, par rapport à l'état initial. Dans le cylindre de sol délimité par l'anneau intérieur, le volume d'eau stocké est donné par :

$$\Delta V_i(t) = \int_0^{z_M} \int_0^{R_i} \{\theta(r,z,t) - \theta_i\} \cdot 2\pi r \cdot dr \cdot dz \quad (6.18)$$

z_M est la cote de la dernière horizontale de noeuds de calcul ;

θ_i est la teneur en eau initiale, correspondant à h_i .

La variation unitaire du stock d'eau dans l'anneau intérieur s'obtient en rapportant $\Delta V_i(t)$ à la surface de l'anneau :

$$\Delta S_i(t) = \Delta V_i(t) / \pi \cdot R_i^2 \quad (6.19)$$

Les variations totale et unitaire du stock sous l'anneau extérieur, sont données par :

$$\Delta V_e(t) = \int_0^{z_M} \int_{R_i}^{R_e} \{\theta(r,z,t) - \theta_i\} 2\pi r \cdot dr \cdot dz \quad (6.20)$$

$$\Delta S_e(t) = \Delta V_e(t) / \pi \cdot (R_e^2 - R_i^2) \quad (6.21)$$

La variation du stock d'eau dans le sol à l'extérieur des anneaux est donnée par :

$$\Delta V_d(t) = \int_0^{z_M} \int_{R_e}^{r_N} \{\theta(r,z,t) - \theta_i\} \cdot 2\pi r \cdot dr \cdot dz \quad (6.22)$$

r_N est le rayon de la dernière verticale de noeuds de calcul.

Le volume total emmagasiné dans le sol est donc :

$$\Delta V_t(t) = \Delta V_i(t) + \Delta V_e(t) + \Delta V_d(t) \quad (6.23)$$

Rapportant cette quantité à la surface totale des anneaux, on définit une variation unitaire moyenne du stock :

$$\Delta S_t(t) = \Delta V_t(t) / \pi \cdot R_e^2 \quad (6.24)$$

A tout moment, l'égalité suivante doit être satisfaite :

$$I_t(t) = \Delta S_t(t) \quad (6.25)$$

qui exprime la conservation du volume (et donc de la masse) d'eau.

6.2.3.3. - Les volumes écoulés latéralement

A la périphérie de chaque anneau, ce volume s'obtient par intégration dans le temps des flux radiaux, q_r , traversant la surface latérale du cylindre de sol délimité par l'anneau. Ainsi, le volume et la lame écoulés latéralement à la bordure de l'anneau central, sont donnés par :

$$V_{l,i}(t) = \int_0^t \int_0^{z_M} q_r(R_i, z, t) \cdot 2\pi R_i \cdot dz \cdot dt \quad (6.26)$$



$$I_{1,i}(t) = V_{1,i}(t) / \pi \cdot R_i^2 \quad (6.27)$$

où : q_r est obtenu par discrétisation de la loi de DARCY.

Pour l'anneau de garde, ces quantités s'expriment par :

$$V_{1,e}(t) = \int_0^t \int_0^{z_M} q_r(R_e, z, t) \cdot 2\pi R_e \cdot dz \cdot dt \quad (6.28)$$

$$I_{1,e}(t) = V_{1,e}(t) / \pi \cdot (R_e^2 - R_i^2) \quad (6.29)$$

A chaque instant, les égalités suivantes doivent être vérifiées :

* Dans l'anneau intérieur :

$$I_i(t) = \Delta S_i(t) + I_{1,i}(t) \quad (6.30)$$

* Dans l'anneau extérieur :

$$V_e(t) = \Delta V_e(t) + V_{1,e}(t) - V_{1,i}(t) \quad (6.31)$$

ce qui implique :

$$I_e(t) = \Delta S_e(t) + I_{1,e}(t) - I_{1,i}(t) \frac{R_i^2}{(R_e^2 - R_i^2)} \quad (6.32)$$

* Dans le reste du domaine :

$$V_{1,e}(t) = \Delta V_d(t) \quad (6.33)$$

6.2.3.4. - Calcul de t_a , moment de l'arrêt de l'alimentation à la surface du sol

Afin de simuler la méthodologie expérimentale, (cf chapitre 5, § 5.2.1) nous avons considéré dans tous nos essais numériques, que l'alimentation en eau à la surface du sol est arrêtée, lorsque le front atteint la cote $z_0 = 75\text{cm}$ sur l'axe de l'écoulement.

6.2.3.5. - Calcul de $t_{d,i}$ et $t_{d,e}$, instants du début de la redistribution dans chaque anneau

A l'instant t_a , l'apport d'eau dans l'anneau central est connu.

C'est la somme de la lame infiltrée jusqu'à cet instant $I_i(t_a)$ et de la lame d'eau présente à la surface, h_0 . Cette quantité reste désormais constante dans le temps. De même, la variation unitaire du stock dans cet anneau, ainsi que la lame infiltrée latéralement à sa bordure sont connues à t_a . Pour $t > t_a$, la décroissance de la lame à la surface est la somme des accroissements du stock unitaire et de la lame infiltrée latéralement, entre t_a et t . On peut donc déterminer l'instant $t_{d,i}$ de façon précise.

L'instant $t_{d,e}$ est déterminé d'une manière similaire.

6.3. CHOIX DU SOL

Afin d'étudier l'influence des propriétés hydrodynamiques des sols sur la configuration de l'écoulement, nous avons utilisé les données présentées par VAUCLIN et coll. (1983).

Rappelons brièvement que ces auteurs ont déterminé, en différents points d'une parcelle de sol nu (1 ha.), les relations $h(\theta)$ et $K(\theta)$, afin notamment d'en étudier la variabilité spatiale. En se fondant sur le concept de similitude en milieux poreux (MILLER et MILLER, 1956) - vérifié dans le cas considéré -, les résultats ont été analysés par la théorie de la mise en facteur d'échelle. Cela a conduit à définir, d'une part, les relations moyennes d'échelle suivantes :

$$h_m(\theta) = h_{sm} (\theta/\theta_s)^{1/\lambda} \quad (6.34)$$

$$K_m(\theta) = K_{sm} (\theta/\theta_s)^\beta \quad (6.35)$$

avec : $h_{sm} = -16.59$ cm d'eau ; $\theta_s = 0.301$ cm³/cm³ ;

$K_{sm} = 24.28$ cm/h ; $\lambda = -0.772$ et $\beta = 6.873$

et d'autre part, un ensemble de facteurs d'échelle α , tels que la pression et la conductivité en tout point sont données par :

$$h(\theta) = \frac{1}{\alpha} h_m(\theta) \quad (6.36)$$

$$K(\theta) = \alpha^2 K_m(\theta) \quad (6.37)$$

Les différents résultats numériques qui seront présentés dans la suite de cette étude ont été obtenus avec les courbes $h_m(\theta)$ et $K_m(\theta)$ et

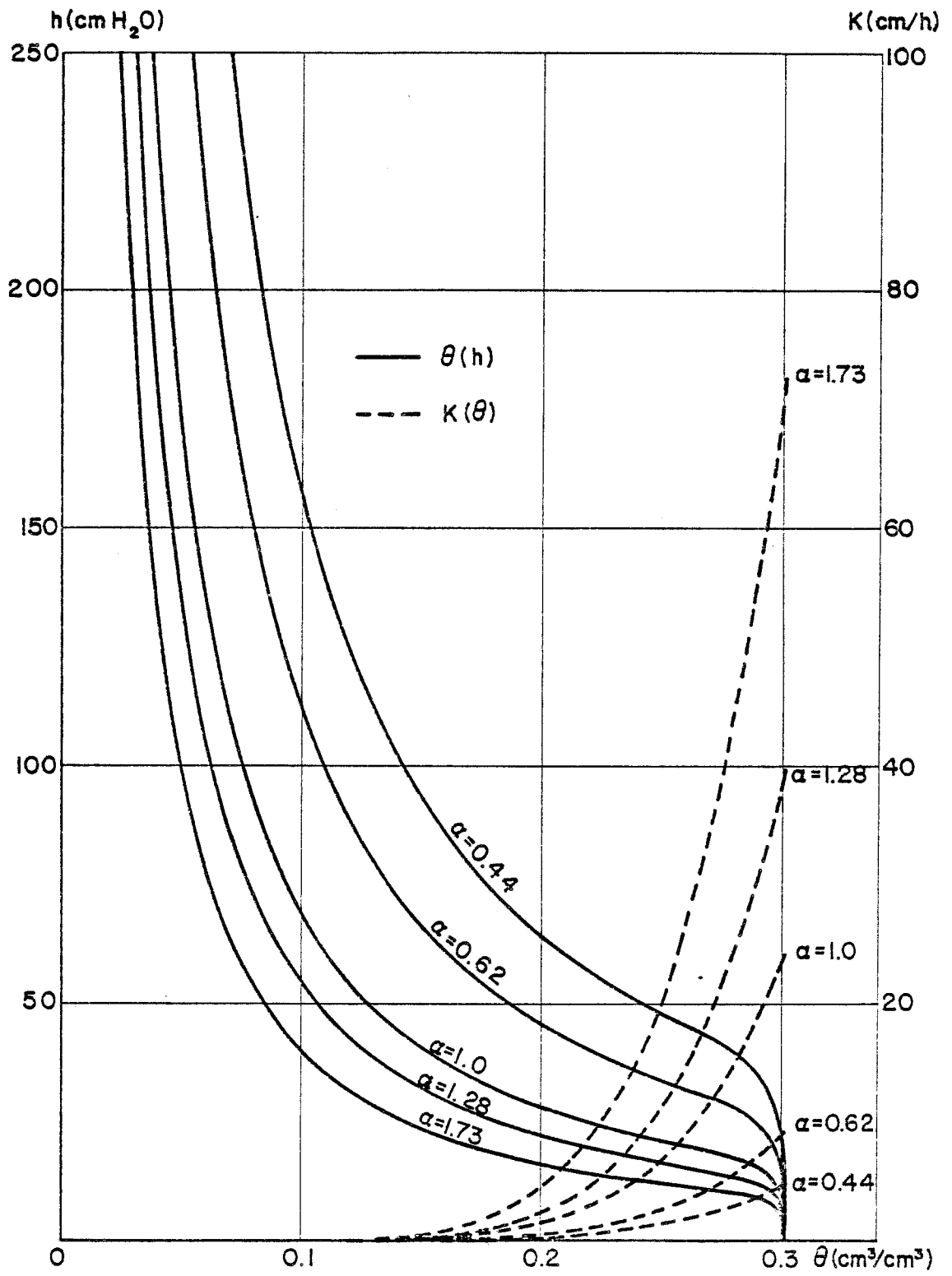


Figure 6.2 Caractéristiques hydrodynamiques des différents sols étudiés

différentes valeurs du coefficient α , afin de simuler le comportement de différents sols.

Il convient de noter cependant que ces résultats ne doivent pas être considérés en termes de représentativité statistique, et donc spatiale.

De plus, l'équation (6.34) a dû être légèrement modifiée en raison d'instabilités numériques causées par la discontinuité de cette courbe à $h = h_{sm}/\alpha$. La forme choisie est la suivante :

$$\theta \leq 0.2607 \text{ cm}^3/\text{cm}^3 \quad \theta = \theta_s (\alpha h/h_{sm})^\lambda \quad (6.38)$$

$$0.2607 < \theta \leq \theta_s \quad \theta = a h^5 + \theta_s \quad (6.39)$$

La valeur de a assure la continuité de la courbe au point de jonction.

Les valeurs choisies de α sont les suivantes :

$\alpha_1 = 1.73$	$(K_s = 72.67 \text{ cm/h})$
$\alpha_2 = 1.28$	$(K_s = 39.78 \text{ cm/h})$
$\alpha_3 = 1.0$	$(K_s = 24.28 \text{ cm/h})$
$\alpha_4 = 0.62$	$(K_s = 9.33 \text{ cm/h})$
$\alpha_5 = 0.44$	$(K_s = 4.70 \text{ cm/h}).$

Tel qu'on le constate d'après ces valeurs, la conductivité à saturation peut varier de plus d'un ordre de grandeur pour les valeurs extrêmes de α .

Les relations $\theta(h)$ et $K(\theta)$ correspondantes aux différentes valeurs de α sont données figure 6.2.

6.4. VALIDATION DU MODELE PAR DES SIMULATIONS A FLUX CONSTANT

L'impossibilité de prouver rigoureusement la convergence du schéma numérique, ainsi que l'inexistence d'une solution analytique, nous ont amené à tester la validité de notre modèle par des essais à flux constant. On dispose, dans ce cas, d'un critère de validité globale, exprimé par le bilan entre le volume d'eau apporté à la surface (connu sans erreur dans ce cas), et celui, -calculé-, emmagasiné dans le sol.

Cette simulation est faite avec le sol correspondant à la valeur

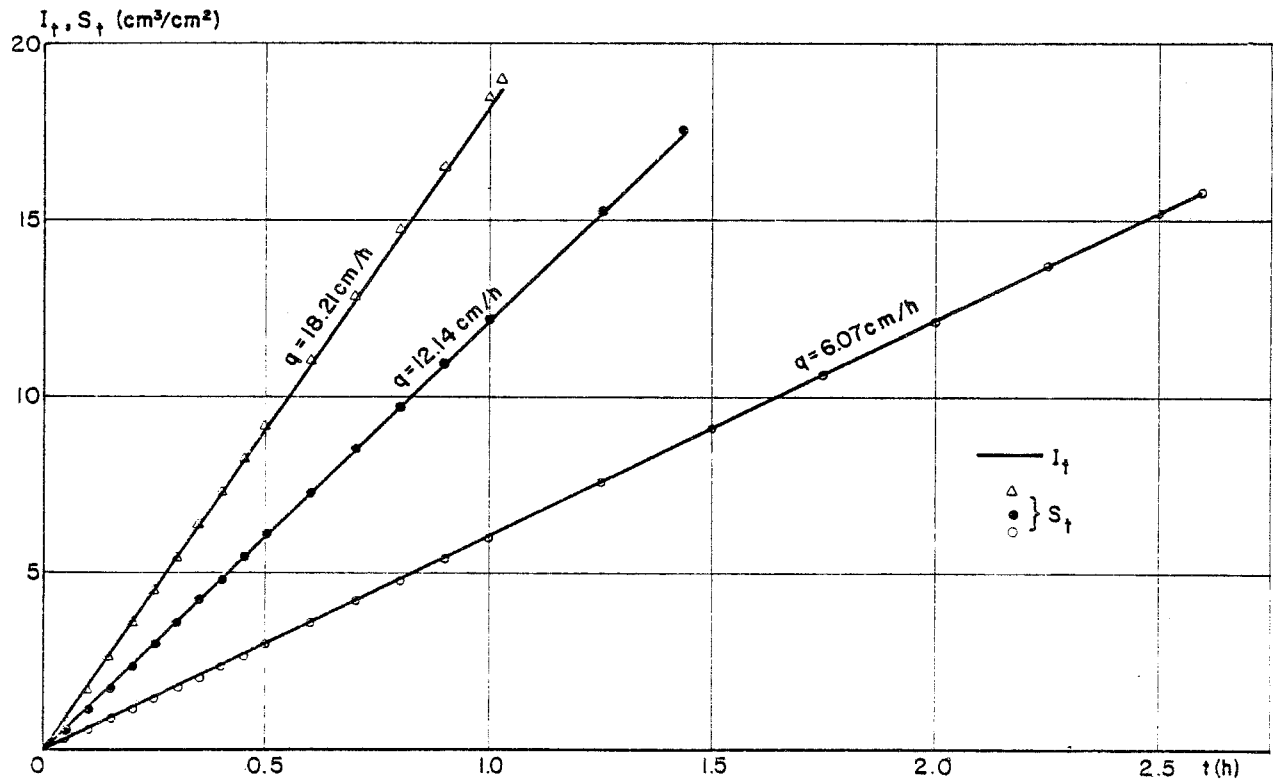


Figure 6.3 Lane totale infiltrée et stock total emmagasiné en fonction du temps pour différents flux imposés à la surface

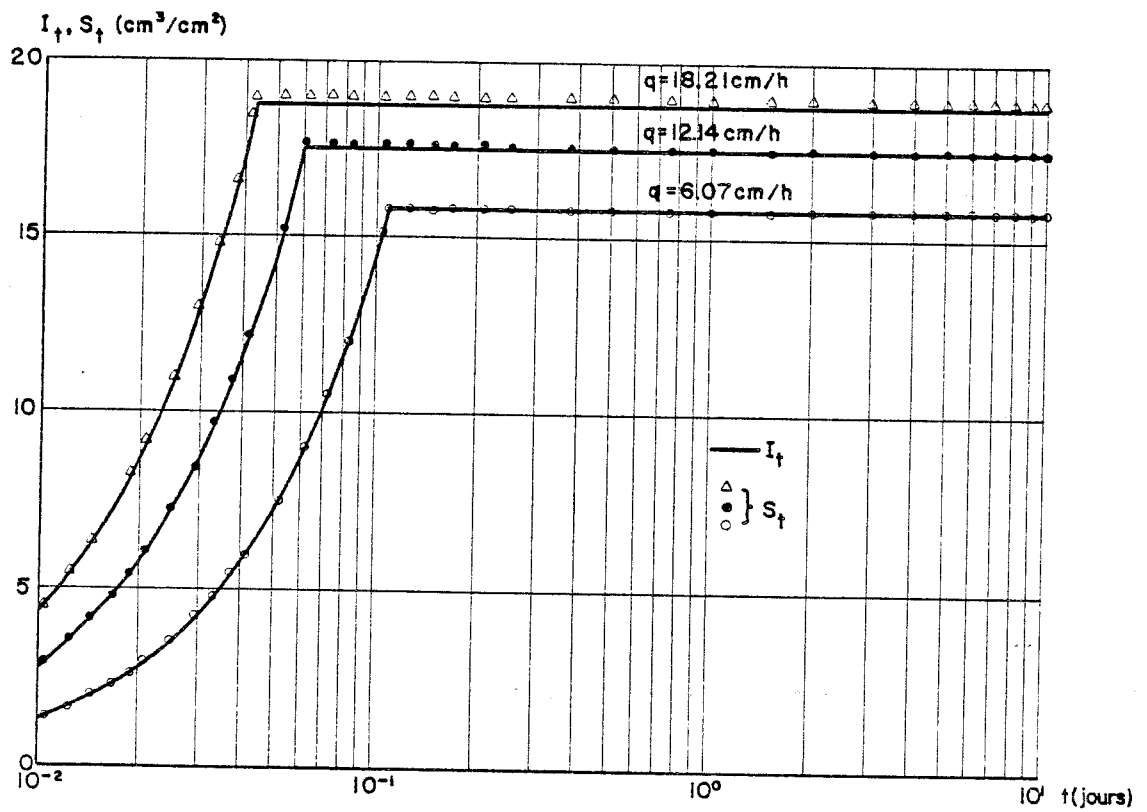


Figure 6.4 Evolution du stock total emmagasiné pendant 10 jours de redistribution

$\alpha_3 = 1$. La pression initiale est $h_i = -329$ cm d'eau, à laquelle correspond une teneur en eau initiale $\theta_i = 0.03 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ (10 % de la teneur en eau à saturation naturelle, θ_s). La géométrie de l'infiltromètre est : $R_i = 24$ cm ; $R_e = 48$ cm ; $p_o = 13.5$ cm.

Trois simulations sont effectuées avec les valeurs suivantes du flux à la surface du sol dans les anneaux : $q_o = 6.07$, 12.14 et 18.21 cm/h. Elles correspondent respectivement à $K_s/4$, $K_s/2$ et $3K_s/4$. Elles sont toutes inférieures à la conductivité à saturation naturelle du sol K_s , afin qu'il n'y ait pas de formation d'une lame d'eau à la surface.

La figure 6.3 montre l'évolution en fonction du temps du volume apporté à l'unité de surface des anneaux ($q_o t$), et la variation unitaire moyenne du stock (définie par l'équation 6.24), pour les trois valeurs du flux. L'accord est très satisfaisant, l'écart entre les deux quantités n'excède pas 1.5 % dans les trois cas.

La figure 6.4 compare ces deux volumes unitaires pendant 10 jours de redistribution. Dans ce cas aussi, l'accord est très satisfaisant et l'écart entre les deux quantités reste de l'ordre de 1 à 2 %.

Notons que les relations (6.30), (6.31) et (6.33) qui expriment les bilans dans les différentes parties du domaine (sous chaque anneau séparément et à l'extérieur de ceux-ci) sont toutes vérifiées aux mêmes écarts notés plus haut près.

D'après ces résultats, il est légitime de supposer que le modèle numérique décrit la réalité physique de manière satisfaisante.

6.5. RESULTATS RELATIFS A LA SIMULATION D'UN ESSAI D'INFILTRATION

Nous examinerons un essai d'infiltration, tel qu'il est supposé être réalisé in-situ.

La géométrie de l'infiltromètre utilisé pour cette simulation est identique à la précédente.

L'infiltration a lieu dans ce cas avec une lame d'eau constante $h_o = 1$ cm, maintenue à la surface du sol dans les anneaux.

6.5.1. ASPECT LOCAL

6.5.1.1. - Les profils hydriques

A titre d'exemple, les figures 6.5, 6.6. et 6.7 montrent les profils hydriques calculés sur les verticales $r = 6, 18, 42$ et 66 cm à $t = 0.45, 2$ et 240 h. Les verticales $r=6$ et $r=18$ cm sont à l'intérieur de l'anneau central, la verticale $r=42$ cm est dans l'anneau de garde et $r=66$ cm est à l'extérieur des anneaux. Les temps correspondent à la fin de l'infiltration, peu après le début et après 10 jours de redistribution. Ces figures montrent aussi, pour les mêmes temps, les profils hydriques obtenus pour une infiltration verticale ($\epsilon = 0$ dans l'équation 6.1) dans le même sol, sous les mêmes conditions initiale et à la surface. Dans ces figures, la cote z_f représente celle où la variation de la pression, par rapport à l'état initial, est limité à 10 cm d'eau. Signalons un changement d'échelles dans la figure 6.7 par rapport à 6.5 et 6.6.

On note plusieurs conséquences de l'écoulement latéral dans l'infiltromètre :

- pour tous les temps, la pénétration du front z_f est d'autant moins profonde que la verticale est éloignée de l'axe de l'écoulement ;
- quel que soit le temps, le front est moins profond que celui obtenu pour l'écoulement monodimensionnel vertical ;
- pendant la redistribution, le front est toujours plus diffus que celui de l'infiltration verticale : au voisinage de z_f , la pente $\frac{d\theta}{dz}$ est moins grande (en valeur absolue).
- à l'extérieur des anneaux, l'humidification continue pendant la redistribution de deux façons : par remontée capillaire sur les horizontales situées à $z < P_0$ et par avancée horizontale du front pour $z > P_0$;
- la diffusion latérale retarde l'avancée verticale du front avec le prolongement de la redistribution tel que le montre la comparaison des profondeurs du front à $t = 2$ h et $t = 240$ h entre l'écoulement vertical et axisymétrique .

6.5.1.2. - Les flux radiaux

Afin d'apprécier l'importance du transfert latéral, nous avons porté, à titre d'exemple, figures 6.8 et 6.9, les profils des flux radiaux, q_r , sur les verticales $r = 18$ et $r = 42$ cm pour $t = 0.45, 2$ et 240 h. Ces figures montrent aussi en pointillé, les profils du flux radial sur ces verticales exprimé en pourcentage du flux vertical q_z , calculé à la même cote. On notera que les échelles sur ces figures ne sont pas toutes identiques.

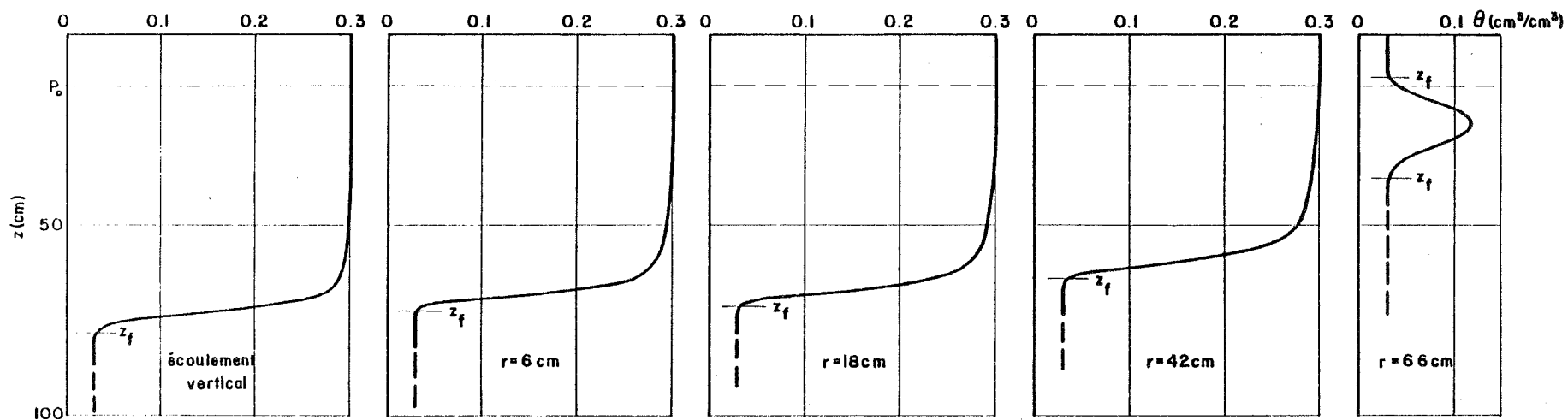


Figure 6.5 Profils hydriques calculés pour un écoulement monodimensionnel et sur différentes verticales à $t = 0.45h$

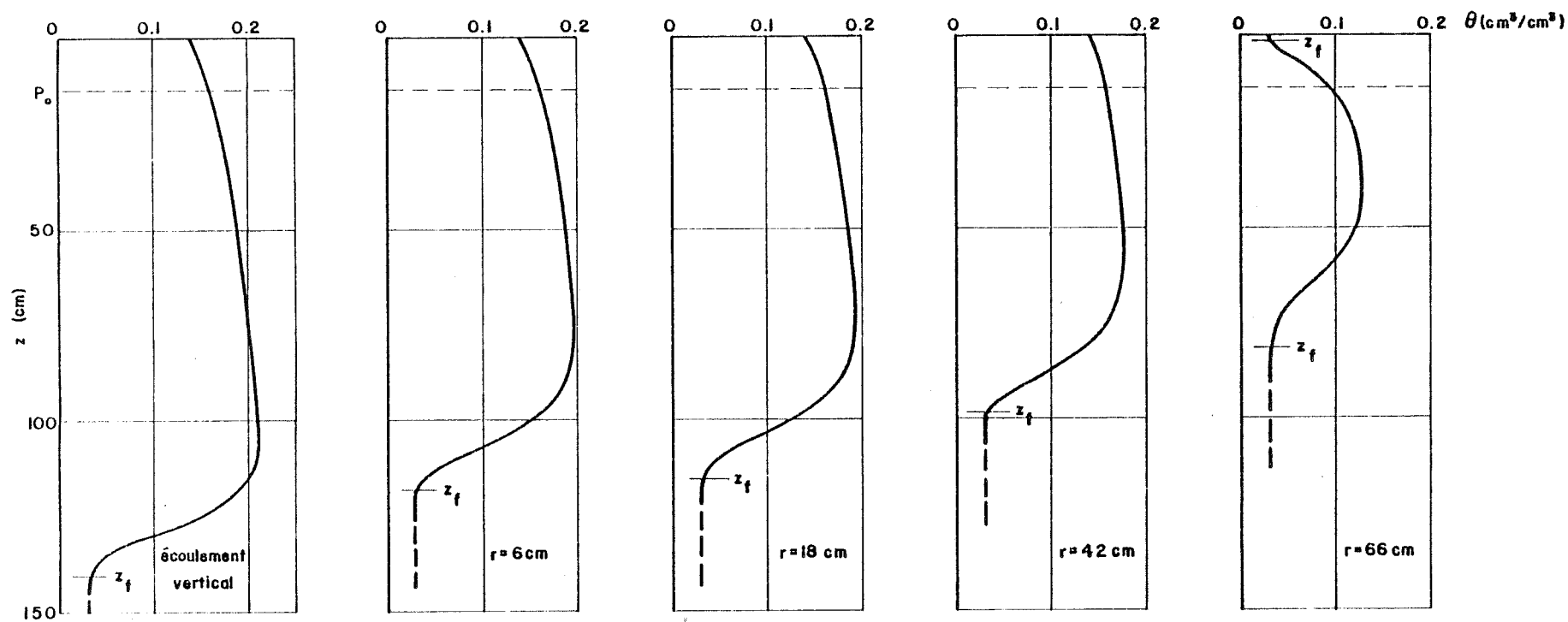


Figure 6.6 Profils hydriques calculés pour un écoulement monodimensionnel et sur différentes verticales à $t = 2h$

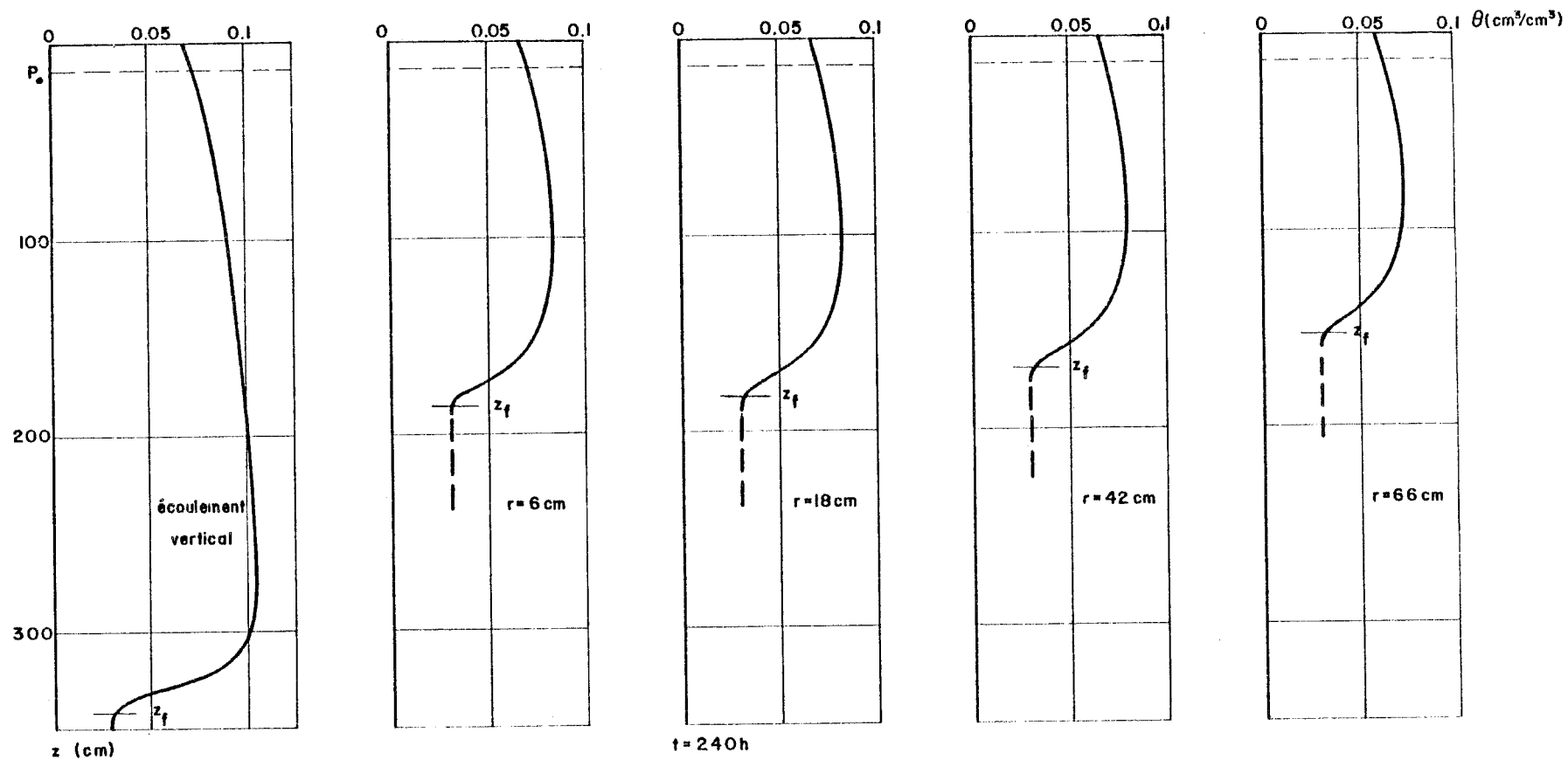


Figure 6.7 Profils hydriques calculés pour un écoulement monodimensionnel et sur différentes verticales à $t = 240\text{ h}$

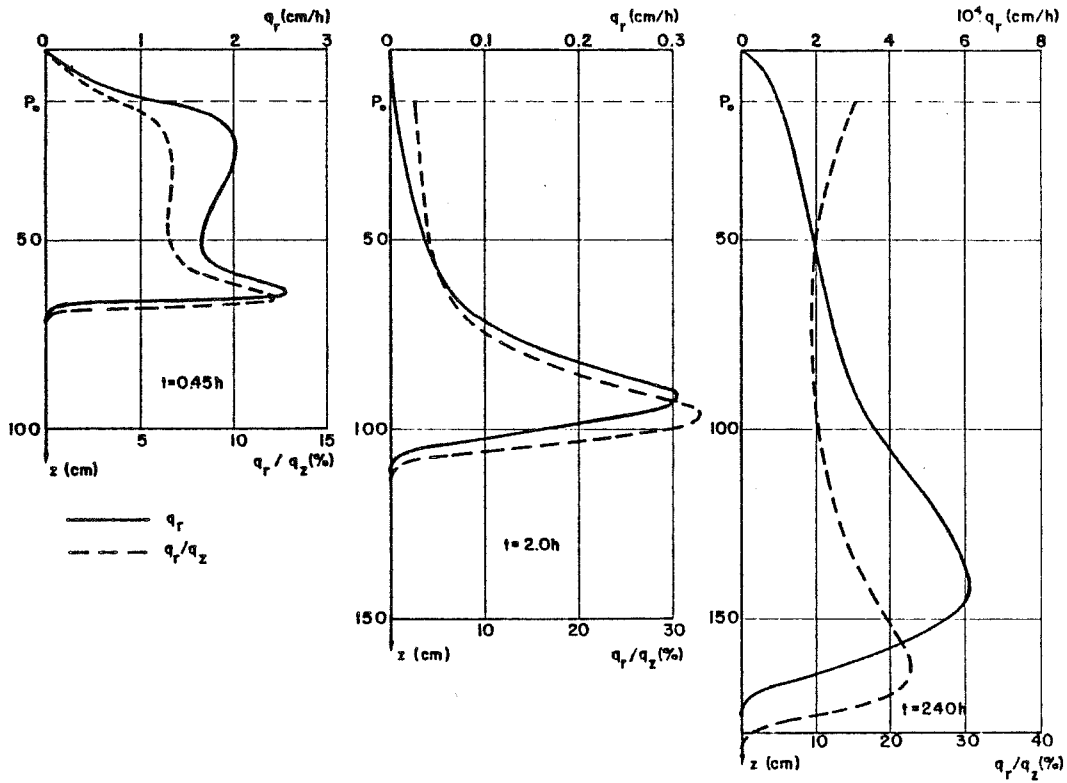


Figure 6.8 Profils du flux radial et du rapport flux radial/flux vertical à $r = 18$ cm, à différents temps

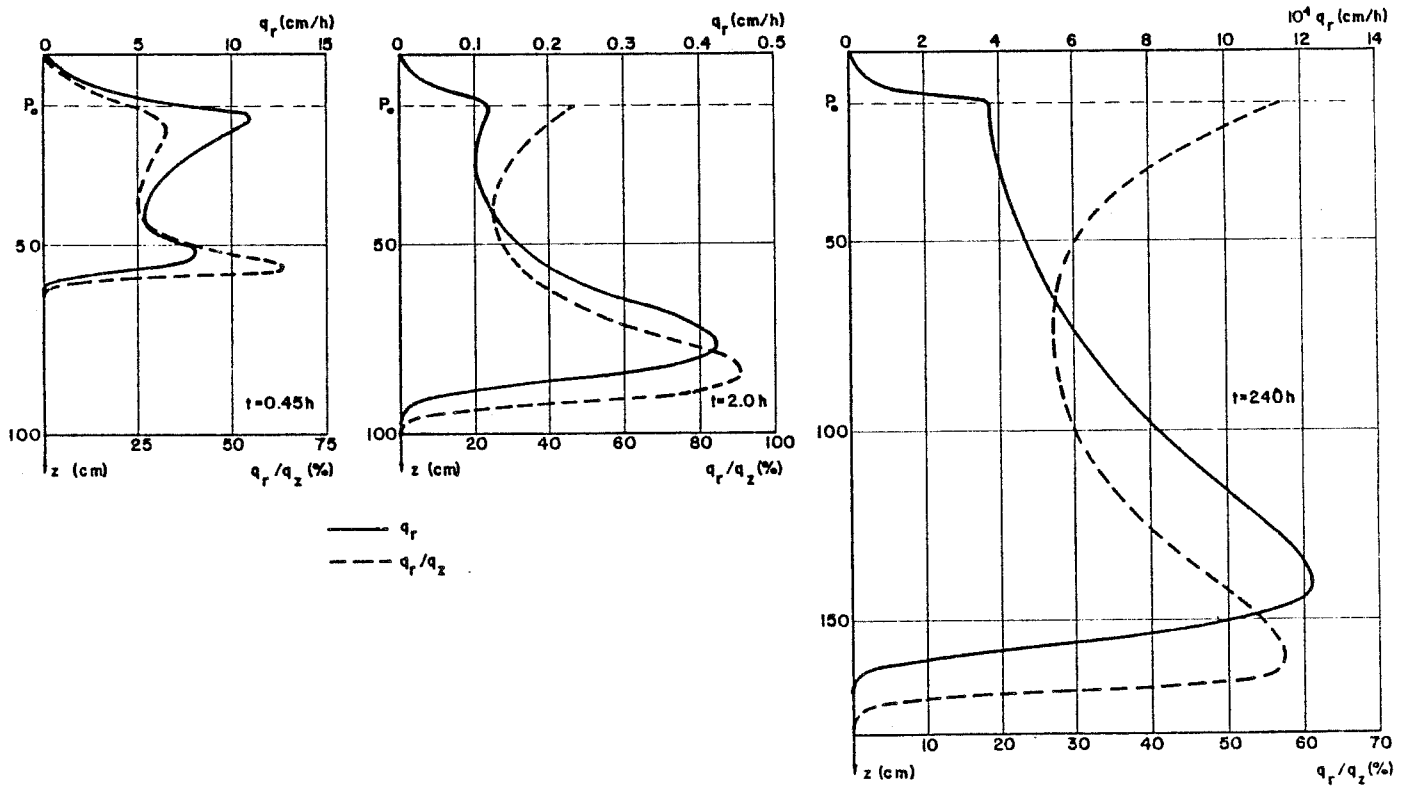


Figure 6.9 Profils du flux radial et du rapport flux radial/flux vertical à $r = 42$ cm, à différents temps

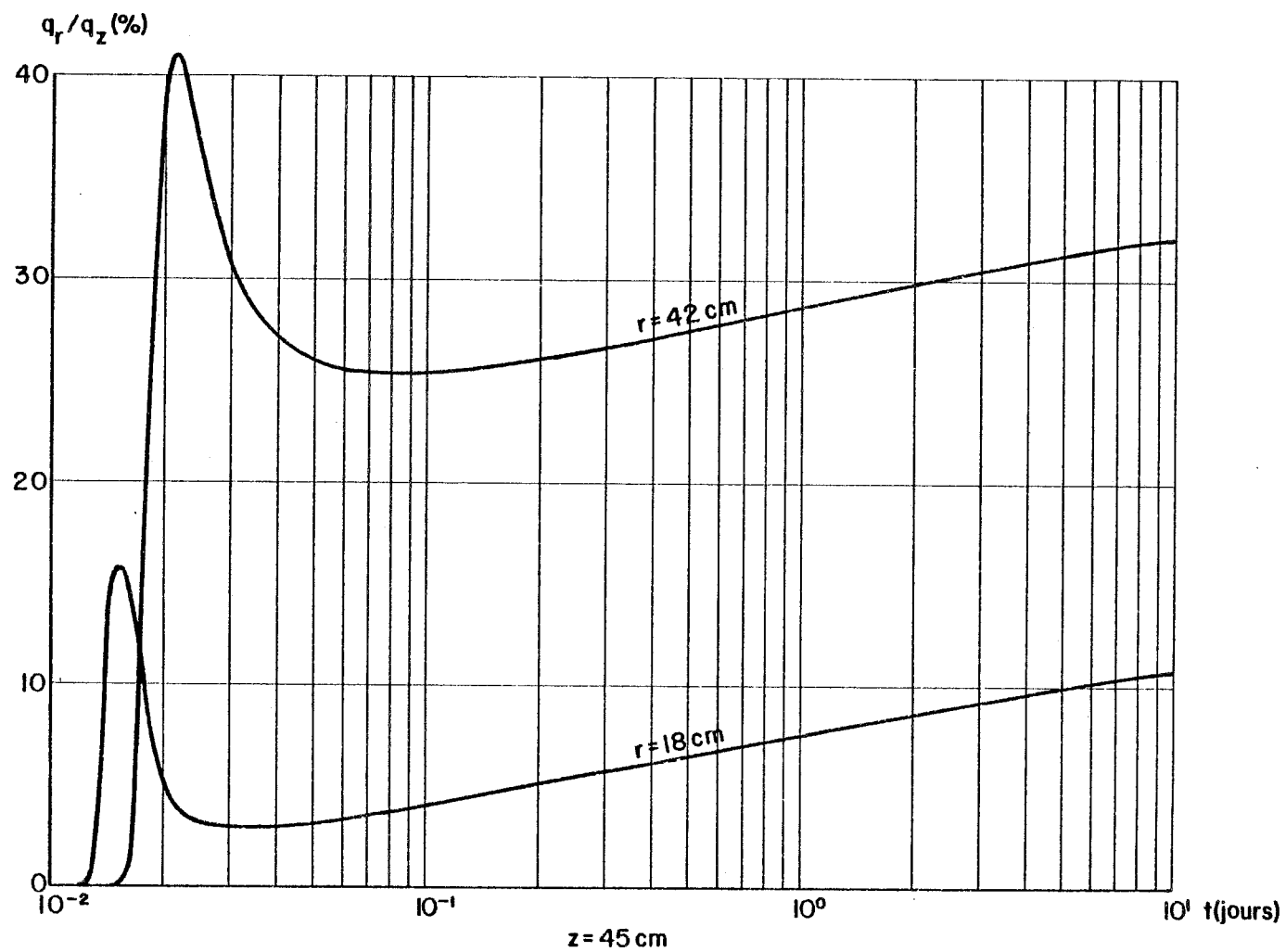


Figure 6.10 Evolution du rapport flux radial/flux vertical dans les points
 $r = 18$, $z = 45$ cm et $r = 42$, $z = 45$ cm
 pendant 10 jours de redistribution

Ces figures suscitent plusieurs remarques :

- les profils q_r à $r = 18$ cm présentent deux maxima pendant l'infiltration, mais un seul, (au voisinage du front) pendant la redistribution ; alors qu'à $r = 42$ cm ces profils présentent toujours deux maxima, un premier au voisinage de P_0 et un second dans la région du front. A $r = 42$ cm il y a un effet de bord au voisinage de $z = P_0$ causé par la singularité représentée par l'anneau extérieur à proximité de cette verticale, alors qu'à $r = 18$ cm, cet effet est beaucoup plus atténué à cause notamment de la présence de l'anneau de garde ;

- pour les deux verticales et à tous les temps, les valeurs maximales de q_r et q_r/q_z n'ont pas lieu à la même cote, la seconde est toujours plus profonde quoiqu'elle ait toujours lieu à $z < z_f$;

- dans les couches supérieures, et alors que les variations de q_r sont monotones décroissantes dans le temps, les variations du rapport q_r/q_z ne le sont pas. A titre d'exemple, la figure 6.10 montre la variation de ce rapport dans le temps pour les points $r = 18$, $z = 45$ et $r = 42$, $z = 45$ cm.

6.5.2. ASPECT GLOBAL

6.5.2.1. - Les volumes infiltrés et les stocks

* i) pendant l'infiltration

La figure 6.11 montre l'évolution en fonction du temps de la lame infiltrée dans chaque anneau, et de la variation unitaire du stock sous l'anneau. Elle montre aussi la lame infiltrée en supposant l'écoulement monodimensionnel vertical.

L'écoulement latéral à la bordure de l'anneau central est donné par (équation 6.30) :

$$I_{l,i}(t) = I_i(t) - \Delta S_i(t)$$

celui qui se produit à la périphérie de l'anneau de garde est (équation 6.32, avec $R_i/R_e = 1/2$) :

$$I_{l,e}(t) = I_e(t) - \Delta S_e(t) + \frac{I_{l,i}}{3}$$

ces deux quantités sont aussi représentées figure 6.11.

On note que les écoulements latéraux sont inexistantes avant $t \approx 2.5$ mn pour l'anneau extérieur et avant $t \approx 6$ mn pour l'anneau central. Dans les deux cas, il faut que le front d'humidification dépasse la profondeur

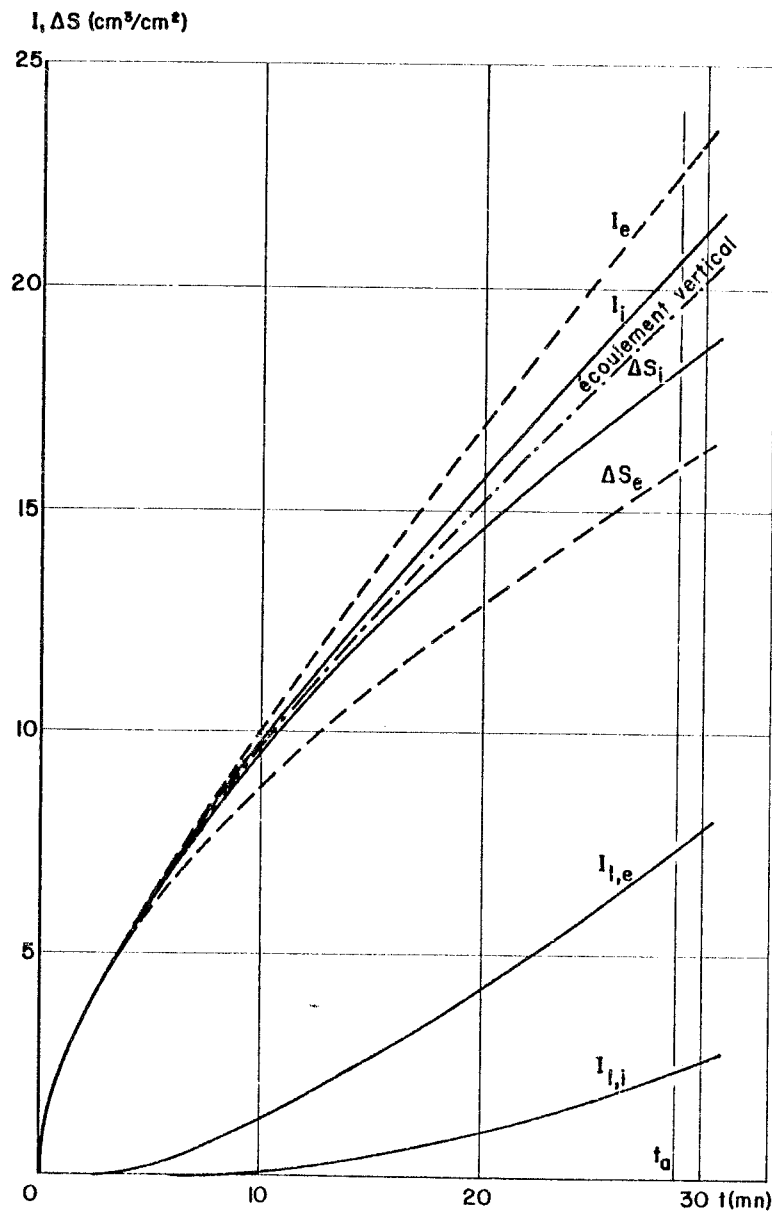


Figure 6.11 Evolution des lames infiltrées pendant un écoulement vertical, dans chaque anneau, des variations unitaires du stock et des lames écoullées latéralement

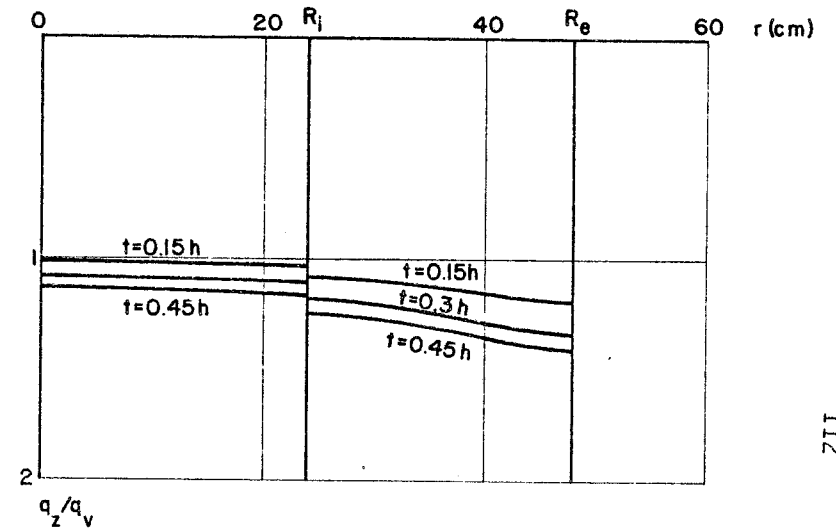


Figure 6.12

Rapport des flux verticaux à la surface entre un écoulement axisymétrique et un écoulement vertical à différents temps

d'enfoncement des anneaux P_0 et que le sol devienne suffisamment humide sur les verticales $r = R_i$ et $r = R_e$ en dessous de cet horizon, pour que les gradients radiaux de la charge hydraulique et la conductivité du sol soient assez importants pour induire un écoulement latéral significatif. Au moment de l'arrivée du front à P_0 les gradients radiaux de la charge sont plus importants à $r = R_e$ que ceux à $r = R_i$. Il est normal que l'écoulement latéral se manifeste plus tôt, et croisse plus rapidement, à la bordure de l'anneau de garde R_e .

A $t_a = 28.9$ mn, moment de l'arrêt de l'alimentation à la surface du sol, cet écoulement représente 12 % de la lame infiltrée dans l'anneau central et 36 % de celle infiltrée dans l'anneau extérieur. L'écoulement latéral plus important dans ce dernier, entraîne après t_a une décroissance plus rapide de la lame d'eau à la surface du sol dans cet anneau, puisqu'il lui faut 1.5 mn pour disparaître, contre 1.8 mn dans l'anneau central.

Comparée à celle qui a lieu dans le cas d'un écoulement vertical, la lame infiltrée dans l'anneau intérieur est à peine 5 % supérieure. Cependant, la pente dI_i/dt est 13 % supérieure puisqu'elle vaut 33.5 cm/h, alors qu'elle est de 29.7 cm/h pour l'écoulement monodimensionnel.

Considérer cette pente comme la conductivité à saturation du sol, conduirait à une surestimation de 38 % de la valeur réelle dans le cas de l'infiltromètre, et de 22 % dans le cas d'écoulement monodimensionnel.

La lame infiltrée dans chaque anneau étant supérieure à celle infiltrée pendant une infiltration verticale, il faut par conséquent que les flux verticaux à la surface q_z soient supérieurs à ceux correspondant à l'écoulement monodimensionnel q_v .

La figure 6.12 montre le rapport q_z/q_v à la surface du sol en fonction du rayon pour $t = 0.15$ h, 0.3 h et 0.45 h. On constate que, d'une part, en chaque point, ce rapport croît dans le temps, et, d'autre part, à un temps donné, il croît avec r , notamment dans l'anneau de garde.

* ii) pendant la redistribution

L'apport d'eau dans chaque anneau est représenté par la lame infiltrée correspondante pendant la phase précédente. Il reste par conséquent constant dans le temps.

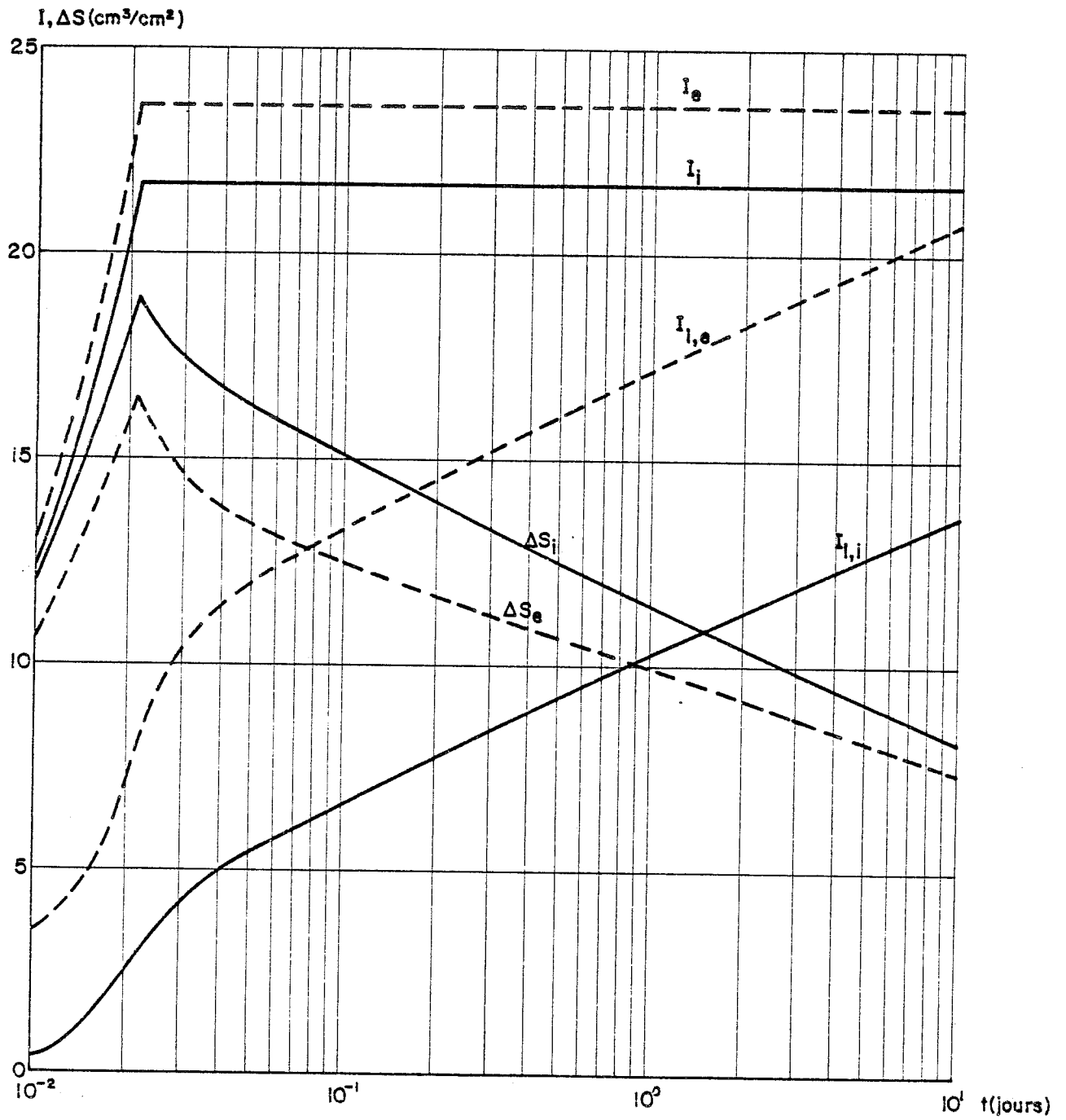


Figure 6.13 Evolution du stock unitaire emmagasiné sous chaque anneau et des lames écoulées latéralement pendant 10 jours de redistribution

La figure 6.13 montre l'évolution de la variation unitaire du stock et de l'écoulement latéral à la périphérie de chaque anneau pendant 10 jours de simulation.

On note que l'écoulement latéral croît au fur et à mesure que le temps se prolonge. Ceci est prévisible à priori, car les transferts devenant de plus en plus lents, l'importance des termes diffusifs augmente devant le terme gravitaire dans l'équation de l'écoulement.

Pour les deux anneaux, la croissance de l'écoulement latéral est très rapide au début de la redistribution, bien qu'elle soit plus importante dans l'anneau de garde, à cause de la proximité de la zone non encore humidifiée du milieu, qui entraîne des gradients radiaux de la charge plus importants à $r = R_e$ que ceux à $r = R_i$.

A partir de $t \approx 0.2$ j (5h), l'évolution de cet écoulement est quasiment la même pour les deux anneaux. Ceci implique une évolution plus lente de stock unitaire sous l'anneau extérieur.

Au bout de 10 jours de redistribution, les stocks qui restent emmagasinés sous les anneaux intérieur et extérieur ne dépassent pas 37 % et 31 % des lames infiltrées correspondantes.

6.5.2.2. - Les champs de la charge hydraulique

Les figures 6.14, 6.15 et 6.16 montrent les champs des charges hydrauliques à $t = 0.45$ h, 2 h et 10 jours, ainsi que la répartition des flux dans le milieu.

Pendant l'infiltration ($t = 0.45$ h), les équipotentiellles à l'intérieur de l'anneau central sont pratiquement horizontales. Les flux sont par conséquent quasiment verticaux. Ceci est en accord avec la faible lame infiltrée à la bordure de cet anneau pendant cette phase. La croissance de cet écoulement pendant la redistribution, entraîne une courbure de plus en plus marquée des équipotentiellles.

Cette courbure est très nette sous l'anneau de garde pendant les deux phases du phénomène, notamment au voisinage du front d'humidification, due à l'importance de l'écoulement latéral dans cette zone.

Dans le reste du domaine, et près de la surface du sol, (jusqu'à

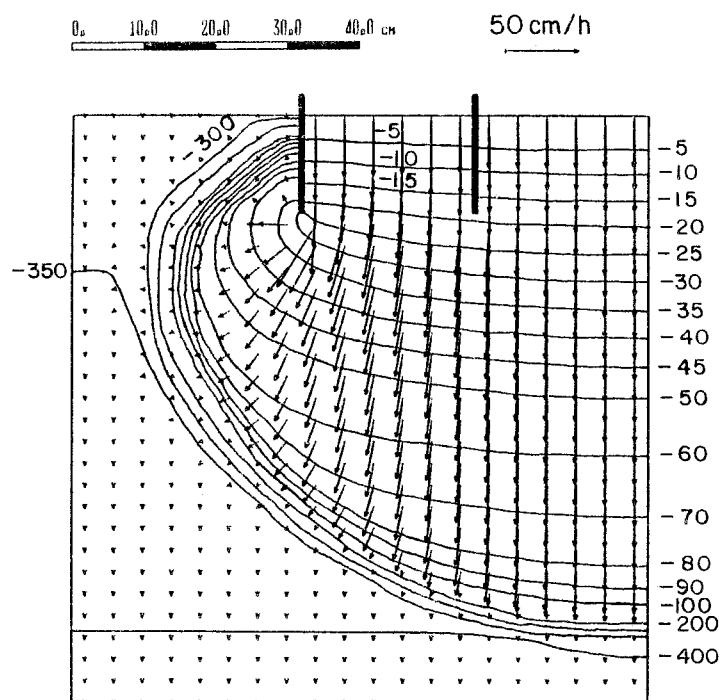


Figure 6.14

Equipotentiellles et carte des flux à $t = 0.45$ h

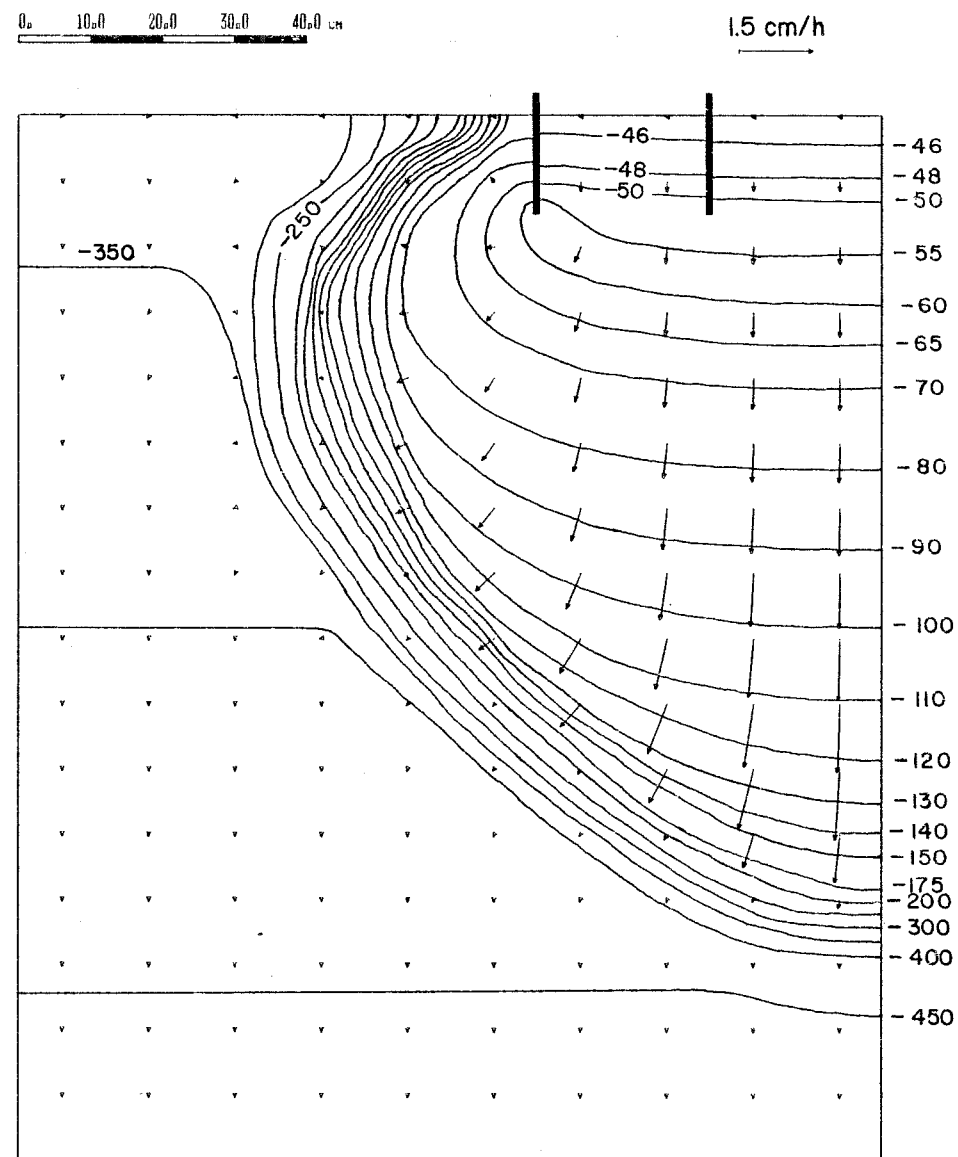


Figure 6.15 Equipotentiellles et carte des flux à $t = 2$ h

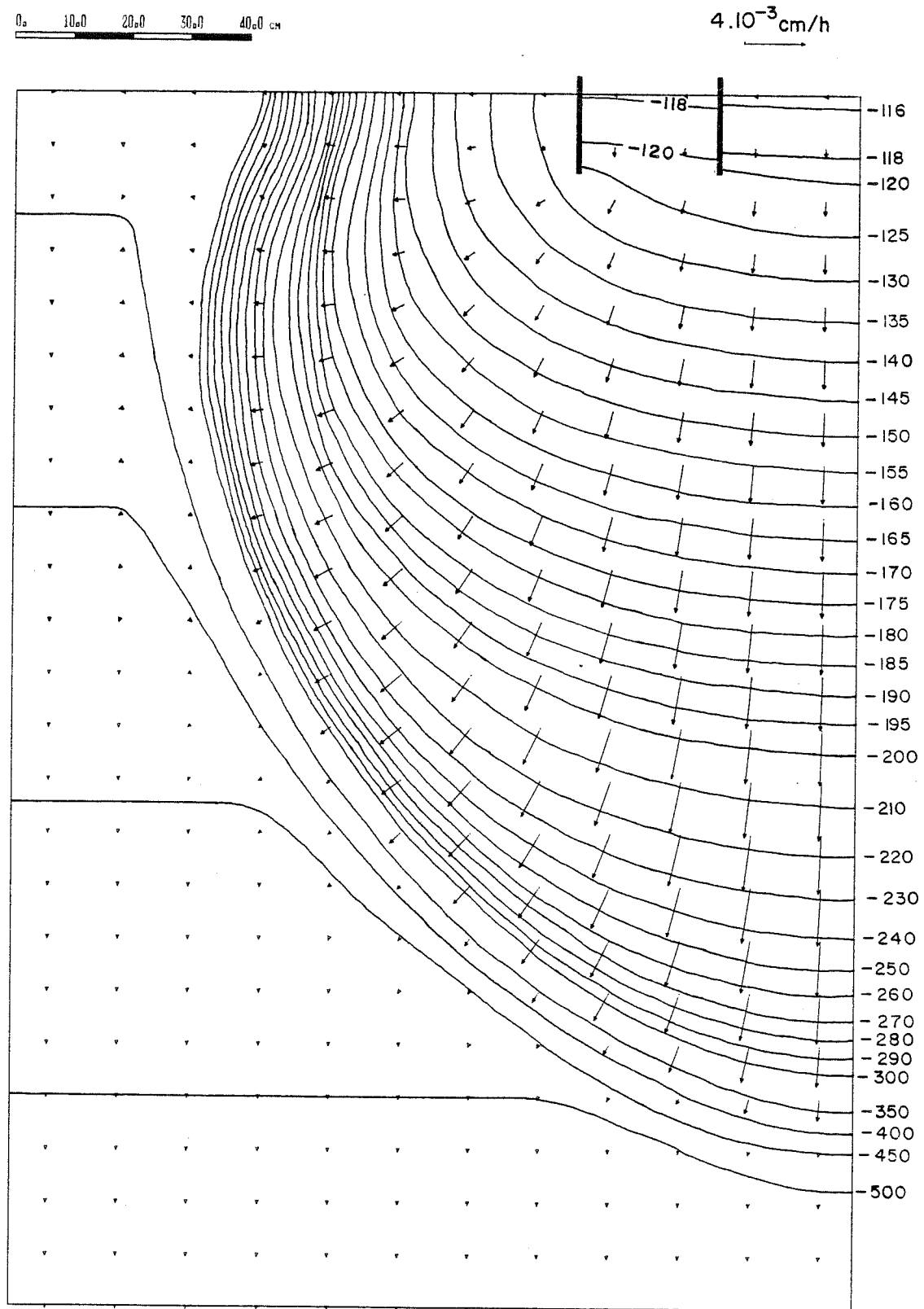


Figure 6.16 Equipotentielles et carte des flux à $t = 10$ jours

0 10 20 30 40 cm

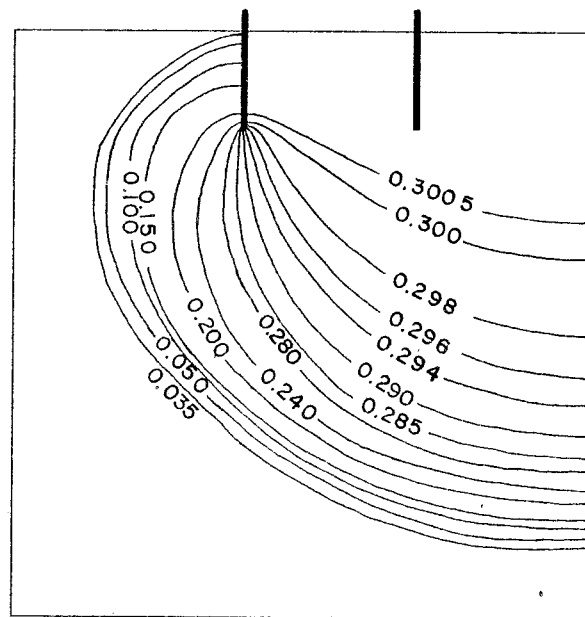


Figure 6.17 Carte d'isohumidités à $t = 0.45$ h

0 10 20 30 40 cm

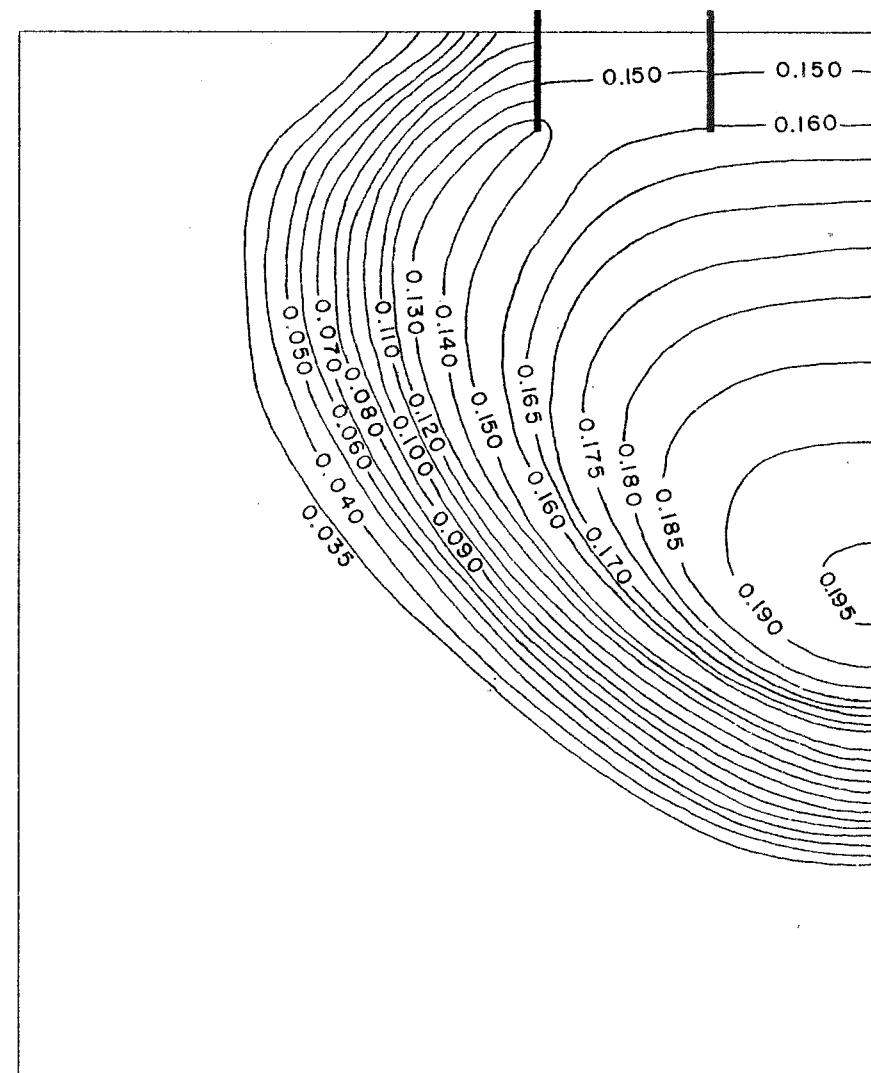


Figure 6.18 Carte d'isohumidités à $t = 2$ h

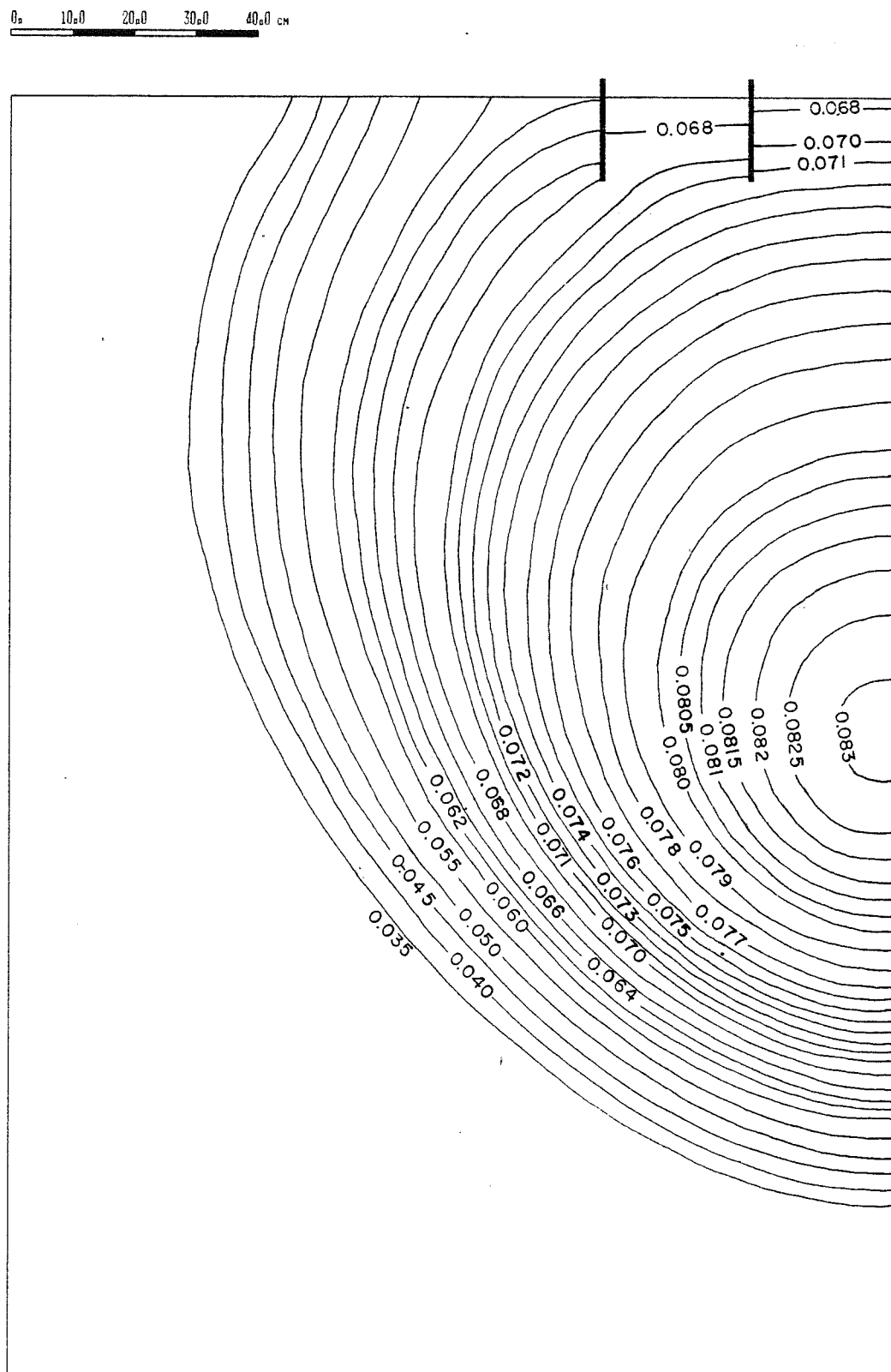


Figure 6.19 Carte d'isohumidités à $t = 10$ jours

$z \approx P_0$, la charge croît avec la profondeur pendant l'infiltration et au début de la redistribution. Ceci est dû à la remontée capillaire qui humidifie cette région. L'importance de l'écoulement latéral en dessous de P_0 se traduit par des lignes de charge très incurvées, qui deviennent pratiquement verticales au niveau de P_0 .

6.5.2.3. - Les champs de teneur en eau

Les figures 6.17, 6.18 et 6.19 montrent les lignes d'égales teneurs en eau dans le milieu à $t = 0.45 \text{ h}$, 2 h et 10 jours .

On note la concentration des lignes d'iso-teneurs en eau au voisinage du bord inférieur de l'anneau extérieur ($z = P_0$, $r = R_e$) pendant l'infiltration et au début de la redistribution, due à l'humidification du sol à l'extérieur des anneaux. De même, on note l'humidification des couches supérieures du sol dans cette zone par remontée capillaire.

L'étalement du front pendant la redistribution se manifeste par l'espacement grandissant de ces lignes, notamment pour les faibles valeurs de teneur en eau.

6.6. LES CAS ETUDIES

Le modèle numérique développé et testé dans les paragraphes précédents, a permis de mettre en évidence, sur un cas typique, l'importance de l'écoulement latéral pendant une infiltration, suivie de la redistribution, à l'infiltromètre double anneaux.

Les deux questions qui se posent sont les suivantes :

- quelle est l'importance de cet écoulement lorsque les conditions de l'essai sont différentes ?
- dans quelle mesure cet écoulement affecte-t-il les caractéristiques du sol qui seraient déterminées à partir d'un tel essai ?

Dans une tentative de réponses à ces questions, nous avons étudié les cas suivants :

- pour un sol donné, l'influence de la géométrie des anneaux ;
- pour une géométrie donnée de l'infiltromètre, l'influence des caractéristiques hydrodynamiques du sol, ainsi que celle d'une stratification dans le milieu.

CHAPITRE VII

IMPORTANCE DE L'ÉCOULEMENT LATÉRAL

Le but d'un essai à l'infiltromètre double anneaux est la caractérisation hydrodynamique du site étudié, en supposant que l'écoulement dans l'anneau central soit monodimensionnel vertical.

Le cas précédent a montré que cette hypothèse ne semble pas être justifiée.

Avant d'étudier l'influence de l'écoulement latéral sur la détermination des caractéristiques hydrodynamiques du sol, nous examinons l'importance de cet écoulement à la bordure de l'anneau central uniquement, puisque l'hypothèse d'écoulement monodimensionnel est limitée à cette zone.

L'écoulement latéral dépend de plusieurs facteurs, notamment:

- la géométrie des anneaux sous deux aspects : les dimensions propres (R_i, R_e) et relatives (R_i/R_e);
- les caractéristiques hydrodynamiques du sol;
- les conditions initiales;
- l'épaisseur de la lame d'eau imposée à la surface du sol en phase d'infiltration;
- la durée de l'infiltration;
- la présence d'horizons pédologiques différents et leurs épaisseurs respectives;
- la profondeur de pénétration des anneaux dans le sol.

Dans le cadre de cette étude, certains paramètres ont été fixés :

- la pression initiale dans le sol, $h_i = -329$ cm d'eau;
- l'épaisseur de la lame d'eau à la surface du sol pendant l'infiltration, soit $h_0 = 1$ cm;

- la pénétration des anneaux dans le sol $P_0 = 13.5$ cm.

De plus la simulation de l'apport d'eau à la surface est arrêtée lorsque le front d'humidification arrive à la cote $z_0 = 75$ cm sur l'axe de l'écoulement.

Nous avons donc étudié l'influence de la géométrie de l'infiltromètre sur l'écoulement latéral pour un seul type de sol. Nous avons ensuite étudié l'influence des caractéristiques hydrodynamiques du sol et de la présence d'une stratification horizontale dans le milieu, pour une géométrie fixée des anneaux.

7.1. INFLUENCE DE LA GEOMETRIE DE L'INFILTROMETRE

L'écoulement latéral qui a lieu à la périphérie de l'anneau central dépend des dimensions des anneaux R_i et R_e de deux façons :

- pour le même rapport R_i/R_e , il doit être d'autant plus faible que les dimensions R_i et R_e sont grandes, puisqu'à la limite, il s'annule lorsque R_i et $R_e \rightarrow \infty$ car, l'écoulement dans ce cas devient monodimensionnel vertical;
- pour une des dimensions R_i ou R_e fixée, il doit être d'autant plus faible que le rapport R_i/R_e est faible puisque, dans ce cas aussi, il s'annule lorsque ce rapport tend vers zéro.

Nous examinerons donc l'influence de la géométrie de l'infiltromètre pour un rapport constant entre les dimensions des anneaux. Nous fixerons ensuite la dimension de l'anneau extérieur et étudierons l'influence de celle de l'anneau central.

Nous avons effectué cette étude pour le sol caractérisé par la valeur $\alpha = 1$ ($K_s = 24.28$ cm/h).

7.1.1. INFLUENCE DE LA GEOMETRIE A RAPPORT R_i/R_e CONSTANT

Dans cette partie de l'étude, la valeur $R_i/R_e = 1/2$ a été retenue, car c'est la plus fréquemment utilisée dans la pratique (HAMON, 1980; CONSTANZ, 1983).

Nous examinerons successivement les deux phases du phénomène : l'infiltration et la redistribution.

7.1.1.1- L'infiltration

Pour plusieurs valeurs R_i , R_e ($R_e = 2R_i$), la figure 7.1 montre la lame

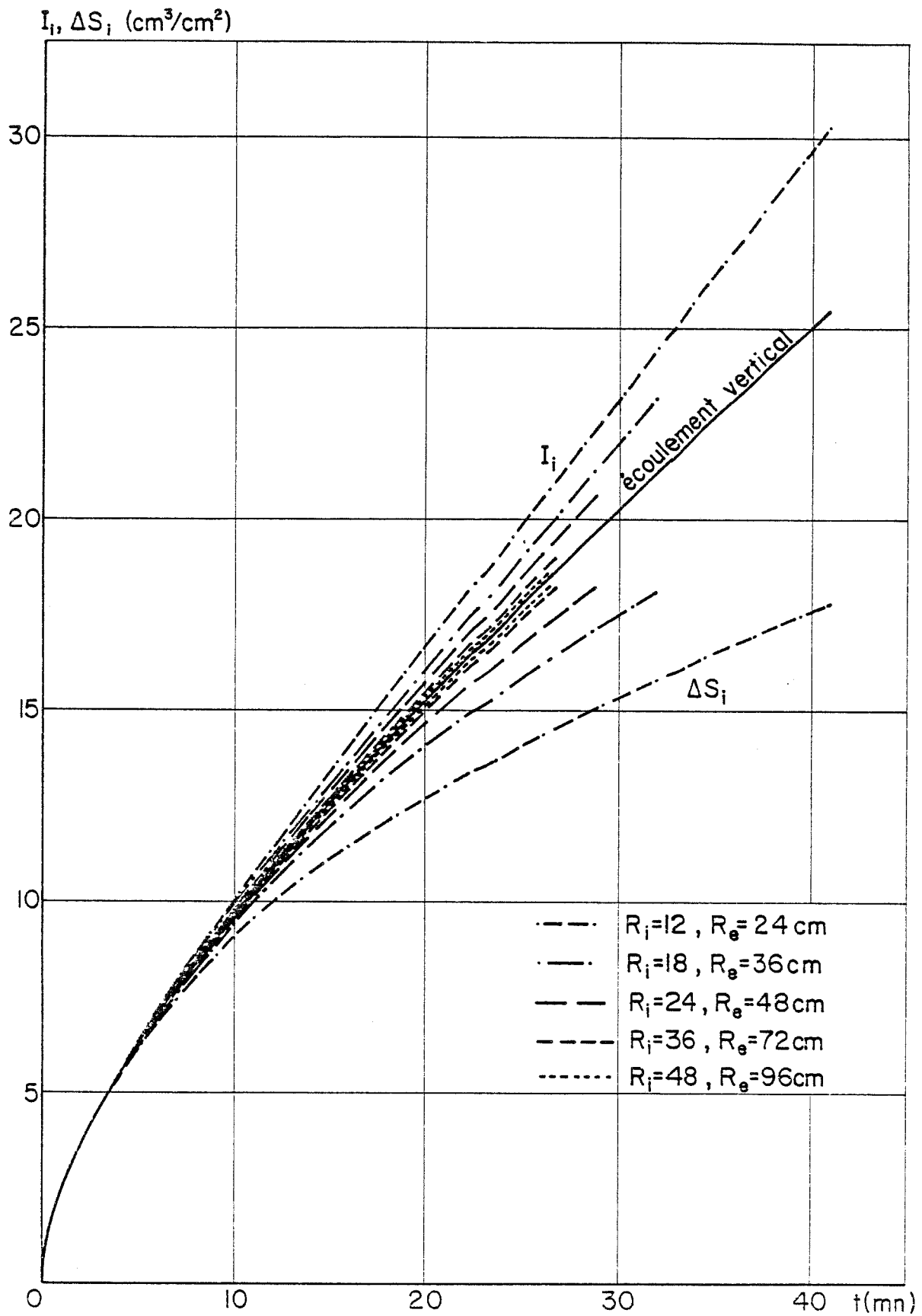


Figure 7.1 Lamme infiltrée et variation unitaire du stock sous l'anneau central pour plusieurs géométries de l'infiltromètre

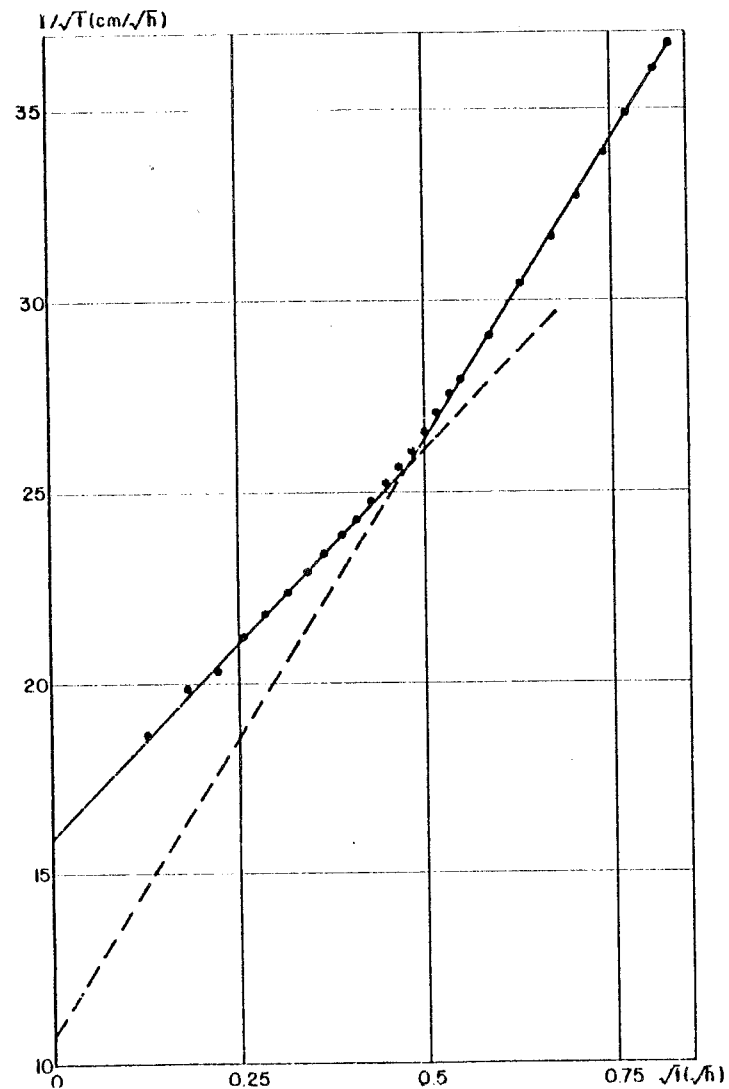


Figure 7.2 Détermination empirique des paramètres S et B pour la géométrie $R_i = 12$, $R_e = 24$ cm

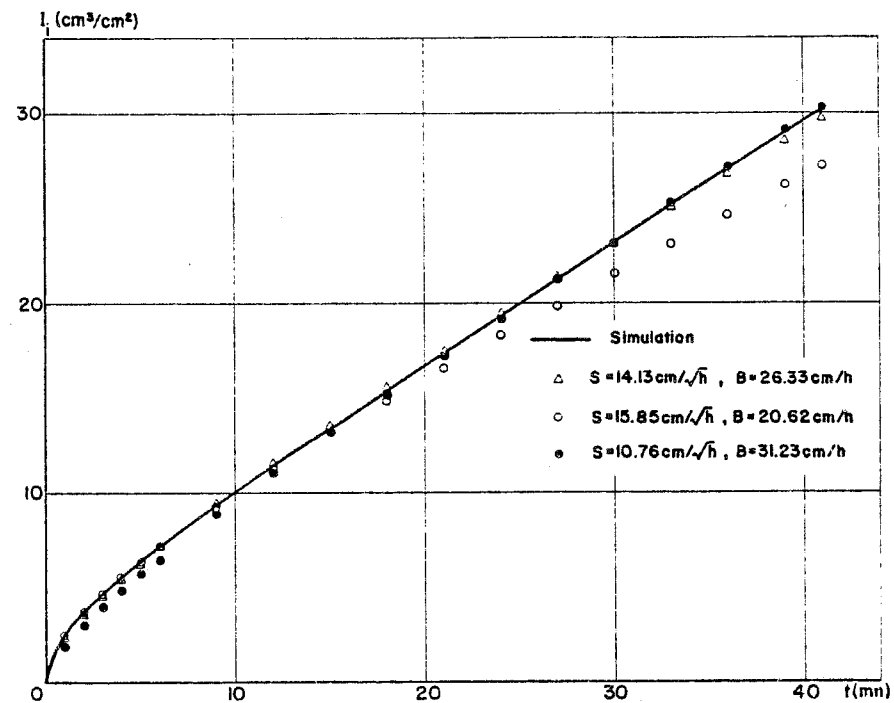


Figure 7.3 Lames infiltrées simulée et prédites avec les différents couples S et B pour la géométrie $R_i = 12$, $R_e = 24$ cm

té prépondérante). L'écoulement latéral étant très faible au début de l'infiltration (même inexistant avant quelques minutes), il est normal qu'il influence peu la valeur de S , alors que son importance à la fin de l'infiltration se reflète sur la valeur de B .

Il convient de noter que les paramètres S et B sont déterminés par corrélation linéaire entre $I_i/\sqrt{t}$ et $\sqrt{t}$ (SMILES et KNIGHT, 1976). Les valeurs de ces variables couvrent toute la durée de l'infiltration. En raison de l'écoulement latéral qui se produit à la périphérie de l'anneau central, les points $\frac{I_i}{\sqrt{t}}$ ($\sqrt{t}$) présentent une rupture de pente, d'autant plus marquée que l'écoulement latéral est important. A titre d'exemple, la figure 7.2 illustre cette situation pour la géométrie $R_i = 12$, $R_e = 24$ cm. Il serait possible de considérer deux domaines sur lesquels calculer les paramètres S et B : $0 < t \leq 0.2$ h (12 mn) et $t > 0.2$ h. Pour la géométrie considérée les valeurs correspondantes sont :

$$S = 15.85 \text{ cm}/\sqrt{h} \quad , \quad B = 20.62 \text{ cm/h} \quad \text{pour } t \leq 0.2 \text{ h}$$

et

$$S = 10.76 \text{ cm}/\sqrt{h} \quad , \quad B = 31.23 \text{ cm/h} \quad \text{pour } t > 0.2 \text{ h}$$

Cependant si l'on considère que la courbe $I_i(t)$ obtenue numériquement simule la mesure, la courbe $I_i(t)$ prédite avec l'un de ces couples de paramètres en serait trop différente. La figure 7.3 montre, pour la géométrie considérée, la courbe $I_i(t)$ simulée et celles calculées avec les trois couples de valeurs S et B . Il apparaît d'après cette figure que le meilleur accord entre simulation et ajustement est obtenu avec le couple S et B présenté dans le tableau 7-1. L'écart dans ce cas peut être assimilé aux "incertitudes expérimentales", alors qu'il ne peut pas l'être pour les deux autres couples S et B .

7.1.1.2- La redistribution

Comme l'examen détaillé d'un essai d'infiltration l'a montré (cf. Chapitre 6, § 6.5.2.1), la diffusion latérale amorcée pendant l'infiltration devient plus importante pendant la redistribution.

La figure 7.4 donne l'évolution du stock unitaire emmagasiné sous l'anneau central pendant 10 jours de redistribution pour différentes géométries.

On note que plus l'écoulement latéral est important pendant l'infiltration, plus la cinétique est rapide au début de la redistribution. Cependant, pour $t \geq 1$ jour, la pente $d(\Delta S_i)/dt$ est pratiquement la même pour toutes les géométries. Il est donc légitime de conclure que, pour un sol donné, l'évolution de l'écoulement latéral est indépendante des dimensions de l'infiltromètre après quelques heures de redistribution.

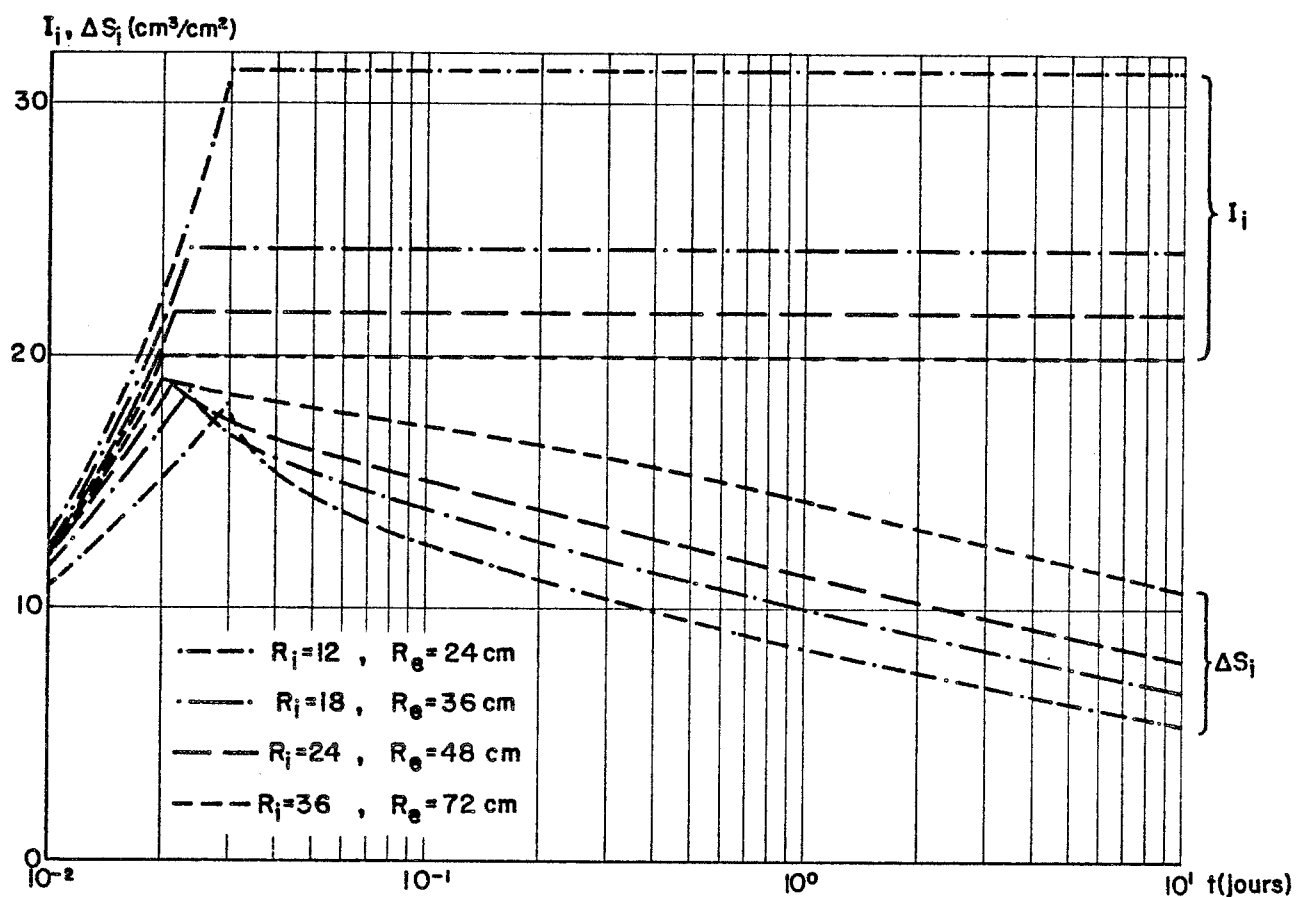


Figure 7.4 Variation unitaire du stock sous l'anneau central pendant 10 jours de redistribution pour différentes géométries de l'infiltromètre

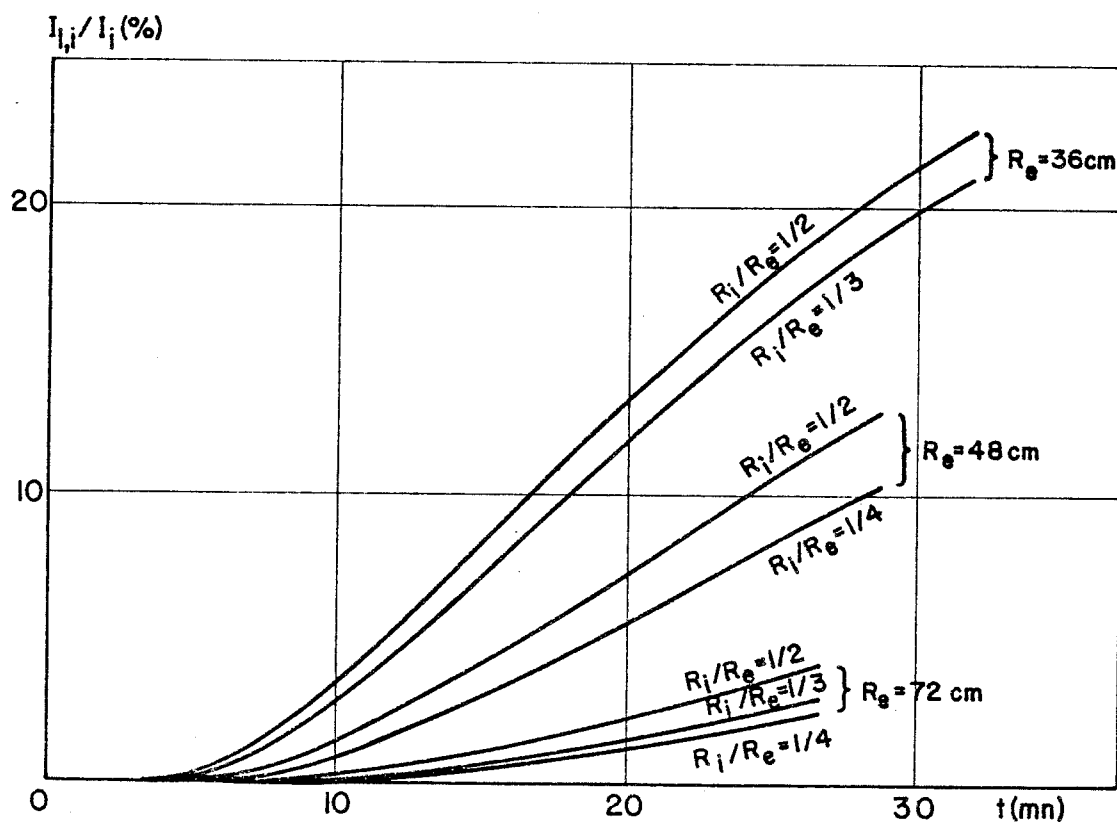


Figure 7.5 Pourcentage de la lame infiltrée écoulé latéralement pendant l'infiltration pour différentes valeurs R_e et R_i/R_e

7.1.2. INFLUENCE DU RAPPORT R_i/R_e

La figure 7.5 montre le pourcentage de la lame infiltrée dans l'anneau central qui s'est écoulé latéralement, pour différentes valeurs du rapport R_i/R_e et différentes valeurs R_e .

Pour une dimension donnée de l'anneau de garde R_e , celle de l'anneau intérieur est pratiquement sans effet sur l'écoulement latéral. A titre d'exemple, pour $R_e = 48$ cm, cet écoulement passe de 10 % à 12 % de la lame infiltrée lorsque le rapport R_i/R_e est doublé.

Ces résultats permettent d'affirmer que pour un rayon R_e donné, le rapport R_i/R_e est pratiquement sans influence sur l'écoulement latéral pendant toute la durée du phénomène.

Notons toutefois que nous n'avons pas étudié des cas où $R_i/R_e > 1/2$, car de tels rapports ne sont pratiquement jamais utilisés.

Dans la suite de cette étude, la géométrie suivante a été fixée :

$$R_i = 24 \quad ; \quad R_e = 48 \text{ cm}$$

Le choix de cette géométrie se justifie par son réalisme, car d'une part, elle permet, si besoin est, l'installation de tensiomètres dans l'anneau intérieur sans perturber les mesures neutroniques, d'autre part, elle ne nécessite pas l'utilisation de volumes d'eau trop importants pendant l'infiltration comme le montre le tableau 7-2

R_i (cm)	R_e (cm)	V_i (l)	V_e (l)	$V_t = V_i + V_e$ (l)
12	24	14.2	46.1	60.3
18	36	24.7	80.6	104.3
24	48	39.2	128.1	167.3
36	72	81.2	263.1	344.3
48	96	141.2	453.7	594.9

Tableau 7-2

7.2. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DU SOL

Les propriétés du sol étudié étant paramétrisées par un facteur α (cf Chapitre 6, § 6.3), nous avons choisi pour cette partie de notre étude les valeurs suivantes :

$$\alpha = 0.44, 0.62, 1.28 \text{ et } 1.73$$

Notons que la teneur en eau à saturation naturelle, θ_s , est indépendante de α .

7.2.1. L'INFILTRATION

La figure 7.6 montre la lame infiltrée et la variation unitaire du stock dans l'anneau central en fonction du temps pour les différentes valeurs de α .

On note tout d'abord la très grande différence entre les temps de transfert. La lame infiltrée étant légèrement supérieure à $20 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ dans tous les cas, il faut pratiquement 9 fois plus de temps pour atteindre cette valeur lorsque la conductivité à saturation du sol passe de 72.67 ($\alpha = 1.73$) à 4.70 cm/h ($\alpha = 0.44$). Cet allongement du temps s'accompagne d'un accroissement de l'écoulement latéral. Alors qu'il n'excède pas 7 % de la lame infiltrée lorsque $\alpha = 1.73$, il dépasse 20 % pour $\alpha = 0.44$. Ce résultat provient du fait que le régime de l'écoulement tend d'autant plus vite vers un régime gravitaire que le sol est plus conducteur. Les effets capillaires qui induisent l'écoulement latéral restent très faibles dans ce cas. Cependant, pour toutes les valeurs de α , cet écoulement est inexistant pour $I_i < 6 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$, qui est la lame infiltrée nécessaire à l'arrivée du front au niveau du bord inférieur des anneaux, P_0 , et à l'établissement de gradients radiaux de la charge hydraulique suffisamment importants pour induire un écoulement latéral significatif.

Les paramètres de la loi d'infiltration de PHILIP figurent dans le tableau 7-3, ainsi que les valeurs de la sorptivité S_{th} déterminées par l'équation (7.2)

α	S_{th} (cm/ $\sqrt{h}$)	K_s (cm/h)	S (cm/ $\sqrt{h}$)	B (cm/h)	coeff. de corrél.
1.73	22.04	72.67	21.36	59.68	0.994
1.28	18.58	39.78	18.05	31.85	0.998
0.62	12.27	9.33	11.38	8.79	0.997
0.44	10.02	4.70	9.23	4.89	0.994

Tableau 7-3

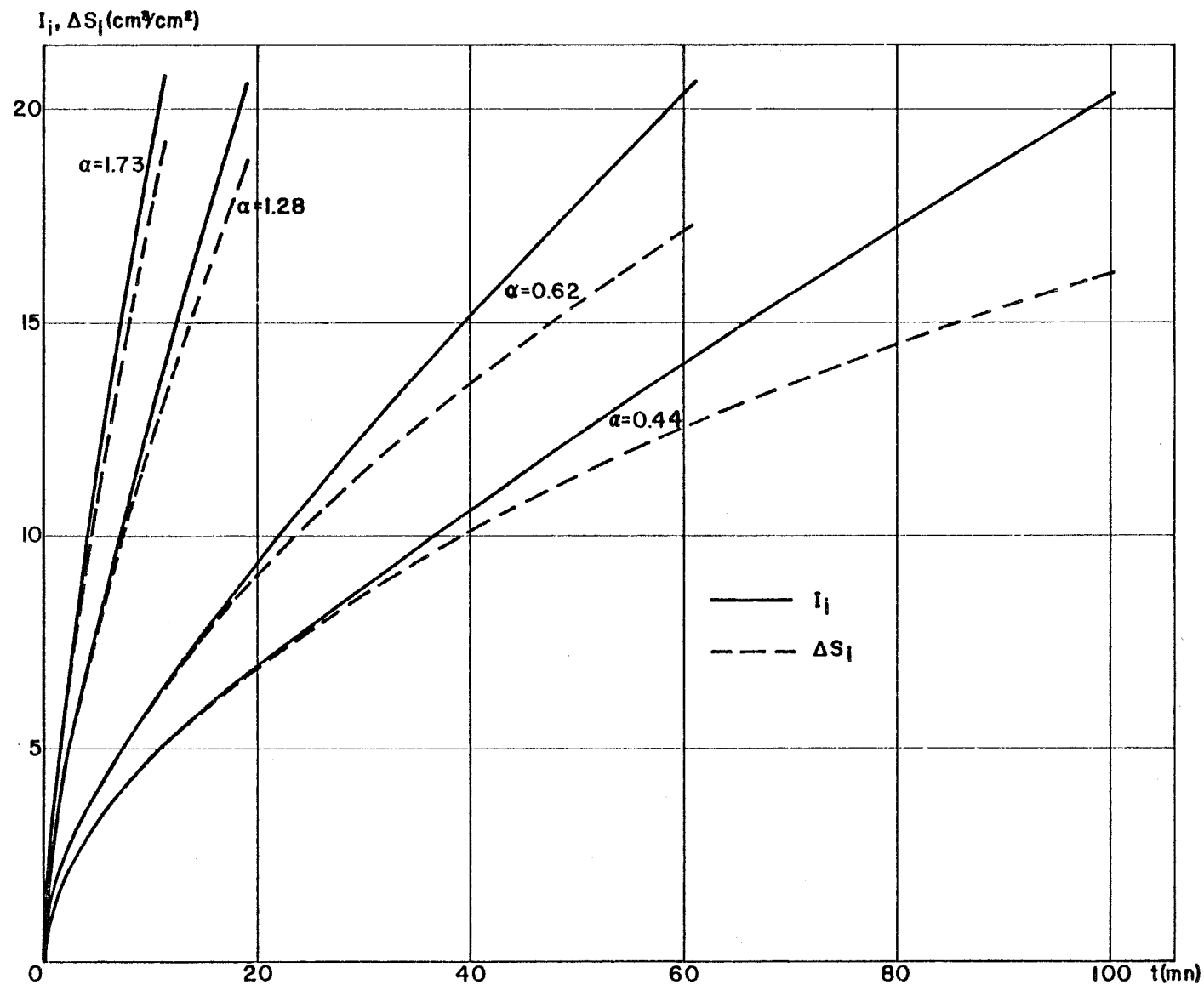


Figure 7.6 Lamé infiltrée et stock unitaire emmagasiné sous l'anneau central pendant l'infiltration dans des sols de caractéristiques hydrodynamiques différentes

On note que l'écoulement latéral affecte peu la valeur de la sorptivité déterminée empiriquement, alors que son influence est beaucoup plus importante sur celle de B . En effet, S est sousestimée de 8 % au plus, alors que la valeur déterminée de B peut être supérieure à la conductivité à saturation du sol, K_s (pour $\alpha = 0.44$). Ce paramètre étant théoriquement inférieur à K_s , et de l'ordre de $2K_s/3$ (YOUNGS, 1968), ceci signifie une surestimation de l'ordre de 50 % dans ce cas.

7.2.2. LA REDISTRIBUTION

La figure 7.7 montre l'évolution de la variation unitaire du stock sous l'anneau central pendant 10 jours de redistribution. Au début, la cinétique est d'autant plus rapide que le sol est conducteur. Cependant, peu après le début de la redistribution ($t > 0.1$ jour), l'évolution est plus lente dans ces sols que dans les sols moins conducteurs, comme le montrent les pentes $d(\Delta S_i)/dt$ correspondantes aux différentes valeurs de α , à partir de $t \approx 0.1$ jour.

7.3. INFLUENCE D'UNE STRATIFICATION

La présence d'horizons pédologiques différents étant plutôt la règle dans les sols naturels, nous nous proposons de simuler l'écoulement dans un milieu stratifié.

Numériquement, et dans la mesure où chacune des couches est homogène, la présence de stratification dans le milieu ne nécessite ni un traitement particulier, ni une hypothèse quelconque. Il suffit que l'interface de séparation soit située entre deux horizontales de noeuds de calcul. Les valeurs des fonctions C et K dans ces noeuds seront prises dans les couches correspondantes (TOUMA, 1975).

Nous avons choisi pour cette étude les sols caractérisés par les valeurs extrêmes de α , à cause du contraste entre les conductivités à saturation correspondantes ($K_s = 72.67$ cm/h pour $\alpha = 1.73$ et $K_s = 4.70$ cm/h pour $\alpha = 0.44$).

L'épaisseur de la première couche est fixée arbitrairement à $z_i = 40.5$ cm.

7.3.1. L'INFILTRATION

La figure 7.8 montre l'évolution de la lame infiltrée et de la variation unitaire du stock sous l'anneau central pour les deux dispositions des couches. Elle montre aussi les lames infiltrées dans le cas monodimensionnel vertical (toutes conditions égales par ailleurs).

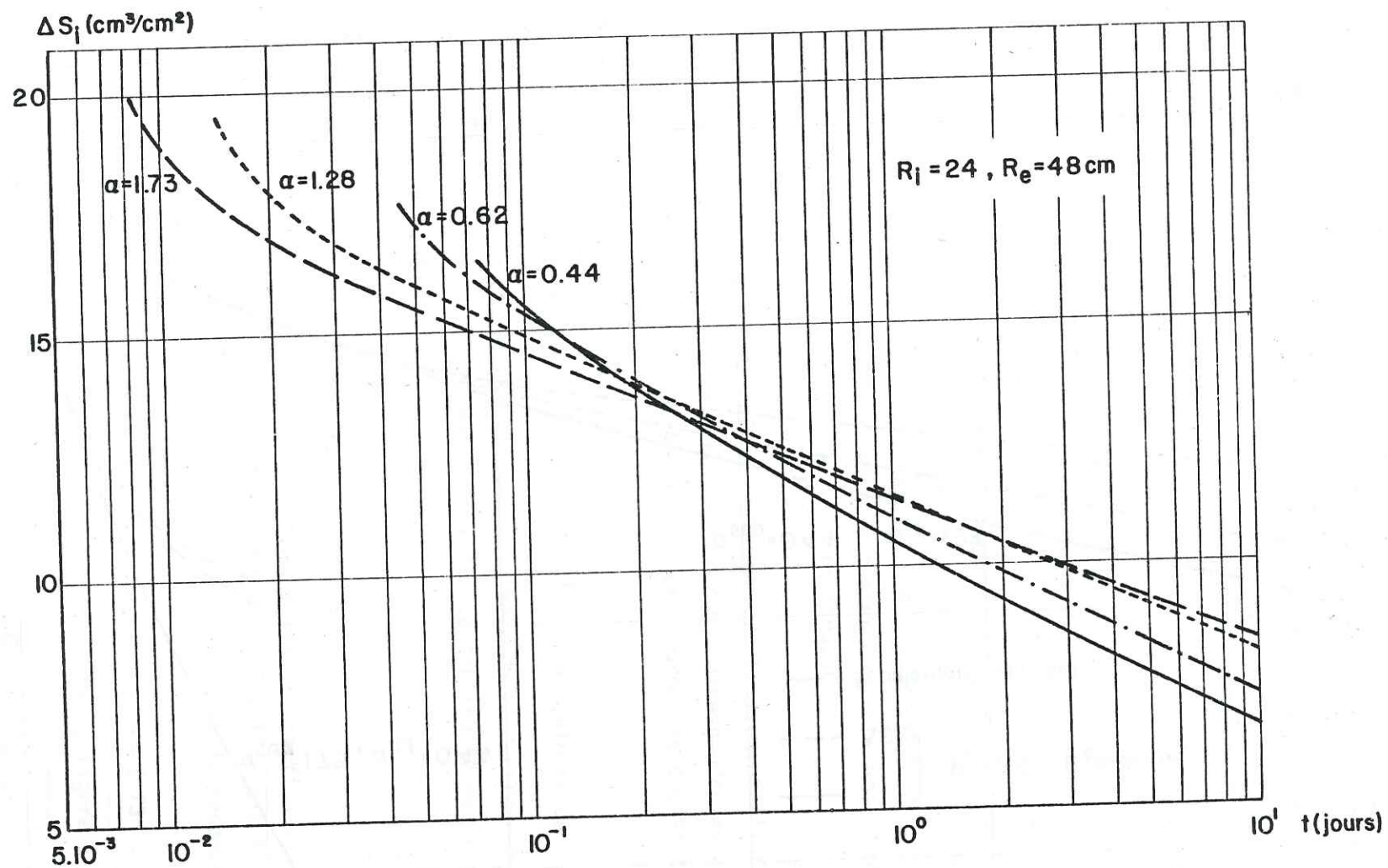


Figure 7.7 Stock emmagasiné sous l'anneau central pendant 10 jours de redistribution dans des sols de caractéristiques hydrodynamiques différentes

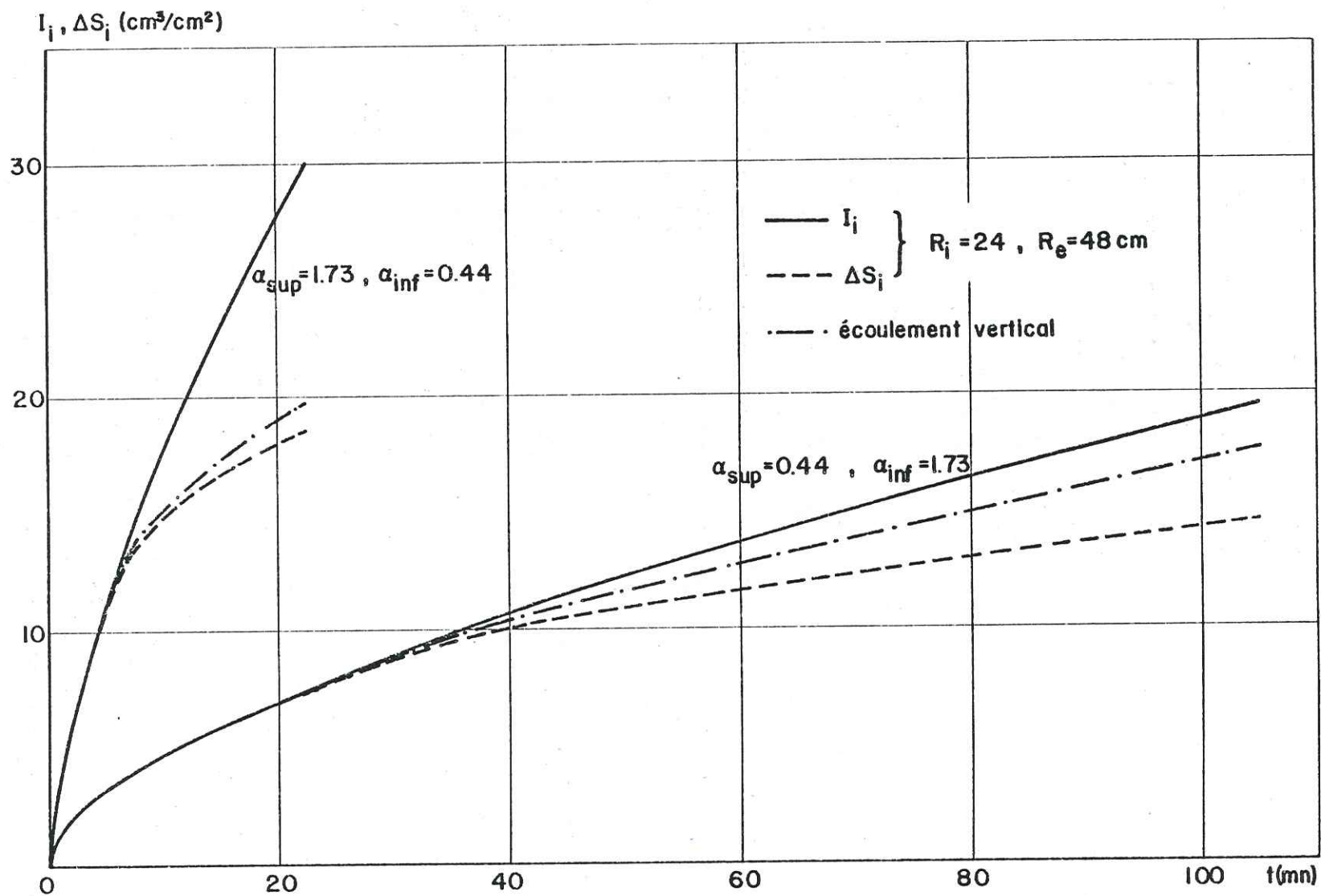


Figure 7.8

Lame infiltrée dans l'anneau central et variation unitaire du stock sous cet anneau pendant l'infiltration dans deux milieux stratifiés

Dans les deux cas, on note une rupture des pentes de ces courbes, plus marquée pour ΔS_i que pour I_i . Ce changement de pente survient à $t \approx 6$ mn lorsque la couche supérieure est la plus conductrice et à $t \approx 42$ mn dans le cas contraire. Pour chaque cas, ce temps est légèrement supérieur à celui qui marque l'arrivée du front au niveau de l'interface z_i . A ce moment, la lame infiltrée et la variation unitaire du stock sont plus élevées dans la première disposition des couches que dans la deuxième. Ces différences sont dues à la condition initiale qui est une pression uniforme dans tout le milieu ($h_i = -329$ cm d'eau). Cela implique des teneurs en eau initiales différentes dans les deux couches ($\theta_i = 0.020$ cm³/cm³ pour $\alpha = 1.73$ et $\theta_i = 0.057$ cm³/cm³ pour $\alpha = 0.44$).

La croissance de l'écoulement latéral après ce changement de pente dépend fortement de la disposition des couches : elle est beaucoup plus importante dans le cas où la couche supérieure est la plus conductrice que dans le cas contraire. Ce changement de pente laisse supposer un effet de blocage causé par la présence d'une couche différente en profondeur.

Afin d'expliquer ce phénomène, examinons brièvement l'infiltration verticale dans le milieu stratifié. Les courbes $K(h)$ correspondantes aux deux couches sont présentées figure 7.9. Notons que ces courbes se croisent pour $h_{cr} = -16.08$ cm d'eau.

On note par K_1 , $\left. \frac{dH}{dz} \right|_1$, K_2 et $\left. \frac{dH}{dz} \right|_2$ les valeurs de la conductivité et du gradient de charge hydraulique au niveau de l'interface z_i , dans les couches supérieure et inférieure respectivement. La continuité du flux à l'interface impose à tout moment :

$$K_1 \left. \frac{dH}{dz} \right|_1 = K_2 \left. \frac{dH}{dz} \right|_2 \quad (7.3)$$

A titre d'exemple, la figure 7.10 montre les profils de la charge hydraulique calculés pour le cas d'une infiltration verticale à $t = 21$ mn pour la première disposition des couches et à $t = 105$ mn pour la seconde.

7.3.1.1. La couche supérieure correspond à $\alpha = 1.73$

Ce cas est représenté par la courbe (1) sur la figure 7.10. On note dans ce cas que le milieu est saturé jusqu'à $z \approx 55$ cm. De même, le gradient de charge est constant dans la première couche. Combiné à la saturation de cette couche, cela implique une vitesse d'infiltration constante dans cette dernière qui sera déterminée ensuite par les caractéristiques de la couche profonde.

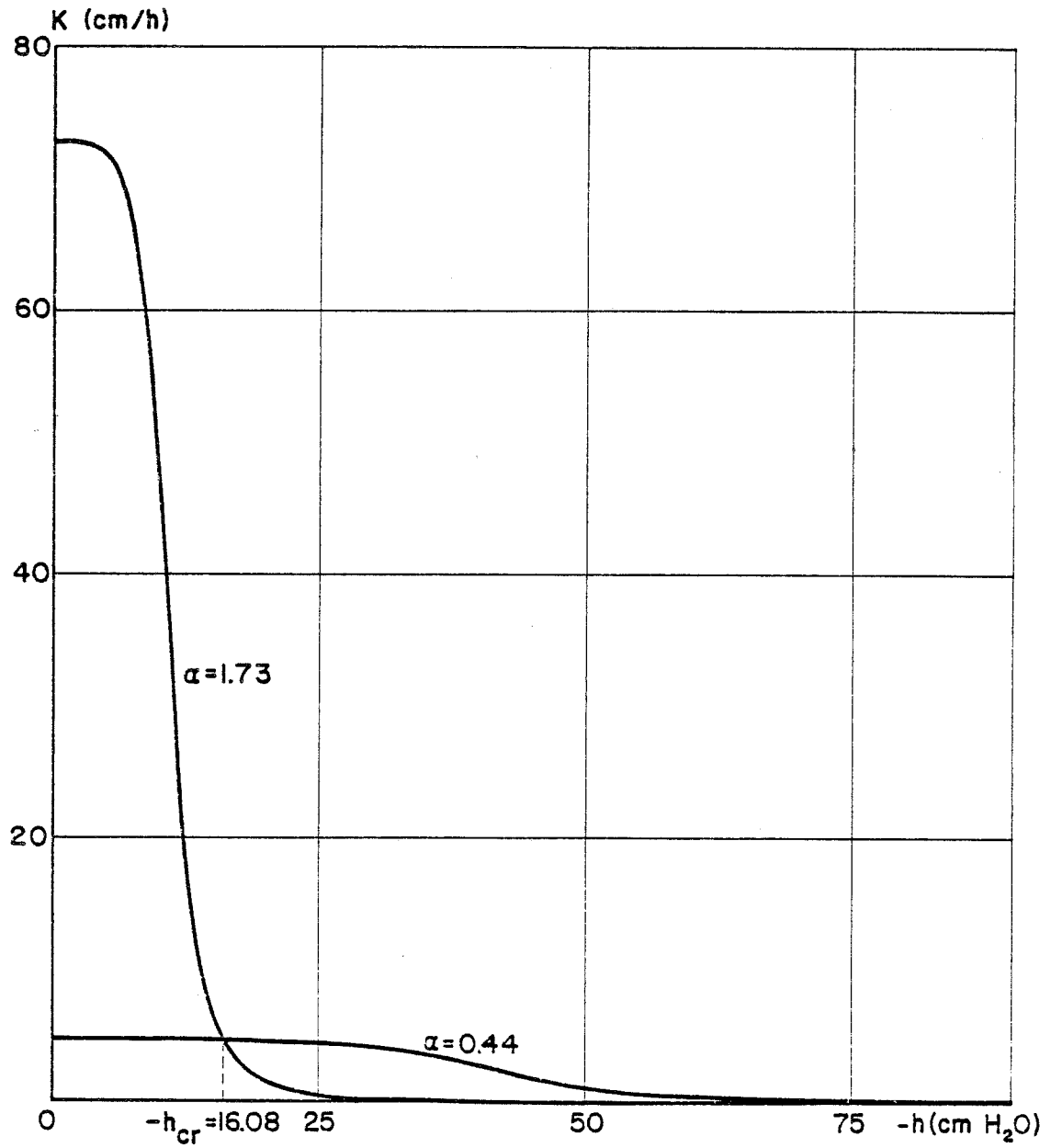


Figure 7.9 Courbes $K(h)$ correspondant aux deux sols qui forment les milieux stratifiés

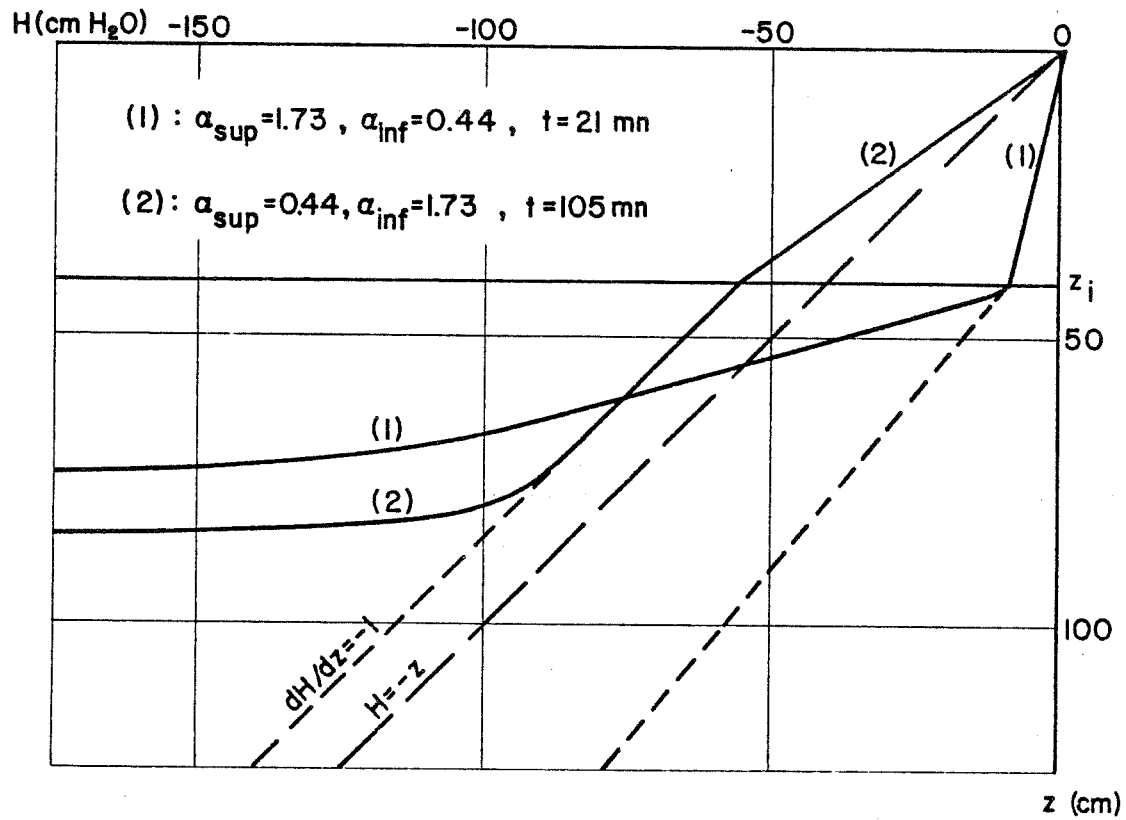


Figure 7.10 Profils de la charge hydraulique obtenus pour une infiltration verticale dans deux milieux stratifiés $\alpha_1 = 1.73$, $\alpha_2 = 0.44$

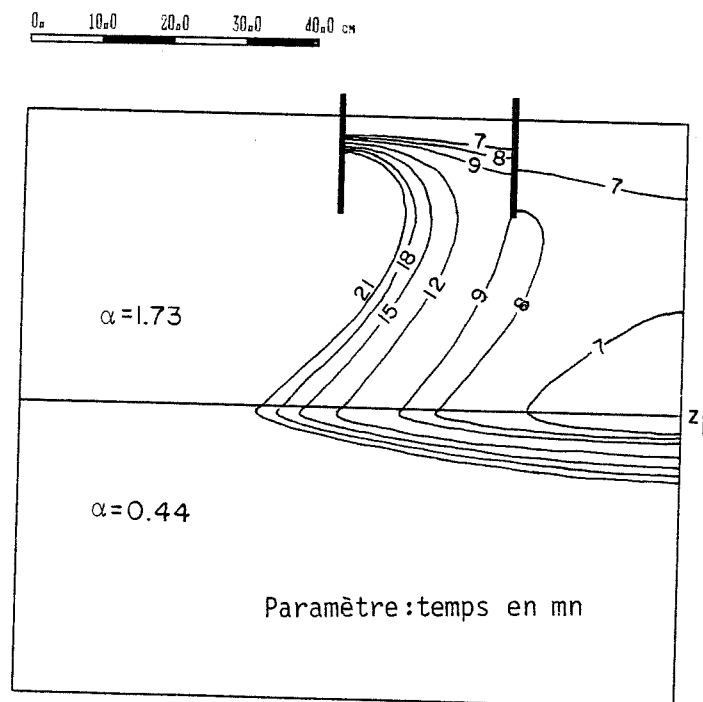


Figure 7.11 Evolution de la zone saturée qui s'est formée pendant une infiltration dans un milieu stratifié $\alpha_{sup}=1.73$, $\alpha_{inf}=0.44$

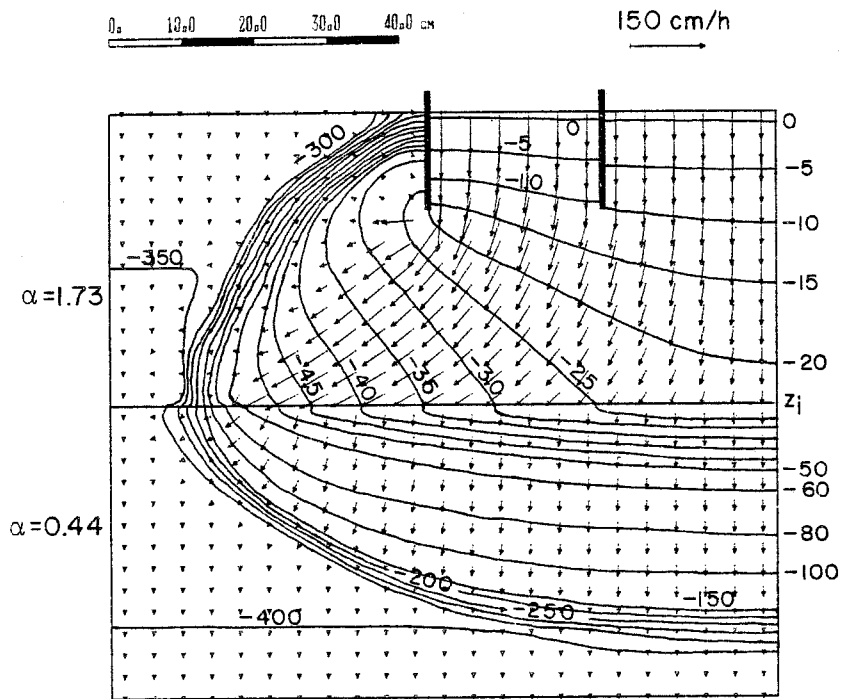


Figure 7.12 Equipotentiellles et carte des flux à $t = 21$ mn
Milieu stratifié $\alpha_{\text{sup}} = 1.73$, $\alpha_{\text{inf}} = 0.44$

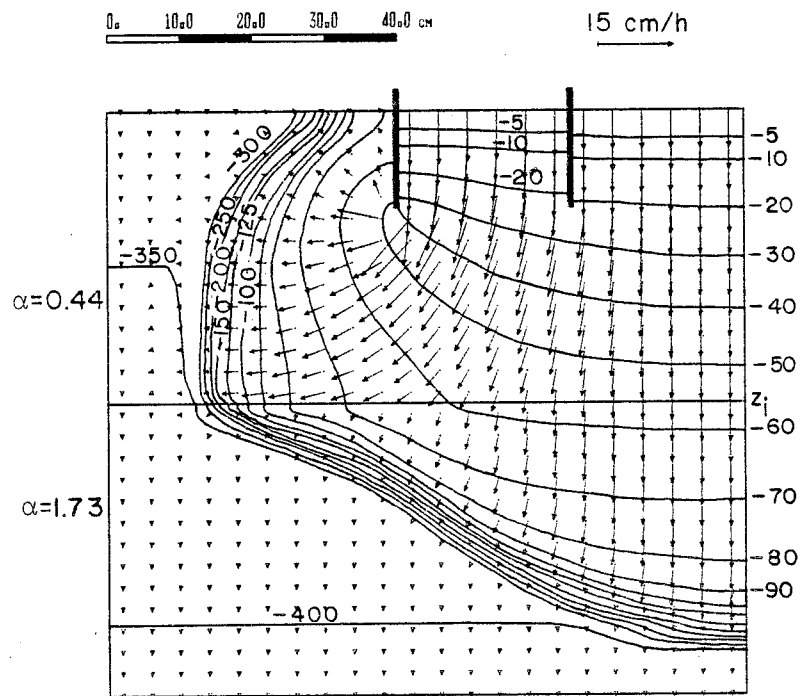


Figure 7.13 Equipotentiellles et carte des flux à $t = 105$ mn
Milieu stratifié $\alpha_{\text{sup}} = 0.44$, $\alpha_{\text{inf}} = 1.73$

Lorsque l'écoulement est axisymétrique, la formation d'une zone saturée aura pour conséquence une forte augmentation du transfert latéral puisque cette zone peut s'étendre horizontalement. La figure 7.11 montre la progression entre $t = 7$ et $t = 21$ mn, de la nappe qui s'est formée $6 < t < 7$ mn. La figure 7.12 montre les équipotentielles calculées à $t = 21$ mn. On note l'importance du transfert latéral à la bordure de l'anneau central dans la première couche représentée par les fortes composantes radiales des vecteurs flux.

7.3.1.2. La couche supérieure correspond à $\alpha = 0.44$

A $t = 105$ mn, le profil de la charge hydraulique lors d'un écoulement vertical dans ce milieu est donné par la courbe (2) figure 7.10. On note dans ce cas que le gradient de charge dans la deuxième couche est unitaire jusqu'à $z \approx 65$ cm. Dans la couche supérieure, ce gradient est quasiment constant, mais sa valeur est inférieure à -1. D'après l'équation 7.3 cela implique une pression au niveau de l'interface légèrement supérieure à h_{cr} (point d'intersection des courbes $K(h)$ sur la figure 7.9). Dans ce cas, la couche inférieure aura momentanément un effet de blocage tant que la pression au niveau de l'interface est inférieure à h_{cr} .

Pour l'écoulement axisymétrique, cet effet momentané se traduit aussi par une croissance de l'écoulement latéral. Cette croissance est cependant inférieure à celle qui se produit dans la première disposition des couches, comme l'a montrée la figure 7.8.

La figure 7.13 montre les équipotentielles et la carte des flux à $t = 105$ mn. La comparaison avec la figure 7.12 montre que l'écoulement latéral qui a lieu au voisinage de l'anneau central $r = R_i$ est moins important que celui qui se produit dans la disposition contraire, comme l'illustrent les pentes des vecteurs flux par rapport à la verticale dans les deux cas.

Les paramètres de la loi d'infiltration de PHILIP calculés dans les deux cas de figure sont présentés dans le tableau 7-4.

α (couche supér.)	S_{th} (cm/ $\sqrt{h}$)	K_s (cm/h)	S (cm/ $\sqrt{h}$)	B (cm/h)	coeff. de corrél.
1.73	22.04	72.67	27.10	37.48	0.988
0.44	10.02	4.70	9.94	3.68	0.997

Tableau 7-4

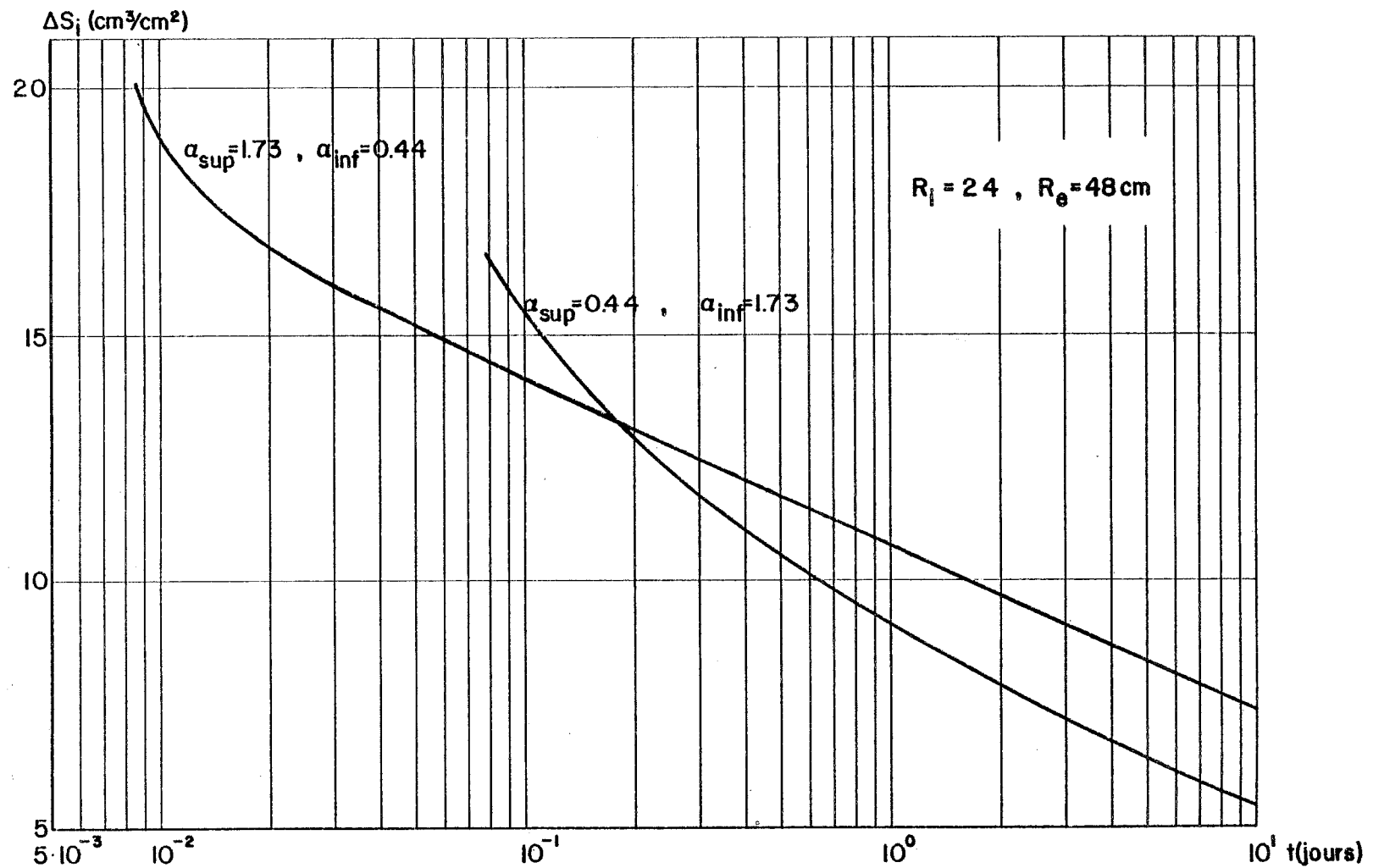


Figure 7.14 Evolution du stock unitaire emmagasiné sous l'anneau central pendant 10 jours de redistribution dans deux milieux stratifiés $\alpha_1 = 1.73$, $\alpha_2 = 0.44$

Ces valeurs amènent plusieurs remarques :

- lorsque la couche supérieure est la plus conductrice, la valeur calculée de S est supérieure à la valeur théorique, alors que B avoisine $K_S/2$;
- pour la disposition contraire des couches, les sorptivités empirique et théorique sont très voisines, alors que B est de l'ordre de $3K_S/4$;
- comparés aux paramètres déterminés pour un milieu homogène formé par le sol de la couche supérieure (cf tableau 7-3) les valeurs de S sont surestimées dans les deux cas de milieux stratifiés alors que celles de B sont sousestimées; les écarts étant plus importants lorsque la couche supérieure est la plus conductrice. Ceci provient de la rupture de pente des courbes $I_i(t)$ signalée plus haut, plus marquée dans la première disposition des couches que dans la seconde.

7.3.2. LA REDISTRIBUTION

La figure 7.14 présente les résultats de la simulation de l'évolution de la variation unitaire du stock sous l'anneau central, pendant 10 jours de redistribution, pour les deux dispositions des couches. A partir de $t \approx 1$ jour, la pente $d(\Delta S_i)/dt$ est pratiquement la même pour les deux cas, très voisine de celle correspondante à un sol homogène caractérisé par $\alpha = 0.44$ (cf figure 7.8). Ceci laisse supposer que la majeure partie du transfert latéral a lieu dans la couche la moins conductrice (et par conséquent, la plus diffusive).

Les équipotentiellles et les cartes des flux tracées à $t = 5$ jours pour les deux dispositions des couches figures 7.15 et 7.16 montrent que le transfert latéral a essentiellement lieu dans la couche la moins conductrice. Plus particulièrement, lorsque cette couche est en surface, le transfert vertical y est pratiquement inexistant, et le transfert latéral prépondérant.

7.4. CONCLUSIONS

Cette étude permet de tirer les conclusions partielles suivantes :

- dans un milieu homogène, l'importance de l'écoulement latéral à la bordure de l'anneau central est pratiquement indépendante de la dimension de cet anneau, alors qu'elle dépend fortement de celle de l'anneau de garde, lorsque le rapport R_i/R_e reste limité à $1/2$;
- cet écoulement affecte les valeurs des paramètres S et B de la loi d'infiltration de PHILIP (1957,b), déterminés à partir de la lame infiltrée dans l'anneau intérieur. En particulier, la sorptivité du sol est d'autant plus sous-estimée que l'écoulement latéral est important. L'erreur commise reste cependant

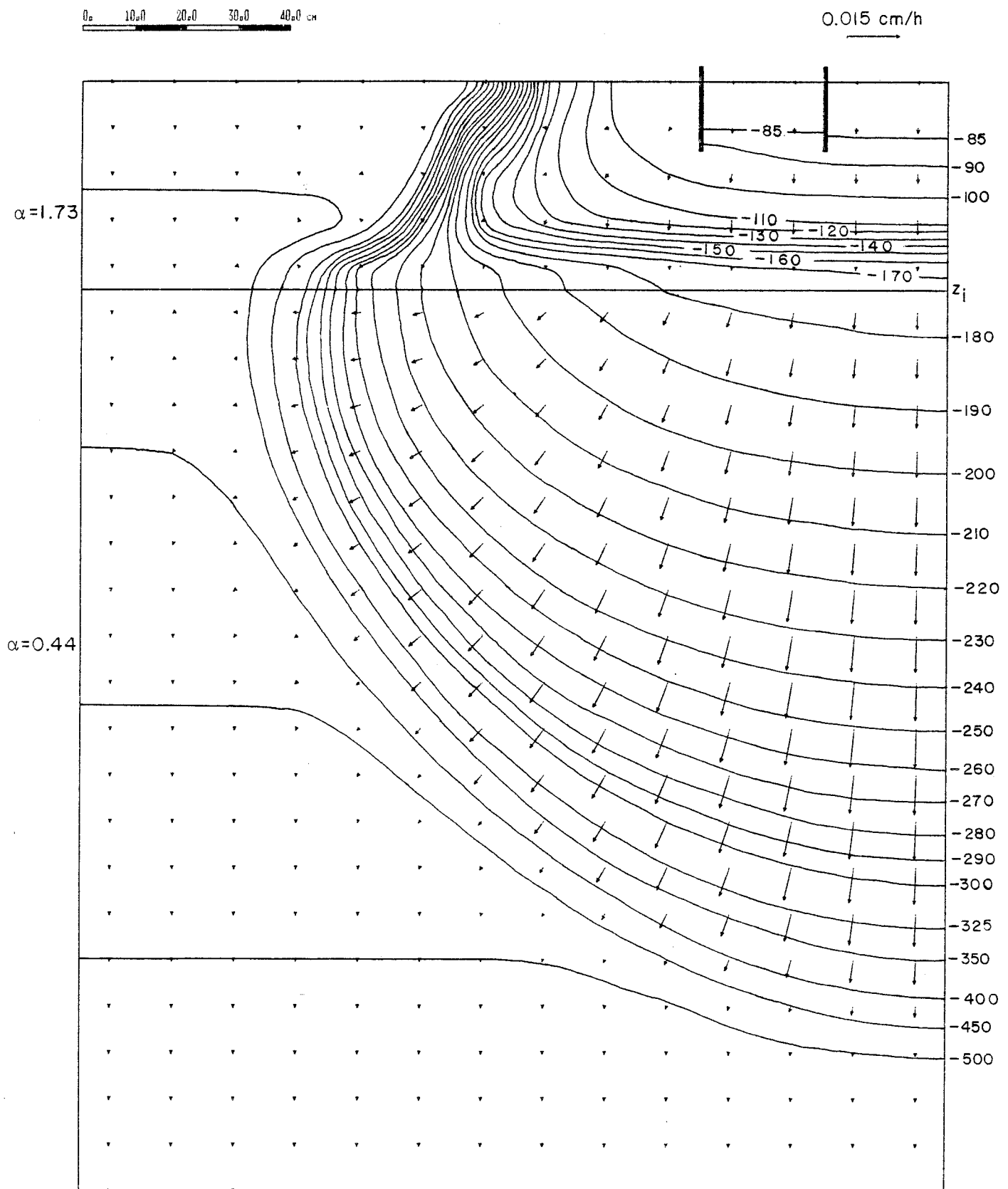


Figure 7.15

Equipotentiellles et carte des flux à $t = 5$ joursMilieu stratifié $\alpha_{\text{sup}} = 1.73$, $\alpha_{\text{inf}} = 0.44$

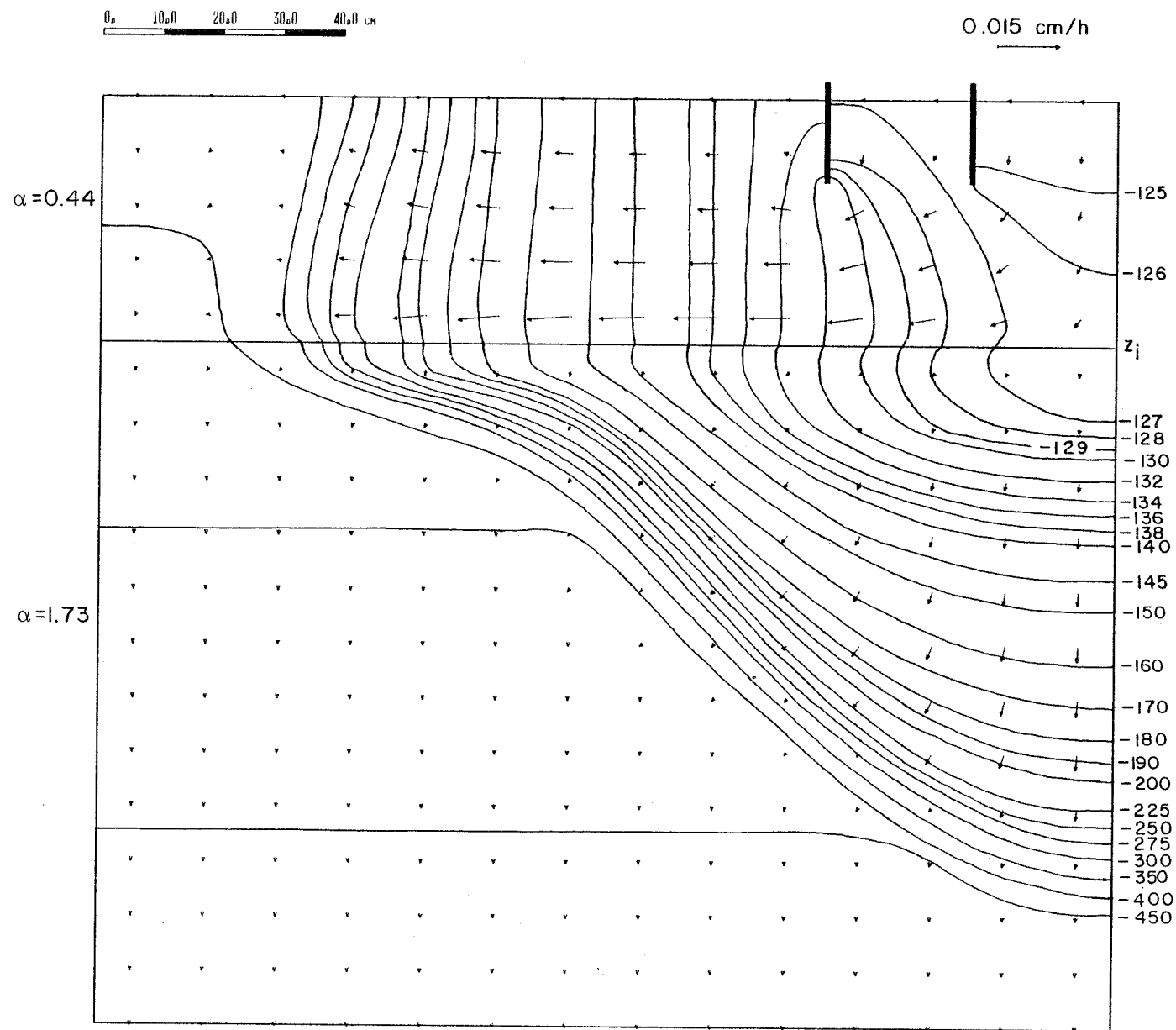


Figure 7.16 Equipotentiellles et carte des flux à $t = 5$ jours
Milieu stratifié $\alpha_{\text{sup}} = 0.44$, $\alpha_{\text{inf}} = 0.44$

inférieure à 15 % pour tous les cas étudiés, même lorsque l'écoulement latéral représente plus de 40 % de la lame infiltrée;

- indépendamment des dimensions de l'infiltromètre, l'écoulement latéral croît dans le temps pendant la redistribution. Lorsqu'elle se prolonge, le taux de croissance de cet écoulement $-d(\Delta S_i)/dt$ semble indépendant des dimensions des anneaux;

- pour des sols de propriétés hydrodynamiques différentes, et pendant toute la durée du phénomène, l'écoulement latéral est d'autant plus important que le sol est moins conducteur, sauf au début de la redistribution;

- dans un milieu stratifié horizontalement, la diffusion latérale pendant l'infiltration, augmente après le passage du front d'humidification au niveau de l'interface de séparation des couches, quelle que soit leur disposition. Cette augmentation étant plus importante lorsque le sol le plus conducteur est en surface. Alors que la sorptivité déterminée empiriquement est très voisine de sa valeur réelle lorsque la couche supérieure est la moins conductrice, elle est surestimée dans la disposition contraire;

- lorsque la redistribution se prolonge dans un milieu stratifié, l'évolution de l'écoulement latéral est déterminée par les caractéristiques du sol le moins conducteur, indépendamment de la disposition des couches.

CHAPITRE VIII

ETUDE CRITIQUE DE LA METHODE DES PROFILS INSTANTANES APPLIQUEE AU DRAINAGE INTERNE

L'étude précédente a mis en évidence le caractère multidimensionnel de l'écoulement lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux. Elle a montré l'importance de l'écoulement latéral à la périphérie de l'anneau intérieur selon la géométrie de l'infiltromètre et les propriétés du milieu.

Pratiquement cet écoulement est supposé nul lors de la détermination des caractéristiques hydrodynamiques du sol, à partir du suivi de la redistribution.

La question est de savoir dans quelle mesure cette caractérisation est affectée par l'écoulement latéral. Nous nous sommes limité cependant à la détermination de la relation conductivité hydraulique-teneur en eau. En effet, l'influence éventuelle de cet écoulement sur la relation teneur en eau-pression effective est masquée par le fait qu'elle est déterminée à partir de mesures englobant des volumes très différents (quelques cm^3 pour les mesures tensiométriques et plusieurs dm^3 pour les mesures neutroniques).

8.1. METHODOLOGIE NUMERIQUE

Afin de respecter la procédure expérimentale décrite précédemment (Chapitre 5, § 5.2.), nous l'avons simulée de la manière suivante :

- les humidités sont supposées être mesurées sur l'axe de l'écoulement. La première cote de mesure est $z = 18 \text{ cm}$, les suivantes sont régulièrement espacées de 9 cm ;

- la verticale de mesures tensiométriques est supposée être située à $18 \leq r \leq 22.5 \text{ cm}$ (suivant le pas d'espace radial utilisé pour simuler l'écoulement). La première cote de mesure est $z = 9 \text{ cm}$, les suivantes sont régulièrement espacées de 9 cm ;

- à partir de $t_{r,i}$, instant de la disparition de la lame dans l'anneau central, les mesures sont supposées être effectuées de la manière suivante :

$\Delta t = 0.25$ h	pour	$t \leq 1$ h
$\Delta t = 0.50$ h	pour	$1 < t \leq 3$ h
$\Delta t = 1.0$ h	pour	$3 < t \leq 6$ h
$\Delta t = 3.0$ h	pour	$6 < t \leq 12$ h
$\Delta t = 6.0$ h	pour	$12 < t \leq 24$ h
$\Delta t = 12.0$ h	pour	$24 < t \leq 48$ h
$\Delta t = 24.0$ h	pour	$t > 48$ h

où Δt est l'intervalle entre deux séries de mesures (profils neutroniques et tensiométriques). Ce choix est dicté en partie par des contraintes expérimentales. En effet, au début de la redistribution il y a une dizaine d'horizons de mesures. Or, il faut 60s de temps de comptage pour obtenir une mesure neutronique, et environ 20 à 30s pour déplacer la sonde d'un horizon à l'autre et effectuer un relevé tensiométrique. Il est par conséquent difficile d'obtenir ces profils en moins de 0.25 h au début de la redistribution. La fréquence des relevés ne peut pas être maintenue à ce rythme pendant toute la durée de l'expérimentation (de l'ordre de 10 jours), car cela nécessiterait un nombre important d'observateurs qui rendrait le coût économique de l'essai prohibitif et ce, d'autant que la majeure partie de ces mesures serait redondante, en raison de la diminution de la vitesse d'évolution du phénomène;

- les mesures neutroniques et tensiométriques simulées à une cote donnée ne sont prises en compte qu'à partir de l'instant où l'humidité commence à décroître dans cette cote;

- à chaque instant, le stock à la cote z est déterminé par intégration du profil hydrique entre la surface du sol et la cote considérée;

- le flux traversant la cote z à l'instant t : $q = - dS/dt$ est calculé par un schéma en différences finies;

- de même, les gradients verticaux de la charge hydraulique, à l'instant t , sont calculés pour chaque cote par un schéma en différences finies;

- les points de la relation conductivité hydraulique-teneur en eau sont obtenus par application de la loi de DARCY pour un écoulement vertical :

$$K = - q / (dH/dz) \quad (8.1)$$

- sur les points ainsi calculés, nous avons ajusté une courbe de la forme :

$$\bar{K}_c(\theta) = K_{s,c} (\theta/\theta_s)^{\beta_c} \quad (8.2)$$

où $\bar{K}_c(\theta)$ est la courbe ajustée

$K_{s,c}$ et β_c sont l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite de régression en log-log

La teneur en eau à saturation naturelle, θ_s , étant supposée connue sans erreur.

Le choix de cette forme pour la courbe ajustée est dicté par celle qui a servi à simuler l'écoulement :

$$K(\theta) = K_s (\theta/\theta_s)^\beta \quad (8.3)$$

pour que la comparaison entre les valeurs "expérimentales" $K_{s,c}$ et β_c et les valeurs "réelles" K_s et β soit pertinente.

Nous examinons les résultats des différents cas étudiés dans l'ordre suivi dans le chapitre précédent. Dans toutes les simulations, la valeur de $\beta = 6.873$ est gardée constante.

8.2. INFLUENCE DE LA GEOMETRIE DE L'INFILTROMETRE

8.2.1. RAPPORT CONSTANT DES RAYONS $R_i/R_e = 1/2$

L'étude précédente a montré que la lame écoulee latéralement à la périphérie de l'anneau central augmente lorsque les dimensions de l'infiltrmètre diminuent. Par conséquent, si l'écoulement latéral affecte les valeurs $K_{s,c}$ et β_c les écarts relatifs $(K_s - K_{s,c})/K_s$ et $(\beta - \beta_c)/\beta$ doivent croître (en valeur absolue) avec l'importance de cet écoulement et donc, avec la diminution de R_i et R_e .

Les résultats obtenus sont rassemblés dans le tableau 8-1. Dans tous les cas, les valeurs $K_{s,c}$ et β_c sont calculées avec un coefficient de corrélation > 0.99 . Rappelons que pour ce sol ($\alpha = 1.0$), la conductivité à saturation "réelle" est $K_s = 24.28$ cm/h

R_i (cm)	R_e (cm)	$K_{s,c}$ (cm/h)	$\frac{ K_s - K_{s,c} }{K_s}$	β_c	$\frac{ \beta - \beta_c }{\beta}$
12	24	18.94	0.220	6.133	0.108
18	36	20.07	0.173	6.249	0.091
24	48	20.92	0.138	6.435	0.064
36	72	21.38	0.119	6.577	0.043
48	96	22.50	0.073	6.701	0.025

Tableau 8-1

Il convient de noter que pour les deux premières géométries ($R_i = 12$, $R_e = 24$ cm et $R_i = 18$, $R_e = 36$ cm), la verticale sur laquelle la charge hydraulique est supposée être mesurée se trouve dans l'anneau de garde.

Bien que les valeurs ajustées $K_{s,c}$ et β_c soient systématiquement inférieures aux valeurs "réelles", et que $|K_s - K_{s,c}|/K_s$ et $|\beta - \beta_c|/\beta$ augmentent avec l'importance de l'écoulement latéral, ces écarts restent néanmoins assez faibles. Plus particulièrement, l'estimation de la conductivité à saturation du sol semble satisfaisante, d'autant plus que ce paramètre, difficilement accessible à la mesure directe "in-situ", est souvent entâché d'une grande incertitude.

Afin d'expliquer ces écarts examinons, plus en détail, l'un des cas étudiés. A titre d'exemple, la figure 8.1 présente les points $K_c(\theta)$ calculés pour la géométrie $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm (toutes cotes confondues). La courbe continue correspond aux valeurs dites "réelles" K_s et β .

On note d'une part, l'absence de points $K_c(\theta)$ correspondants à $\theta > 0.27$ cm³/cm³, et d'autre part, que la densité des points ainsi que leurs écarts relatifs à la courbe "réelle" sont plus importants aux faibles qu'aux fortes teneurs en eau.

L'absence de points $K_c(\theta)$ pour des humidités proches de la saturation provient de la contrainte expérimentale liée à l'utilisation de l'humidimètre neutronique, qui ne permet pas l'obtention d'un profil de teneur en eau avant 0.25 h de redistribution. De plus, les mesures supposées de l'humidité dans un horizon donné ne sont prises en compte que lorsque cet horizon commence à drainer. Il est donc normal que le nombre de points $K_c(\theta)$ augmente lorsque l'humidité décroît. Quant à la croissance des rapports $K_c(\theta)/K(\theta)$ avec la diminution de la teneur en eau, elle provient du fait que le flux calculé à une cote donnée suppose que la variation du stock contenu entre la surface du sol et cette cote est due à un transfert vertical uniquement. Or, l'étude précédente a montré que l'écoulement latéral augmente pendant la redistribution. A l'instant t , la fraction de la lame écoulée latéralement depuis la surface du sol jusqu'à la cote z est croissante avec z . Ceci implique une surestimation du flux d'autant plus importante que d'une part, la cote considérée est profonde, et d'autre part, que le temps depuis le début de la redistribution est long, par conséquent, que la teneur en eau est faible.

Les écarts entre les points $K_c(\theta)$ déterminés aux faibles humidités et la courbe "réelle" entraînent un écart correspondant $|\beta - \beta_c|/\beta$ et donc croissant

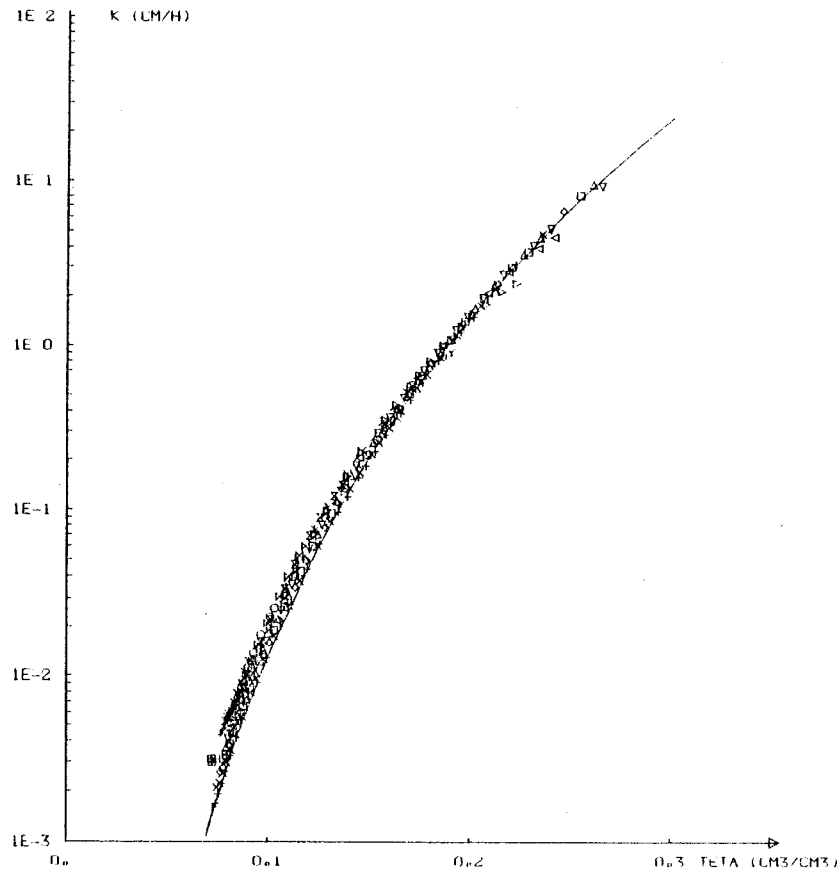


Figure 8.1

Points $K_c(\theta)$ déterminés pour la géométrie $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm.
La courbe continue correspond aux valeurs réelles K_s et β

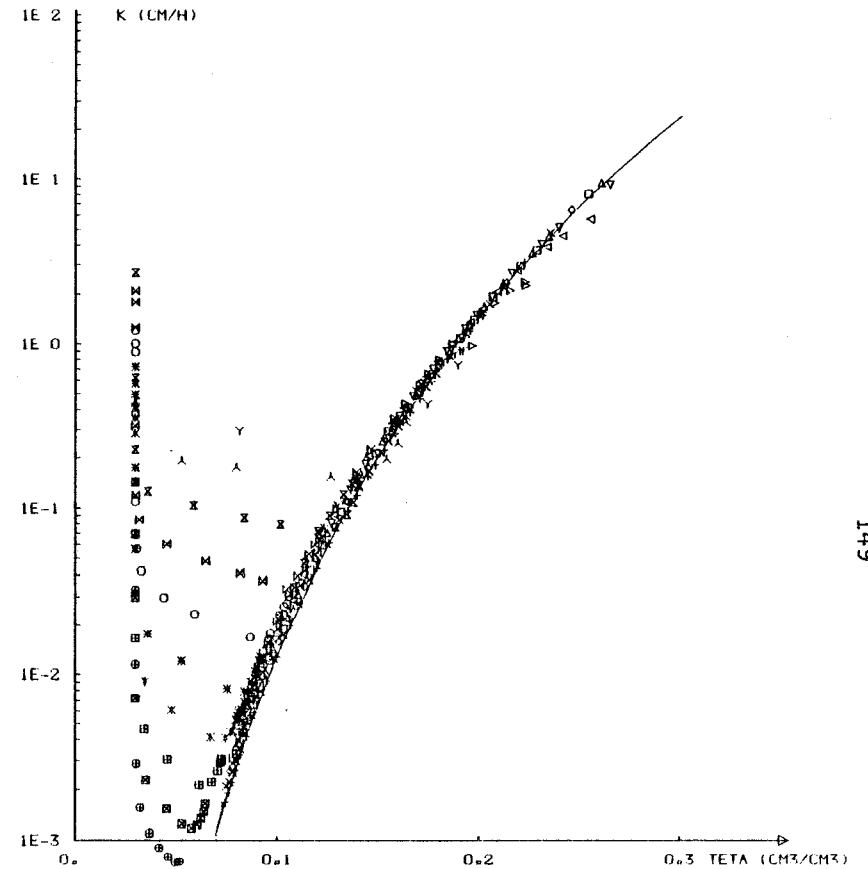


Figure 8.2

Points $K_c(\theta)$ calculés pour la géométrie $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm
en incluant les points obtenus dans les cotes qui sont en
phase d'humidification

avec l'importance de l'écoulement latéral. En raison de la faible densité des points $K_c(\theta)$ calculés aux teneurs en eau élevées, la sousestimation de β_c induit une sousestimation correspondante de $K_{s,c}$. Dans le tableau 8-2, nous avons porté les valeurs de la conductivité "réelle" $K(\theta)$, celles prédites par les courbes $\bar{K}_c(\theta)$ correspondant aux différentes géométries, ainsi que le rapport $\bar{K}_c(\theta)/K(\theta)$ pour plusieurs valeurs du degré de saturation θ/θ_s .

$\frac{\theta}{\theta_s}$	K (cm/h)	$R_i=12, R_e=24$ cm		$R_i=18, R_e=36$ cm		$R_i=24, R_e=48$ cm		$R_i=36, R_e=72$ cm		$R_i=48, R_e=96$ cm	
		$\bar{K}_c$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_c}{K}$	$\bar{K}_c$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_c}{K}$	$\bar{K}_c$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_c}{K}$	$\bar{K}_c$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_c}{K}$	$\bar{K}_c$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_c}{K}$
0.9	11.77	9.93	0.84	10.39	0.88	10.62	0.90	10.69	0.91	11.11	0.94
0.8	5.24	4.82	0.92	4.98	0.95	4.98	0.95	4.93	0.94	5.04	0.96
0.7	2.09	2.13	1.02	2.16	1.03	2.11	1.01	2.05	0.98	2.06	0.99
0.6	0.73	0.83	1.14	0.82	1.14	0.78	1.08	0.74	1.02	0.73	1.00
0.5	0.21	0.27	1.30	0.26	1.27	0.24	1.17	0.22	1.08	0.22	1.04
0.4	4.5×10^{-2}	6.9×10^{-2}	1.54	6.5×10^{-2}	1.46	5.8×10^{-2}	1.29	5.2×10^{-2}	1.15	4.8×10^{-2}	1.08
0.3	6.2×10^{-3}	1.2×10^{-2}	1.90	1.1×10^{-2}	1.75	9.0×10^{-3}	1.46	7.8×10^{-3}	1.26	7.1×10^{-3}	1.14
0.2	3.8×10^{-4}	9.8×10^{-4}	2.57	8.6×10^{-4}	2.26	6.6×10^{-4}	1.74	5.4×10^{-4}	1.42	4.7×10^{-4}	1.22
0.1	3.3×10^{-6}	1.4×10^{-5}	4.29	1.1×10^{-5}	3.48	7.7×10^{-6}	2.36	5.7×10^{-6}	1.74	4.5×10^{-6}	1.38

Tableau 8-2

Ce tableau montre que malgré l'importance de l'écoulement latéral, il nous semble légitime de considérer que la courbe $\bar{K}_c(\theta)$ ainsi déterminée est représentative du sol étudié, à condition toutefois que la teneur en eau ne soit pas trop faible. Ainsi, pour la géométrie $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm, cette courbe reste satisfaisante tant que $\theta \geq 0.2\theta_s = 0.06 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$.

Rappelons que le calcul des points $K_c(\theta)$ est effectué uniquement dans les cotes qui sont en phase de drainage. En effet, si l'on inclut dans ce calcul les cotes qui sont en phase d'humidification, le résultat serait le nuage de points présenté figure 8.2 pour la géométrie $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm. La comparaison avec la figure 8.1 montre que la majeure partie des points $K_c(\theta)$ déterminés en phase humidification ne peut pas être prise en compte pour l'ajustement de la courbe $\bar{K}_c(\theta)$. En effet, non seulement la surestimation de la conductivité calculée pour ces points peut atteindre plusieurs ordres de grandeur, mais de plus la valeur $K_c(\theta)$ calculée à un horizon donné décroît lorsque la teneur en eau augmente ce qui est physiquement impossible. Ces erreurs proviennent du fait que les hori-

zons qui s'humidifient se trouvent près du front, donc dans une région relativement profonde où la fraction de la lame écoulee latéralement est importante. La surestimation du flux en ces points peut donc être très importante. De plus, les gradients verticaux de la charge hydraulique peuvent être largement sous-estimés (en valeur absolue) en ces points, en raison de la proximité de la zone non humidifiée où la charge hydraulique n'a pas varié par rapport à sa valeur initiale et ce, d'autant plus que les verticales de "mesures neutroniques et tensiométriques" sont différentes. Il convient donc, lors du dépouillement d'un essai réel, de ne pas tenir compte des points $K_c(\theta)$ obtenus en phase d'humidification.

Ces résultats permettent donc de conclure que malgré l'importance de l'écoulement latéral, son influence reste limitée sur la détermination de la relation conductivité hydraulique-teneur en eau, à condition toutefois de ne pas tenir compte des points $K_c(\theta)$ obtenus en humidification. De même, il y a lieu d'être prudent lors de l'extrapolation de la relation ainsi obtenue pour des valeurs trop faibles de la teneur en eau.

8.2.2. INFLUENCE DU RAPPORT R_i/R_e

A dimension fixée de l'anneau extérieur R_e , l'étude précédente a montré que le rapport R_i/R_e n'influence pratiquement pas l'écoulement latéral à la bordure de l'anneau central pendant toute la durée du phénomène (lorsque $R_i/R_e \leq 1/2$), donc à fortiori, son influence sera négligeable sur la détermination des paramètres de la courbe $\bar{K}_c(\theta)$. Le tableau 8-3 présente les valeurs $K_{s,c}$ et β_c calculées pour $R_e = 72$ cm et différentes valeurs R_i .

R_i (cm)	R_i/R_e	$K_{s,c}$ (cm/h)	β_c
18	1/4	21.60	6.594
24	1/3	21.41	6.584
36	1/2	21.38	6.577

Tableau 8-3

Bien que les paramètres déterminés pour les faibles rayons de l'anneau intérieur soient plus proches de la réalité, les différences entre ces valeurs restent trop faibles pour être significatives.

8.3. INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DU MILIEU

Le tableau 8-4 donne les valeurs $K_{S,c}$ et β_c calculées pour les différentes valeurs de α . Rappelons que la géométrie de l'infiltromètre dans ce cas est : $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm.

α	K_S (cm/h)	$K_{S,c}$ (cm/h)	$\frac{ K_S - K_{S,c} }{K_S}$	β_c	$\frac{ \beta - \beta_c }{\beta}$
1.73	72.67	57.46	0.209	6.506	0.053
1.28	39.78	32.30	0.188	6.453	0.061
0.62	9.33	8.63	0.075	6.343	0.077
0.44	4.70	4.84	0.030	6.338	0.078

Tableau 8-4

Dans tous les cas, les paramètres $K_{S,c}$ et β_c sont calculés avec un coefficient de corrélation > 0.99 .

L'examen de ces valeurs montre que la conductivité à saturation "expérimentale", $K_{S,c}$, est d'autant plus proche de la valeur "réelle", K_S , que le sol est moins conducteur. Par contre, c'est l'inverse qui se produit pour β_c .

La contrainte expérimentale relative à l'obtention du premier profil d'humidité (après 0.25 h de redistribution), implique que les valeurs des teneurs en eau de ce profil seront d'autant plus faibles que le sol est plus conducteur. Ceci se traduit par un nombre de points $K_c(\theta)$ relativement faible dans la gamme de fortes humidités pour ces sols. Les figures 8.3 et 8.4 montrent ces points calculés pour $\alpha = 1.73$ et $\alpha = 0.44$ respectivement (toutes cotes confondues). Les courbes continues correspondent aux valeurs "réelles" K_S et β .

La comparaison de ces figures montre l'absence de points $K_c(\theta)$ pour $\theta > 0.23 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ dans le premier cas, alors que ces points sont déterminés jusqu'à $\theta \approx 0.28 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ dans le second. Ceci explique la meilleure estimation statistique de $K_{S,c}$ pour les faibles valeurs de α .

Quant à la valeur de β_c , la discussion présentée plus haut (§ 8.2.1) a montré que son écart à la valeur "réelle" augmente avec l'importance de l'écoulement latéral. Cela explique la croissance de cet écart lorsque la conductivité

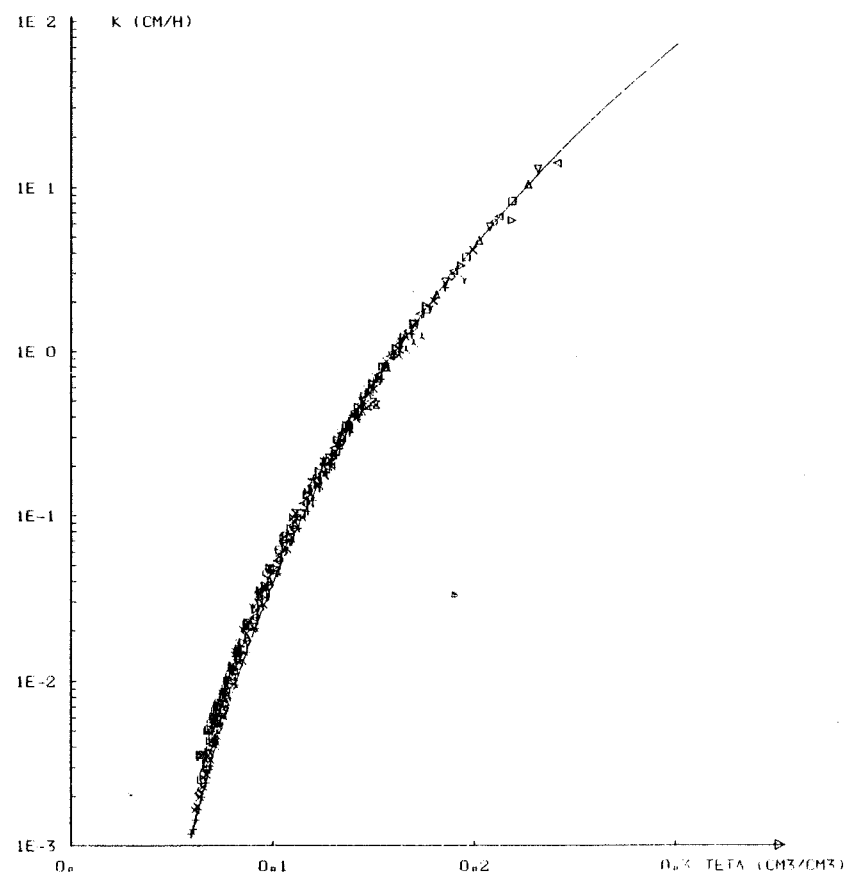


Figure 8.3

Points $K_c(\theta)$ calculés pour le sol caractérisé par $\alpha = 1.73$
La courbe continue correspond aux valeurs K_s et β

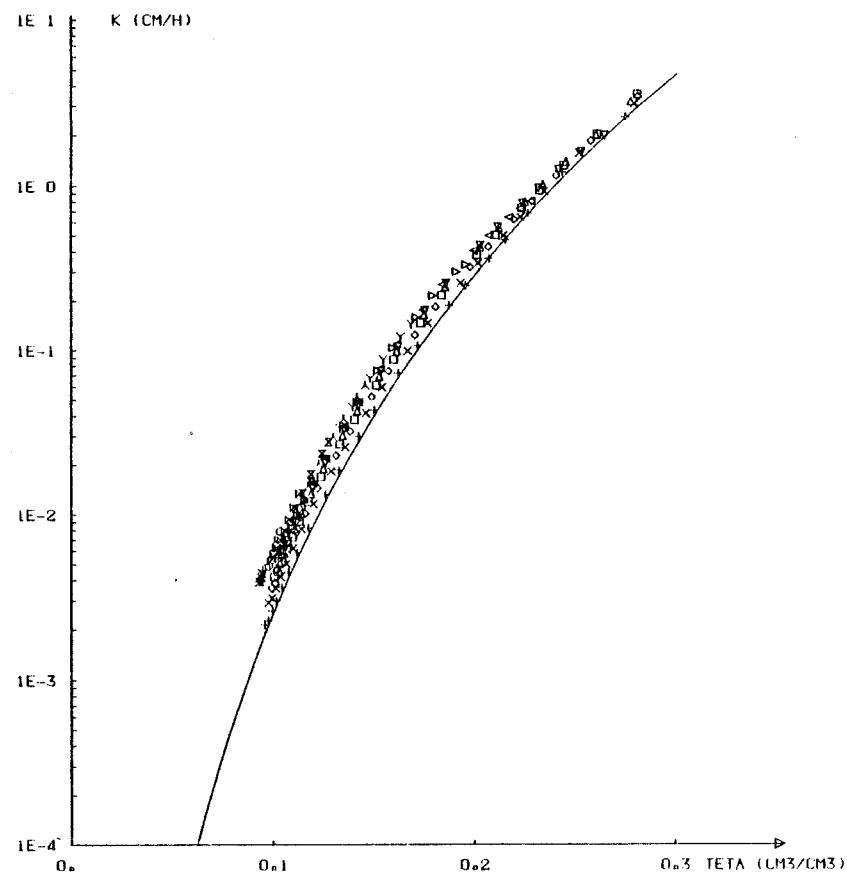


Figure 8.4

Points $K_c(\theta)$ calculés dans le sol caractérisé par $\alpha = 0.44$
La courbe continue correspond aux valeurs K_s et β

hydraulique à saturation du sol diminue.

Pour les différentes valeurs de α , le tableau 8-5 donne les conductivités hydrauliques réelles, $K(\theta)$, prédites, $\bar{K}_C(\theta)$ et les rapports $\bar{K}_C(\theta)/K(\theta)$, pour plusieurs valeurs du degré de saturation θ/θ_s .

$\frac{\theta}{\theta_s}$	$\alpha = 1.73$			$\alpha = 1.28$			$\alpha = 0.62$			$\alpha = 0.44$		
	K (cm/h)	$\bar{K}_C$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_C}{K}$	K (cm/h)	$\bar{K}_C$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_C}{K}$	K (cm/h)	$\bar{K}_C$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_C}{K}$	K (cm/h)	$\bar{K}_C$ (cm/h)	$\frac{\bar{K}_C}{K}$
0.9	35.23	28.95	0.82	19.28	16.37	0.85	4.52	4.42	0.98	2.28	2.48	1.09
0.8	15.68	13.45	0.88	8.58	7.65	0.89	2.01	2.10	1.04	1.01	1.18	1.16
0.7	6.26	5.64	0.90	3.43	3.23	0.94	0.80	0.90	1.12	0.41	0.50	1.25
0.6	2.17	2.07	0.95	1.19	1.20	1.01	0.28	0.34	1.21	0.14	0.19	1.35
0.5	0.62	0.63	1.02	0.34	0.37	1.09	8.0×10^{-2}	0.11	1.34	4.0×10^{-2}	6.0×10^{-2}	1.49
0.4	0.13	0.15	1.11	7.3×10^{-2}	8.7×10^{-2}	1.19	1.7×10^{-2}	2.6×10^{-2}	1.50	8.7×10^{-3}	1.5×10^{-2}	1.68
0.3	1.9×10^{-2}	2.3×10^{-2}	1.23	1.0×10^{-2}	1.4×10^{-2}	1.35	2.4×10^{-3}	4.2×10^{-3}	1.75	1.2×10^{-3}	2.3×10^{-3}	1.96
0.2	1.1×10^{-3}	1.6×10^{-3}	1.43	6.2×10^{-4}	1.0×10^{-3}	1.60	1.5×10^{-4}	3.2×10^{-4}	2.17	7.4×10^{-5}	1.8×10^{-4}	2.44
0.1	9.7×10^{-6}	1.8×10^{-5}	1.84	5.3×10^{-6}	1.1×10^{-5}	2.14	1.2×10^{-6}	3.9×10^{-6}	3.13	6.3×10^{-7}	2.2×10^{-6}	3.53

Tableau 8-5

Ce tableau montre que la meilleure estimation de la valeur de β_C dans le cas des sols à forte conductivité à saturation, permet d'extrapoler la courbe calculée $\bar{K}_C(\theta)$ sur une plus large gamme d'humidités. Les conductivités prédites restent satisfaisantes jusqu'à pratiquement $\theta \approx 0.1 \theta_s = 0.03 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ lorsque $\alpha = 1.73$, alors qu'au delà de $\theta \approx 0.3 \theta_s = 0.09 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ l'erreur devient trop importante lorsque $\alpha = 0.44$.

De même que pour le cas précédent, on peut estimer que la relation $\bar{K}_C(\theta)$ déterminée à partir du suivi de la redistribution lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux est satisfaisante à condition de ne pas extrapoler cette courbe pour des valeurs trop faibles de la teneur en eau. Le domaine de variation des humidités sur lequel cette relation peut être appliquée est d'autant plus faible que le sol est moins conducteur.

8.4. INFLUENCE D'UNE STRATIFICATION

Dans les deux cas de milieux stratifiés étudiés précédemment, l'épais-

seur de la première couche est de 40.5 cm. De ce fait, on ne dispose que de trois horizons de mesures d'humidités dans cette couche : $z = 18$, 27 et 36 cm.

Nous examinerons les deux dispositions des strates, en distinguant chacune des couches.

8.4.1. SOL A FORTE CONDUCTIVITE A SATURATION EN SURFACE

8.4.1.1. La couche supérieure

La figure 8.5 montre les points $K_c(\theta)$ calculés dans cette couche. Les signes (+) se rapportent à $z = 18$, (x) à $z = 27$ et ($\diamond$) à $z = 36$ cm, la ligne continue correspond à la courbe supposée réelle.

On peut distinguer deux groupes de points sur cette figure : d'une part ceux calculés à $z = 18$ et à $z = 27$ cm, et d'autre part, ceux correspondant à $z = 36$ cm. En effet, les conductivités calculées, $K_c(\theta)$, pour le premier groupe de points sont, à une seule exception près, systématiquement sousestimées par rapport aux valeurs "réelles". A l'inverse, celles calculées à $z = 36$ cm sont toujours surestimées (parfois d'un ordre de grandeur) par rapport à la réalité. Dans les deux cas, l'erreur ne peut provenir que de l'estimation du gradient vertical de la charge hydraulique. En effet, le calcul des flux ne peut introduire de telles erreurs, car les flux étant toujours surestimés à cause de l'écoulement latéral, l'erreur dans le premier groupe de points aurait dû être aussi une surestimation et non le contraire. Quant au deuxième groupe, on a vu que l'écoulement latéral dans cette couche est assez faible (cf figure 7.15), il est donc invraisemblable que le calcul des flux introduise de telles erreurs. Par contre, comme le montre la figure 7.15, la concentration des équipotentielles dans cette couche, notamment près de l'interface de séparation, peut introduire des erreurs non négligeables sur l'estimation des gradients par différences finies. A titre d'exemple, la figure 8.6 montre le profil de la charge hydraulique sur la verticale supposée des mesures tensiométriques, obtenu à $t = 5$ jours. Il apparaît clairement d'après cette figure que l'incertitude sur les gradients, notamment à $z = 36$ cm, peut être très grande (indépendamment de la méthode utilisée). Si l'on exclut cette cote pour le calcul des paramètres de la courbe $K_c(\theta)$, les valeurs obtenues seront les suivantes :

$$K_{s,c} = 61.26 \text{ cm/h} ; \beta_c = 6.941 \text{ (coefficient de corrélation } > 0.99).$$

Bien que ces valeurs soient assez proches des valeurs "réelles" $K_s = 72.67 \text{ cm/h}$ et $\beta = 6.873$, il est difficile de considérer la courbe ainsi obtenue comme représentative du sol de cette couche, car d'une part, il n'existe pas de points

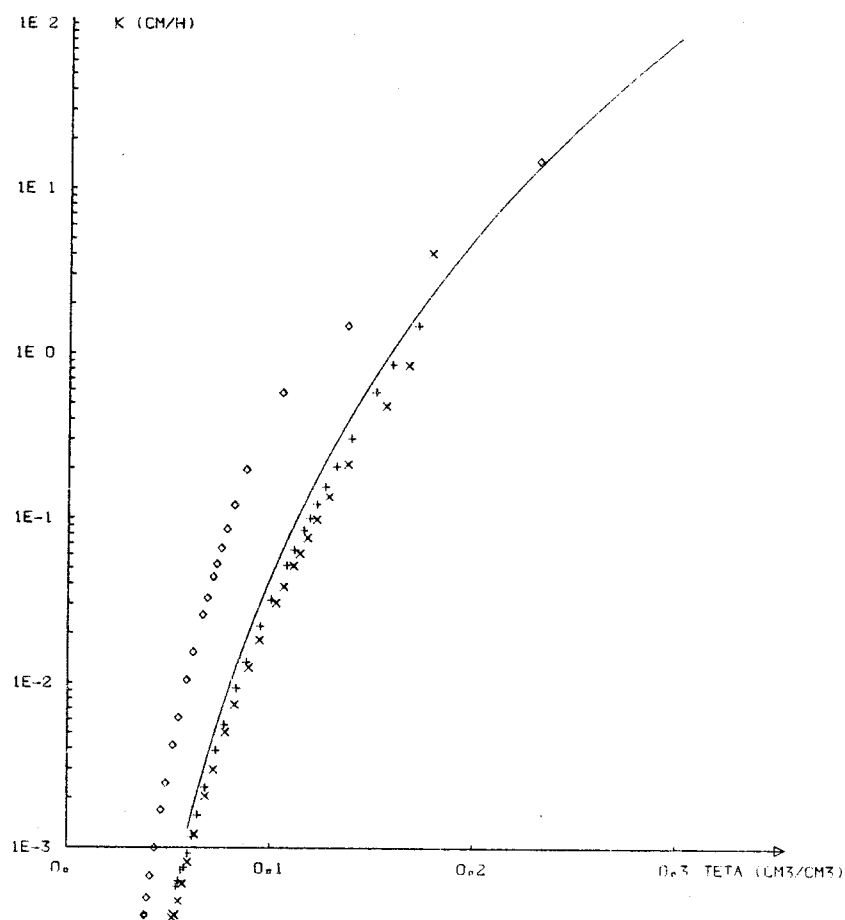


Figure 8.5 Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche supérieure d'un milieu stratifié ($\alpha_{sup} = 1.73$, $\alpha_{inf} = 0.44$). La courbe continue correspond à K_s et β . (+) $z=18$, (x) $z=27$, (o) $z=36$ cm

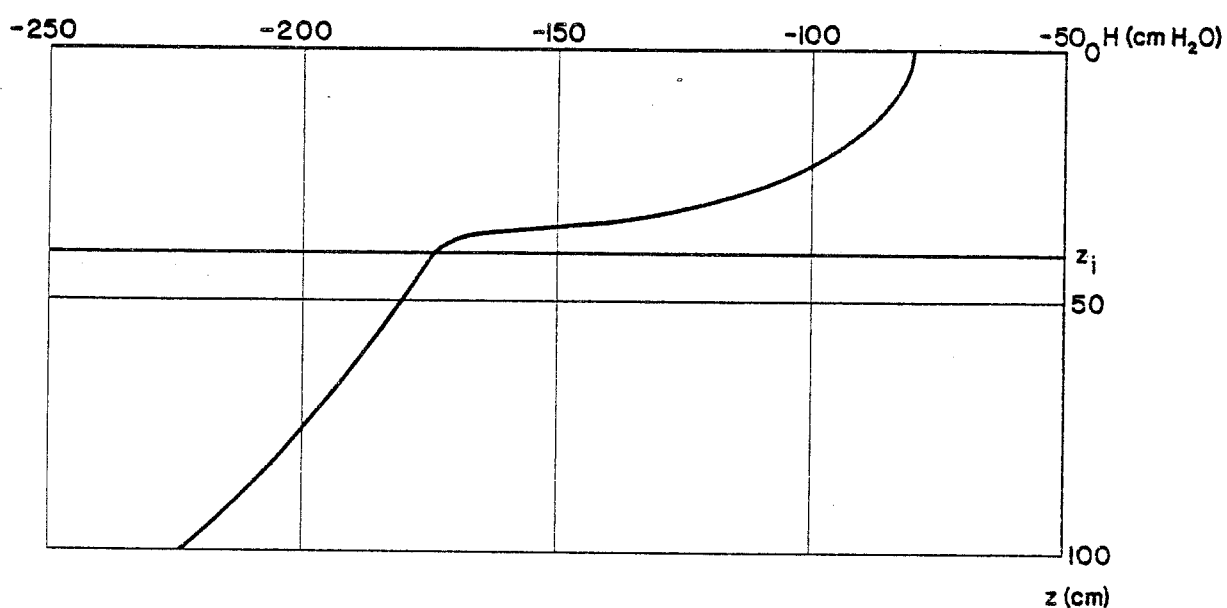


Figure 8.6 Profil de charge hydraulique dans un milieu stratifié ($\alpha_{sup} = 1.73$, $\alpha_{inf} = 0.44$) ; $r = 18$ cm ; $t = 5$ jours

$K_c(\theta)$ au delà de $\theta \approx 0.18 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, d'autre part, le nombre de ces points est relativement faible.

8.4.1.2. La couche inférieure

La figure 8.7 montre les points $K_c(\theta)$ calculés dans cette couche (toutes cotes confondues). Bien que la caractérisation de la couche supérieure soit assez délicate, il semble que celle de la couche profonde ne pose pas de problème particulier. Les paramètres $K_{s,c}$ et β_c calculés pour cette couche sont :

$$K_{s,c} = 4.41 \text{ cm/h} , \beta_c = 6.419 \text{ (coefficient de corrélation } > 0.99)$$

les valeurs "réelles" pour ce sol sont $K_s = 4.70 \text{ cm/h}$, $\beta = 6.873$. En particulier, l'erreur sur β_c est moins grande que pour un milieu homogène constitué par ce sol (cf tableau 8-4). En effet, l'erreur sur l'estimation du flux à une cote donnée est moins grande dans ce cas que dans le milieu homogène à la même cote, en raison du très faible écoulement latéral dans la couche supérieure dans cette disposition des strates.

On peut donc conclure que pour cette disposition des couches (couche supérieure plus conductrice que la couche inférieure) la méthode des profils instantanés permet la caractérisation de la couche profonde, alors que celle de la couche supérieure n'est pas fiable, notamment au voisinage de l'interface.

8.4.2. SOL A FAIBLE CONDUCTIVITE A SATURATION EN SURFACE

8.4.2.1. La couche supérieure

La figure 8.8 présente les points $K_c(\theta)$ calculés dans cette couche. Les symboles sont les mêmes que pour la figure 8.5 ((+) pour $z = 18$, (x) pour $z = 27$ et ($\diamond$) pour $z = 36 \text{ cm}$).

Il apparaît clairement que la caractérisation du sol de cette couche soit sujette à caution. En effet, les points calculés $K_c(\theta)$ forment trois groupes assez distincts. Il faudrait pratiquement distinguer les trois horizons de mesures, auquel cas, l'erreur sera d'autant plus grande que l'horizon est profond. Ces erreurs ne peuvent provenir que de la surestimation des flux due à l'écoulement latéral prépondérant dans cette couche pendant la redistribution (cf figure 7.16).

8.4.2.2. La couche inférieure

La figure 8.9 présente les points $K_c(\theta)$ calculés dans ce cas (toutes cotes confondues).

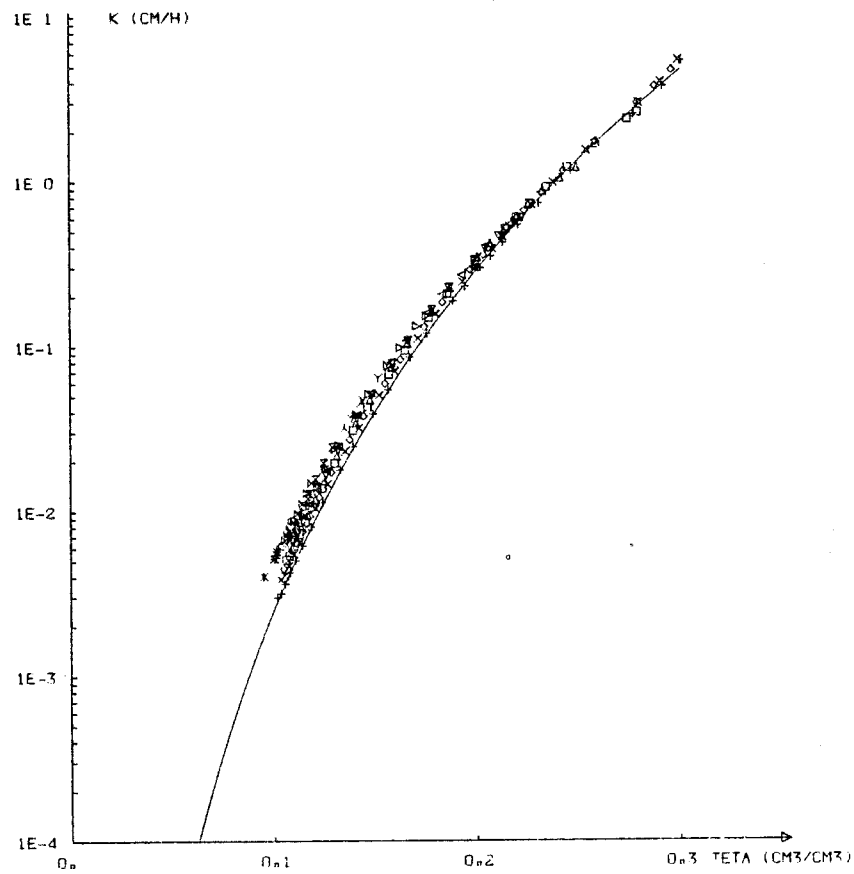


Figure 8.7 Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche inférieure d'un milieu stratifié ($\alpha_{\text{sup}} = 1.73$, $\alpha_{\text{inf}} = 0.44$). La courbe continue correspond à K_s et β

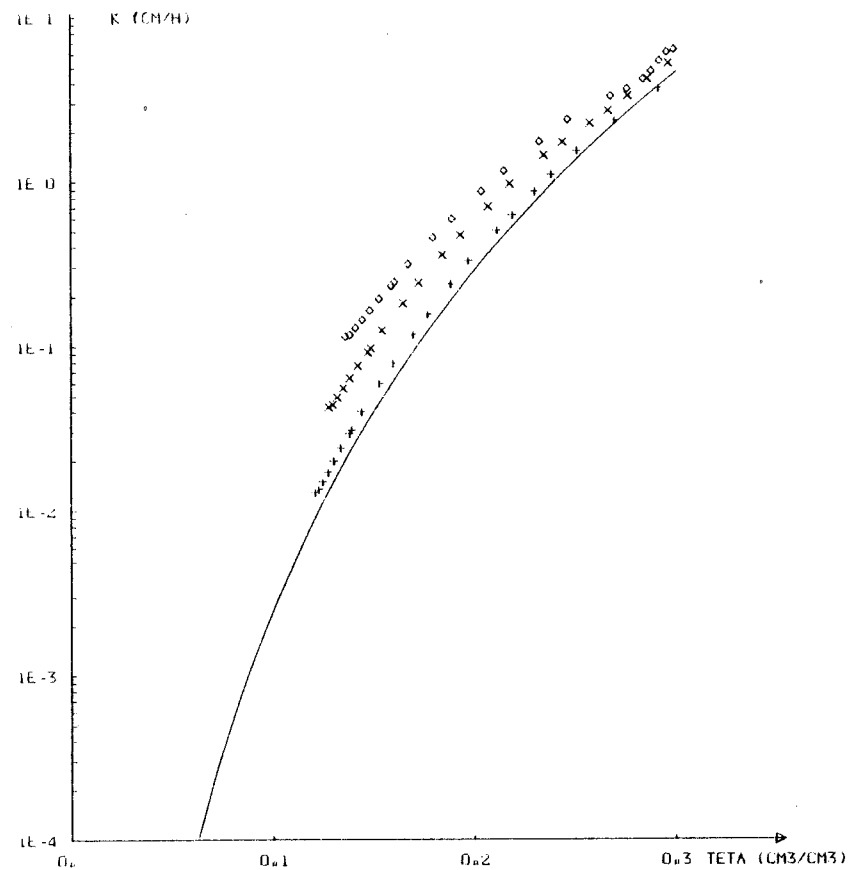


Figure 8.8

Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche supérieure d'un milieu stratifié ($\alpha_{sup} = 0.44$, $\alpha_{inf} = 1.73$). La courbe continue correspond à K_S et β . (+) $z=18$, (x) $z=27$, ($\diamond$) $z=36$ cm

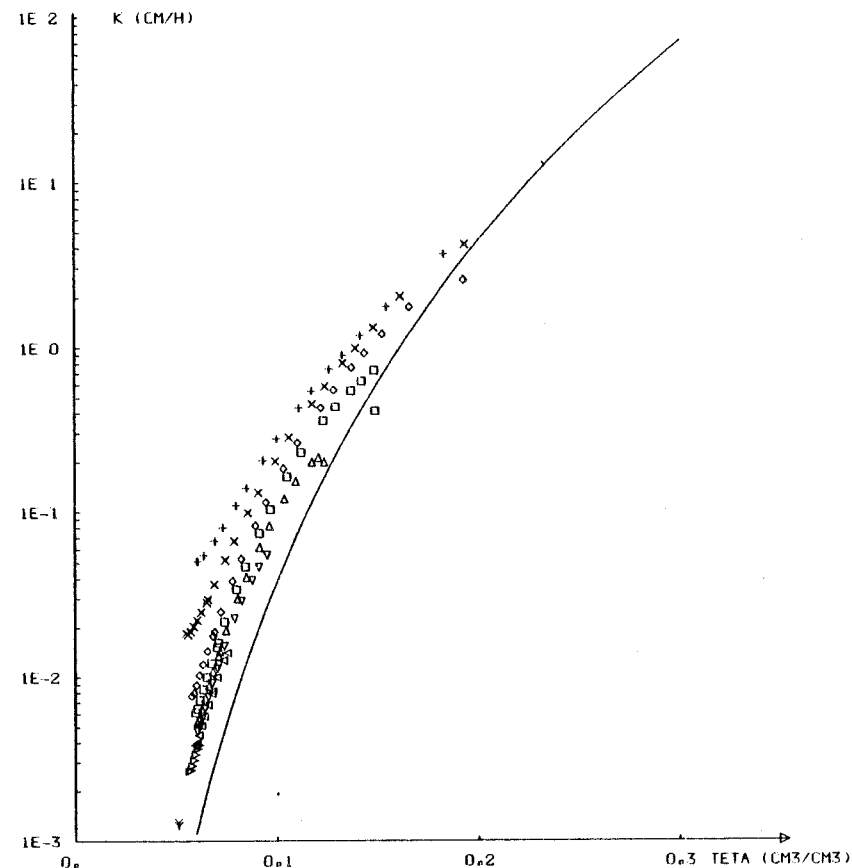


Figure 8.9

Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche inférieure d'un milieu stratifié ($\alpha_{sup} = 0.44$, $\alpha_{inf} = 0.44$). La courbe continue correspond à K_S et β

De même que pour la strate supérieure, la caractérisation du sol de cette couche n'est pas fiable. En effet, quoique l'écoulement latéral dans cette couche soit assez faible, les flux sont surestimés, en raison de l'écoulement latéral prépondérant qui se produit dans le sol en surface. Cette surestimation entraîne une grande dispersion des points calculés $K_c(\theta)$, qui peut dépasser un ordre de grandeur pour les faibles humidités. De plus, il n'existe pas de points $K_c(\theta)$ pour $\theta > 0.2 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, puisque la teneur en eau dans ce sol est limitée à $\theta \approx \theta(h_{cr}) = 0.202 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$.

On peut donc conclure que la méthode des profils instantanés n'est pas adaptée pour la caractérisation d'un tel milieu stratifié.

Il est vraisemblable que la caractérisation "in-situ" de cette couche ne soit possible que par excavation de la couche supérieure.

8.5. DISCUSSION ET CONCLUSIONS

Outre la géométrie de l'infiltromètre, les caractéristiques hydrodynamiques du milieu et l'hétérogénéité verticale, d'autres facteurs pertinents (profondeur de pénétration des anneaux, durée de l'infiltration, épaisseur de la lame d'eau à la surface, état hydrique initial du sol, épaisseur des stratifications, anisotropie) non étudiés précédemment sont susceptibles d'influencer l'écoulement latéral.

De plus, les simulations numériques ont été effectuées en supposant unique (pas d'hystérésis ni d'effets dynamiques) la relation teneur en eau-pression effective.

Dans le cadre de cette discussion, nous examinerons succinctement l'influence de ces facteurs et la validité de l'hypothèse d'unicité de la relation $\theta(h)$.

8.5.1. PROFONDEUR D'ENFONCEMENT DES ANNEAUX P_0

Il est évident que le problème de l'écoulement latéral ne se pose qu'au delà de la profondeur d'enfoncement des anneaux P_0 . Jusqu'à cette cote, l'écoulement sous les anneaux est monodimensionnel vertical. A la limite, lorsque cette profondeur est suffisamment grande (de l'ordre de 2-3 m), l'essai n'est plus à l'infiltromètre, mais plutôt sur monolithe vertical de sol (VAUCLIN et coll, 1982). Toutefois, l'étude de ce facteur présente un intérêt limité, car d'une part, une grande profondeur P_0 poserait des problèmes d'ordre mécanique (et ce d'autant plus qu'elle doit être constante le long des circonférences des deux

anneaux), d'autre part, il y a dans ce cas risque de remanier significativement le sol en place, auquel cas, la représentativité des résultats peut être mise en cause.

8.5.2. LA DUREE DE L'INFILTRATION t_d

L'écoulement latéral étant croissant dans le temps, il est possible de le limiter, pendant l'infiltration, en réduisant la durée de l'infiltration (par exemple, en arrêtant l'alimentation à la surface du sol lorsque le front arrive à 40 ou 50 cm). L'inconvénient d'une telle pratique est la réduction du nombre d'horizons de mesures, et par conséquent de la densité des mesures, notamment dans la gamme des fortes humidités.

8.5.3. EPAISSEUR DE LA LAME D'EAU A LA SURFACE h_0

Pour une même condition initiale et en retenant le même critère pour arrêter l'alimentation à la surface, l'épaisseur de la lame d'eau h_0 influence la durée de l'infiltration ainsi que sa cinétique, et donc l'écoulement latéral qui se produit pendant cette phase. Pendant la redistribution, cet écoulement dépend de celui qui s'est produit pendant la phase précédente ainsi que des gradients de la charge hydraulique qui se développent au niveau du front d'humidification. Or, pour une même condition initiale, ces derniers sont pratiquement indépendants de l'épaisseur de la lame d'eau en phase d'infiltration. De plus, l'étude précédente a montré que l'écoulement latéral qui se produit pendant l'infiltration influence peu la détermination de la relation conductivité hydraulique-teneur en eau. On peut donc s'attendre à ce que les paramètres de cette relation soient pratiquement indépendants de h_0 , puisqu'ils sont déterminés à partir du suivi de la redistribution. Ainsi, pour le sol caractérisé par $\alpha = 1.0$, et la géométrie $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm, lorsque l'épaisseur de la lame d'eau à la surface du sol en phase d'infiltration est $h_0 = 1$ cm, les paramètres de la courbe $\bar{K}_c(\theta)$ sont (cf. tableau 8-1) :

$$K_{s,c} = 20.92 \text{ cm/h} \quad \beta_c = 6.435$$

Ces paramètres déterminés pour $h_0 = 2$ cm sont :

$$K_{s,c} = 21.09 \text{ cm/h} \quad \beta_c = 6.440$$

Il est clair que les différences entre ces valeurs ne sont pas significatives.

8.5.4. LA CONDITION INITIALE h_i

L'état d'humidité initial du sol influence l'écoulement latéral pendant l'infiltration et la redistribution. En effet, toutes choses étant égales par ailleurs, cet écoulement sera d'autant moins important que le sol est ini-

tialement plus humide, car les gradients radiaux de la charge hydraulique qui se développent au niveau du front sont faibles (en valeur absolue). Les effets gravitaires sont alors prépondérants devant les effets capillaires. Ainsi, pour le sol caractérisé par $\alpha = 1.0$ et pour la géométrie $R_i = 24$, $R_e = 48$ cm, le tableau 8-6 donne les valeurs $K_{s,c}$ et β_c pour trois valeurs de la pression initiale dans le sol h_i

h_i (cm d'eau)	θ_i (cm ³ /cm ³)	$K_{s,c}$ (cm/h)	β_c
-329	0.030	20.92	6.435
-198	0.045	21.66	6.492
-134	0.060	22.80	6.537

Tableau 8-6

La valeur retenue ($h_i = -329$ cm d'eau) dans l'étude détaillée précédente résulte d'un compromis entre la simulation d'effets latéraux importants et l'accessibilité à la mesure par tensiométrie.

8.5.5. EPAISSEUR DES STRATIFICATIONS

Dans un milieu stratifié horizontalement, la caractérisation hydrodynamique de la couche supérieure s'avère difficile. Lorsque cette couche est la plus conductrice, cette difficulté est essentiellement due au faible nombre d'horizons de mesures, donc à son épaisseur fixée arbitrairement à $z_i = 40.5$ cm. A titre d'exemple, les figures 8.10 et 8.11 montrent les points $K_c(\theta)$ calculés pour la couche supérieure ($\alpha = 1.73$) et inférieure ($\alpha = 0.44$), lorsque l'épaisseur de la première couche est 67.5 cm. La caractérisation de cette couche est satisfaisante, à condition d'exclure l'horizon qui se trouve au voisinage de l'interface représenté par les symboles (∇), puisque les paramètres calculés dans ce cas sont : $K_{s,c} = 60.45$ cm/h, $\beta_c = 6.754$ (les valeurs "réelles" sont $K_s = 72.67$ cm/h, $\beta = 6.873$).

Il apparaît donc difficile, voire impossible, de caractériser "in-situ" par cette méthode un sol agricole présentant une semelle de labour (située en général à 20-30 cm de profondeur) séparant une zone superficielle à forte conductivité (but recherché par le travail du sol) et une zone moins conductrice.

En revanche, pour la disposition contraire (la couche la moins conductrice en surface), la détermination de la conductivité hydraulique de la couche

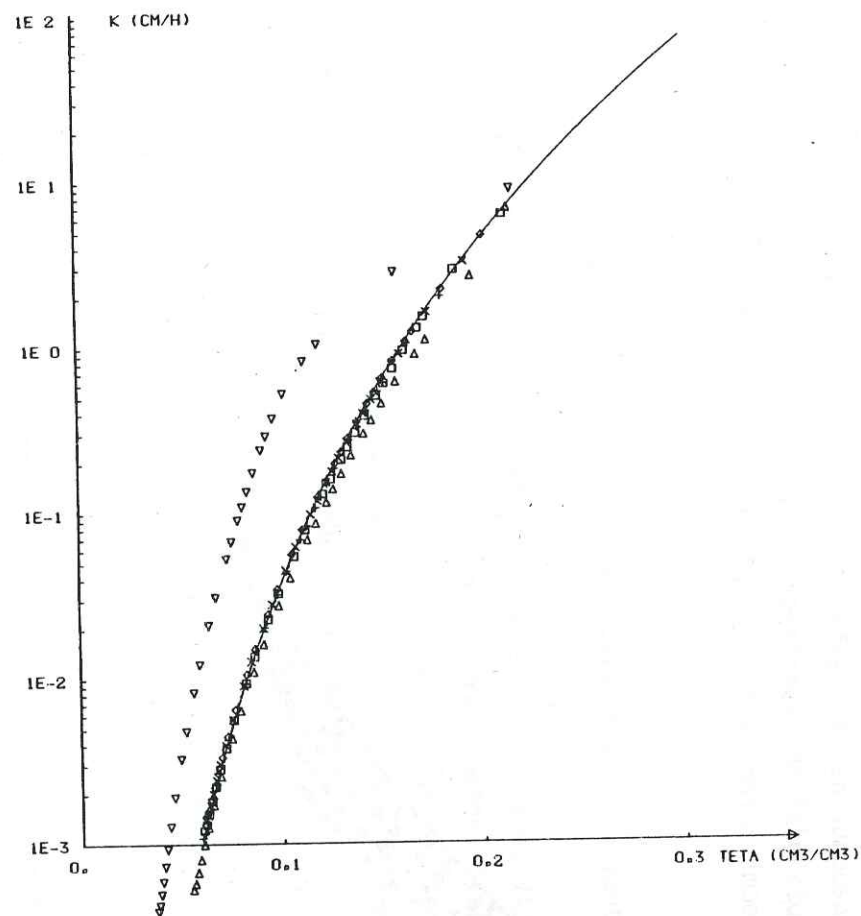


Figure 8.10

Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche supérieure (de 67.5 cm d'épaisseur) d'un milieu stratifié $\alpha_{\text{sup}} = 1.73$, $\alpha_{\text{inf}} = 0.44$. La courbe continue correspond aux valeurs K_s et β

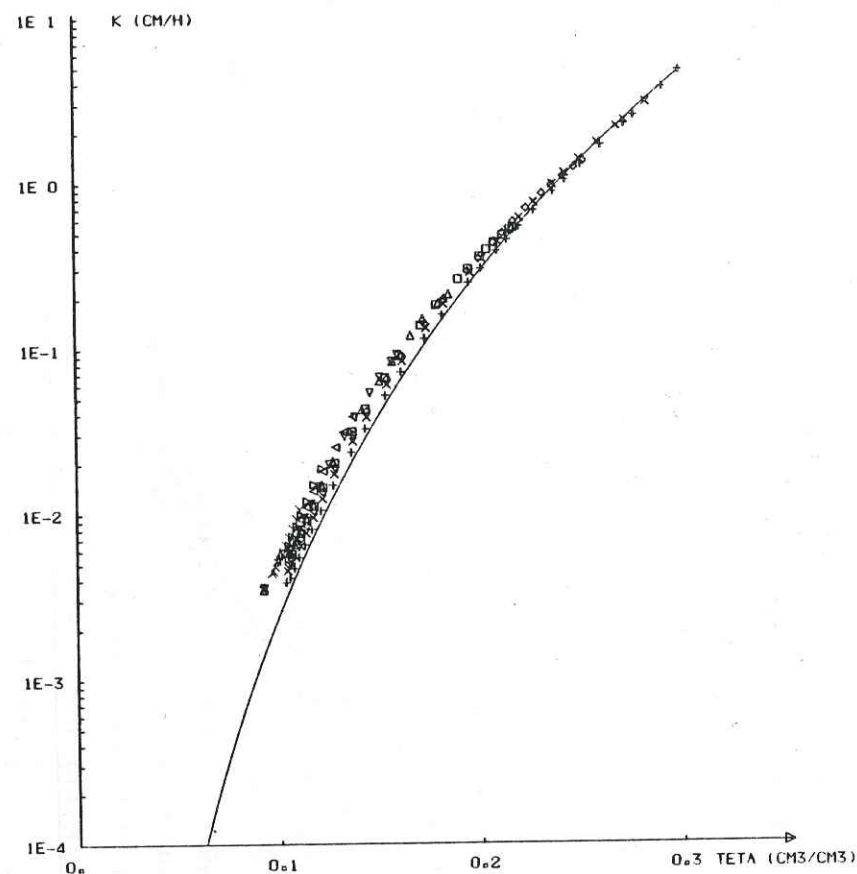


Figure 8.11

Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche inférieure d'un milieu stratifié $\alpha_{\text{sup}} = 1.73$, $\alpha_{\text{inf}} = 0.44$. Epaisseur de la couche supérieure 67.5 cm. La courbe continue correspond à K_s et β

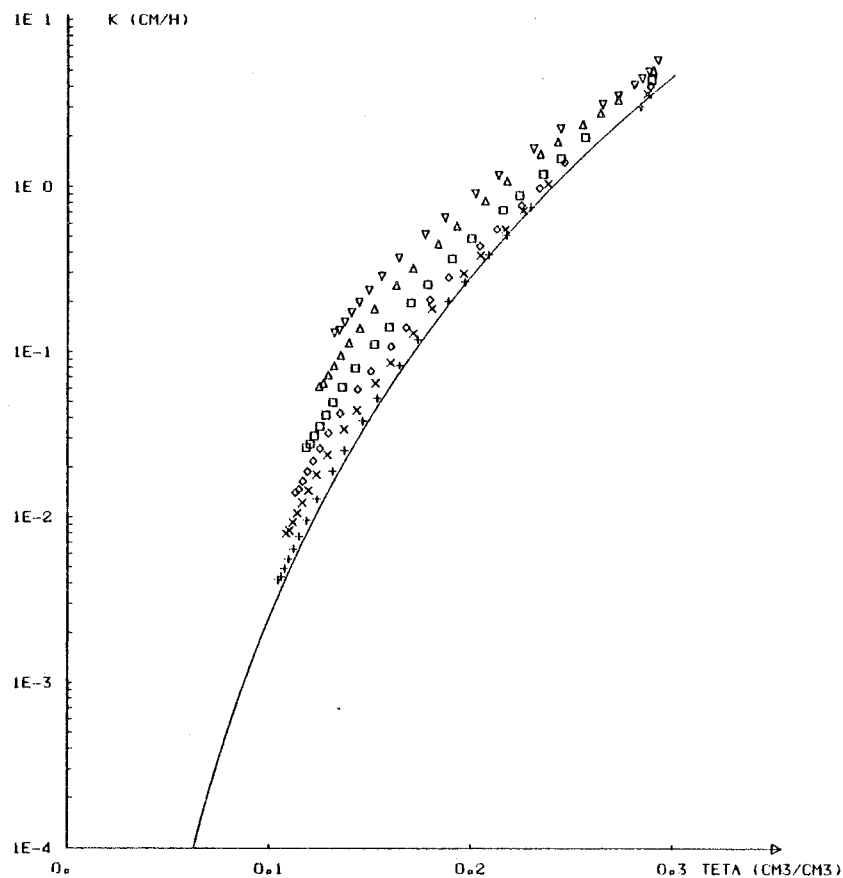


Figure 8.12

Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche supérieure (de 67.5 cm d'épaisseur) d'un milieu stratifié $\alpha_{sup} = 0.44$, $\alpha_{inf} = 0.44$. La courbe continue correspond aux valeurs K_s et β .

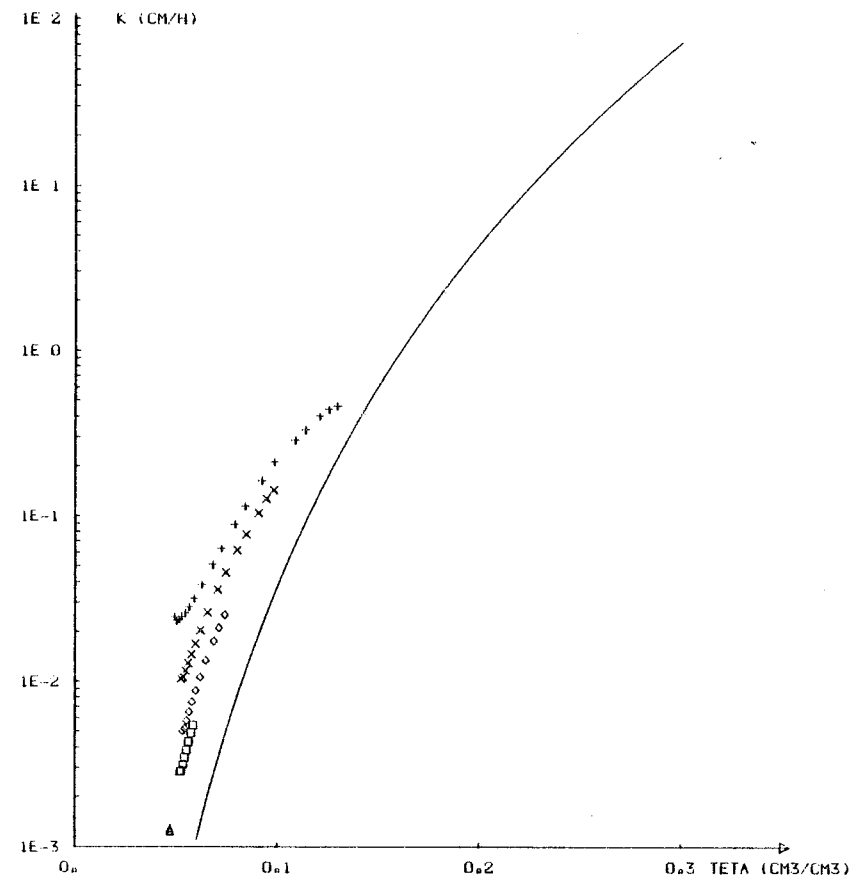


Figure 8.13

Points $K_c(\theta)$ calculés dans la couche inférieure d'un milieu stratifié $\alpha_{sup} = 0.44$, $\alpha_{inf} = 1.73$. Epaisseur de la couche supérieure 67.5 cm. La courbe continue correspond à K_s et β .

profonde devient quasiment impossible lorsque l'épaisseur de la première couche augmente, sans pour autant que la caractérisation de cette dernière soit fiable, comme le montrent les figures 8.12 et 8.13 pour les couches supérieure ($\alpha = 0.44$) et inférieure ($\alpha = 1.73$) respectivement lorsque l'épaisseur de la première couche est 67.5 cm.

8.5.6. ANISOTROPIE DU MILIEU

En toute rigueur, la conductivité hydraulique dans la loi de DARCY est un tenseur qui se ramène à une relation scalaire dans le cas isotrope. Bien qu'à priori on puisse s'attendre à une certaine anisotropie (conductivité dans la direction horizontale supérieure à la conductivité dans la direction verticale) engendrée par la formation des sols, l'absence d'études et de détermination expérimentale des différentes composantes ne nous a pas permis de juger de la validité de cette hypothèse dans nos simulations. De plus, supposer une conductivité isotrope revient très certainement à sous-estimer les écoulements latéraux. Néanmoins, nous sommes bien conscient que cet aspect doit faire l'objet d'étude ultérieure, malgré la difficulté d'obtenir expérimentalement "in-situ" les rapports d'anisotropie en milieux poreux non saturés.

8.5.7. UNICITE DE LA RELATION $\theta(h)$

Rappelons que notre étude a été effectuée en supposant l'unicité de la relation $\theta(h)$, alors que de nombreuses expériences de laboratoire ont mis en évidence les effets d'hystérésis et dynamiques plus ou moins importants selon les types de sols.

Cette simplification mérite les commentaires suivants :

i) D'après les résultats de SEDGLEY (1967) et de VAUCLIN (1971), la non unicité de la courbe $\theta(h)$ décrite de manière monotone (infiltration ou drainage), - effets dynamiques- est fonction de la vitesse de l'écoulement. En condition in-situ, on peut légitimement penser qu'elle est suffisamment faible (en comparaison avec les écoulements induits sur colonnes au laboratoire) pour ne pas affecter de manière significative la relation pression-teneur en eau.

ii) Au plan théorique, la prise en compte de l'hystérésis dans la modélisation n'aurait pas posé de problème particulier, et ce d'autant moins que nous avons utilisé une équation des transferts écrite à l'aide de la variable pression. Cependant, la difficulté essentielle provient de la détermination in-situ des cycles primaires et surtout secondaires.

En effet, les moyens expérimentaux actuellement disponibles (sonde à neutron, tensiomètres) et classiquement utilisés, ne nous semblent pas adaptés pour déterminer l'histoire du matériau poreux, compte tenu d'une part des volumes de mesure très différents des deux senseurs, et d'autre part de l'impossibilité de déterminer en un même point les variables θ et h .

En revanche, d'autres méthodes de mesure "in-situ" de l'humidité, actuellement en cours de développement (sonde à choc thermique, réflectométrie dans le domaine temporel) devraient permettre une étude critique approfondie de l'influence de l'hystérésis sur les transferts in-situ.

8.5.8. CONCLUSIONS

L'ensemble de ces résultats permet, nous semble-t-il, de tirer les conclusions suivantes :

- dans un milieu verticalement homogène, et malgré l'importance du transfert latéral qui se produit pendant la redistribution, la méthode des profils instantanés appliquée au drainage interne lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux, permet la détermination de la relation conductivité hydraulique-teneur en eau de manière satisfaisante, à condition de ne pas tenir compte des horizons qui sont en phase d'humidification. La conductivité hydraulique à saturation naturelle du sol est prédite avec une précision assez satisfaisante. Dans la plupart des cas étudiés, ce paramètre est inférieur à sa valeur réelle. Les écarts sont d'autant plus grands que le sol est plus conducteur. Pour les faibles humidités, la conductivité prédite est supérieure à la réalité, en raison de l'écoulement latéral qui se produit dans ce type d'essais. Par conséquent, cette surestimation est d'autant plus grande que le sol est moins conducteur. Pour de tels sols, il est préférable de ne pas extrapoler la relation établie aux faibles humidités;

- dans un milieu stratifié horizontalement formé de deux couches homogènes, ce type d'essai permet difficilement la caractérisation du sol en surface, et ceci indépendamment de la disposition des couches. Cette difficulté provient soit de l'écoulement latéral important qui s'y produit lorsqu'il est moins conducteur que le sol de la couche profonde, soit de la difficulté d'estimer les gradients verticaux de la charge hydraulique, notamment près de l'interface, dans le cas contraire. Dans ce dernier cas, la détermination de la relation $K(\theta)$ est d'autant plus délicate que l'épaisseur de cette couche est faible. La caractérisation de la couche profonde n'est possible que si elle est moins conductrice que celle qui la surmonte.

CONCLUSION

Le travail présenté dans ce mémoire a permis de mettre en évidence les conséquences du non respect de deux hypothèses, généralement admises, sur la caractérisation du sol au moyen d'un essai d'infiltration :

- les effets de la compression de l'air dans le milieu pendant une infiltration sur monolithe isolé latéralement;
- les effets de l'écoulement latéral sur l'infiltration et la redistribution lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux.

Sans prétendre être une étude exhaustive de l'un des deux sujets, elle a néanmoins montré l'importance que peut avoir le confinement de l'air dans le milieu pendant une infiltration verticale, notamment le ralentissement de la cinétique de l'écoulement qui peut en résulter.

Les résultats de la simulation numérique de ce phénomène, comparés aux résultats expérimentaux obtenus sur une colonne de sol au laboratoire, ont montré qu'il est possible de prendre en compte ces effets en considérant l'écoulement des deux fluides non miscibles en présence.

L'étude de la sensibilité du modèle numérique par rapport à la définition de la relation perméabilité relative à l'air-teneur en eau, a montré que l'approximation linéaire de cette caractéristique entre les teneurs en eau résiduelle et à saturation naturelle est satisfaisante.

La caractérisation du sol n'est pas affectée par l'écoulement de l'air à condition de mesurer la pression capillaire, et non celle de l'eau uniquement.

Plusieurs problèmes restent cependant sans réponse concluante, notamment :

- la stabilité hydrodynamique de l'écoulement. En effet, ce problème a été abordé dans ce mémoire en assimilant le sol réel à un milieu de DIRAC. Bien que satisfaisant, le résultat obtenu ne saurait être étendu sans risque à

un sol réel. Ce problème mériterait, à notre sens, une étude spécifique;

- la mise en pression de l'air pendant les stades initiaux de l'infiltration. La solution numérique obtenue, bien que probante dans l'ensemble, n'apporte pas de solution satisfaisante à ce problème, en raison de l'incompatibilité entre la condition à la limite supérieure appliquée numériquement pour l'écoulement de l'air et celle observée (sa compression en même temps que son échappée du milieu). Il est vraisemblable que la compréhension de ce phénomène nécessite des mesures à l'échelle fine, notamment au voisinage de la surface du sol.

L'étude numérique de l'infiltration et de la redistribution lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux a mis en évidence le caractère multidimensionnel de cet écoulement et son importance pendant les deux phases du phénomène.

Pendant l'infiltration, l'importance de l'écoulement latéral se reflète sur la valeur de la sorptivité déterminée empiriquement. L'erreur sur ce paramètre reste cependant limitée à 20 % pour tous les cas étudiés.

La simulation des mesures effectuées en phase de redistribution, en vue de déterminer la relation conductivité hydraulique-teneur en eau, a montré qu'en dépit de l'écoulement latéral, cette caractéristique est représentative du sol étudié, à condition qu'il soit homogène verticalement.

En revanche, cette étude a montré l'inadéquation de ce type d'essais pour caractériser des milieux stratifiés horizontalement, à l'exception de la couche profonde lorsqu'elle est moins conductrice que celle qui la surmonte.

Cette étude s'est limitée cependant à un seul type de conditions initiales et aux limites. De même, le cas d'un milieu formé de plus de deux strates horizontales n'a pas été envisagé.

Néanmoins, nous souhaitons qu'elle puisse apporter quelques éléments d'information susceptibles d'expliquer et d'analyser des faits expérimentaux constatés.

ANNEXES

ANNEXE A

RESOLUTION NUMERIQUE DES EQUATIONS

COUPLEES EAU - AIR

Les équations à résoudre sont (cf. chapitre I)

- écoulement de l'eau :

$$C_w \left(\frac{\partial h_a}{\partial t} - \frac{\partial h_w}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad (A.1)$$

- écoulement de l'air :

$$\{ (n - \theta_w) \cdot A - \rho_a \cdot C_w \} \frac{\partial h_a}{\partial t} + \rho_a \cdot C_w \frac{\partial h_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \rho_a \cdot K_a \left(\frac{\partial h_a}{\partial z} - \frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \right\} \quad (A.2)$$

avec :

$$C_w = \frac{d\theta_w}{dh_c}$$

$$h_c = h_a - h_w$$

$$\rho_a = \rho_{0a} + A \cdot h_a$$

Les fonctions $\theta_w(h_c)$, $K_w(\theta_w)$, $K_a(\theta_w)$ ainsi que la porosité du milieu n , sont connues.

A.1. DISCRETISATION DES EQUATIONS

On désigne par i l'indice de l'espace et par k l'indice du temps. Le pas de l'espace Δz est régulier.

Les équations (A.1) et (A.2) sont discrétisées sous la forme :

$$\begin{aligned} C_{w,i}^k \frac{h_{a,i}^{k+1} - h_{a,i}^k}{\Delta t} - C_{w,i}^k \frac{h_{w,i}^{k+1} - h_{w,i}^k}{\Delta t} &= \frac{1}{\Delta z} \left\{ K_{w,i+1/2}^k \left(\frac{h_{w,i+1}^{k+1} - h_{w,i}^{k+1}}{\Delta z} - 1 \right) \right. \\ &\quad \left. - K_{w,i-1/2}^k \left(\frac{h_{w,i}^{k+1} - h_{w,i-1}^{k+1}}{\Delta z} - 1 \right) \right\} \end{aligned} \quad (A.3)$$

$$\begin{aligned}
\rho_{a,i}^k C_{w,i}^k \frac{h_{w,i}^{k+1} - h_{w,i}^k}{\Delta t} - \{ (n - \theta_{w,i}^k) \cdot A - \rho_{a,i}^k C_{w,i}^k \} \frac{h_{a,i}^{k+1} - h_{a,i}^k}{\Delta t} = \\
\frac{1}{\Delta z} \{ \rho_{a,i+1/2}^k K_{a,i+1/2}^k \left(\frac{h_{a,i+1}^{k+1} - h_{a,i}^{k+1}}{\Delta z} - \frac{\rho_{a,i+1/2}^k}{\rho_w} \right) - \\
\rho_{a,i-1/2}^k K_{a,i-1/2}^k \left(\frac{h_{a,i}^{k+1} - h_{a,i-1}^{k+1}}{\Delta z} - \frac{\rho_{a,i-1/2}^k}{\rho_w} \right) \} \quad (A.4)
\end{aligned}$$

où $f_{i\pm 1/2} = \sqrt{f_i \cdot f_{i\pm 1}}$

avec $f \equiv K_w$ ou K_a ou ρ_a

Regroupant les termes, ces équations se présentent sous la forme :

$$A_{i,1}^{(1)} h_{w,i-1}^{k+1} + A_{i,2}^{(1)} h_{w,i}^{k+1} + A_{i,3}^{(1)} h_{w,i+1}^{k+1} + A_{i,2}^{(2)} h_{a,i}^{k+1} = D_i^{(1)} \quad \forall i \in (1,M) \quad (A.5)$$

$$A_{i,2}^{(3)} h_{w,i}^{k+1} + A_{i,1}^{(4)} h_{a,i-1}^{k+1} + A_{i,2}^{(4)} h_{a,i}^{k+1} + A_{i,3}^{(4)} h_{a,i+1}^{k+1} = D_i^{(2)} \quad \forall i \in (1,M) \quad (A.6)$$

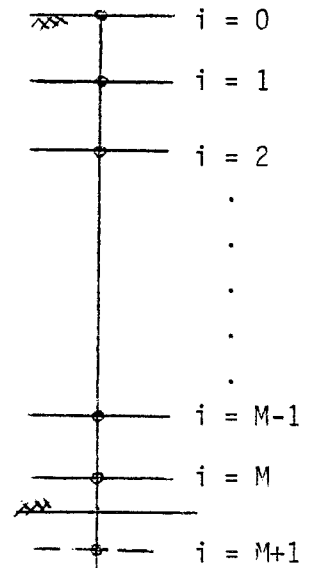
avec $A_{i,1}^{(1)} = \frac{K_{w,i+1/2}^k}{(\Delta z)^2}$

$$A_{i,3}^{(1)} = \frac{K_{w,i+1/2}^k}{(\Delta z)^2}$$

$$A_{i,2}^{(2)} = - \frac{C_{w,i}^k}{\Delta t}$$

$$A_{i,2}^{(1)} = - A_{i,1}^{(1)} - A_{i,3}^{(1)} - A_{i,2}^{(2)}$$

$$D_i^{(1)} = A_{i,2}^{(2)} \cdot (h_{a,i}^k - h_{w,i}^k) + \Delta z \cdot (A_{i,3}^{(1)} - A_{i,1}^{(1)})$$



$$A_{i,2}^{(3)} = \rho_{a,i}^k A_{i,2}^{(2)}$$

$$A_{i,1}^{(4)} = \rho_{a,i-1/2}^k \frac{K_{a,i-1/2}^k}{(\Delta z)^2}$$

$$A_{i,3}^{(4)} = \rho_{a,i+1/2}^k \frac{K_{a,i+1/2}^k}{(\Delta z)^2}$$

$$A_{i,2}^{(4)} = -A_{i,1}^{(4)} - A_{i,3}^{(4)} - A_{i,2}^{(3)} - (n - \theta_{w,i}^k) \frac{A}{\Delta t}$$

$$D_i^{(2)} = \frac{\Delta z}{\rho} (\rho_{a,i+1/2}^k A_{i,3}^{(4)} - \rho_{a,i-1/2}^k A_{i,1}^{(4)}) + A_{i,2}^{(3)} (h_{w,i}^k - h_{a,i}^k) - (n - \theta_{w,i}^k) \frac{A}{\Delta t} h_{a,i}^k$$

A.2 CONDITIONS AUX LIMITES

A.2.1 LIMITE SUPERIEURE

A.2.1.1 Pour l'eau

i) Condition type DIRICHLET ($h_{w,0}$ connue) :

L'équation (A.5) s'écrit pour $i=1$:

$$A_{1,2}^{(1)} h_{w,1}^{k+1} + A_{1,3}^{(1)} h_{w,2}^{k+1} + A_{1,2}^{(2)} h_{a,1}^{k+1} = D_1^{(1)} - A_{1,1}^{(1)} h_{w,0}$$

ii) Condition type NEUMANN ($q_{w,0}$ connu) :

La dérivée $\partial h_w / \partial z$ à $i = 0$ est exprimée par une "différence avant" :

$$q_{w,0} = -K_{w,0}^k \left(\frac{h_{w,1}^{k+1} - h_{w,0}^{k+1}}{\Delta z} - 1 \right)$$

$$\text{d'où } h_{w,0}^{k+1} = h_{w,1}^{k+1} - \Delta z \left(1 - \frac{q_{w,0}}{K_{w,0}^k} \right) \quad (\text{A.7})$$

L'équation (A.5) s'écrit pour $i = 1$:

$$(A_{1,1}^{(1)} + A_{1,2}^{(1)}) h_{w,1}^{k+1} + A_{1,3}^{(1)} h_{w,2}^{k+1} + A_{1,2}^{(2)} h_{a,1}^{k+1} = D_1^{(1)} - A_{1,1}^{(1)} \Delta z \left(1 - \frac{q_{w,0}}{K_{w,0}^k} \right)$$

A.2.1.2 Pour l'air

i) Condition type DIRICHLET :

L'équation (A.6) s'écrit pour $i = 1$:

$$A_{1,2}^{(3)} h_{w,1}^{k+1} + A_{1,2}^{(4)} h_{a,1}^{k+1} + A_{1,3}^{(4)} h_{a,2}^{k+1} = D_1^{(2)} - A_{1,1}^{(4)} h_{a,0}$$

ii) Condition type NEUMANN ($q_{a,0} = 0$) :

De même que pour l'eau, la dérivée $\partial h_a / \partial z$ à $i = 0$ est exprimée par une différence avant :

$$q_{a,0} = -K_{a,0}^k \left(\frac{h_{a,1}^{k+1} - h_{a,0}^{k+1}}{\Delta z} - \frac{\rho_{a,0}^k}{\rho_w} \right) = 0$$

d'où
$$h_{a,0}^{k+1} = h_{a,1}^{k+1} - \Delta z \frac{\rho_{a,0}^k}{\rho_w} \quad (A.8)$$

L'équation (A.6) s'écrit pour $i = 1$:

$$A_{1,2}^{(3)} h_{w,1}^{k+1} + (A_{1,1}^{(4)} + A_{1,2}^{(4)}) h_{a,1}^{k+1} + A_{1,3}^{(4)} h_{a,2}^{k+1} = D_1^{(2)} + A_{1,1}^{(4)} \Delta z \frac{\rho_{a,0}^k}{\rho_w}$$

A.2.2 LIMITE INFÉRIEURE

A.2.2.1 Pour l'eau ($q_w|_{z=L} = 0$)

$$-K_{w,M+1/2}^k \left(\frac{h_{w,M+1}^{k+1} - h_{w,M}^{k+1}}{\Delta z} - 1 \right) = 0$$

d'où
$$h_{w,M+1}^{k+1} = h_{w,M}^{k+1} + \Delta z$$

L'équation (A.5) pour $i = M$ devient :

$$A_{M,1}^{(1)} h_{w,M-1}^{k+1} + (A_{M,2}^{(1)} + A_{M,3}^{(1)}) h_{w,M}^{k+1} + A_{M,2}^{(2)} h_{a,M}^{k+1} = D_M^{(1)} - A_{M,3}^{(1)} \Delta z$$

A.2.2.2 Pour l'air ($q_a|_{z=L} = 0$)

$$-K_{a,M+1/2}^k \left(\frac{h_{a,M+1}^{k+1} - h_{a,M}^{k+1}}{\Delta z} - \frac{\rho_{a,M+1/2}^k}{\rho_w} \right) = 0$$

d'où
$$h_{a,M+1}^{k+1} = h_{a,M}^{k+1} + \Delta z \frac{\rho_{a,M+1/2}^k}{\rho_w}$$

L'équation (A.6) s'écrit pour $i = M$:

$$A_{M,2}^{(3)} h_{w,M}^{k+1} + A_{M,1}^{(4)} h_{a,M-1}^{k+1} + (A_{M,2}^{(4)} + A_{M,3}^{(4)}) h_{a,M}^{k+1} = D_M^{(2)} - A_{M,3}^{(4)} \Delta z \frac{\rho_{a,M+1/2}^k}{\rho_w}$$

A.3 RESOLUTION DU SYSTEME

Les équations (A.5) et (A.6) peuvent être écrites sous forme de système unique :

$$\{A\} \cdot \{X\} = \{D\}$$

où

$$\{A\} = \left\{ \begin{array}{ccc|ccc} A_{1,2}^{(1)} & A_{1,3}^{(1)} & & & & A_{1,2}^{(2)} \\ A_{2,1}^{(1)} & A_{2,2}^{(1)} & A_{2,3}^{(1)} & & & A_{2,2}^{(2)} \\ & . & . & . & & . \\ & & A_{i,1}^{(1)} & A_{i,2}^{(1)} & A_{i,3}^{(1)} & A_{i,2}^{(2)} \\ & & & . & . & . \\ & & & & A_{M,1}^{(1)} & A_{M,2}^{(1)} & & & A_{M,2}^{(2)} \\ \hline A_{1,2}^{(3)} & & & & & A_{1,2}^{(4)} & A_{1,3}^{(4)} & & & \\ & A_{2,2}^{(3)} & & & & A_{2,1}^{(4)} & A_{2,2}^{(4)} & A_{2,3}^{(4)} & & \\ & & . & & & & . & . & . & \\ & & & A_{i,2}^{(3)} & & & A_{i,1}^{(4)} & A_{i,2}^{(4)} & A_{i,3}^{(4)} & \\ & & & & . & & & . & . & . \\ & & & & & A_{M,2}^{(3)} & & & A_{M,1}^{(4)} & A_{M,2}^{(4)} \end{array} \right\}$$

$$X^T = (h_{w,1}^{k+1} \ h_{w,2}^{k+1} \ \dots h_{w,i}^{k+1} \ \dots h_{w,M}^{k+1} \ h_{a,1}^{k+1} \ h_{a,2}^{k+1} \ \dots h_{a,i}^{k+1} \ \dots h_{a,M}^{k+1})$$

$$D^T = (D_1^{(1)} \ D_2^{(1)} \ \dots D_i^{(1)} \ \dots D_M^{(1)} \ D_1^{(2)} \ D_2^{(2)} \ \dots D_i^{(2)} \ \dots D_M^{(2)})$$

La matrice $\{A\}$ peut être mise sous forme de produit $\{V\} \cdot \{W\}$ (DOUGLAS et coll., 1959), où :

$$\{V\} = \left\{ \begin{array}{c|c} \begin{array}{cccc} v_1^{(1)} & & & \\ u_2^{(1)} & v_2^{(1)} & & \\ & \cdot & \cdot & \\ & & u_i^{(1)} & v_i^{(1)} \\ & & \cdot & \cdot \\ & & & u_M^{(1)} & v_M^{(1)} \end{array} & \begin{array}{c} v_1^{(2)} \\ v_2^{(2)} \\ \cdot \\ v_i^{(2)} \\ \cdot \\ v_M^{(2)} \end{array} \\ \hline \begin{array}{c} v_1^{(3)} \\ v_2^{(3)} \\ \cdot \\ v_i^{(3)} \\ \cdot \\ v_M^{(3)} \end{array} & \begin{array}{c} v_1^{(4)} \\ u_2^{(4)} & v_2^{(4)} \\ \cdot & \cdot \\ u_i^{(4)} & v_i^{(4)} \\ \cdot & \cdot \\ u_M^{(4)} & v_M^{(4)} \end{array} \end{array} \right\}$$

$$\{W\} = \left\{ \begin{array}{c|c} \begin{array}{cc} 1 & w_1^{(1)} \\ & 1 & w_2^{(1)} \\ & \cdot & \cdot \\ & & 1 & w_i^{(1)} \\ & & \cdot & \cdot \\ & & & 1 \end{array} & \begin{array}{c} 0 & w_1^{(2)} \\ 0 & w_2^{(2)} \\ \cdot & \cdot \\ 0 & w_i^{(2)} \\ \cdot & \cdot \\ 0 \end{array} \\ \hline \begin{array}{c} 0 & w_1^{(3)} \\ 0 & w_2^{(3)} \\ \cdot & \cdot \\ 0 & w_i^{(3)} \\ \cdot & \cdot \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 1 & w_1^{(4)} \\ 1 & w_2^{(4)} \\ \cdot & \cdot \\ 1 & w_i^{(4)} \\ \cdot & \cdot \\ 1 \end{array} \end{array} \right\}$$

L'identification des éléments donne :

$$u_i^{(j)} = A_{i,1}^{(j)} \quad i = 2, \dots, M \quad ; \quad j = 1, 4$$

$$v_1^{(j)} = A_{1,2}^{(j)} \quad j = 1, \dots, 4$$

$$w_1^{(1)} = (A_{1,3}^{(1)} \cdot v_1^{(4)}) / g_1$$

$$w_1^{(2)} = - (A_{1,3}^{(4)} \cdot v_1^{(2)}) / g_1$$

$$w_1^{(3)} = - (A_{1,3}^{(1)} \cdot v_1^{(3)}) / g_1$$

$$w_1^{(4)} = (A_{1,3}^{(4)} \cdot v_1^{(1)}) / g_1$$

$$g_1 = v_1^{(1)} \cdot v_1^{(4)} - v_1^{(2)} \cdot v_1^{(3)}$$

$$v_i^{(1)} = A_{i,2}^{(1)} - A_{i,1}^{(1)} \cdot w_{i-1}^{(1)}$$

$$v_i^{(2)} = A_{i,2}^{(2)} - A_{i,1}^{(1)} \cdot w_{i-1}^{(2)}$$

$$v_i^{(3)} = A_{i,2}^{(3)} - A_{i,1}^{(4)} \cdot w_{i-1}^{(3)}$$

$$v_i^{(4)} = A_{i,2}^{(4)} - A_{i,1}^{(4)} \cdot w_{i-1}^{(4)}$$

$$w_i^{(1)} = (A_{i,3}^{(1)} \cdot v_i^{(4)}) / g_i$$

$$w_i^{(2)} = - (A_{i,3}^{(4)} \cdot v_i^{(2)}) / g_i$$

$$w_i^{(3)} = - (A_{i,3}^{(1)} \cdot v_i^{(3)}) / g_i$$

$$w_i^{(4)} = (A_{i,3}^{(4)} \cdot v_i^{(1)}) / g_i$$

avec
$$g_i = v_i^{(1)} \cdot v_i^{(4)} - v_i^{(2)} \cdot v_i^{(3)}$$

Le produit $\{V\} \cdot \{X\}$ étant un vecteur $\{Y\}$, on résoud le système $\{W\} \cdot \{Y\} = \{D\}$. On détermine ainsi les composantes du vecteur $\{Y\}$:

$$Y^T = (y_1^{(1)} \quad y_2^{(1)} \quad \dots y_i^{(1)} \quad \dots y_M^{(1)} \quad y_1^{(2)} \quad y_2^{(2)} \quad \dots y_i^{(2)} \quad \dots y_M^{(2)})$$

où

$$y_1^{(1)} = (D_1^{(1)} \cdot v_1^{(4)} - D_1^{(2)} \cdot v_1^{(2)}) / g_1$$

$$y_1^{(2)} = (D_1^{(2)} \cdot v_1^{(1)} - D_1^{(1)} \cdot v_1^{(3)}) / g_1$$

$$y_i^{(1)} = v_i^{(4)} \cdot (D_i^{(1)} - A_{i,1}^{(1)} \cdot y_{i-1}^{(1)}) - v_i^{(2)} \cdot (D_i^{(2)} - A_{i,1}^{(4)} \cdot y_{i-1}^{(2)}) / g_i$$

$$y_i^{(1)} = \{v_i^{(4)} \cdot (D_i^{(1)} - A_{i,1}^{(1)} y_{i-1}^{(1)}) - v_i^{(2)} \cdot (D_i^{(2)} - A_{i,1}^{(4)} y_{i-1}^{(2)})\} / g_i$$

$$y_i^{(2)} = \{v_i^{(1)} \cdot (D_i^{(2)} - A_{i,1}^{(4)} y_{i-1}^{(2)}) - v_i^{(3)} \cdot (D_i^{(1)} - A_{i,1}^{(1)} y_{i-1}^{(1)})\} / g_i$$

Le vecteur $\{X\}$ est obtenu par résolution du système $\{W\} \cdot \{X\} = \{Y\}$:

$$h_{w,M}^{k+1} = y_M^{(1)}$$

$$h_{a,M}^{k+1} = y_M^{(2)}$$

$$h_{w,i}^{k+1} = y_i^{(1)} - w_i^{(1)} \cdot h_{w,i+1}^{k+1} - w_i^{(2)} \cdot h_{a,i+1}^{k+1}$$

$$h_{a,i}^{k+1} = y_i^{(2)} - w_i^{(3)} \cdot h_{w,i+1}^{k+1} - w_i^{(4)} \cdot h_{a,i+1}^{k+1}$$

Lorsque la condition à la surface est du type NEUMANN, la valeur $h_{w,0}^{k+1}$ ou $h_{a,0}^{k+1}$ est obtenue par (A.7) ou (A.8).

ANNEXE B

RESOLUTION DE L'EQUATION D'UN ECOULEMENT
D'EAU AXISYMETRIQUE

L'équation à résoudre dans ce cas est (cf. chapitre 6) :

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K(h) \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial r} \left(K(h) \cdot \frac{\partial h}{\partial r} \right) + \frac{K(h)}{r} \cdot \frac{\partial h}{\partial r} \quad (B.1)$$

avec

$$C(h) = \frac{d\theta}{dh}$$

Les fonctions $\theta(h)$ et $K(h)$ sont connues.

B.1 DISCRETISATION DE L'EQUATION

On désigne par i l'indice de l'espace dans la direction verticale (indice de ligne), et par j l'indice de l'espace dans la direction horizontale (indice de colonne), et par k l'indice du temps. Les pas de l'espace Δr et Δz sont réguliers.

L'équation (B.1) est discrétisée de la manière suivante :

$$\begin{aligned} C_{i,j}^k \frac{h_{i,j}^{k+1} - h_{i,j}^k}{\Delta t} = & \frac{1}{\Delta z} \left\{ K_{i+1/2,j}^k \left(\frac{h_{i+1,j}^{k+1} - h_{i,j}^{k+1}}{\Delta z} - 1 \right) - K_{i-1/2,j}^k \left(\frac{h_{i,j}^{k+1} - h_{i-1,j}^{k+1}}{\Delta z} - 1 \right) \right\} + \frac{1}{\Delta r} \left(K_{i,j+1/2}^k \frac{h_{i,j+1}^{k+1} - h_{i,j}^{k+1}}{\Delta r} - \right. \\ & \left. K_{i,j-1/2}^k \frac{h_{i,j}^{k+1} - h_{i,j-1}^{k+1}}{\Delta r} \right) + \frac{K_{i,j}^k}{r_j} \cdot \frac{h_{i,j+1}^{k+1} - h_{i,j-1}^{k+1}}{2\Delta r} \end{aligned} \quad (B.2)$$

où :

$$K_{i\pm 1/2,j}^k = \sqrt{K_{i,j}^k \cdot K_{i\pm 1,j}^k} \quad ; \quad K_{i,j\pm 1/2}^k = \sqrt{K_{i,j}^k \cdot K_{i,j\pm 1}^k}$$

En groupant les termes, cette équation se présente sous la forme :

$$A_{i,j}^{(1)} h_{i,j-1}^{k+1} + A_{i,j}^{(2)} h_{i-1,j}^{k+1} + A_{i,j}^{(3)} h_{i,j}^{k+1} + A_{i,j}^{(4)} h_{i+1,j}^{k+1} + A_{i,j}^{(5)} h_{i,j+1}^{k+1} = D_{i,j} \quad (B.3)$$

$$\text{où : } A_{i,j}^{(1)} = K_{i,j-1/2}^k / (\Delta r)^2 - K_{i,j}^k / (2 \cdot r_j \cdot \Delta r)$$

$$A_{i,j}^{(2)} = K_{i-1/2,j}^k / (\Delta z)^2$$

$$A_{i,j}^{(4)} = K_{i+1/2,j}^k / (\Delta z)^2$$

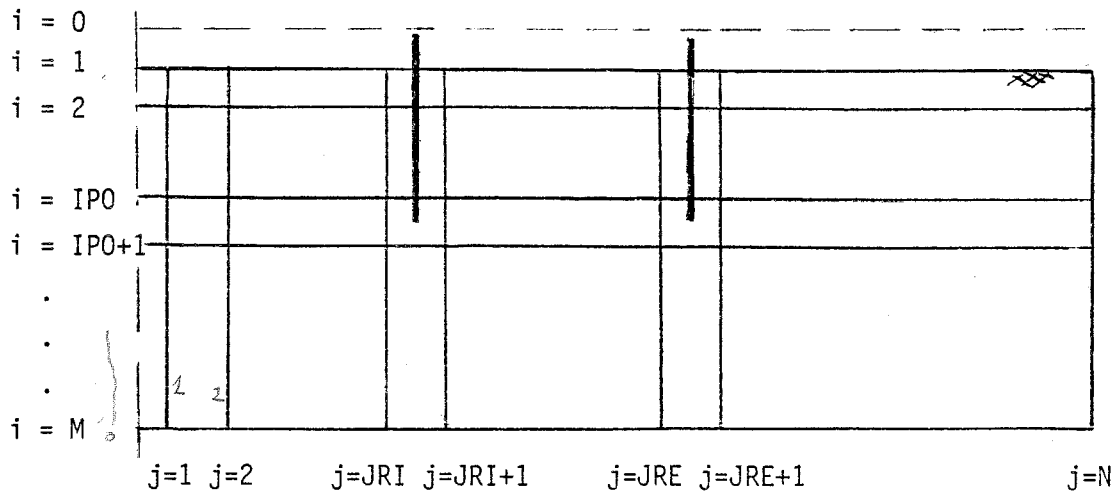
$$A_{i,j}^{(5)} = K_{i,j+1/2}^k / (\Delta r)^2 - K_{i,j}^k / (2 \cdot r_j \cdot \Delta r)$$

$$A_{i,j}^{(3)} = -A_{i,j}^{(1)} - A_{i,j}^{(2)} - A_{i,j}^{(4)} - A_{i,j}^{(5)} - C_{i,j} / \Delta t$$

$$D_{i,j} = \Delta z \cdot (A_{i,j}^{(4)} - A_{i,j}^{(2)}) - C_{i,j}^k \cdot h_{i,j}^k / \Delta t$$

B.3 CONDITIONS AUX LIMITES

Le domaine discret est schématisé ci-dessous



B.3.1 SURFACE DU SOL

B.3.1.1 A l'extérieur des anneaux ($JRE+1 \leq j \leq N$)

$$q_z = -K \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right) = 0 \Rightarrow \frac{h_{2,j}^{k+1} - h_{0,j}^{k+1}}{2\Delta z} - 1 = 0$$

$$\text{d'où } h_{0,j}^{k+1} = h_{2,j}^{k+1} - 2\Delta z$$

Pour $i = 1$, $j \geq JRE+1$, l'équation (B.3) s'écrit :

$$A_{1,j}^{(1)} h_{1,j-1}^{k+1} + A_{1,j}^{(3)} h_{1,j}^{k+1} + (A_{1,j}^{(2)} + A_{1,j}^{(4)}) h_{2,j}^{k+1} + A_{1,j}^{(5)} h_{1,j+1}^{k+1} = D_{1,j} \quad (B.4)$$

B.3.1.2 Dans l'anneau extérieur ($JRI+1 \leq j \leq JRE$)

i) avant la disparition de la lame ($h_{1,j}^{k+1}$ connu) l'équation (B.3) s'écrit pour $i = 2$:

$$A_{2,j}^{(1)} h_{2,j-1}^{k+1} + A_{2,j}^{(3)} h_{2,j}^{k+1} + A_{2,j}^{(4)} h_{3,j}^{k+1} + A_{2,j}^{(5)} h_{2,j+1}^{k+1} = D_{2,j} - A_{2,j}^{(2)} h_{1,j}^{k+1} \quad (B.5)$$

ii) après la disparition de la lame, l'équation (B.3) se réduit à (B.4), pour $i = 1$

B.3.1.3 Dans l'anneau central ($1 \leq j \leq JRI$)

i) avant la disparition de la lame, et pour $i = 2$ c'est l'équation (B.5) qui s'applique

ii) après la disparition de la lame, pour $i = 1$, l'équation (B.3) se ramène à (B.5)

B.3.2 SUR L'AXE DE L'ECOULEMENT ($j = 1/2$)

$$K_{i,1/2}^k \left(\frac{h_{i,1}^{k+1} - h_{i,0}^{k+1}}{\Delta r} \right) = 0 \quad h_{i,0}^{k+1} = h_{i,1}^{k+1}$$

Pour $j = 1$, l'équation (B.3) devient :

$$A_{i,1}^{(2)} h_{i-1,1}^{k+1} + (A_{i,1}^{(1)} + A_{i,1}^{(3)}) h_{i,1}^{k+1} + A_{i,1}^{(4)} h_{i+1,1}^{k+1} + A_{i,1}^{(5)} h_{i,2}^{k+1} = D_{i,1}$$

B.3.3 POUR $i = M$

A $i = M+1$ la pression est encore à sa valeur initiale pour tout j donc $h_{M+1,j}^{k+1} = h_i$. L'équation (B.3) devient dans ce cas pour $i=M$:

$$A_{M,j}^{(1)} h_{M,j-1}^{k+1} + A_{M,j}^{(2)} h_{M-1,j}^{k+1} + A_{M,j}^{(3)} h_{M,j}^{k+1} + A_{M,j}^{(5)} h_{M,j+1}^{k+1} = D_{M,j} - A_{M,j}^{(4)} h_i$$

B.3.4 POUR $j = N$

De même, à $j = N+1$ la pression est encore à sa valeur initiale pour tout i , donc $h_{i,N+1}^{k+1} = h_i$. Pour $j=N$ l'équation (B.3) s'écrit :

$$A_{i,N}^{(1)} h_{i,N-1}^{k+1} + A_{i,N}^{(2)} h_{i-1,N}^{k+1} + A_{i,N}^{(3)} h_{i,N}^{k+1} + A_{i,N}^{(4)} h_{i+1,N}^{k+1} = D_{i,N} - A_{i,N}^{(5)} h_i$$

B.3.5 SUR LES PAROIS DES ANNEAUX

i) anneau intérieur ($j = JRI \pm 1/2$; $i \leq IPO$) :

On considère de part et d'autre de l'anneau une série de noeuds imaginaires placés sur $j = JRI$ et $j = JRI + 1$ ($i \leq IPO$), sur lesquels on désigne la pression par ψ , on aura (puisque $q_r = 0$ le long des parois) :

$$\begin{aligned} K_{i,JRI+1/2}^k \left(\frac{h_{i,JRI+1}^{k+1} - \psi_{i,JRI}^{k+1}}{\Delta r} \right) &= 0 & \psi_{i,JRI}^{k+1} &= h_{i,JRI+1}^{k+1} \\ K_{i,JRI+1/2}^k \left(\frac{\psi_{i,JRI+1}^{k+1} - h_{i,JRI}^{k+1}}{\Delta r} \right) &= 0 & \psi_{i,JRI+1}^{k+1} &= h_{i,JRI}^{k+1} \end{aligned}$$

Pour $i \leq IPO$ et $j = JRI$, l'équation (B.3) devient :

$$\begin{aligned} A_{i,JRI}^{(1)} h_{i,JRI-1}^{k+1} + A_{i,JRI}^{(2)} h_{i-1,JRI}^{k+1} + (A_{i,JRI}^{(3)} + A_{i,JRI}^{(5)}) h_{i,JRI}^{k+1} + \\ A_{i,JRI}^{(4)} h_{i+1,JRI}^{k+1} = D_{i,JRI} \end{aligned} \quad (B.6)$$

Pour $i \leq IPO$ et $j = JRI + 1$, l'équation (B.3) s'écrit :

$$\begin{aligned} A_{i,JRI+1}^{(2)} h_{i-1,JRI+1}^{k+1} + (A_{i,JRI+1}^{(1)} + A_{i,JRI+1}^{(3)}) h_{i,JRI+1}^{k+1} + A_{i,JRI+1}^{(4)} h_{i+1,JRI+1}^{k+1} + \\ A_{i,JRI+1}^{(5)} h_{i,JRI+2}^{k+1} = D_{i,JRI+1} \end{aligned} \quad (B.7)$$

ii) anneau extérieur ($j = JRE \pm 1/2$; $i \leq IPO$) :

Avec les mêmes considérations précédentes, on aboutit aux équations (B.6) et (B.7), en remplaçant JRI par JRE

B.4 RESOLUTION DU SYSTEME

B.4.1 METHODE DIRECTE

Le système d'équations (B.3) se présente sous la forme :

$$\{A\} \cdot \{X\} = \{D\}$$

où

$$X^T = (h_{1,1}^{k+1} \dots h_{1,N}^{k+1} \quad h_{2,1}^{k+1} \dots h_{2,N}^{k+1} \quad \dots h_{M,1}^{k+1} \dots h_{M,N}^{k+1})$$

$$D^T = (D_{1,1} \dots D_{1,N} \quad D_{2,1} \dots D_{2,N} \quad \dots D_{M,1} \dots D_{M,N})$$

$$\{A\} = \left\{ \begin{array}{c|c|c|c|c} A_{1,1}^{(3)} & A_{1,1}^{(4)} & & A_{1,1}^{(5)} & \\ \hline \cdot & \cdot & \cdot & & \\ \hline & A_{1,N}^{(2)} & A_{1,N}^{(3)} & & A_{1,N}^{(5)} \\ \hline A_{2,1}^{(1)} & & & A_{2,1}^{(3)} & A_{2,1}^{(4)} & A_{2,1}^{(5)} \\ \hline & \cdot & & \cdot & \cdot & \cdot \\ \hline & & A_{2,N}^{(1)} & & A_{2,N}^{(2)} & A_{2,N}^{(3)} & & A_{2,N}^{(5)} \\ \hline & & & \cdot & & & \cdot & \cdot & \cdot \\ \hline & & & & \cdot & & \cdot & \cdot & \cdot \\ \hline & & & & & & & & \cdot \\ \hline & & & & & A_{M,1}^{(1)} & & A_{M,1}^{(3)} & A_{M,1}^{(4)} \\ \hline & & & & & & \cdot & \cdot & \cdot \\ \hline & & & & & & & A_{M,N}^{(1)} & A_{M,N}^{(2)} & A_{M,N}^{(3)} \end{array} \right\}$$

On effectue le changement d'indices suivant :

$$A_{i,j}^{(1)} = a_{p,p-N}$$

$$A_{i,j}^{(2)} = a_{p,p-1}$$

$$A_{i,j}^{(3)} = a_{p,p}$$

$$A_{i,j}^{(4)} = a_{p,p+1}$$

$$A_{i,j}^{(5)} = a_{p,p+N}$$

$$h_{i,j}^{k+1} = x_p$$

$$D_{i,j} = d_p$$

où $p = (i-1)N + j$

La matrice $\{A\}$ peut être mise sous forme de produit $\{V\} \cdot \{W\}$ où

$$\{V\} = \begin{pmatrix} v_{1,1} & & & & & \\ & v_{2,1} & v_{2,2} & & & \\ & . & . & . & & \\ & & & & v_{N+1,N+1} & \\ & & & & . & \\ & & & & & . \\ & & & & & v_{p,p-N} & . & v_{p,p} \\ & & & & & . & . & . & . \\ & & & & & & & & v_{M.N,M(N-1)} & . & v_{M.N,M.N} \end{pmatrix}$$

$$\{W\} = \begin{pmatrix} 1 & w_{1,2} & . & w_{1,N+1} & & \\ & 1 & w_{2,3} & . & w_{2,N+2} & \\ & & . & . & . & . \\ & & & 1 & w_{N,N+1} & w_{2N} \\ & & & . & . & . & . \\ & & & & 1 & w_{p,p+1} & . \\ & & & & & . & . \\ & & & & & & 1 \end{pmatrix}$$

L'identification des éléments donne :

$$v_{1,1} = a_{1,1}$$

$$v_{p,p-N} = a_{p,p-N}$$

$$v_{p,p-q} = a_{p,p-q} - \sum_{r=1}^{N-q} v_{p,p-q-r} \cdot w_{p-q-r,p+r} \quad (q = N-1, \dots, 0)$$

$$w_{p,p+N} = a_{p,p+N} / v_{p,p}$$

$$w_{p,p+q} = (a_{p,p+q} - \sum_{r=1}^{N-q} v_{p,p-r} \cdot w_{p-r,p+q+r}) / v_{p,p} \quad (q = N-1, \dots, 1)$$

Dans cette dernière relation $a_{p,p \pm q} \equiv 0$ pour $1 < q < N$

Le produit $\{W\} \cdot \{X\}$ est un vecteur $\{Y\}$ et $\{V\} \cdot \{Y\} = \{D\}$, d'où les

composantes du vecteur $\{Y\}$:

$$y_1 = d_1/v_{1,1}$$

$$y_p = (d_p - \sum_{q=1}^N v_{p,p-q} \cdot y_{p-q})/v_{p,p}$$

Les composantes du vecteur des inconnues $\{X\}$ sont obtenues par résolution du système $\{W\} \cdot \{X\} = \{Y\}$, d'où :

$$x_{M,N} = y_{M,N}$$

$$x_p = y_p - \sum_{q=1}^N w_{p,p+q} \cdot x_{p+q}$$

Il est évident que les indices des lignes et colonnes dans les expressions plus haut doivent être toujours positifs $\leq M,N$

Cette méthode requiert approximativement $M.N.(N+1).(2N+3)$ opérations par pas de temps.

B.4.2 METHODE ITERATIVE

Connaissant les valeurs de $h_{i,j}^{k+1,m}$ à la $m^{\text{ième}}$ itération, on passe à l'itération $m+1$:

$$h_{i,j}^{k+1,m+1} = (D_{i,j} - A_{i,j}^{(1)} h_{i,j-1}^{k+1,m+1} - A_{i,j}^{(2)} h_{i-1,j}^{k+1,m+1} - A_{i,j}^{(4)} h_{i+1,j}^{k+1,m} - A_{i,j}^{(5)} h_{i,j+1}^{k+1,m})/A_{i,j}^{(3)}$$

Le calcul est arrêté lorsque $|h_{i,j}^{k+1,m+1} - h_{i,j}^{k+1,m}| \leq \epsilon$, $\forall i,j$

Cette méthode nécessite $9.M.N$ opérations par itération. Pour une moyenne de 5 itérations par pas de temps, la méthode itérative devient plus rapide que la méthode directe dès que $N \geq 4$.

BIBLIOGRAPHIE

- ABABOU R.-1981- Modélisation des transferts hydriques dans le sol en irrigation localisée.
Thèse de Docteur Ingénieur. Université de Grenoble.
- ADRIAN D.D., J.B. FRANZINI-1966- Impedance to infiltration by pressure build-up ahead of the wetting front.
J. Geoph. Res., 71, (5857-5861).
- AHUJA L.R., S.A. EL-SWAIFY, A. RAHMAN-1976- Measuring hydrologic properties of soil with a double-ring infiltrometer and multiple depth tensiometers.
Soil Sci. Soc. Am. J., 40, (494-499).
- AHUJA L.R., R.E. GREEN, S.K. CHONG, D.R. NIELSEN-1980- A simplified function approach for determining soil hydraulic conductivities and water characteristics in-situ.
Water Resour. Res., 16, (947-953).
- ARYA L.M., D.A. FARRELL, G.R. BLAKE-1975- A field study of soil water depletion patterns in presence of growing soybean roots : I. Determination of hydraulic properties of the soil.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 39, (424-430).
- BENET J.C.-1981- Contribution à l'étude thermodynamique des milieux poreux non saturés avec changement de phase.
Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Montpellier.
- BOND W.J.-1978- An experimental study of ponded infiltration into simple soil systems.
Ph. D. Thesis. University of Sydney.
- BOULIER J.F., J. TOUMA, M. VAUCLIN-1984- Flux concentration relation-based quasi-analytical solution for constant flux infiltration. I : non-, pre-, and post-ponding infiltration into non uniform initial profiles.
Soil Sci. Soc. Am. J., 48, (245-251).
- BOUWER H.-1964- Unsaturated flow in ground-water hydraulics.
J. Hydraul. Div., ASCE, 90(HY5), (121-144).
- BRUSTKERN R.L., H.J. MOREL-SEYTOUX-1970- Analytical treatment of two-phase flow.
J. Hydraul. Div., ASCE, 96(HY12), (2535-2548).
- CHONG S.K., R.E. GREEN, L.R. AHUJA-1982- Determination of sorptivity based on in-situ water redistribution measurements.
Soil Sci. Soc. Am. J., 46, (228-230).

- COLLIS-GEORGE N., W.J. BOND-1981- Ponded infiltration into simple soil systems : 2. Pore air pressure ahead and behind the wetting front. *Soil Sci.*, 131, (263-270).
- CONSTANZ J.-1983- Accuracy of compact double-cap infiltrometer compared to the ASTM double-ring infiltrometer. *Proc. ASAE. Symposium Advances in Infiltration.*
- CUSHMAN J.H.-1983- Nonstandard finite element analysis of immiscible displacement. *Soil Sci.*, 135, (135-142).
- DIXON R.M., D.R. LINDEN-1972- Soil air pressure and water infiltration under border irrigation. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 36, (948-953).
- DOUGLAS J., D.W. PEACEMAN, H.H. RACHFORD-1959- A method for calculating multi-dimensional immiscible displacement. *Petroleum Transactions, AIME*, 216, (297-308).
- FREE G.R., V.J. PALMER-1949- Interrelationship of infiltration, air movement and pore size in graded silica sand. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 5, (390-398).
- GAUDET J.P.-1978- Transfert d'eau et de soluté dans les sols non saturés. Mesures et simulation. Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Grenoble.
- GREEN W.H., G.A. AMPT-1911- Studies on soil physics. 1 : The flow of air and water through soils. *J. Agric. Sci.*, 4, (1-24).
- GUELIN P.-1970- Thermodynamique des filtrations polyphasiques. Deuxième Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Grenoble.
- HAMON G.-1980- Mise en oeuvre et critique de méthodes de caractérisation hydrodynamique de la zone non saturée du sol. Thèse de Docteur Ingénieur. Université de Grenoble.
- HAVERKAMP R., M. VAUCLIN, J. TOUMA, P. WIERENGA, G. VACHAUD-1977- A comparison of numerical simulation models for one dimensional infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 41, (285-294).
- HILLEL D., V.D. KRENTOS, V. STILIANOU-1972- Procedure and test of an internal drainage method for measuring soil hydraulic characteristics in-situ. *Soil Sci.*, 114, (395-400).
- HILLS R.C.-1971- Lateral flow under cylinder infiltrometer : a graphical correction procedure. *J. Hydrol.*, 13, (153-162).
- HORNUNG U., W. MESSING-1980- A predictor-corrector alternating-direction implicit method for two dimensional saturated-unsaturated flow in porous media. *J. Hydrol.*, 47, (317-323).
- HORTON R.E.-1940- An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity.

- Soil Sci. Soc. Am. Proc., 5, (399-417).
- IMBERNON J.-1981- Variabilité spatiale des caractéristiques hydrodynamiques d'un sol du Sénégal. Application au calcul d'un bilan sous culture. Thèse de Docteur 3^e Cycle. Université de Grenoble.
- JENNINGS H.V., Jr.-1957- Surface properties of natural and synthetic porous media. *Producers monthly*, 21, (20).
- KHANJI D.-1975- Etude de la recharge de nappes à surface libre par infiltration. Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Grenoble.
- KOSTIAKOV A.N.-1932- On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and the necessity of studying it from a dynamic point of view for purposes of amelioration. *Trans. Com. Int. Soc. Soil Sci.*, 6th, Moscow, Part A, (17-21).
- LINDEN D.R., R.M. DIXON-1977- Soil air pressure effects on route and rate of infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 41, (963-965).
- MARTIN J.M.-1979- Transfert de matière et répartition des phases lors d'un écoulement diphasique au sein d'un milieu poreux divisé. Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Bordeaux.
- MIERI D.-1981- Two phase flow simulation of air storage in an aquifer. *Water Resour. Res.*, 17, (1360-1366).
- MILLER E.E., R.D. MILLER-1956- Physical theory of capillary flow phenomena. *J. Appl. Phys.*, 27, (324-332).
- MOREL-SEYTOUX H.J.-1973- Two-phase flow in porous media. In : *Advances in Hydroscience*, 9, (119-202) V.T. Chow, Editor, Academic Press, New-York.
- MUSKAT M.-1946- The flow of homogeneous fluids through porous media. J.W. Edwards Inc., Ann Arbor, Michigan.
- MUSKAT M.-1949- Physical principles of oil production. Mc Graw Hill, New-York.
- NEUMAN S.P.-1976- Wetting front pressure head in the infiltration model of Green and Ampt. *Water Resour. Res.*, 12, (564-566).
- NOBLANC A., J.H. MOREL-SEYTOUX-1972- Perturbation analysis of two-phase infiltration. *J. Hydraul. Div., ASCE*, 98(HY9), (1527-1541).
- NOREL G.-1965- Etude des milieux poreux par absorption d'un rayonnement X ou γ émis par une source radioactive. Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Paris.
- ONSTAD C.A., T.C. OLSON, L.R. STONE-1973- An infiltration model tested with monolith moisture measurements. *Soil Sci.*, 116, (13-17).

- PARLANGE J.Y.-1975- On solving the flow equation in unsaturated soils by optimization : Horizontal infiltration.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 39, (415-418).
- PARLANGE J.Y., D.E. HILL-1979- Air and water movement in porous media : Compressibility effects.
Soil Sci., 127, (257-263).
- PARLANGE J.Y., I. LISLE, R.D. BRADDOCK, R.E. SMITH-1982- The three-parameters infiltration equation.
Soil Sci., 133, (337-341).
- PEACEMAN D.W., H.H. RACHFORD-1955- The numerical solution of parabolic and elliptic difference equations.
J. Soc. Ind. Appl. Math., 3, (28-41).
- PHILIP J.R.-1957,a- The theory of infiltration : 1. The infiltration equation and its solution.
Soil Sci., 83, (345-357).
- PHILIP J.R.-1957,b- The theory of infiltration : 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations.
Soil Sci., 84, (257-264).
- PHILIP J.R.-1975- Stability analysis of infiltration.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 39, (1042-1048).
- PHILIP J.R., J.H. KNIGHT-1974- On solving the unsaturated flow equation.
3- New quasi-analytical technique.
Soil Sci., 117, (1-13).
- PHUC L.V., H.J. MOREL-SEYTOUX-1972- Effect of soil air movement and compressibility on infiltration rates.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 36, (237-241).
- REMSON I., G.M. HORNBERGER, J.F. MOLZ-1971- Numerical methods in subsurface hydrology.
John Wiley & Sons Inc., New-York.
- RUBIN J.-1968- Theoretical analysis of two-dimensional, transient flow of water in unsaturated and partly unsaturated soils.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 32, (607-615).
- SEDGLEY R.H.-1967- Pressure head relationships in porous media.
Ph. D. Thesis. University of Illinois.
- SMILES D.E., J.H. KNIGHT-1976- A note on the use of the Philip infiltration equation.
Austr. J. Soil Res., 14, (103-108).
- SMITH R.E.-1972- The infiltration envelope : Results from a theoretical infiltrometer.
J. Hydrol., 17, (1-22).
- SORMAIL L., G. VACHAUD- 1969- Mesure des potentiels d'humidité dans les sols non saturés au moyen de tensiomètres classiques et osmotiques.
La Houille Blanche, 8, (849-860).
- SWARTZENDRUBER D., T.C. OLSON-1961,a- Sand model study of buffer effects in the double ring infiltrometer.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 25, (5-8).

- SWARTZENDRUBER D., T.C. OLSON-1961, b- Model study of the double ring infiltrometer as affected by the depth of wetting and particle size. *Soil Sci.*, 92, (219-225).
- THONY J.L.-1970- Etude expérimentale des phénomènes d'hystérésis dans les écoulements en milieux poreux non saturés. Thèse de Docteur Ingénieur. Université de Grenoble.
- TOUMA J.-1975- Simulation numérique de l'infiltration verticale en sol homogène et hétérogène. Rapport de D.E.A. Université de Grenoble.
- TOUMA J., G. VACHAUD, J.V. PARLANGE-1984- Air and water flow in a sealed ponded vertical soil column : Experiment and model. *Soil Sci.*, 137, (181-187).
- TRICKER A.S.-1978- The infiltration cylinder : some comments on its use. *J. Hydrol.*, 36, (383-391).
- VACHAUD G.-1968- Contribution à l'étude des problèmes d'écoulement en milieux poreux non saturés. Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Grenoble.
- VACHAUD G., C. DANCETTE, M. SONKO, J.L. THONY-1978- Méthodes de caractérisation hydrodynamique in-situ d'un sol non saturé. Application à deux types de sols du Sénégal en vue de la détermination des termes du bilan hydrique. *Annales Agronomiques*, 29, (1-36).
- VACHAUD G., J.P. GAUDET, V. KURAZ-1974- Air and water flow during ponded infiltration in a vertical bounded column of soil. *J. Hydrol.*, 22, (89-108).
- VACHAUD G., M. VAUCLIN, J. COLOMBANI-1981- Bilan hydrique dans le Sud-Tunisien, 1. Caractérisation expérimentale des transferts dans la zone non saturée. *J. Hydrol.*, 49, (31-52).
- VACHAUD G., M. VAUCLIN, D. KHANJI, M. WAKIL-1973- Effects of air pressure on water flow in an unsaturated stratified column of sand. *Water Resour. Res.*, 9, (160-173).
- VAN GENUCHTEN M.Th.-1980- A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, (892-899).
- VAUCLIN M.-1971- Effets dynamiques sur la relation succion-teneur en eau lors d'écoulements en milieu non saturé. Thèse de Docteur Ingénieur. Université de Grenoble.
- VAUCLIN M.-1975- Etude expérimentale et numérique du drainage de nappes à surface libre. Influence de la zone non saturée. Thèse de Docteur ès Sciences. Université de Grenoble.
- VAUCLIN M., R. HAVERKAMP, G. VACHAUD-1979- Résolution numérique d'une équation de diffusion non linéaire. Application à l'infiltration de l'eau dans les sols non saturés. Presses Universitaires de Grenoble.

- VAUCLIN M., J. IMBERNON, G. VACHAUD, C. DANCETTE-1983- Description expérimentale et modélisation stochastique des transferts par la mise en facteur d'échelle des propriétés hydrodynamiques des sols.
Editions IAEA SM-267/25, (103-124).
- VAUCLIN M., D. KHANJI, G. VACHAUD-1976- Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre avec prise en compte de la zone non saturée.
J. de Mécanique, 15, (1-42).
- VAUCLIN M., J. TOUMA, P. WIERENGA, G. VACHAUD-1975- Comparaison entre différents schémas de résolution numérique de l'équation de l'infiltration.
Letters in Heat and Mass Transfer, 2, (473-480).
- WATSON K.K.-1971- Numerical analysis of finite depth problems in soil water hydrology.
Nordic Hydrol., 2, (1-22).
- WATSON K.K., A. CURTIS-1975- Numerical analysis of water movement in a bounded profile.
Austr. J. Soil Res., 13, (1-11).
- WATSON K.K., A. CURTIS-1979- The use of transformed boundary condition in modelling air compression during infiltration.
Soil Sci. Soc. Am. J., 43, (848-850).
- WHISLER F.D., A. KLUTE-1965- The numerical analysis of infiltration, considering hysteresis, into a vertical soil column at equilibrium under gravity.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 29, (489-494).
- WILSON L.G., J.N. LUTHIN-1963- Effect of air flow ahead of the wetting front on infiltration.
Soil Sci., 96, (136-143).
- YOUNGS E.G.-1968- An estimation of sorptivity for infiltration studies from moisture moment consideration.
Soil Sci., 106, (157-163).
- YOUNGS E.G., A.J. PECK-1964- Moisture profile development and air compression during water uptake by bounded porous bodies : 1. Theoretical introduction.
Soil Sci., 98, (290-294).

47

INSTITUT NATIONAL

8410364

27 SEP. 84

POLYTECHNIQUE

dernière page de la thèse

AUTORISATION DE SOUTENANCE

VU les dispositions de l'article 5 de l'arrêté du 16 Avril 1974,

VU les rapports de M. VAUCLIN.....

M. DE MARSILLY.....

M. JOUANA.....

M. TOUMA Jaoudat..... est autorisé
à présenter une thèse en soutenance pour l'obtention du grade de
DOCTEUR D'ETAT ES SCIENCES.

Fait à GRENOBLE, le 24 SEP. 1984

Le Président de l'U.S.N.G.

Le Président de l'I.N.P.G.



B. Tanche
Le Président
M. TANCHE

D. Bloch
Président
de l'Institut National Polytechnique
de Grenoble

P.O. le Vice-Président,

THESE de DOCTEUR ès SCIENCES PHYSIQUES

Titre de l'ouvrage :

ÉTUDE CRITIQUE DE LA CARATÉRISATION HYDRODYNAMIQUE
DES SOLS NON SATURÉS :
rôle de l'air

influence de l'écoulement multidimensionnel de l'eau

Nom de l'auteur : Jaoudat TOUMA

Établissement : Université Scientifique et Médicale de Grenoble

RÉSUMÉ

Ce mémoire est consacré à l'analyse des effets du confinement de l'air et du caractère multidimensionnel de l'écoulement lors des essais de caractérisation hydrodynamique d'un sol par la méthode du drainage interne.

L'étude expérimentale et numérique de la compression de l'air au cours de l'infiltration montre que les caractéristiques du sol ne sont pas affectées par l'écoulement de l'air, dès lors que la pression capillaire est mesurée et non celle de l'eau uniquement.

L'étude numérique du caractère axisymétrique de l'écoulement lors d'un essai à l'infiltromètre double anneaux montre que malgré l'importance du transfert radial, son influence sur la caractérisation d'un milieu homogène reste faible. En revanche, la caractérisation de milieux stratifiés horizontalement est très délicate.

MOTS-CLÉS

Milieux poreux non saturés ; Écoulement de fluides immiscibles ; Pression capillaire ; Perméabilité relative ; Infiltromètre double anneaux ; Drainage interne ; Caractérisation hydrodynamique ; Schémas numériques aux différences finies.