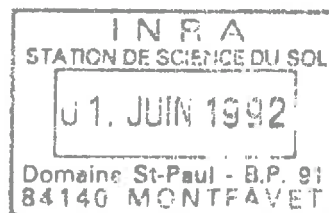


N 63
H38

INSTITUT NATIONAL AGRONOMIQUE
PARIS - GRIGNON

INSTITUT NATIONAL DE LA
RECHERCHE AGRONOMIQUE
AVIGNON

THESE



Présentée par : Serge TAMARI

Ingénieur Agronome de l'Institut National Agronomique Paris - Grignon

Pour l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L' INSTITUT NATIONAL AGRONOMIQUE PARIS - GRIGNON

**Relations entre l'espace poral du sol
et ses propriétés hydrodynamiques.
Etude sur des massifs d'agrégats à texture limoneuse.**

Soutenue le 23 Avril 1992 devant la commission d'examen composée de :

M. R. CALVET	Professeur, I.N.A.P.G.	Président
M. M. VAUCLIN	Directeur de Recherches, C.N.R.S.	Rapporteur
M. F. BRISSAUD	Maitre de Conférence, Univ. Montpellier II	Rapporteur
M. A. PERRIER	Professeur, I.N.A.P.G.	Examineur
M. J. HALBERTSMA	Senior Scientist, I.L.G. Wageningen	Examineur
M. L. BRUCKLER	Directeur de Recherches, I.N.R.A.	Examineur

à mes parents

à Maricela

AVANT - PROPOS

Ce travail a été réalisé au centre de recherches de l'I.N.R.A. de Montfavet. Je remercie **P. Stengel**, qui était alors le Directeur de l'unité de Science du Sol, pour m'avoir accepté dans son laboratoire.

J'exprime ma reconnaissance à **R. Calvet**, Professeur de Science du Sol à l'I.N.A. Paris-Grignon, pour m'avoir permis de poursuivre ma formation et pour avoir dirigé cette thèse. Ses conseils et ses critiques ont été utiles aux étapes importantes de mon travail.

M. Vauclin, Directeur de Recherches au C.N.R.S., et **F. Brissaud**, Professeur à l'Université de Montpellier II, ont bien voulu être les rapporteurs de cette thèse. Je les en remercie sincèrement.

Je suis très reconnaissant envers **L. Bruckler**, qui est à l'origine de cette étude. A tout moment, il a été disponible pour m'aider à organiser et à réaliser mon travail.

Je suis heureux que **J. Halbertsma** participe au jury de cette thèse. Depuis mon séjour aux Pays-Bas, il m'a incité à étudier différentes méthodes de caractérisation hydrodynamique du sol et m'a communiqué ses connaissances dans ce domaine.

Je remercie également **A. Perrier**, Professeur de Bioclimatologie à l'I.N.A. Paris-Grignon, pour avoir accepté de participer au jury de cette thèse.

La partie expérimentale de ce travail a été réalisée avec l'aide de plusieurs personnes. J'exprime tout spécialement ma reconnaissance à **J.C. Gaudu**, qui m'a fait part de son savoir-faire en métrologie et qui a conçu le dispositif de mesure tensiométrique que j'ai ensuite utilisé. Je pense aussi à **A. Oriol**, **G. Pelloux** et **P. Bertuzzi** qui m'ont aidé, avec bonne humeur, à résoudre certains problèmes techniques. **A. Oriol** s'est de plus chargé de fabriquer les presses ayant servi au compactage du sol.

Les discussions avec **P. Renault** et **A. Zerlguier** en matière de modélisation, avec **A. Faure** et **J.C. Fiès** dans le domaine de la caractérisation de l'espace poral du sol, et avec **V. Vallès** en physico-chimie, m'ont guidé pour interpréter mes résultats; je les remercie pour leur aide. Je remercie aussi **A. Chanzy**, dont les critiques ont été utiles pendant la rédaction du mémoire.

C. Jeandé a réalisé les mesures en porosimétrie à mercure et a bien voulu vérifier certaines valeurs de masse volumique. Je lui en suis reconnaissant.

Je n'oublie pas **E. Larue** qui est toujours venue au secours des crash 06. Je remercie enfin **M. Maximilien, M. Fiès** et **J. Bonnaud** qui m'ont aidé, pour obtenir des références bibliographiques et dans les tâches administratives, tout au long de mon séjour à l'unité de Science du Sol.

Ma pensée va à **Viviane, Roger, Thierry** et **Marisa** pour les moments passés ensemble en Avignon.

Résumer

Cette étude concerne les relations entre une distribution plurimodale de taille des pores et les caractéristiques hydrodynamiques du sol. Elle a été conduite sur une série de quatre échantillons d'un même sol à texture limoneuse. Ces échantillons ont été fabriqués en compactant des agrégats à différents indices des vides.

La caractérisation hydrodynamique des échantillons est faite en les soumettant à une demande évaporative. On suit alors l'évolution des potentiels hydriques avec des microtensiomètres; les teneurs en eau et les masses volumiques du sol sont déterminées par atténuation gamma double-source. Par des simulations d'expérience et avec des données réelles, les performances de trois méthodes de caractérisation hydrodynamique sont évaluées. Deux méthodes directes permettent d'obtenir des valeurs moyennes de conductivité hydraulique avec un biais inférieur à 60 % ; elles ne s'appliquent pas en conditions trop humides. Pour un cas simple en pratique, on montre la difficulté de mise en oeuvre d'une méthode inverse.

Connaissant le volume des pores structuraux et en nous basant sur un schéma simple d'organisation de l'espace poral du sol, nous interprétons qualitativement la forme des courbes de rétention et de conductivité hydraulique des massifs d'agrégats. On constate un changement d'allure des propriétés hydrodynamiques des massifs à structure non continue, et un classement des courbes de conductivité hydraulique entre les massifs, qui s'expliquent par la transition entre un espace poral structural fonctionnel et non fonctionnel vis-à-vis de l'eau. De plus on montre qu'un compactage, même modéré, des massifs d'agrégats étudiés affecte sensiblement les propriétés de rétention en eau des agrégats. Les résultats présentés dans cette étude permettent ainsi de mieux comprendre des particularités du fonctionnement hydrodynamique des sols.

Mots-clé: conductivité hydraulique non saturée, porosité structurale, gammamétrie double-source, microtensiomètre, caractérisation hydrodynamique, méthode de Wind.

Abstract

The objective of this study was to investigate the relations between soil hydraulic properties (both water retention characteristic and unsaturated hydraulic conductivity) and a plurimodal pore size distribution. Experiments were performed on four soil samples, which were prepared by compacting loamy aggregates (11% clay, 70% loam, 19% sand) to different void ratio.

To determine their hydraulic properties, soil samples were submitted to evaporating conditions. Water potentials into the soil were measured with microtensiometers; water contents and bulk densities were measured with a double-ray gamma attenuation method. Three methods for the determination of soil hydraulic properties were considered, their performances were analyzed on the basis of experimental data and by simulating experimental conditions. On one hand, unsaturated hydraulic conductivities could be determined with two instantaneous profile methods with a relative precision smaller than 60% ; these methods could not be applied under too wet conditions. On the other hand, an inverse method was found difficult to use with our experimental conditions.

Experimental soil hydraulic properties were interpreted on the basis of simple hypotheses about soil structure and about the behaviour of water in the aggregated soil samples. Changes in the slope of the soil hydraulic properties, and differences between unsaturated hydraulic conductivities of the four samples were explained by the voidage of water in the inter-aggregate pore space. It was also found that a small compaction had a great influence on the water retention of the loamy aggregates. These experimental results may help to better understand some particularities of soil hydrodynamic behaviour.

Key-words: unsaturated hydraulic conductivity, aggregated soil, double-ray gamma attenuation method, tensiometer, Wind method.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	p. 1
------------------------------	-------------

Partie I : Description de l'écoulement de l'eau dans le sol et modélisation de la conductivité hydraulique

Introduction de la première partie	p. 9
---	-------------

Chapitre 1. Etude de la circulation de l'eau dans le sol	p. 11
---	--------------

1. Description de l'écoulement de l'eau dans le sol	p. 11
---	-------

- 11. Définitions de base
- 12. La loi de Darcy généralisée
- 13. Hypothèses pour la description du transfert d'eau
- 14. Etude phénoménologique des propriétés hydrodynamiques

2. Analyse compartimentale de l'espace poral du sol	p. 26
---	-------

- 21. Analyse des systèmes de porosité (Stengel 1979)
- 22. Hypothèse de stabilité de l'organisation texturale

3. Conclusion du chapitre	p. 31
---------------------------	-------

Chapitre 2. Modélisation de la conductivité hydraulique du sol	p. 33
---	--------------

1. Modèles d'assemblage de volumes conducteurs	p. 33
--	-------

- 11. Modèles de section efficace
- 12. Mélanges composites
- 13. Réseaux de liens
- 14. Nature des contacts entre volumes conducteurs

2. Modèles d'écoulement visqueux dans des milieux poreux	p. 41
--	-------

- 21. Approche des milieux similaires
- 22. Ecoulement d'eau autour de particules
- 23. Modélisation du tube capillaire élémentaire

24. Modèles utilisant la notion de rayon hydraulique	
25. Modèles de faisceaux de capillaires	
26. Réseaux de capillaires	
3. Conclusion du chapitre	p. 49
Conclusion de la première partie	p. 51

Partie II : Analyse numérique de méthodes de caractérisation hydrodynamique du sol au laboratoire

Introduction de la deuxième partie	p. 57
Chapitre 3. Méthodes de détermination directes	p. 61
1. Description des méthodes proposées	p. 61
11. Méthode de référence	
12. Méthode simplifiée de Wind (1968)	
2. Simulation d'une expérience pour la validation numérique des méthodes	p. 70
3. Validation numérique des méthodes proposées	p. 74
31. Méthode de référence	
32. Méthode simplifiée de Wind (1968)	
4. Conclusion du chapitre	p. 93
Chapitre 4. Méthode de détermination inverse	p. 95
1. Description des méthodes inverses	p. 95
11. Principe général	
12. Choix d'un dispositif expérimental	
13. Problème de l'unicité de la solution	
14. Choix d'une forme analytique pour décrire $\psi_m(\theta)$ et $K(\theta)$	
2. La méthode inverse proposée et les données fictives pour sa validation	p. 99
21. Méthode inverse proposée	
22. Simulation d'une expérience	

3. Validation numérique de la méthode inverse	p. 103
31. Modèle à un paramètre correspondant à la "réalité"	
32. Modèle à deux paramètres différent de la "réalité"	
4. Conclusion du chapitre	p. 111
Conclusion de la deuxième partie	p. 113
Partie III : Etude des relations entre les propriétés hydrodynamiques et l'espace poral de massifs d'agrégats	
Introduction de la troisième partie	p. 117
Chapitre 5. Réalisation des expériences	p. 119
1. Présentation du dispositif expérimental	p. 119
11. Présentation générale	
12. Mesure du potentiel hydrique par tensiométrie	
13. Mesures d'humidité et de masse volumique par atténuation gamma	
14. Mesures annexes	
15. Mise en oeuvre d'une expérience	
2. Préparation et suivi des expériences	p. 138
21. Fabrication des échantillons de sol	
22. Evolution des potentiels hydriques du sol	
23. Profils de masses volumiques	
24. Evolution des humidités moyennes	
25. Evolution des humidités locales	
3. Conclusion du chapitre	p. 163
Chapitre 6. Caractéristiques hydrodynamiques des massifs et interprétation	p. 165
1. Analyse des hypothèses faites pour la caractérisation hydrodynamique	p. 165
11. Composantes du potentiel de l'eau	
12. Composantes des gradients de potentiel	
13. Composantes des flux d'eau	
14. Conclusion sur les hypothèses	

2. Caractérisation hydrodynamique des massifs d'agrégats	p. 173
21. Caractérisation hydrodynamique vers les faibles humidités	
22. Caractérisation hydrodynamique vers les fortes humidités	
23. Synthèse des résultats	
3. Mise en relation des résultats avec l'analyse des systèmes de porosité	p. 183
31. Interprétation des courbes de rétention	
32. Interprétation des courbes de conductivité hydraulique	
4. Analyse de modèles de la conductivité hydraulique	p. 195
41. Modèle capillaire à une dimension	
42. Modèle de contact entre les agrégats	
5. Conclusion du chapitre	p. 203
CONCLUSION GENERALE	p. 207

Références bibliographiques

Annexes

- A. Complément sur les modèles de la conductivité hydraulique du sol
- B. Etude de l'inverse d'une loi normale
- C. Mise en oeuvre de la tensiométrie
- D. Mise en oeuvre de la gammamétrie
- E. Complément sur la caractérisation hydrodynamique des échantillons
- F. Caractéristiques du sol étudié
- G. Caractéristiques des simulations numériques
- H. Photographies

PRINCIPAUX SYMBOLES

Les chapitres où sont définis ces symboles sont indiqués entre parenthèses.

A. LETTRES ROMAINES

a_0, a_1	: pente et origine du modèle log-linéaire (4)	
c_ω	: concentration de la vapeur d'eau dans le sol (6)	mol L^{-3}
$D_{a\omega}$: coefficient de diffusion de la vapeur d'eau dans le sol (6)	$\text{L}^2 \text{T}^{-1}$
e	: indice des vides total (1)	-
e^s	: indice des vides structural (1)	-
e^t	: indice des vides textural (1)	-
g	: accélération de la pesanteur ($= 9.81 \text{ m.s}^{-2}$)	L T^{-2}
k	: perméabilité intrinsèque du sol (1)	L^2
K	: conductivité hydraulique du sol (1)	L T^{-1}
K_{sat}	: conductivité hydraulique du sol saturé en eau (1)	L T^{-1}
K_s	: coefficient d'ajustement des modèles capillaires (1)	L T^{-1}
l	: longueur	L
M_ω	: masse molaire de l'eau	M mol^{-1}
n	: coefficient du modèle de van Genuchten (1)	-
N_X	: taux de comptage des photons gamma de la source X (4)	coups T^{-1}
p_v	: pression de vapeur d'eau saturante	$\text{M L}^{-1} \text{T}^{-2}$
P	: pression	$\text{M L}^{-1} \text{T}^{-2}$
P_a	: pression de la phase gazeuse dans le sol	$\text{M L}^{-1} \text{T}^{-2}$
Q	: débit d'eau (1)	$\text{L}^3 \text{T}^{-1}$
q	: densité volumique du flux d'eau (1)	L T^{-1}
R	: constante des gaz parfaits ($= 8.32 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$)	$\text{M L}^2 \text{T}^{-2} \text{mol}^{-1} \text{K}^{-1}$
R_e	: nombre de Reynolds (1)	-
RDP	: biais relatif pour la courbe de rétention (3)	-
RDK	: biais relatif pour la conductivité hydraulique (3)	-
RMSE	: critère pour comparer deux courbes de rétention (3)	-
S	: stock d'eau (3)	L
S_e	: degré de saturation en eau du sol (1)	-
SSQ	: critère à minimiser de la méthode inverse (4)	-
t	: temps	T
T	: température	K
V_x	: volume massique du milieu X (1)	$\text{M}^{-1} \text{L}^3$
x_I	: fraction volumique d'une phase I dans un mélange	-
z	: profondeur (<i>positive vers le bas</i>)	L

B. LETTRES GRECQUES

α	: coefficient du modèle de van Genuchten (1)	L^{-1}
α	: angle de contact eau-air-solide (2)	-
ε	: porosité totale du sol (1)	-
ε^t	: porosité texturale du sol (1)	-
ε^{tag}	: porosité d'un agrégat (1)	-
ε^s	: porosité structurale du sol (1)	-
θ	: teneur en eau volumique (1)	$L^3 L^{-3}$
θ_{sat}	: teneur en eau volumique à saturation (1)	$L^3 L^{-3}$
θ_s	: teneur en eau volumique associée à K_s (1)	$L^3 L^{-3}$
θ_r	: teneur en eau résiduelle des modèles capillaires (2)	$L^3 L^{-3}$
κ_I	: conductivité de la phase I dans un mélange (2)	variable
λ	: coefficient d'ajustement des modèles capillaires (2)	-
μ	: viscosité de l'eau (1)	$M L^{-1} T^{-1}$
μ_k	: viscosité dynamique de l'eau (1)	$L^2 T^{-1}$
μ_{YX}	: coefficient d'absorption massique des photons X par Y (4)	$M^{-1} L^2$
ρ_w	: masse volumique de l'eau liquide	$M L^{-3}$
ρ_s	: masse volumique de la phase solide (1)	$M L^{-3}$
ρ_d	: masse volumique du sol (1)	$M L^{-3}$
ρ_d^t	: masse volumique texturale (1)	$M L^{-3}$
σ	: tension superficielle de l'eau (1)	$M T^{-2}$
τ_m	: mesure tensiométrique (4)	L
ψ_t	: potentiel total de l'eau liquide (1)	L
ψ_g	: potentiel gravitaire de l'eau (1)	L
ψ_m	: potentiel matriciel de l'eau (1)	L
ψ_o	: potentiel osmotique de l'eau (1)	L
ψ_p	: potentiel de pression de l'eau (1)	L
ψ_a	: potentiel pneumatique de l'eau (1)	L
ψ_m	: potentiel gravitaire de l'eau liquide (1)	L
ω	: teneur en eau pondérale (1)	$M M^{-1}$
ω^{str}	: point d'entrée d'air des pores structuraux (1)	$M M^{-1}$
ω^{lac}	: point d'entrée d'air des pores lacunaires (1)	$M M^{-1}$
ω^{arg}	: point d'entrée d'air des pores de l'argile (1)	$M M^{-1}$

INTRODUCTION GENERALE

Pour plusieurs raisons pratiques, on cherche en science du sol à comprendre et à quantifier les écoulements de l'eau dans le sol. Un objectif est la maîtrise de l'alimentation en eau des plantes, de la recharge des nappes phréatiques, des pertes en eau du sol par évaporation. De plus, l'eau transporte des solutés qui peuvent alimenter les plantes, polluer les nappes (nitrates, pesticides) ou se concentrer dans le sol (métaux lourds, formation de croûtes salines et dégradation de la structure du sol). La présence d'eau modifie également les conditions d'aération du sol (activité biologique, réactions d'oxydoréduction), l'organisation de l'espace poral du sol et ses propriétés mécaniques (sensibilité au compactage, gonflement des argiles). Enfin, l'eau transporte des particules solides (érosion, pédogénèse).

Le transfert d'eau dans le sol est un cas particulier des transferts de masse et de chaleur en milieu poreux. L'étude de la circulation de l'eau dans le sol est donc complémentaire d'autres domaines concernés par la mécanique des fluides en milieu poreux. Par rapport à d'autres milieux poreux, le sol présente trois particularités. Il est presque toujours *non saturé en eau* (il y a coexistence des phases solide, liquide et gazeuse). Il est *déformable* (en particulier, certaines argiles minéralogiques lui confèrent des propriétés de retrait-gonflement avec la teneur en eau). Il est généralement *hétérogène*: à une échelle d'observation considérée, les caractéristiques du sol suivent souvent des lois de distribution plurimodales (par exemple, la distribution de taille ou de masse volumique des mottes d'un horizon cultivé). **Par la suite, le terme *hétérogène* sera utilisé dans un sens restreint, pour désigner un milieu poreux dont la distribution de taille des pores est plurimodale.**

Suivant que cherche à décrire le fonctionnement d'un pore du sol ou d'une parcelle, la formulation analytique des transferts de masse et de chaleur est différente. Souvent, un volume de sol suffisamment grand (de l'ordre du dm^3 ou du m^3) est assimilé à un milieu *continu*: il est décrit à partir de grandeurs physiques qui sont des valeurs moyennes par rapport à l'échelle d'un pore, et on considère que ces valeurs moyennes ne présentent pas de variation discrète dans le temps et dans l'espace; c'est l'*approche macroscopique*. De même, une parcelle a été souvent décrite comme un assemblage de milieux continus (les différents horizons du sol). L'approche macroscopique ignore la géométrie de l'espace poral, ainsi que la variabilité spatiale des propriétés du milieu; elle utilise des grandeurs physiques qui sont accessibles aux mesures. Les transferts sont décrits à partir des grandeurs physiques moyennes par des relations phénoménologiques.

Plusieurs modèles ont été proposés pour décrire le transfert d'eau dans le sol à l'échelle macroscopique: des modèles de transfert d'eau liquide sans couplage avec d'autres phases par exemple dans le système sol-racine (Belmans *et al.* 1983) ou dans le système sol-graine (Bruckler 1979) et des modèles de transfert d'eau couplés par exemple avec la vapeur d'eau et la température (Passerat de Silans 1986), avec la phase gazeuse (Touma 1984) ou bien avec les solutés (Barnes 1989). Ces différents modèles macroscopiques utilisent comme paramètres deux caractéristiques du milieu poreux, qui sont ses *propriétés hydrodynamiques*:

(a) la *conductivité hydraulique*, qui exprime le plus souvent la proportionnalité entre la densité volumique du flux d'eau liquide et le gradient d'énergie potentielle totale de l'eau dans le sol (cette relation est la *loi de Darcy généralisée*). Elle dépend en particulier de la teneur en eau.

(b) la *courbe de rétention*, qui est la relation isotherme entre le potentiel matriciel de l'eau et la teneur en eau pour une histoire hydrique donnée.

Tous ces modèles macroscopiques sont très sensibles à la conductivité hydraulique du milieu (Brandyk et Wesseling 1985, Passerat de Silans 1986, Witono 1988, Hills *et al.* 1989, Zepp et Beltz 1992). Cette sensibilité des modèles s'explique par le fait que le flux d'eau est lié à la conductivité hydraulique par une relation linéaire et que la conductivité hydraulique varie de façon fortement non linéaire avec la teneur en eau. **Pour la mise en oeuvre des modèles macroscopiques de transfert d'eau, la connaissance des propriétés hydrodynamiques du sol est donc une priorité.** Ainsi, la mise au point de méthodes les plus précises possible de caractérisation hydrodynamique du sol est indispensable (Vachaud 1968, Hillel 1971). Or les dispositifs actuels de caractérisation hydrodynamique les plus précis *a priori* impliquent des mesures longues et difficiles. Dans la pratique, les valeurs expérimentales de conductivité hydraulique disponibles sont souvent exprimées au mieux à un ordre de grandeur près; de plus les valeurs disponibles sont souvent limitées à la gamme de mesure tensiométrique, qui ne recouvre pas toujours la gamme de teneur en eau simulée. C'est pourquoi un grand nombre de modèles prévisionnels de la conductivité hydraulique ont été proposés comme alternative aux mesures. Mais les modèles actuels de prévision de la conductivité hydraulique sont rarement satisfaisants sans paramètre de calage (Scheidegger 1957, Bouma 1977, Mualem 1986).

Les méthodes actuelles de détermination et de modélisation des propriétés hydrodynamiques du sol sont peu satisfaisantes pour les sols très hétérogènes ou très déformables. Par rapport à ces difficultés à la fois expérimentales et théoriques, nous nous sommes intéressés plus spécialement au cas des sols hétérogènes (dans le sens où nous l'avons défini): **l'objectif de l'étude est d'établir et de comprendre les relations existant entre une distribution plurimodale de taille des pores du sol et ses propriétés hydrodynamiques.** Par rapport à la complexité des sols naturels, nous nous limiterons à l'étude d'un modèle physique géométriquement simple de milieu poreux hétérogène, pour comprendre des particularités du transfert de l'eau dans le sol. On travaillera en laboratoire sur des massifs d'agrégats artificiels compactés à différents indices des vides. Pour simplifier l'étude, des restrictions seront faites:

(a) On se place dans des conditions pour lesquelles la loi de Darcy généralisée peut être appliquée.

(b) On se limite au cas d'un sol peu déformable.

(c) On se limite à l'étude d'un milieu *isotrope*: ses caractéristiques géométriques sont supposées identiques dans toutes les directions de l'espace.

Des situations contrastées seront étudiées, allant du cas d'une structure continue à celui d'une structure très fragmentaire. Toutefois, ce modèle physique comporte une limite importante par rapport aux conditions naturelles: il ne permet pas de comprendre l'écoulement de l'eau dans un sol renfermant des pores de grande dimension (fissures, galeries de vers de terre), et pour lequel une approche macroscopique serait difficile à mettre en oeuvre.

Un objectif préalable de l'étude est la mise en oeuvre de méthodes de caractérisation hydrodynamique du sol. Ces méthodes doivent être les plus précises possible, non destructives (autrement il faudrait tenir compte de la variabilité entre les échantillons) et permettre d'explorer le plus large domaine possible d'humidité. En raison de leur intérêt pratique, des méthodes de caractérisation hydrodynamique du sol basées sur un dispositif expérimental simplifié seront aussi considérées. Pour évaluer les performances des méthodes de caractérisation hydrodynamique, il faudra à la fois quantifier les erreurs de calculs associées aux méthodes choisies et estimer le poids des hypothèses physiques faites pour la caractérisation.

Cette étude comprend trois parties:

- Dans une première partie, les bases théoriques qui seront utilisées pour décrire l'écoulement de l'eau dans le sol et un modèle simple d'organisation de l'espace poral (Stengel 1979, Fiès 1978) sont rappelées (**chapitre 1**). Les modèles existants de prévision des propriétés hydrodynamiques d'un milieu poreux sont ensuite présentés et critiqués (**chapitre 2**).
- Dans une seconde partie, des méthodes de caractérisation hydrodynamique du sol au laboratoire sont proposées. Les performances des techniques sont évaluées par des simulations numériques: il s'agit de deux algorithmes de détermination *directes* (**chapitre 3**) et d'un algorithme de détermination *inverse* (**chapitre 4**).
- Dans la troisième partie est une étude est faite sur des massifs d'agrégats à texture limoneuse. La mise en oeuvre et le suivi des expériences sont d'abord présentés (**chapitre 5**). Après avoir discuté les hypothèses physiques permettant la caractérisation hydrodynamique des échantillons, on cherche à établir et à comprendre qualitativement les relations entre l'hétérogénéité de l'espace poral et les propriétés hydrodynamiques des échantillons. Quelques modèles existants de prévision de la conductivité hydraulique du sol sont enfin testés et discutés (**chapitre 6**).

PARTIE I

**DESCRIPTION DE L'ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS LE SOL
ET MODELISATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE**

INTRODUCTION DE LA PREMIERE PARTIE

La description physique des transferts de masse et de chaleur nécessite la résolution d'un ensemble d'équations (équations d'état, équations de conservation des masses et de l'énergie, équations de conservation des quantités de mouvement). Pour résoudre ces équations on distingue classiquement plusieurs échelles d'observation (Philip 1972, Bachmat et Bear 1986):

(a) A l'échelle *microscopique*, qui est l'échelle du pore, les phases (solide, liquide, gazeuse) sont considérées comme un assemblage de milieux continus. Les transferts sont décrits à partir de grandeurs physiques qui correspondent pour chaque phase à un grand nombre de molécules. La formulation des transferts utilise les lois de la mécanique et de la thermodynamique. Une telle description est difficile, car les grandeurs physiques utilisées présentent de grandes variations, et car il faut savoir décrire la géométrie de l'espace poral du sol. Mais c'est en considérant d'abord le sol à cette échelle microscopique que l'on peut expliquer théoriquement son fonctionnement à une échelle accessible aux mesures, l'échelle macroscopique.

(b) A l'échelle *macroscopique*, le sol est considéré comme un milieu *continu*, c'est-à-dire un milieu tel que ses propriétés ne présentent pas de variation discrète dans l'espace. Les transferts sont décrits à partir de valeurs moyennes des grandeurs physiques utilisées à l'échelle microscopique. L'approche macroscopique est liée au concept de *volume élémentaire représentatif*, qui est le plus petit volume de sol tel que la notion de moyenne a un sens pour une grandeur microscopique donnée (Raats et Klute 1968, Bachmat et Bear 1986).

(c) A l'échelle *mégascopique*, qui est l'échelle d'une parcelle ou d'une surface plus grande, les grandeurs physiques macroscopiques présentent souvent de grandes variations. Par exemple, le coefficient de variation de la conductivité hydraulique à saturation sur une parcelle est souvent supérieur à 50 % (Vauclin 1983). Il est possible de décrire les transferts par une analyse stochastique, qui utilise les grandeurs physiques macroscopiques et leur variabilité spatiale.

Dans cette étude, le sol est considéré à l'échelle macroscopique. Dans cette partie, nous commencerons par définir les notions théoriques que nous utiliserons, en cherchant à préciser leurs limites de validité:

(a) Le formalisme et les hypothèses utilisées pour décrire et caractériser l'écoulement macroscopique de l'eau dans un milieu poreux isotherme et rigide sont rappelés (chapitre 1). Puis nous montrerons que les propriétés hydrodynamiques du sol sont très influencées par des grandeurs macroscopiques qui caractérisent indirectement l'organisation de l'espace poral.

(b) Une méthode simple de caractérisation de l'espace poral du sol est alors présentée: l'*analyse des systèmes de porosité* (chapitre 1). Elle repose sur un modèle d'organisation géométrique du sol qui distingue des familles de pores dans le sol suivant leur origine (Stengel 1979, Fiès 1978). Sous certaines hypothèses, nous verrons comment cette méthode simple fournit des indicateurs permettant de comprendre qualitativement le fonctionnement hydraulique d'un sol hétérogène.

(c) Un grand nombre de modèles ont été proposés pour la prévision des propriétés hydrodynamiques du sol. Ces modèles reposent sur des conceptions diverses de l'espace poral du sol et du comportement de l'eau dans les pores. Nous chercherons à évaluer les limites et les facilités de mise en oeuvre de ces modèles (chapitre 2). On s'intéresse en priorité à la conductivité hydraulique, car c'est le paramètre le plus difficile à déterminer expérimentalement. On cherchera des modèles susceptibles de décrire la conductivité hydraulique d'un milieu poreux hétérogène, et qui pourront être ensuite testés sur nos données expérimentales.

CHAPITRE 1 - ETUDE DE LA CIRCULATION DE L'EAU DANS LE SOL

1. DESCRIPTION DE L'ECOULEMENT DE L'EAU DANS LE SOL

11. DEFINITIONS DE BASE

111. Composition et constitution du sol

Le sol est souvent décrit comme un système à trois phases: solide, liquide et gazeuse (Hillel 1971). La phase solide est surtout constituée d'argile granulométrique ($< 2 \mu$), de limons (2μ à 50μ), de sables (50μ à 2 mm), de graviers ($> 2 \text{ mm}$) et de matière organique. La phase liquide est composée d'eau et de solutés. La phase gazeuse contient en particulier de la vapeur d'eau.

Soit un volume de sol, tel que la masse de solide est M_s et que la masse de liquide (assimilé à de l'eau) est M_w (la masse de gaz est négligée devant M_s et M_w). Le volume occupé par la phase solide est V_s (supposé constant) et le volume des pores est V_p . Les pores occupés par la phase liquide correspondent au volume V_w . Cette représentation du sol permet de définir les grandeurs de base qui seront utilisées par la suite (Tab. 1.1).

112. Volume élémentaire représentatif

L'approche macroscopique repose sur la notion de *volume élémentaire représentatif*: pour une grandeur physique considérée, c'est le plus petit volume de sol pouvant être décrit comme un milieu continu (Raats et Klute 1968, Bachmat et Bear 1986). Pour des volumes supérieurs, au moins jusqu'à une certaine limite, la valeur moyenne de la grandeur physique considérée est constante. Une grandeur physique macroscopique est ainsi définie comme la valeur moyenne de cette grandeur sur un volume au moins égal au volume élémentaire représentatif; elle est associée à un point, qui est le centre du volume élémentaire représentatif.

Dans la pratique, une difficulté pour définir le volume élémentaire représentatif est que sa taille dépend de la grandeur physique considérée. Plusieurs études théoriques (Bachmat et Bear 1986) ou expérimentales (Lenormand 1981, Stengel 1979) concernent la porosité du milieu poreux. Pour la porosité, le volume élémentaire représentatif d'un assemblage aléatoire de pores doit contenir environ 30 pores (Lenormand 1981, Bouma 1985).

Par contre, il existe peu d'études pour d'autres grandeurs physiques. Or, pour certains écoulements (tels que la connexion entre les pores saturés en eau est très faible), la notion de volume élémentaire représentatif peut être applicable pour la porosité, alors qu'elle n'a pas de sens pour la teneur en eau (Lenormand 1981). Pour la conductivité hydraulique à saturation, Anderson et Bouma (1973) suggèrent que les dimensions du volume élémentaire représentatif sont d'au moins 1 dm^3 pour un sol structuré caractérisé par des fissures planes dont la longueur est de l'ordre du cm (Fig. 1.1).

Tableau 1.1 - Définitions relatives à la composition et à la constitution du sol.

Grandeur	Définition	Unité
Masse volumique de l'eau	$\rho_w = M_w / V_w$	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
Masse volumique de solide	$\rho_s = M_s / V_s$	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
Masse volumique du sol	$\rho_d = M_s / (V_s + V_p)$	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$
Volume massique du sol	$V_d = 1 / \rho_d$	$\text{m}^3 \cdot \text{kg}^{-1}$
Indice des vides total	$e = V_p / V_s$	-
Porosité totale	$\varepsilon = V_p / (V_s + V_p)$	-
Teneur en eau volumique	$\theta = V_w / (V_s + V_p)$	$\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$
Teneur en eau pondérale	$\omega = M_w / M_s$	$\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1}$

113. Potentiel de l'eau dans le sol

Pour des écoulements lents, l'énergie de l'eau dans le sol correspond à une énergie potentielle ou "*potentiel total de l'eau*". Si la seule action extérieure au système sol est la pesanteur, le potentiel total de l'eau liquide se décompose en un potentiel gravitaire (ψ_g) et un potentiel chimique (ψ_w).

$$\psi_t = \psi_g + \psi_w \quad (1.1)$$

ψ_t : potentiel total de l'eau liquide ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1}$)

ψ_g : potentiel gravitaire, qui traduit l'action de la gravité sur l'eau liquide ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1}$)

ψ_w : potentiel chimique, ou énergie libre de Gibbs ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1}$)

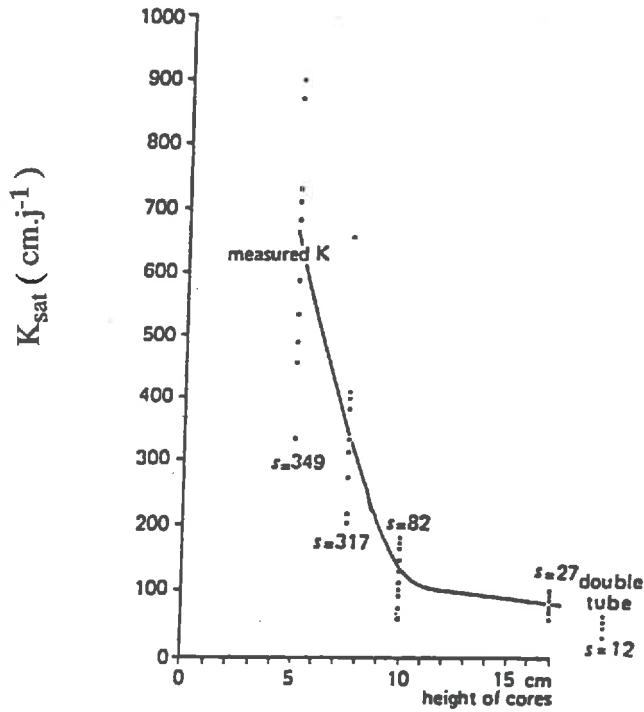


Figure 1. 1 - Evolution des "conductivités hydrauliques à saturation" mesurées pour différentes hauteurs d'échantillon (Anderson et Bouma 1973). Sol à structure fragmentaire. La courbe passe par la moyenne des valeurs mesurées (s : écart-type). Diamètre des échantillons: 7.5 cm.

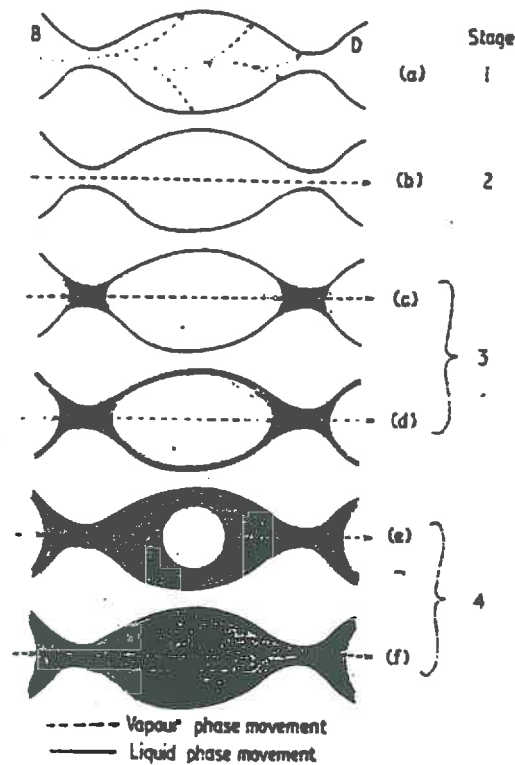


Figure 1. 2 - Modèle d'imbibition d'un milieu poreux (Rose 1963). On distingue 4 régimes: adsorption (1), transfert en phase vapeur (2), condensation (3), transfert en phase liquide dominant (4)

Le potentiel est défini par rapport à un état de référence, pour lequel il est nul (Hillel 1971). Habituellement, l'état de référence choisi pour le potentiel gravitaire (ψ_g) est la surface du sol, et l'état de référence du potentiel chimique (ψ_w) est une surface d'eau libre située à la cote de mesure, cette eau étant pure, à la pression atmosphérique et à la température ambiante. On peut également définir le potentiel total de chaque corps pur dans chaque phase; l'équilibre thermodynamique d'un corps pur sous plusieurs phases équivaut à l'égalité des potentiels totaux de ce corps dans toutes les phases.

Des études thermodynamiques (Buckingham 1907, Groenvelt et Bolt 1972, Sposito 1975) et mécaniques (Philip 1969) montrent que le potentiel chimique de l'eau (ψ_w) peut être décomposé en une somme de grandeurs macroscopiques indépendantes et mesurables. Pour un système isotrope et sans effet d'hystérésis on a:

$$\psi_w = \psi_m + \psi_o + \psi_p + \psi_a + \phi(T) \quad (1.2)$$

ψ_m : *potentiel matriciel*, qui traduit l'interaction entre l'eau et la phase solide (forces capillaires, forces d'adsorption)

ψ_o : *potentiel osmotique*, qui traduit l'interaction entre l'eau et les solutés

ψ_p : *potentiel de pression*, qui traduit l'action de la pression s'exerçant sur un volume de sol (phénomène de gonflement ou de retrait du sol, pression ou succion exercée par une colonne d'eau raccordée au sol)

ψ_a : *potentiel pneumatique*, qui traduit l'action des forces de pression exercées par la phase gazeuse sur l'eau dans le sol

$\phi(T)$: contribution entropique de la température

Du point de vue thermodynamique, le potentiel de l'eau est une énergie par unité de masse ($J.kg^{-1}$). Par la suite, en supposant que l'eau est *incompressible*, le potentiel de l'eau sera exprimé comme une énergie (J) par unité de poids d'eau liquide ($kg.m^2.s^{-2}$): ainsi défini, le potentiel de l'eau a la dimension d'une longueur (m). Si on oriente l'axe des cotes positivement *vers le bas*, le potentiel gravitaire de l'eau liquide est alors égal à:

$$\psi_g = -z \quad (1.3)$$

ψ_g : potentiel gravitaire (m)

z : profondeur (m, positive)

114. Flux d'eau

Dans cette étude on se limite aux transferts unidimensionnels. La densité de flux volumique d'eau dans le sol ou "*flux d'eau*" est le rapport entre le débit (volume d'eau écoulé par unité de temps dans une direction donnée) et une surface perpendiculaire à la direction considérée de l'écoulement.

$$q = Q / A \quad (1.4)$$

q : flux d'eau ($m.s^{-1}$)

Q : débit ($m^3.s^{-1}$)

A : surface perpendiculaire à l'écoulement (m^2)

On peut déjà faire deux remarques à propos de cette définition simple:

(a) Un flux doit être défini par rapport à un système de coordonnées: par la suite, le flux d'eau est rapporté implicitement à la phase solide ou à un observateur fixe, ce qui est équivalent pour un milieu non déformable.

(b) La détermination expérimentale du flux d'eau liquide devient délicate quand on ne peut pas négliger l'écoulement de l'eau sous d'autres formes: flux d'eau en phase vapeur, flux d'eau sous forme adsorbée; le modèle de Rose (1963) illustre cette difficulté (Fig. 1.2).

12. LA LOI DE DARCY GENERALISEE

121. Formulation

La loi de Darcy est à la base de la notion de conductivité hydraulique. Elle a été établie expérimentalement par Darcy (1856) pour un écoulement d'eau dans des colonnes de sable homogènes et saturées en eau (Fig. 1.3). Elle a été postulée également par Buckingham (1907), par analogie avec les lois d'Ohm, de Fourier et de Fick. Par la suite la loi de Darcy a été étendue au cas des milieux poreux non saturés: c'est la *loi de Darcy généralisée*. Pour un écoulement macroscopique unidimensionnel, la loi de Darcy généralisée s'exprime de la façon suivante:

$$q = -K \frac{d\psi_t}{dz} \quad (1.5)$$

q : densité de flux d'eau liquide ($m.s^{-1}$)

ψ_t : potentiel total de l'eau liquide (m)

z : direction considérée (m)

K : conductivité hydraulique ($m.s^{-1}$)

En conditions non saturées la conductivité hydraulique varie avec la teneur en eau du sol (Fig. 1.4). La valeur de la conductivité hydraulique correspondant à la saturation en eau du sol sera notée K_{sat} et appelée *conductivité hydraulique à saturation*. Dans la pratique la saturation d'un sol naturel peut être difficile à réaliser à cause du piégeage de la phase gazeuse.

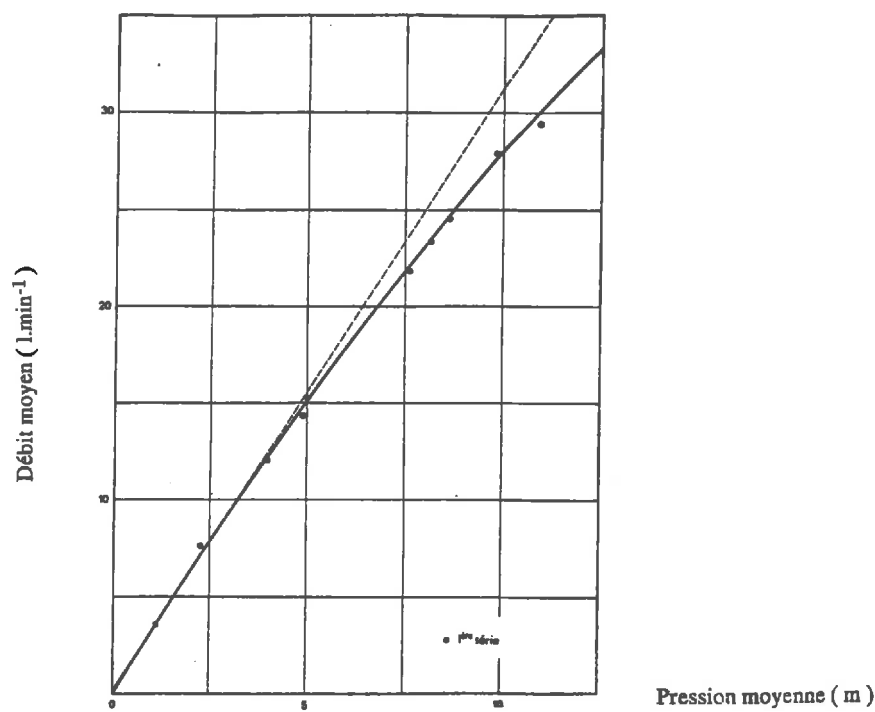


Figure 1.3 - Une série de mesures réalisées sur une colonne de sable saturée en eau par Darcy en 1856 (cité par Houpeurt 1974). Dans cette expérience, la loi de Darcy ne s'applique que pour les débits inférieurs à 15 litres.min⁻¹.

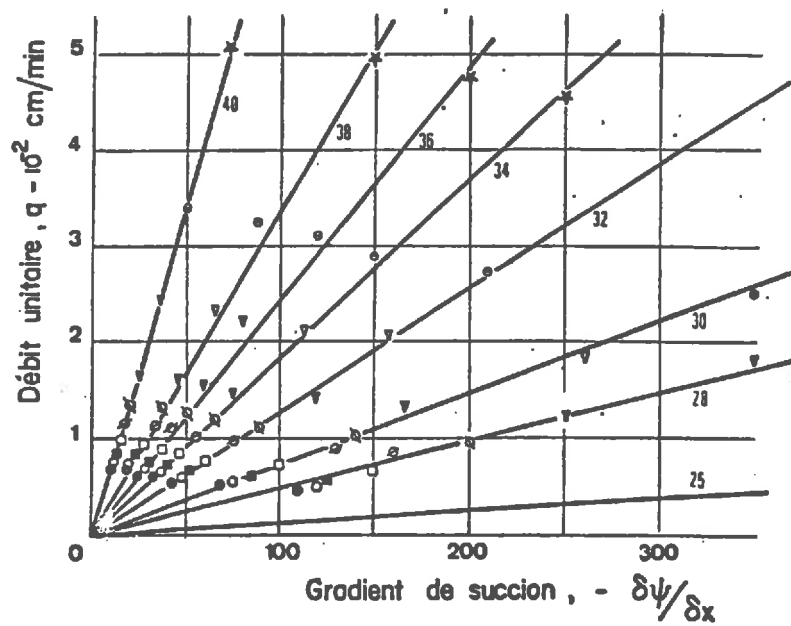


Figure 1.4 - Vérification expérimentale de la loi de Darcy généralisée pour un échantillon limoneux soumis à une imbibition horizontale (Vachaud 1968). La teneur en eau volumique figure en paramètre(%).

On sait depuis longtemps que la loi de Darcy ne s'applique pas toujours: nous allons essayer de préciser les conditions de validité de cette loi.

122. Validité de la loi de Darcy en milieu saturé et rigide

Des études expérimentales (Fig. 1.4) et théoriques (Cvetkovic 1986) montrent que la loi de Darcy ne s'applique pas aux écoulements rapides, c'est-à-dire pour de grandes valeurs du nombre de Reynolds. Selon les auteurs la valeur maximale du nombre de Reynolds varie entre 0.1 et 75 (Scheidegger 1957, Watanabe 1989). Le nombre de Reynolds est défini par:

$$R_e = D_{\text{eff}} q \rho_w / \mu \quad (1.6)$$

R_e : nombre de Reynolds (-)

q : flux d'eau (m.s^{-1})

D_{eff} : diamètre "effectif" des pores (m)

ρ_w : masse volumique de l'eau liquide (kg.m^{-3})

μ : viscosité de l'eau liquide ($\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}$)

En prenant la condition $R_e < 0.1$, et avec $\mu_k = \mu / \rho_w = 10^{-6} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$ (Tab. 1.2), on trouve pour un diamètre des pores $D_{\text{eff}} = 1 \text{ mm}$ la condition sur le flux d'eau macroscopique: $q < 10^4 \text{ m.s}^{-1}$. Ainsi, pour l'expérience représentée à la Figure 1.4, on constate que la loi de Darcy ne s'applique pas pour des débits supérieurs à 15 l.mir^{-1} : le diamètre de la colonne étant de 0.35 m , cela correspond à un flux maximal de $3 \cdot 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$ (toutefois, la valeur de $D_{\text{eff}} = 1 \text{ mm}$ surestime probablement le diamètre des pores du sol sableux étudié par Darcy).

Pour les écoulements lents dans des sols argileux il existe des controverses quant à la validité de la loi de Darcy par rapport aux données expérimentales. Certains auteurs pensent qu'il existe un seuil d'écoulement de l'eau (Miller et Low 1963, Swartzendruber 1968): cela pourrait s'expliquer par un comportement non newtonien de l'eau liquide (voir paragraphe suivant) et par des interactions physico-chimiques entre l'eau et la phase solide (présence d'eau adsorbée). D'autres auteurs (Habib 1973) montrent expérimentalement que la loi de Darcy reste valable, au moins pour les argiles non gonflantes. Enfin, certains auteurs (Olsten 1965) considèrent que des conclusions sur la non validité de la loi de Darcy aux écoulements lents seraient liées en fait à des erreurs de mesure.

123. Validité de la loi de Darcy généralisée

Dans certaines conditions, la loi de Darcy généralisée a été vérifiée expérimentalement: différents régimes transitoires dans un échantillon sableux (Vachaud 1968), écoulement stationnaire dans un échantillon sableux à de faibles teneurs en eau (Nimmo *et al.* 1987), régime d'infiltration rapide dans un échantillon sableux (Touma 1984), humectation d'un échantillon de sol gonflant (Angulo 1989).

Pour démontrer de façon théorique la loi de Darcy, on cherche d'abord à décrire l'écoulement dans un milieu poreux à l'échelle microscopique des pores, puis à en déduire un comportement moyen du milieu à l'échelle macroscopique. Trois théories existent:

(a) la *théorie des mélanges* qui est liée à la thermodynamique des processus irréversibles (Taylor et Cary 1964, Cary 1964, Weeks *et al.* 1968, Bowen 1980, Ten Berge et Bolt 1988).

(b) la *théorie d'homogénéisation* qui est liée à la mécanique des fluides et qui utilise comme point de départ les équations de Navier-Stockes. On a cherché au départ à résoudre analytiquement le problème (Raats et Klute 1968, Gray et O'Neill 1976, Bear et Bachmat 1986, Whitaeker 1986, Auriault *et al.* 1989). Des cas difficiles à traiter analytiquement ont été étudiés au moyen de simulations numériques (Gipouloux *et al.* 1991),

(c) la *théorie cinétique des gaz* qui a pour origine les études de Boltzmann. Cette approche est surtout mise en oeuvre au moyen de simulations numériques (Rothman 1988). Nous ne connaissons pas d'étude sur la loi de Darcy qui ont été faites avec cette approche pour des milieux poreux non saturés.

Ces études montrent que pour de petites transformations on obtient à l'échelle macroscopique une série d'égalités entre les flux (de masse ou de chaleur) et des combinaisons linéaires de gradients. Les coefficients de ces combinaisons linéaires sont des caractéristiques du milieu poreux et sont appelés *coefficients de transfert*. Dans certains cas, le flux d'eau liquide est directement proportionnel à un coefficient de transfert - la conductivité hydraulique - et au gradient de potentiel total de l'eau dans le sol: il s'agit donc de la loi de Darcy généralisée. A notre connaissance, ces démonstrations théoriques de la loi de Darcy supposent toutes un *régime permanent*.

Les calculs théoriques sont compliqués, et nous ne retiendrons que les conclusions des auteurs cités. Il est possible de définir un ensemble de conditions *suffisantes* de validité de la loi de Darcy généralisée:

(a) L'approche macroscopique est possible pour toutes les grandeurs physiques considérées: les notions de flux moyen et de gradient de potentiel moyen ont un sens.

(b) La structure du milieu est macroscopiquement *homogène* et *uniforme*: elle est la même en tout point. Dans certains cas, la structure spatiale du milieu peut être périodique.

(c) Les écoulements sont lents, tels que l'on peut négliger les forces d'inertie devant les forces visqueuses: on est *nécessairement* en régime laminaire.

(d) Le liquide est incompressible et Newtonien. Un fluide *Newtonien* est un fluide pour lequel la contrainte de cisaillement est proportionnelle au gradient de la vitesse perpendiculaire à la direction de l'écoulement. La constante de proportionnalité est la *viscosité* du fluide. Pour un

fluide newtonien, il n'existe donc pas de valeur seuil de la contrainte de cisaillement pour produire l'écoulement.

(e) Il n'y a pas de transfert de masse entre les phases.

(f) Pour un milieu déformable, le flux d'eau est défini par rapport à la phase solide.

(g) Les phénomènes de transferts couplés sont négligeables: les vitesses d'entraînement des phases entre les unes par rapport aux autres sont négligeables, les écoulement d'eau sous l'effet de gradients de température sont négligeables, l'écoulement des solutés n'entraîne pas l'eau.

13. HYPOTHESES POUR LA DESCRIPTION DU TRANSFERT D'EAU

131. Liste des hypothèses

Ces hypothèses classiques correspondent au cas du transfert d'eau liquide dans un milieu poreux non saturé, rigide, isotrope, en conditions isothermes.

- (a) Le sol est considéré à l'échelle macroscopique (milieu continu). Ses caractéristiques macroscopiques sont les mêmes en tout point (milieu uniforme, homogène et isotrope).
- (b) Il n'y a pas de réaction chimique ou biologique entre les phases.
- (c) La seule force extérieure au sol est la pesanteur.
- (d) Les écoulements ne sont pas *instables*.
- (e) Il n'y a pas d'effet d'hystérésis.
- (f) Les écoulements sont monodimensionnels.
- (g) Les écoulements sont isothermes.
- (h) La phase solide est indéformable.
- (i) La phase gazeuse est à la pression atmosphérique.
- (j) L'écoulement de la phase gazeuse est instantané et n'entraîne pas la phase liquide.
- (k) L'écoulement de vapeur d'eau est négligeable.
- (l) L'écoulement des solutés est instantané: il n'y a pas de gradient de potentiel osmotique.
- (m) La phase liquide a les propriétés physiques de l'eau pure (densité, viscosité, tension superficielle) et se comporte comme un fluide Newtonien incompressible.

L'hypothèse d'isothermie (hypothèse g) concerne en fait principalement le transfert d'eau en phase vapeur. Par contre, dans la pratique, le flux d'eau liquide dépend bien moins du gradient de température dans le sol qu'il ne dépend du gradient de potentiel hydrique (Crausse 1983, Witono 1988).

Les hypothèses concernant le milieu rigide (hypothèse h), le flux d'eau en phase vapeur négligeable (hypothèse j) et le flux de solutés instantané (hypothèse l) seront discutées avec nos résultats expérimentaux (chapitre 6).

L'hypothèse de stabilité des écoulements à l'échelle macroscopique (hypothèse d) n'est pas valable dans certaines conditions d'écoulement non saturé de l'eau. Des écoulements instables se traduisent par un *piégeage d'une partie de l'eau* (l'hypothèse d implique donc qu'il y a continuité des phases fluides dans le sol). D'une part, cela peut être lié à la formation de *digitations* qui sont des hétérogénéités macroscopiques de l'écoulement, par exemple au début d'une phase d'imbibition (Hillel *et al.* 1989, Lenormand et Zarcone 1989). D'autre part, cela peut être dû à un écoulement *dynamiquement instable*, quand les vitesses d'écoulement sont rapides, par exemple en phase d'infiltration, et s'il existe dans le milieu de pores de dimensions très différentes (Vauclin 1971, Nguyen-Tan 1978, Lenormand 1981).

Le fait de ne pas tenir compte de l'effet d'hystérésis (hypothèse e) ne permet pas de décrire correctement le phénomène de redistribution (Thony 1970, Nguyen-Tan 1978). L'hypothèse d'écoulement monodimensionnel (hypothèse f) doit être considérée avec prudence lorsqu'on étudie un écoulement de l'eau in situ (Touma 1984). Les hypothèses supposant que la phase gazeuse reste à la pression atmosphérique et n'entraîne pas la phase liquide (hypothèses i et j) ne s'appliquent pas pour décrire une phase d'infiltration rapide (Touma 1984).

132. Conséquence pour la description du transfert d'eau

L'expression du potentiel total de l'eau se ramène à (hypothèses g, h et i):

$$\psi_t = \psi_g + \psi_m + \psi_o \quad (1.7)$$

Les paramètres d'état du système sont la pression extérieure P° (constante), la température extérieure T° (constante), la teneur en eau volumique θ (variable) et la concentration en solutés c (variable). ψ_m est indépendant de P° et de c (hypothèses h et m):

$$\psi_m = \psi_m(T^\circ, \theta) \quad (1.8)$$

On considère un écoulement monodimensionnel dans une direction (z), et pouvant varier en fonction du temps (t). Le flux d'eau liquide dans le sol est égal au flux d'eau total (hypothèse k). L'équation de conservation de masse est:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q}{\partial z} \quad (1.9)$$

En appliquant la loi de Darcy, avec l'équation (1.8) et hypothèse l, on obtient:

$$q = -K \left(\frac{\partial \psi_m}{\partial z} + \frac{\partial \psi_g}{\partial z} \right) \quad (1.10)$$

La combinaison des deux relations précédentes conduit à l'équation de l'écoulement de l'eau. Cette équation permet de calculer les potentiels hydriques et les teneurs en eau dans le sol ($\theta_{(z,t)}$ et $\psi_{m(z,t)}$) quand on connaît les *propriétés hydrodynamiques du sol* ($\psi_{m(\theta)}$ et $K(\theta)$), et inversement:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \left(\frac{\partial \psi_m}{\partial z} + \frac{\partial \psi_g}{\partial z} \right) \right) \quad (1.11)$$

Enfin, en introduisant la capacité capillaire C (m^{-1}) dans l'équation (1.13), on obtient l'équation de Richards, qui a ψ_m comme seule variable:

$$C \frac{\partial \psi_m}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \left(\frac{\partial \psi_m}{\partial z} + \frac{\partial \psi_g}{\partial z} \right) \right) \quad (1.12a)$$

$$C = d\theta / d\psi_m \quad (1.12b)$$

14. ETUDE PHENOMENOLOGIQUE DES PROPRIETES HYDRAULIQUES

141. Relation avec la teneur en eau

La conductivité hydraulique et le potentiel matriciel varient de façon non linéaire avec la teneur en eau. Plusieurs formules analytiques existent pour décrire la relation $\psi_m(\theta)$ (Brooks et Corey 1964, van Genuchten 1980, Bruce et Luxmoore 1986) ou la relation $K(\psi_m)$ (Rijtema 1965, Mualem 1986). Ces formules analytiques servent en particulier dans les procédures d'estimation non linéaires des propriétés hydrodynamiques (chapitre 3). Le modèle de Mualem (1976) combiné à la formule empirique proposée par van Genuchten (1980) pour décrire la courbe de rétention est:

$$S_e(\theta) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (1.13a)$$

$$S_e(\psi_m) = (1 + |\alpha \psi_m|^n)^{-m} \quad \text{pour } \psi_m < 0 \quad (1.14b)$$

$$K(S_e) = K_s S_e^\lambda [1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2 \quad (1.14c)$$

$$m = 1 - 1/n \quad (1.14d)$$

θ : teneur en eau volumique ($m^3.m^{-3}$)

S_e : degré de saturation (-)

ψ_m : potentiel matriciel (m)

K : conductivité hydraulique ($m.s^{-1}$)

α : coefficient d'ajustement de la courbe de rétention (m^{-1})

n : coefficient d'ajustement (-)

θ_s : "teneur en eau à saturation" ($m^3.m^{-3}$)

θ_r : "teneur en eau résiduelle" ($m^3.m^{-3}$)

K_s : "conductivité à saturation" ($m.s^{-1}$)

λ : coefficient d'ajustement de $K(\theta)$ (-)

Un avantage de ce modèle analytique est que des valeurs approchées des 6 paramètres (α , n , θ_r , θ_s , K_s et λ) peuvent être déterminées facilement si la courbe de rétention a une forme *sigmoïdale*. En connaissant approximativement la forme de la courbe de rétention, van Genuchten (1980) explique comment en déduire graphiquement les paramètres α , n , θ_r et θ_s : θ_s est pris comme la teneur en eau à saturation, θ_r est une teneur en eau minimale vers laquelle la courbe de rétention tendrait asymptotiquement, α est approximativement l'inverse de ψ_m au point d'inflexion, et n traduit l'étalement de la relation $\psi_m(\theta)$ au voisinage du point d'inflexion. Mualem (1976) propose la valeur universelle $\lambda = 0.5$. Enfin K_s , qui est la conductivité hydraulique associée à θ_s , est assimilé à la conductivité hydraulique à saturation.

La plupart des courbes de rétention présentées dans la littérature ont une forme sigmoïdale; ces courbes correspondent souvent à un domaine de teneur en eau qui ne couvre pas la gamme complète des humidités. Pour les sols à structure fragmentaire ou riches en argile, il est bien connu que la courbe de rétention complète du sol présente souvent plusieurs points d'inflexion: on ne peut plus mettre en oeuvre le modèle analytique de Mualem - van Genuchten sur toute la gamme des humidités.

Les relations $\psi_m(\theta)$ ou $K(\theta)$ varient avec l'histoire hydrique du sol (suivant que le sol se désature ou qu'il s'humecte): ce phénomène d'*hystérésis* a été mis en évidence expérimentalement par plusieurs auteurs (Topp et Miller 1966, Thony 1970, Nguyen-Tan 1978). L'hystérésis peut s'expliquer par un piégeage de l'eau dans le milieu poreux (dans des pores de diamètre variable ou dans des pores en "cul de sac"), par des variations de l'espace poral (hystérésis du retrait - gonflement) ou par une variation de l'angle de contact des ménisques air - eau liquide suivant que les pores s'imbibent ou se vident (variation de quelques degrés).

142. Relation avec les propriétés de l'eau et la température

En supposant que les propriétés du fluide ne sont pas modifiées par le solide, on fait la décomposition suivante:

$$\psi_m(T, \theta) = (1 / \sigma(T)) \varphi(\theta) \quad (1.15a)$$

$$K(T, \theta) = (\rho_w(T) g / \mu(T)) k(\theta) \quad (1.15b)$$

- g : accélération de la pesanteur ($m.s^{-2}$)
- ρ_w : masse volumique de l'eau liquide ($kg.m^{-3}$)
- σ : tension superficielle ($N.m^{-1}$)
- μ : viscosité de l'eau liquide ($kg.m^{-1}.s^{-1}$)
- k : perméabilité intrinsèque (m^2)
- φ : potentiel réduit (N)

Cette décomposition est difficile à vérifier expérimentalement car la température peut agir non seulement sur ψ_m et sur K (à travers μ , σ et ρ_w) mais elle peut aussi modifier ψ_a (air piégé), ψ_o (solutés) et l'organisation géométrique du sol. Ainsi les conclusions des auteurs sont contradictoires. D'une part, dans des gammes de température comprises entre 5°C et 50°C, certains auteurs vérifient expérimentalement que $k(\theta)$ et $\varphi(\theta)$ ne dépendent pas de T° (Philip et De Vries 1957, Nguyen-Tan 1978, Crausse 1983). D'autres auteurs concluent que $K(T^\circ, \theta)$ ou $\psi_m(T^\circ, \theta)$ sont jusqu'à 10 fois plus sensibles à T° que ne le laisse prévoir la décomposition précédente, ce qui s'expliquerait par des interactions entre le fluide et la matrice solide (Conzanz 1982, Smiles *et al.* 1985, Hopman et Dane 1986, Nimmo et Miller 1986).

Pour un écart de température de 10 °C, les variations relatives sont de l'ordre de 0.25 % pour ρ_w , 2.5 % pour σ , et 25 % pour μ (Tab. 1.2). Dans ces conditions, K et ψ_m sont peu sensibles à T° : en effet, on étudie habituellement des variations de K et ψ_m de plusieurs ordres de grandeurs par rapport à θ . C'est pourquoi nous admettons par la suite que la décomposition (1.15) est vraie en première approximation.

Tableau 1.2 - Variations de quelques propriétés physiques de l'eau liquide en fonction de la température (Hillel 1971).

température	masse volumique	tension superficielle	viscosité
°C	kg.m ⁻³	kg.s ⁻²	kg.m ⁻¹ .s ⁻¹
0	999.87	75.6 10 ⁻³	1.787 10 ⁻³
5	999.99	74.8 10 ⁻³	1.519 10 ⁻³
10	999.73	74.2 10 ⁻³	1.307 10 ⁻³
15	999.13	73.4 10 ⁻³	1.139 10 ⁻³
20	998.23	72.7 10 ⁻³	1.002 10 ⁻³
25	997.08	71.9 10 ⁻³	0.890 10 ⁻³
30	995.68	71.1 10 ⁻³	0.798 10 ⁻³
35	994.06	70.3 10 ⁻³	0.719 10 ⁻³
40	992.25	69.5 10 ⁻³	0.653 10 ⁻³

143. Relation avec les caractéristiques du sol

Il est clair que les propriétés hydrodynamiques dépendent beaucoup de la nature du sol et en particulier de sa texture et de sa structure. En fait, des caractéristiques macroscopiques peuvent refléter indirectement un état d'organisation de l'espace poral du sol. Le problème est de choisir un ensemble de caractéristiques suffisant.

Pour un sol sableux non structuré, Hubert (1978) montre dans son étude bibliographique que K_{sat} peut être souvent corrélé à la porosité ou au diamètre moyen des particules. Dans le cas d'un sol structuré, Fiès (1982) montre qu'il vaut mieux chercher à corrélérer K_{sat} avec la porosité structurale du sol (paragraphe 2) plutôt qu'avec la porosité totale (Fig. 1.5). Mais en général, pour un sol structuré ou argileux, Hubert (1978) conclue qu'il est souvent difficile de trouver une corrélation entre K_{sat} et un paramètre macroscopique unique.

Pour un type de sol non saturé, des corrélations multiples entre ses propriétés hydrodynamiques et des caractéristiques macroscopiques du sol facilement mesurables ont été recherchées. En général le jeu de critères retenus correspond à la granulométrie (3 ou 5 fractions), la porosité totale (ou la masse volumique du sol) et la matière organique. Les propriétés hydrodynamiques sont tabulées (Clapp et Hornberger 1978, Gupta et Larson 1979, Cosby *et al.* 1984, Schuh et Sweeney 1986, Saxton *et al.* 1986, Alexander et Skaggs 1987) ou décrite par des formules empiriques (Bloemen 1980, Carsel et Parrish 1988, Wosten et van Genuchten 1988).

De façon générale ces études n'aboutissent pas à une précision suffisante pour pouvoir décrire quantitativement les transferts d'eau dans le sol à l'échelle macroscopique (Bouma 1973, Cosby *et al.* 1984, Woesten et van Genuchten 1988). Ainsi, pour des sols sableux non structurés, Schuh et Sweeney (1986) obtiennent des estimations de $K(\theta)$ peu biaisées mais très dispersées (un à deux ordres de grandeur sur $K(\theta)$ pour une valeur donnée de θ). Alexander et Skaggs (1987) présentent des estimations de $K(\psi_m)$ pour plusieurs sols qui sont systématiquement biaisées, avec des écarts qui atteignent trois ordres de grandeur.

Enfin, cette recherche de corrélations paraît difficile, et tend à devenir de plus en plus complexe, dans deux cas:

(a) Pour les sols structurés, plusieurs auteurs concluent que les corrélations établies ne sont pas satisfaisantes et on cherche alors à prendre en compte des paramètres de forme des éléments structuraux (Bouma 1977, Schuh et Sweeney 1986, Alexander et Skaggs 1987).

(b) Dans le cas de sols argileux, les corrélations sont aussi peu satisfaisantes, les écarts entre les valeurs estimées et mesurées de K atteignant trois ordres de grandeur (Alexander et Skaggs 1987, Schuh et Sweeney 1986). Williams *et al.* (1983) proposent d'introduire dans les corrélations la nature minéralogique des argiles pour exprimer $\psi_m(\theta)$.

144. Relation avec la salinité

A notre connaissance les expériences concernant l'effet de la salinité de la solution du sol sur les propriétés hydrodynamiques sont toujours expliquées par une modification de la structure du sol (Suarez 1984, Keren et Singer 1988). Cette modification de structure résulterait soit de la dispersion des argiles qui colmatent les pores, soit du gonflement des argiles.

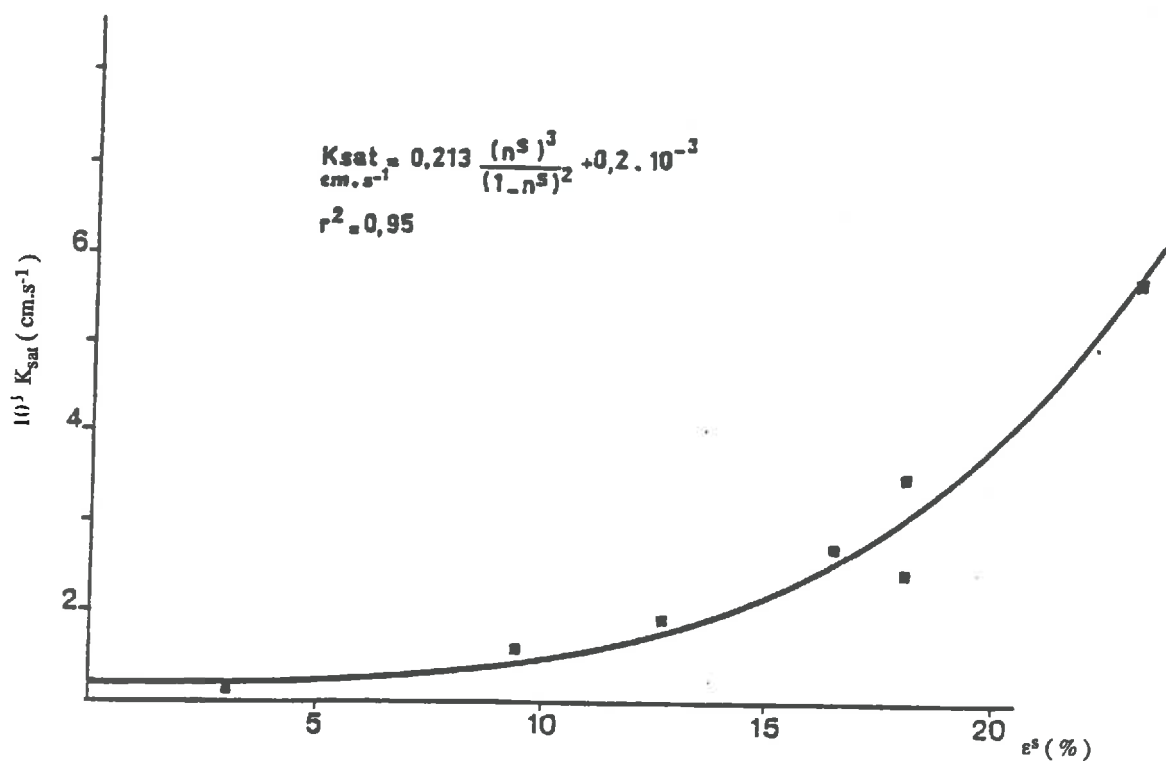


Figure 1.5 - Relation empirique entre la conductivité hydraulique et la porosité structurale de massifs d'agrégats (Fiès 1982).

2. ANALYSE COMPARTIMENTALE DE L'ESPACE PORAL DU SOL

21. L'ANALYSE DES SYSTEMES DE POROSITE (STENGEL 1979)

L'étude phénoménologique des propriétés hydrodynamiques du sol montre qu'elles sont probablement très liées à l'organisation de l'espace poral et à la répartition de l'eau dans cet espace poral. C'est pourquoi nous présentons une méthode simple de caractérisation de l'espace poral du sol: l'*analyse des systèmes de porosité*. Cette méthode est facile à mettre en oeuvre, et représente un compromis entre la mesure trop globale de la porosité totale du sol et les méthodes lourdes de l'analyse morphologique.

221. Espace poral structural et textural

Monnier *et al.* (1973) trouvent que la variabilité de la densité d'échantillons de sol naturel de plus en plus petits diminue et que sa valeur moyenne tend souvent vers une limite qui est celle d'un échantillon remanié de même texture. Dans ces conditions l'espace poral du sol est décomposé en deux sous-ensembles d'origine distincte (Childs 1969, Stengel 1979):

(a) Un espace poral *textural*, qui aurait pour origine l'arrangement des particules élémentaires constitutives du sol (argile, limon, sable). Le volume de cet espace poral textural varie avec la teneur en eau (de façon réversible en général), mais dépendrait peu des facteurs externes au sol (en particulier du compactage).

(b) un espace poral *structural* qui est le complémentaire. Stengel (1979) montre que l'origine des pores structuraux dépend beaucoup des facteurs externes au sol (climat, travail du sol, activité biologique), et des interactions entre la texture et la teneur en eau (fissuration liée au retrait de l'argile). Les pores structuraux ont des formes variées et sont souvent de grande taille (millimétrique à décimétrique) par rapport aux pores texturaux: espaces inter-mottes, fissures, trous de vers de terre. Chrétien (1986) propose une analyse plus fine de la porosité structurale en fonction de l'origine des pores structuraux. Dans cette étude nous nous limitons à un cas simple de milieu structuré.

Fiès (1978, 1981, 1984) étudie les propriétés de mélanges texturaux de particules élémentaires (sable, limon, argile). L'analyse de la porosité des mélanges, des courbes d'intrusion du mercure et l'observation micromorphologique montre que la phase argileuse enrobe les grains du squelette. Il distingue deux compartiments dans la porosité texturale:

(a) Un espace poral propre à l'*argile*. La taille des étranglements des pores est inférieure à 0.05μ . On ne sait pas si l'organisation de cet espace poral est modifiée lorsque de l'argile pure est mélangée à un squelette (limon, sable).

(b) Un espace poral textural *lacunaire* qui est son complémentaire. Fiès et Zimmer (1982) observent sur des mélanges sablo-argileux (15% d'argile) des lacunes, dont les étranglements ont un diamètre d'environ 1/7 de la taille des grains du squelette.

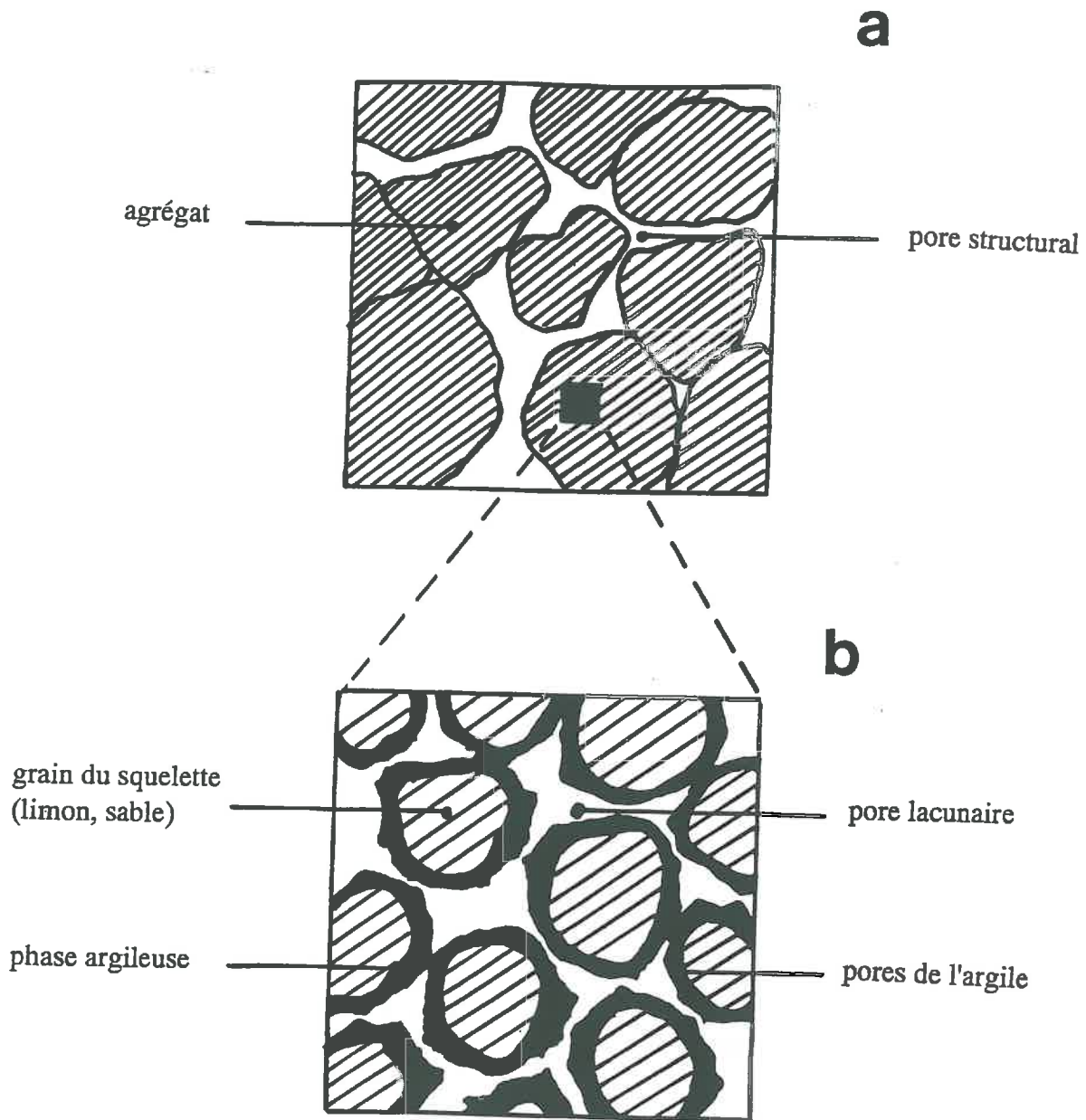


Figure 1.6 - Schéma d'organisation de l'espace poral du sol (Stengel 1979, Fiès 1978)

(a) échelle d'organisation structurale , (b) échelle d'organisation texturale

L'organisation de l'espace poral du sol relative à l'analyse des systèmes de porosité est représentée schématiquement par la Figure 1.6 . Soit un volume de sol, tel que la masse de solide est M_s et occupe un volume V_s . Les pores occupent un volume V_p : pores texturaux (volume V_p^t) et pores structuraux (volume V_p^s); les grandeurs associées à l'analyse des systèmes de porosité sont définies dans le Tableau 1.3 . Dans la pratique, on considère que des agrégats extraits par rupture et tamisés entre 2 et 3 mm ont une masse volumique qui est la masse volumique texturale (Stengel 1983).

Tableau 1.3 - Grandeurs associées à l'analyse des systèmes de porosité du sol (Stengel 1979, Fiès 1978).

Grandeur	Définition
Masse volumique texturale	$\rho_d^t = M_s / (V_s + V_p^t)$
Indice des vides structural	$e^s = V_p^s / V_s$
Indice des vides textural	$e^t = V_p^t / V_s$
Porosité structurale	$\varepsilon^s = V_p^s / (V_s + V_p)$
Porosité texturale	$\varepsilon^t = V_p^t / (V_s + V_p)$
Porosité d'un agrégat	$\varepsilon^{tag} = V_p^t / (V_s + V_p^t)$

La relation entre le volume massique d'un échantillon de sol et sa teneur en eau pondérale est la *courbe de retrait*. Cette courbe de retrait présente des changements de pente; elle est souvent décrite de façon schématique par des segments de droite (Mac Garry et Malafant 1987). En considérant le retrait d'un échantillon de sol à structure fragmentaire, nous supposons que l'entrée d'air ne se produit pas au même moment dans les pores structuraux, lacunaires et de l'argile; on définit ainsi trois teneurs en eau qui correspondent à des évolutions différentes du retrait avec la teneur en eau: le point d'entrée d'air dans les pores structuraux (ω^{str}), dans les pores lacunaires (ω^{lac}) et dans les pores de l'argile (ω^{arg}). Les courbes de retrait hypothétiques de deux échantillons d'un même sol, l'un à structure fragmentaire et l'autre à structure continue (agrégat) sont représentées sur la Figure 1.7 .

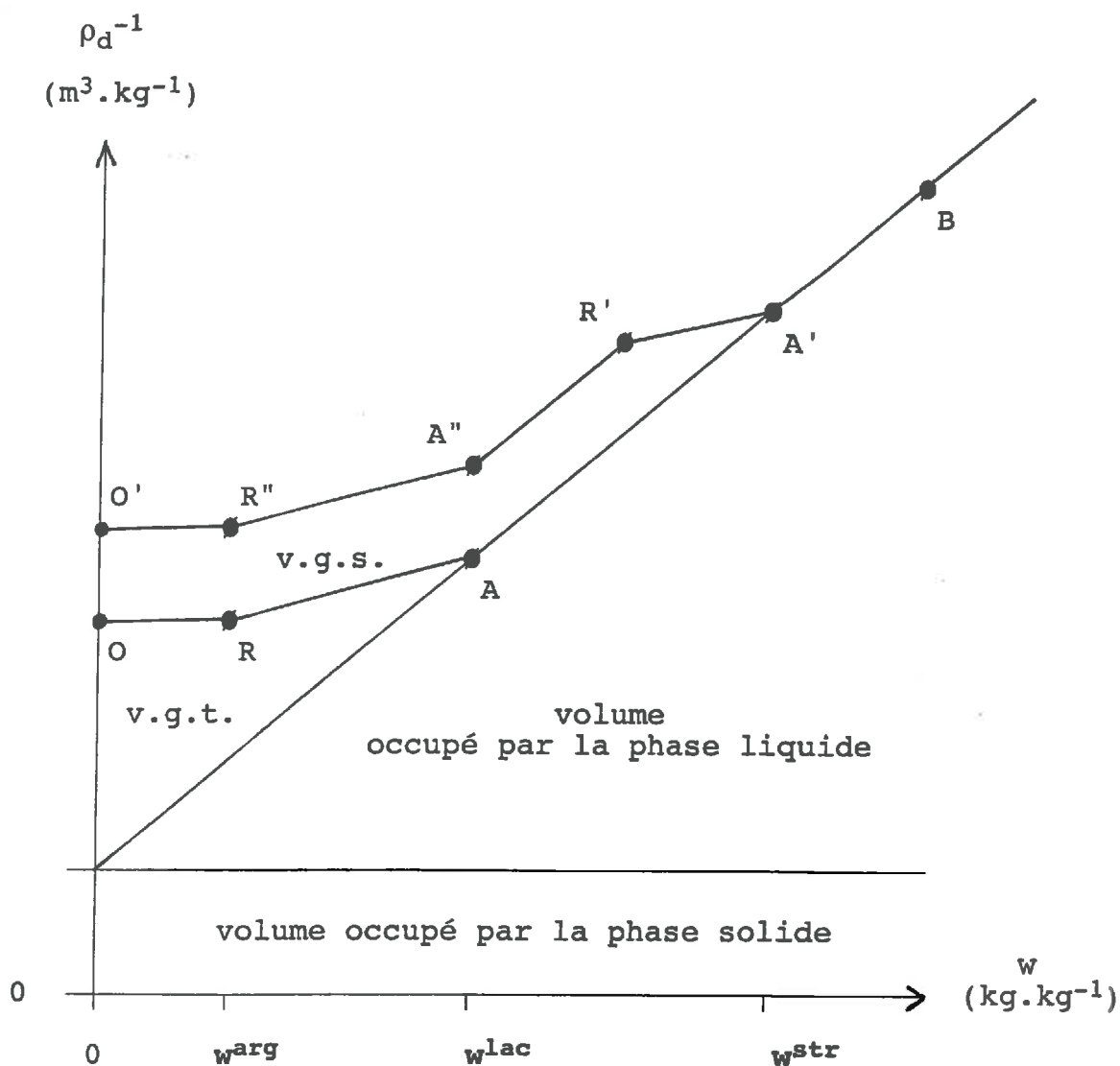


Figure 1.7 - Représentation schématique des courbes de retrait d'un échantillon à structure fragmentaire (O' R'' A'' R' A' B) et d'un agrégat du même sol (O R A B).

(A B) : droite de saturation d'un mélange eau liquide - solide:

$$1 / \rho_d = 1 / \rho_s + \omega / \rho_w \quad (\text{Haynes 1935})$$

ω^{arg} : teneur en eau à la limite de retrait
 ω^{lac} : teneur en eau au point d'entrée d'air des pores lacunaires
 ω^{str} : teneur en eau au point d'entrée d'air des pores structuraux

v.g.t. : volume d'air dans les pores texturaux
v.g.s. : volume d'air dans les pores structuraux

22. HYPOTHESE DE STABILITE DE L'ORGANISATION TEXTURALE DU SOL

Au cours du processus de première dessiccation (évaporation d'une pâte remaniée saturée), on peut considérer qu'un réseau de pores lacunaires interconnectés se met en place, tant que le sol n'est pas trop argileux (Fiès 1978). Après une première dessiccation, et sauf dans des conditions extrêmes de dessiccation, la courbe de retrait de petits agrégats varie peu en général au cours de plusieurs cycles d'humectation - dessiccation (Fiès 1978); cela n'est pas vrai pour les sols riches en argile (plus de 40%), notamment quand les argiles sont des smectites Ca^{2+} ou Mg^{2+} (Tessier 1984).

Sous l'effet du compactage il peut se produire un *tassement textural* défini comme un écrasement irréversible plus ou moins complet des pores lacunaires (Stengel 1981). En laboratoire, c'est seulement pour un mélange sableux à moins de 10 % d'argile que Fies et Zimmer (1982) mettent en évidence une diminution irréversible de la porosité texturale (jusqu'à 15 %) sous l'effet du compactage (oedomètre, pressions entre 0.5 et 10 kg.cm^2 , deux humidités). "Il n'a pas été possible de mettre en évidence par des procédés de compactage de laboratoire des variations de l'assemblage des constituants pour des matériaux argilo-limoneux" (Guérif 1988). "Compte tenu des valeurs les plus fréquentes des contraintes développées par les engins agricoles, des modifications de l'organisation texturale des sols ne sont généralement observables que pour les teneur en argile inférieures à 20 % environ" : pour les sols contenant plus de 20 % d'argile, les forces de cohésion entre les grains du squelette assurées par l'argile (et la matière organique) correspondraient à des énergies généralement supérieures aux forces extérieures agissant sur le sol (Stengel 1981).

Ainsi, en se basant sur des mesures globales de porosité, on serait tenté de conclure que l'organisation de l'espace poral textural d'un sol dont la teneur en argile serait supérieure à 20% environ est la même pour une granulométrie et pour une teneur en eau donnée, tant que le sol n'est pas soumis à des situations extrêmes par rapport aux conditions normales de climat et de travail du sol. Cependant, la réponse d'un sol au compactage est un phénomène complexe, qui dépend de la nature, de la forme et de la distribution de taille des particules du sol, de l'humidité, mais aussi de l'intensité et du mode d'application de l'énergie utilisée pour compacter (Faure 1978). C'est pourquoi Faure (1981) considère que la porosité texturale telle qu'elle a été définie est une notion expérimentale, à distinguer de l'arrangement le plus serré possible des particules solides.

3. CONCLUSION DU CHAPITRE

Des bases et des hypothèses classiques pour décrire l'écoulement de l'eau dans le sol ont été rappelées. En considérant un milieu poreux isotrope tel que le diamètre des pores est inférieur à 1 mm, cette approche doit permettre d'étudier expérimentalement le transfert d'eau liquide, sur des échantillons de sol dont le volume est de l'ordre du dm^3 et à des vitesses d'écoulement inférieures à 10^{-4} m.s^{-1} . Pour éviter des écoulements instables, il faut se placer en conditions (quasi-)stationnaires. Pour limiter les flux d'eau en phase vapeur, il faut travailler à température constante. Enfin, on peut normaliser les propriétés hydrodynamiques du sol par rapport à la température, quand cela concerne une gamme de température d'environ 10°C .

L'étude phénoménologique des propriétés hydrodynamiques du sol montre qu'elles dépendent surtout de la teneur en eau du sol et de ses caractéristiques texturales et structurales. Or, la recherche de corrélations empiriques entre les propriétés hydrodynamiques et des caractéristiques macroscopiques du sol ne permet en général pas d'estimer la conductivité hydraulique avec une précision suffisante, et n'est pas prédictive. Une alternative à ces travaux est bien entendu la recherche de modèles déterministes de la relation $K(\theta)$, cherchant à décrire à l'échelle microscopique la géométrie de l'espace poral du sol, la répartition de l'eau dans cet espace poral, et les écoulements dans les pores.

Avant de présenter les modèles existant pour décrire la relation $K(\theta)$, une méthode simple de caractérisation de l'espace poral du sol a été décrite: l'*analyse des systèmes de porosité* (Stengel 1979, Fiès 1978). Elle repose sur un modèle d'organisation géométrique du sol qui distingue des familles de pores dans le sol suivant leur origine. En particulier, l'espace poral *textural* peut être assimilé à l'espace poral de petits agrégats; d'après des mesures de la porosité du sol (surtout), il semblerait que la géométrie de l'espace poral textural d'un sol varie peu, pour une histoire hydrique donnée, sauf si le matériau est pauvre en argile (moins de 20% environ) et s'il a été soumis à des contraintes mécaniques importantes dans la pratique.

CHAPITRE 2 - MODELISATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DU SOL

Des modèles fonctionnels permettant d'établir une relation entre la conductivité hydraulique et la géométrie de l'espace poral du sol sont présentés. Nous distinguerons:

(a) Des modèles d'assemblage de volumes conducteurs. Ils établissent la relation entre la conductivité globale du milieu et celle de constituants élémentaires (qu'il faut définir) dont on connaît les conductivités et le mode d'arrangement.

(b) Des modèles d'écoulement visqueux dans les milieux poreux. A partir de lois de la capillarité (loi de Laplace, loi de Poiseuille), ces modèles permettent de calculer directement la conductivité hydraulique du milieu quand on connaît la géométrie de l'espace poral et les propriétés du fluide (viscosité, tension superficielle).

1. MODELES D'ASSEMBLAGE DE VOLUMES CONDUCTEURS

Dans ces modèles, on considère un mélange (M) de composants homogènes (I) occupant tout l'espace. Connaissant les conductivités (κ_i) et les fractions volumiques (x_i) de chaque sorte de volume conducteur, on cherche à calculer la conductivité globale du milieu à partir d'hypothèses sur la forme des volumes conducteurs, sur leur mode d'assemblage et sur la nature des contacts entre ces volumes. De tels modèles s'appliquent *a priori* à toutes les situations où le transfert est exprimé par une loi analogue à la loi de Darcy (conductivité hydraulique), à la loi d'Ohm (conductivité électrique), ou à la loi de Fourier (conductivité thermique).

Pour le sol, cette approche paraît simple à mettre en oeuvre dans des situations particulières:

(a) Au niveau structural, le sol correspond à un assemblage de plusieurs catégories de volumes texturaux (dont on pourrait connaître les conductivités), de graviers (non conducteurs par exemple) et de pores structuraux. Quand les pores structuraux ne contiennent pas d'eau, ils forment un ensemble homogène non conducteur pour l'eau liquide; ce cas nous semble avoir une importance pratique: on chercherait à quantifier l'effet de "contact" entre les volumes conducteurs, par rapport à la conductivité de ces volumes.

(b) Au niveau textural, le sol correspond à un assemblage de grains de squelette (non conducteurs), enrobés par de l'argile (conductrice). Lorsque les pores texturaux lacunaires ne contiennent pas d'eau, ils forment un ensemble homogène non conducteur pour l'eau liquide; dans la pratique, cela correspond à un sol très sec.

Cette approche est aussi complémentaire de la plupart des modèles d'écoulement visqueux décrivant l'espace poral comme un réseau de pores: (i) la modélisation de l'écoulement au niveau de chaque pore consiste souvent à leur attribuer une "conductivité élémentaire", (ii) puis à calculer la conductivité hydraulique globale de l'assemblage des pores.

11. MODELES DE SECTION EFFICACE ENTRE VOLUMES CONDUCTEURS

Ces modèles considèrent un mélange binaire (M) constitué d'une phase conductrice (A) et d'une phase non conductrice (B). La conductivité hydraulique du mélange (κ_M) est égale à celle de la phase conductrice (κ_A) pondérée par la *section efficace* des éléments conducteurs dans le mélange (S_A / S_M):

$$\kappa_M = \kappa_A (S_A / S_M) \quad (2.1)$$

S_M : surface de sol dans une direction perpendiculaire à l'écoulement (m^2)

S_A : surface occupée par la phase conductrice au niveau de la surface S_M (m^2)

111. Modèles géométriques simples

Gratton et Fraeser (1935) étudient des empilements réguliers de sphères de même diamètre. Il établissent un classement entre K_{sat} et la porosité des systèmes cristallins. Ce classement est peu précis, car Gratton et Fraeser (1935) ne tiennent pas compte de l'anisotropie des systèmes cristallins. De plus l'organisation du sol ne peut pas être réduite à un simple empilement cristallin (Fies 1978).

Des auteurs ont calculé la surface de contact pour deux couches d'éléments de même taille (sphères ou cylindres) connectées de façon aléatoire (Marshall 1958, Millington et Quirk 1961). La formule empirique de Mualem (1978) apparaît comme une forme plus générale de ces calculs (paragraphe 113). Pour un empilement de sphères, Marshall (1958) établit:

$$S_A / S_M = \varepsilon^{3/2} \quad (2.2)$$

ε : porosité totale du sol (-)

112. Modèles de section efficace (Kozeny 1927)

Dans le cas général, on a pour un milieu tridimensionnel dont la structure est isotrope:

$$S_A / S_M = x_A \quad (2.3)$$

x_A : fraction volumique occupée par la phase conductrice (-)

Pour un sol saturé, c'est l'hypothèse de Dupuit-Forcheimer dans l'approche de Kozeny (1927):

$$\kappa_M = \kappa_A (S_A / S_M) = \kappa_A \varepsilon \quad (2.4)$$

ε : porosité totale du sol (-)

κ_A : calculé avec un modèle capillaire (paragraphe 24)

Pour un sol non saturé en eau, Mualem (1978) étend l'approche de Kozeny (1927). Si toute l'eau de ce sol participe à l'écoulement, alors x_A (fraction volumique occupée par la phase conductrice) est égal à θ (teneur en eau volumique). Mualem (1976) suppose l'existence d'une fraction d'eau immobile dans le sol, θ_r , qu'il nomme "teneur en eau résiduelle". Cette teneur en eau résiduelle pourrait représenter à la fois l'eau contenue dans des pores très fins et l'eau piégée au cours du dessèchement du sol. Dans la pratique, Mualem (1976) propose d'assimiler cette teneur en eau résiduelle à la teneur en eau correspondant à un potentiel matriciel de -150 m environ. Cette notion est très contestable et il vaut mieux la considérer comme un terme d'ajustement. On a:

$$\kappa_M = \kappa_A (S_A / S_M) = \kappa_A (\theta - \theta_r) \quad (2.5)$$

θ : humidité volumique ($m^3.m^{-3}$)

θ_r : humidité volumique résiduelle ($m^3.m^{-3}$)

κ_A : calculé avec un modèle capillaire (paragraphe 24)

Bruckler (1979) étudie le contact terre-graine dans un massif d'agrégats. Il fait la distinction entre porosité structurale et texturale pour analyser les transferts d'eau en phase liquide et en phase gazeuse dans un lit de semences (étude de la germination). Il utilise la même approche (équation 2.8) pour évaluer la section efficace d'un empilement d'agrégats saturés, quand il n'y a pas d'eau dans les pores structuraux:

$$\kappa_M = \kappa_A (S_A / S_M) = \kappa_A (1 - \varepsilon^s) \quad (2.6)$$

ε^s : porosité structurale (-)

κ_A : conductivité hydraulique des agrégats saturés ($m.s^{-1}$)

Cette approche considère que l'écoulement suit une direction privilégiée arbitraire: en négligeant les écoulements transversaux, on surestime le flux réel dans cette direction arbitraire. Pour un empilement de particules, on peut également dire que cette approche équivaut à un modèle de substitution *sans perturbation* (Bruckler 1979): de ce point de vue on surestime la surface de contact réelle. Pour les milieux binaires constitués d'une seule phase conductrice on trouve alors que les valeurs de κ_M obtenues avec l'approche de Kozeny (1927) sont supérieures à celles prévues par Maxwell (1873) et Landauer (1952) (paragraphe 22). Il étendent alors ces formules en introduisant des coefficients empiriques d'ajustement.

113. Formules empiriques dérivées de la notion de section efficace

Pour un sol non saturé, Mualem (1978) introduit un coefficient d'ajustement λ :

$$S_A / S_M = (\theta - \theta_r)^\lambda \quad (2.7)$$

λ : coefficient empirique supposé constant pour un sol (-)

Bruckler (1979) propose également une formule empirique qui est ajustée à partir d'un modèle de transfert d'eau entre une graine et un massif d'agrégats saturés (sans eau dans les pores structuraux). Pour des agrégats homogènes (2 à 3 mm) et de texture limoneuse (sol de Montluel) l'ajustement est:

$$S_A / S_M = 0.94 (1 - \varepsilon^s) - 0.16 \quad r^2 = 0.80 \quad (2.8)$$

$$0 < \varepsilon^s < 0.45$$

Quand les agrégats ne sont plus saturés, Bruckler (1983b) trouve que le rapport (S_A / S_M) diminue de façon exponentielle avec la teneur en eau.

Enfin, pour un sol saturé contenant des graviers (non poreux), Bouwer et Rice (1984) proposent une relation empirique qui ressemble à la notion de section efficace, et qui est en assez bon accord avec leurs données expérimentales:

$$\kappa_M = \kappa_A (e_M / e_A) \quad (2.9)$$

e_M : indice des vides du mélange (sable, graviers)

e_A : indice des vides du sable

κ_A : conductivité hydraulique à saturation du sable ($m.s^{-1}$)

En conclusion, les modèles utilisant la notion de section efficace sont rarement prédictifs. Les valeurs de (S_A / S_M) ajustées sont en général inférieures à la valeur théorique (x_A).

12. MELANGES COMPOSITES

Les premières études sur les matériaux composites avaient pour but de calculer la résistance des diélectriques (Mossotti, Clausius, Lorenz, Lorentz, Maxwell, Maxwell-Garnett, Wiener cités par Landaueur 1978). Elles ont été ensuite appliquées à plusieurs domaines de la physique (Hale 1976, Landaueur 1978), notamment: la conductivité thermique, la résistance des matériaux, l'optique, la supraconductivité et la mécanique des fluides. Par rapport aux modèles de section efficace, qui sont basés sur des hypothèses seulement géométriques, ces modèles cherchent à tenir compte des perturbations de l'écoulement liées à la présence d'un élément conducteur au sein du milieu.

Sauf indication contraire, les formules que nous présentons reposent sur les hypothèses suivantes: (i) le milieu est tridimensionnel, (ii) le milieu est isotrope, sans corrélation spatiale entre les phases, (iii) les surfaces de contacts entre les volumes conducteurs peuvent être assimilés à des surfaces continues à l'échelle de ces volumes ("contacts parfaits").

121. Particules diluées (approche de Maxwell 1873)

Cette approche considère des particules diluées dans une matrice. Elle suppose qu'au niveau d'une particule, l'écoulement n'est pas perturbé par la présence des autres particules. Cette hypothèse (hypothèse de la "cavité fictive" de Clausius-Mossotti) qui simplifie beaucoup les calculs n'est acceptable en théorie que pour des particules infiniment éloignées. Maxwell (1873) propose une formule pour décrire la conductivité d'un mélange binaire M ($x_A + x_B = 1$), les particules de A étant diluées dans B:

$$(\kappa_A - \kappa_M) / (\kappa_M + 2 \kappa_A) + x_B (\kappa_B - \kappa_M) / (\kappa_B + 2 \kappa_A) = 0 \quad (2.10)$$

La formule n'est pas symétrique en A et B. Si la conductivité des inclusions (B) est nulle, on a:

$$\kappa_M = \kappa_A \frac{2x_A}{3 - x_A} \quad (2.11)$$

Bouwer et Rice (1984) utilisent cette formule pour décrire la conductivité hydraulique (K_s) d'un mélange de sable saturé et de graviers ($x_B = 0$ à 0.7). Les valeurs de K_s sont sous-estimées par le modèle et l'écart avec les valeurs mesurées atteint 30 %.

122. Milieu effectif (Approche de Landaeur 1952)

Landaeur (1952) applique l'hypothèse du *milieu effectif* pour un mélange de particules. Le *milieu effectif* est un milieu fictif homogène qui aurait les mêmes propriétés macroscopiques que le milieu microscopiquement hétérogène (Landaeur 1952). En supposant que chaque particule a une forme *approximativement sphérique*, il établit la conductivité du milieu effectif par un calcul d'électrostatique (Annexe A). Pour un mélange binaire M ($x_A + x_B = 1$) on a:

$$x_A (\kappa_A - \kappa_M) / (\kappa_A + 2 \kappa_M) + x_B (\kappa_B - \kappa_M) / (\kappa_B + 2 \kappa_M) = 0 \quad (2.12)$$

La formule établie est symétrique pour A et B (aussi appelée "formule symétrique" de Bruggeman). Landaeur (1952) montre que la résistance électrique de mélanges binaires de cristaux de résistances très différentes est bien décrite par cette théorie. Si la conductivité d'une fraction (B) est nulle, on a:

$$\kappa_M = \kappa_A (3x_A - 1) / 2 \quad (2.13)$$

Pour les milieux binaires constitués d'une seule phase conductrice, on trouve que les valeurs de κ_M obtenues de Maxwell (1873) sont surestimées par rapport au calcul de Landauer

(1952). Ceci est du au fait que l'approche de Maxwell (1873) néglige les "effets de bord" au voisinage des inclusions.

L'équation (2.13) prévoit l'existence d'un seuil de percolation (paragraphe 3). Mais l'expérience montre que si la fraction volumique des éléments de conductivité nulle tend vers 1 (κ_M tend vers 0), l'approche du milieu effectif décrit mal la réalité: quand les particules conductrices sont peu connectées, on ne peut plus admettre que leur environnement se comporte comme un milieu continu avec des propriétés moyennes (Landaueur 1978).

123. Approche de Burger (1919)

La formule de Burger (1919) apparait comme une forme générale des formules de Maxwell (1873) et de Landaueur (1952). Elle est généralisable à plusieurs sortes de particules (De Vriès 1963):

$$x_A (\kappa_A - \kappa_M) + x_B (\kappa_B - \kappa_M) \gamma = 0 \quad (2.14)$$

γ est le rapport des gradients moyens de potentiel pour A et pour B. La difficulté est de calculer la valeur de γ , qui dépend des conductivités, de la forme et de la disposition des particules.

En ne tenant pas compte de la différence entre les gradients moyens de potentiel pour A et pour B ($\gamma = 1$), le modèle se résout à un modèle où les phases A et B sont en parallèle; si la conductivité de la phase B est nulle, on se ramène au cas des modèles de section efficace (paragraphe 1).

De Vriès (1963) utilise la formule de Burger (1919), mais en se limitant au cas de particules ellipsoïdales diluées dans une matrice: il s'agit d'une généralisation de l'approche de Maxwell (1873). Le modèle de De Vriès (1963), qui a été testé pour décrire la conductivité thermique du sol et la de diffusion en phase gazeuse, est difficile à mettre en oeuvre: il est très sensible à la forme des inclusions et il n'est pas possible en général de calculer γ de façon exacte (Renault 1988).

124. Généralisations pour les milieux composites

Hale (1976) cite différents modèles établis pour des milieux anisotropes, périodiques, ou avec des corrélations spatiales entre les particules. Les formules proposées nous semblent difficiles à mettre en oeuvre, car elles utilisent un grand nombre de paramètres qu'il faut déterminer directement par des observations morphologiques.

Les travaux récents sur les milieux composites sont surtout théoriques (Niklasson *et al.* 1981, Brailsford 1986, Mc Lachlan 1988): ils cherchent à unifier l'approche de Maxwell (1873) et celle de Landaueur (1952), en considérant des particules avec un "revêtement" noyées dans un milieu effectif, et surtout à définir les limites de validité de la théorie du milieu effectif au voisinage du seuil de percolation.

13. RESEAUX DE LIENS

131. Types de réseaux de liens

Nous parlerons de *réseau* pour désigner un ensemble de résistances (pouvant être nulles) reliées entre elles, dans 2 ou 3 dimensions. Ces résistances correspondent à des *liens*, les zones de raccordement entre les liens sont les *noeuds*. A chaque noeud peut être associé une capacitance (le cas où des résistances et des capacitances sont en parallèle n'est pas envisagé).

Depuis Fatt (1956), des modèles de réseau ont été proposés pour décrire la géométrie de l'espace poral. Dans ce paragraphe, nous n'abordons la modélisation de l'écoulement de l'eau dans un pore: on envisage ici un réseau de liens, en supposant que les résistances des liens sont connues. On peut aussi considérer le sol à l'échelle structurale: l'assemblage des mottes et des cailloux correspondrait à un premier réseau; les pores structuraux correspondraient à un second réseau, complémentaire du premier.

Un réseau est une représentation du milieu à l'échelle microscopique, qui peut être plus ou moins schématique. D'une part, la construction d'un réseau à partir d'observations micromorphologiques faites sur un sol naturel (par exemple Dullien 1975) est difficile expérimentalement et repose sur des méthodes complexes de morphologie mathématique. D'autre part, des réseaux de formes très diverses et plus ou moins empiriques ont été proposés dans la littérature pour décrire la structure des milieux poreux (van Brakel 1974). On distinguera en particulier les réseaux à mailles régulières (par exemple Kirkpatrick 1973, Lenormand 1981) et les réseaux à nombre de liens par noeud variable (par exemple Renault 1988).

Les propriétés de conduction d'un réseau ont été étudiées en détail par différents auteurs (Kirkpatrick 1973, Renault 1988). Pour bien décrire le comportement du sol, il paraît important de considérer de très grands réseaux ou *réseaux infinis* (Lenormand 1981, Renault 1988).

132. L'approche du milieu effectif

Il existe d'une part des méthodes simples de calcul de la conductivité globale d'un réseau, dans le cas d'un réseau bien connecté; cette conductivité globale peut être alors considérée comme une grandeur macroscopique (conductivité équivalente).

Kirkpatrick (1973) considère un réseau infini, à 2 ou 3 dimensions. Il applique l'hypothèse du milieu effectif à ce réseau: on suppose que le réseau se comporte comme une conductance unique équivalente, que l'on cherche à calculer. Il montre que cette conductance équivalente doit satisfaire la condition suivante:

$$\int_{\text{réseau}} \frac{\kappa_M - \kappa_i}{(z/2 - 1) \kappa_M + \kappa_i} f(\kappa_i) d\kappa_i = 0 \quad (2.15)$$

- κ_M : conductance équivalente du réseau
- κ_i : conductances élémentaires des liens du réseau
- z : coordinence des liens (nombre de liens par noeud)
- f : fonction de densité de probabilité des conductances élémentaires

Si le réseau est un réseau de coordinence $z = 6$, constitué seulement de deux sortes de résistances, on remarque que cette équation est identique à l'équation (2.3) proposée par Landaueur (1978) et fondée aussi sur une hypothèse de milieu effectif.

D'autres cas ont été considérés par une approche du milieu effectif. Par exemple, Marchant (1977) montre que pour un réseau infini, dont la coordinence moyenne est 4 (nombre de liens par noeud), et tel que la distribution des logarithmes des conductances est symétrique (sans corrélation spatiale), que la résistance globale du réseau est égale à la moyenne géométrique de la distribution des résistances.

Des études numériques (Kirkpatrick 1973, Tua et Bernasconi 1988) montrent que l'approche du milieu effectif appliquée aux réseaux permet de calculer une conductivité équivalente qui est en bon accord avec la conductivité globale "réelle" du réseau, sauf quand celui-ci contient une proportion importante d'éléments non conducteur.

133. La théorie de la percolation

Par des simulations numériques, il est possible de suivre l'évolution de la conductance globale d'un réseau dont les liens sont "éliminés" progressivement de façon aléatoire (le nombre des résistances nulles augmente). De nombreuses études (Kirkpatrick 1973, Stauffer 1985, Renault 1988) montrent que la conductivité globale du réseau s'annule alors qu'il existe encore une proportion non nulle de liens conducteurs. Cette proportion de liens conducteurs critique telle que le réseau est soit conducteur, soit isolant, est un *seuil de percolation*.

Un tel phénomène de percolation a été observé expérimentalement dans de nombreux domaines de la physique, par exemple en étudiant l'écoulement de fluides dans un micromodèle (Lenormand 1981), la résistance électrique d'un empilement de billes métalliques (Giraud 1983), le comportement mécanique d'un grillage (Guyon et Roux 1987).

Au voisinage du seuil de percolation, des simulations numériques sur des réseaux montrent qu'on ne peut pas définir un milieu équivalent, qui aurait un comportement moyen par rapport aux liens du réseau. Ainsi, pour des milieux peu connectés, les résultats de la théorie de la percolation remettent en cause les modèles de milieu effectif et dans la pratique l'approche macroscopique.

14. QUALITE DES CONTACTS ENTRE VOLUMES CONDUCTEURS

Giraud (1983) montre que la qualité des contacts entre des billes métalliques joue un rôle déterminant sur la conductivité électrique globale d'un empilement de billes, alors qu'il n'existe pas de modèle déterministe unique pour prendre en compte ce facteur.

Pour les écoulements d'eau dans le sol, la nature des contacts entre volumes conducteurs (agrégats par exemple) est souvent prise en compte empiriquement au travers des modèles de section efficace (Mualem 1978).

Bien que difficile à décrire, il paraît cependant important de pouvoir caractériser les contacts entre les volumes qui conduisent l'eau dans un sol. Ainsi, pour un contact entre deux mottes, par exemple, on peut considérer deux cas extrêmes. La surface de contact peut être "parfaite" à l'échelle des agrégats, et les modèles cités précédemment pourraient être mis en oeuvre. Mais cette surface de contact peut tendre à devenir "ponctuelle", quand le milieu est peu compacté ou à cause du retrait: l'écoulement de l'eau entre les mottes n'est plus possible. Entre ces deux cas extrêmes, la réalité est compliquée par le retrait-gonflement et par la présence d'eau sous forme de ménisques au niveau entre les mottes, qui font varier la surface de contact entre les mottes.

2. MODELES D'ECOULEMENT VISQUEUX DANS DES MILIEUX POREUX

Dans cette catégorie de modèles, la notion d'écoulement visqueux dans les pores est prise en compte. En supposant connue la géométrie d'un milieu poreux, il serait alors possible de calculer directement ses propriétés hydrodynamiques (contrairement aux modèles précédents).

21. APPROCHE DES MILIEUX SIMILAIRES ("MISE EN FACTEURS D'ECHELLE")

Deux milieux poreux A et B sont géométriquement similaires si les dimensions de B (définies par une longueur caractéristique l_B) sont celles de A (longueur caractéristique l_A) à un facteur d'échelle (β) près. En supposant que le régime d'écoulement de l'eau est le même pour A et B, que la tension superficielle et la viscosité cinématique de l'eau ne varient pas, on peut calculer les propriétés hydrodynamiques de B si on connaît celles de A (Miller et Miller 1956):

$$l_B = \beta l_A \quad (2.16a)$$

$$\psi_B(\theta) = \psi_A(\theta) / \beta \quad (2.16b)$$

$$K_B(\theta) = \beta^2 K_A(\theta) \quad (2.16c)$$

Cette hypothèse a été utilisée pour comparer les propriétés hydrodynamiques de différents sols dans des cas particuliers:

(a) comparaison des propriétés hydrodynamiques de différentes fractions granulométriques de sable (Klute et Wilkinson 1958, Corey et Corey 1967, Laliberte et Brooks 1967).

(b) comparaison des propriétés hydrodynamiques de massifs d'agrégats calibrés de différentes tailles quand les massifs sont peu compactés; Sharma et Uehara (1968) ont étudié cette situation seulement sur une gamme de teneurs en eau telle que la porosité structurale n'était pas complètement désaturée.

Reichardt *et al.* (1975) testent l'hypothèse de similitude dans le cas d'échantillons de textures diverses. Une méthode empirique est proposée pour déterminer β . Pour 12 échantillons (β varie entre 1 et 200) les valeurs de $K(\theta)$ sont estimées avec une incertitude d'environ 3 ordres de grandeur, alors que les courbes $K(\theta)$ varient sur plus de 7 ordres de grandeur.

Actuellement cette approche est utilisée pour décrire la variabilité spatiale des propriétés hydrodynamiques d'une parcelle assez homogène, le facteur β étant alors considéré comme une variable aléatoire (Simmons *et al.* 1979, Bresler *et al.* 1978, Vauclin 1982).

22. ECOULEMENT D'EAU AUTOUR DE PARTICULES ("DRAG THEORIES")

221. Calculs exacts dans des cas géométriques simples

Yuster (1951) résout les équations de Navier-Stockes dans un cas très simple (écoulement d'eau autour d'une sphère). Il propose une formule identique à celle de Mualem (paragraphe 24).

222. Corrélations empiriques

Cette approche a servi à étudier l'écoulement dans des lits de particules ou de fibres saturés (Dullien 1975, Watanabe 1989). Rumpf et Gupte (1971) étudient des empilements uniformes et aléatoires de particules sphériques. Pour de faibles nombres de Reynolds ils proposent une relation empirique entre K_s , la porosité et une dimension caractéristique des particules (Annexe A). Plusieurs auteurs ont essayé d'étendre cette formule: même en se limitant à d'autres lits de particules saturés on ne trouve pas une expression générale satisfaisante (Dullien 1975).

23. MODELISATION DU TUBE CAPILLAIRE ELEMENTAIRE

On sait depuis longtemps (Buckingham 1907, Richards 1931) que les dimensions des pores dans le sol sont telles que les phénomènes capillaires ont un rôle déterminant sur ses propriétés hydrodynamiques. Classiquement on suppose que le sol se comporte comme un assemblage plus ou moins compliqué de "tubes" capillaires. L'idée de départ est que ces tubes

capillaires sont des tubes de courant pour un écoulement établi (Thirriot 1982). Cependant pour beaucoup de modèles la définition des tubes capillaires s'éloigne beaucoup de la réalité physique et les modèles sont alors incapables de prévoir l'ensemble des propriétés de transfert du milieu poreux.

231. Le capillaire élémentaire cylindrique

La rétention par un tube capillaire cylindrique rigide s'exprime par la loi de Laplace:

$$\frac{P_a - P_w}{\rho_w g} = \frac{2 \sigma \cos(\alpha)}{r} \quad (2.17)$$

r : rayon du tube (m)

P_a : pression de l'air à l'interface eau-air (Pa)

P_w : pression de l'eau à l'interface eau-air (Pa)

α : angle de raccordement du ménisque (environ 0 pour l'eau)

La conduction de l'eau par un tube capillaire cylindrique rigide s'exprime par la loi de Poiseuille. Elle suppose essentiellement un écoulement laminaire et un fluide newtonien. On montre que pour de telles conditions, la répartition des vitesses dans un plan diamétral est parabolique. On en déduit (Hillel 1971):

$$q_{cyl} = - K_{cyl} \frac{\Delta P}{\rho_w g \Delta l'} \quad (2.18a)$$

$$K_{cyl} = \frac{\rho_w g}{\mu} \frac{r^2}{8} \quad (2.18b)$$

$\Delta l'$: longueur du tube (m)

q_{cyl} : vitesse de l'eau dans le tube saturé (m.s⁻¹)

ΔP : différence de pression entre l'entrée et la sortie (Pa)

K_{cyl} : conductivité hydraulique du tube cylindrique (m.s⁻¹)

Par *analogie* avec la loi de Darcy, nous avons défini la "conductivité hydraulique du tube cylindrique" (K_{cyl}); mais il est clair que la loi de Darcy correspond à une approche macroscopique, alors que la loi de Poiseuille correspond à une approche microscopique. La loi de Poiseuille indique que la conductivité hydraulique d'un tube cylindrique augmente rapidement avec son rayon. Ainsi, De Cockborne (1981) montre que la conductivité hydraulique à saturation d'un milieu poreux artificiel est très influencée par la présence d'un gros pore cylindrique; elle trouve que la loi de Poiseuille est un modèle satisfaisant pour décrire la conductivité hydraulique à saturation du milieu artificiel étudié.

232. Coefficient de forme et tortuosité

Pour un tube capillaire avec des constriction, on cherche empiriquement une formule simple de passage entre la conductivité du tube et celle d'un tube cylindrique.

$$K_{\text{tub}} = K_{\text{cyl}} / C \quad (2.19)$$

C : coefficient de forme (-)

Pour un tube capillaire tortueux, on cherche une formule de passage entre la conductivité du tube et celle d'un tube rectiligne cylindrique:

$$K_{\text{tub}} = K_{\text{cyl}} / T \quad (2.20)$$

T : tortuosité (-)

La tortuosité est souvent définie par:

$$T = \Delta l' / \Delta l \quad (2.21)$$

$\Delta l'$: longueur totale du tube

Δl : distance entre les extrémités du tube

24. MODELES UTILISANT LA NOTION DE RAYON HYDRAULIQUE

Ces modèles supposent que le sol conduit l'eau comme un tube capillaire unique et utilisent de plus la notion de section efficace.

241. Expression de K_{sat}

Pour un sol saturé, Kozeny (1927) et Carman (1939) établissent une formule pour K_{sat} (Annexe A) qui est un cas particulier de la relation empirique de Rumpf et Gupte (1971). De la même façon elle n'est valable que pour des distributions de taille de pore peu étalées et aléatoires, et contient une constante d'ajustement (Dullien 1975).

242. Relation $K(\theta)$

Mualem (1978) applique la procédure de Kozeny (1927) pour un sol non saturé. Il propose une relation (Annexe A):

$$K(\theta) = K_s [(\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)]^n = K_s S_e^n \quad (2.22)$$

S_e : degré de saturation ($0 \leq S_e \leq 1$)

K_s : conductivité hydraulique pour l'humidité θ_s (m.s^{-1})

Cette relation contient trois paramètres indépendants K_s , θ_r et n . Une telle formule a été proposée par plusieurs auteurs qui ont proposé une valeur universelle pour n . Par une approche de type Kozeny (1927), Irmay (1954) prévoit $n = 3$. En considérant un écoulement annulaire d'eau dans un pore cylindrique, Averjanov (1950) trouve $n = 3.5$. Par une autre approche, Yuster (1951) calcule $n = 2.0$.

Brooks et Corey (1966) et Boreli et Vachaud (1966) cherchent par ajustement une valeur de n universelle qui minimiserait l'écart entre les courbes $K(\theta)/K_s$ expérimentales et estimées pour plusieurs sols. Il obtiennent le meilleur résultat avec la valeur $n = 3.5$ d'Averjanov (1950). Mualem (1978) considère que les deux paramètres n et θ_r n'ont pas un sens physique clairement établi et dépendent de chaque sol. Or ces deux paramètres jouent en sens contraire sur la valeur de $K(\theta)/K_s$: pour 45 échantillons de sols différents, Mualem (1978) détermine θ_r à partir de la courbe $\psi_m(\theta)$, puis cale n sur les données $K(\theta)/K_s$. Schuh et Cline (1990) font la même analyse pour une série de 10 sols contenant moins de 20 % d'argile. Les valeurs de n obtenues varient entre 2.5 et 50.

Des expressions simples de n à partir des propriétés du sol ont été recherchées. Mualem (1978) établit une régression linéaire entre n et un coefficient W ("soil water energy index") qui est calculé à partir de $\psi_m(\theta)$. La régression établie est peu satisfaisante: pour n supérieur à 10 la dispersion des points par rapport à la droite de régression est grande (avec des écarts relatifs voisins de 50 %). Schuh et Cline (1990) proposent d'ailleurs une autre expression de $n(W)$, qui diverge de celle de Mualem (1978) lorsque n augmente.

243. Critiques

Cette approche admet implicitement que n est une caractéristique du sol. Ceci n'a pas été vérifié: Mualem (1978) remarque que les faibles valeurs de n qu'il trouve correspondent aussi bien à des échantillons de texture grossière ou de structure agrégée, qu'à des mesures disponibles sur une gamme étroite de ψ_m ($-5 < \psi_m < 0$ m).

La formule de Mualem (1978) correspond à une courbe $\text{Log}(K/K_s)$ en fonction de θ qui est convexe sur tout le domaine $\theta_r < \theta < \theta_s$. Or il existe des courbes $K(\theta)/K_s$ expérimentales qui n'ont pas une forme aussi simple.

25. MODELES DE FAISCEAUX DE CAPILLAIRES

251. Principe des calculs

On suppose que le sol se comporte comme un faisceau et/ou deux faisceaux de tubes capillaires parallèles et rigides. Dans le cas de deux faisceaux de tubes capillaires, on suppose qu'ils sont en série avec des connections aléatoires.

Avec ces modèles, la courbe de rétention doit être déterminée expérimentalement. Une "fonction de répartition des rayons équivalents des capillaires" est déduite de la courbe de rétention, en assimilant le sol à un faisceau unique de tubes capillaires cylindriques (modèle

de Purcell 1949). Le calcul utilise la loi de Laplace. Pour calculer $K(\theta)$ on suppose que les effets de la tortuosité et de la forme des capillaires sont indépendants du rayon des tubes capillaires. Pour deux faisceaux de capillaires en série, les contacts partiels entre les pores sont décrits avec un modèle de section efficace. La conductivité d'un capillaire cylindrique saturé est calculée avec la loi de Poiseuille.

Ces modèles ont donc la particularité d'utiliser simultanément différentes descriptions géométriques pour interpréter la courbe de rétention, pour prendre en compte la tortuosité et la forme des capillaires, pour calculer la conductivité globale du sol.

Les formules proposées se mettent sous la forme (Annexe A):

$$K(\theta) = MF(\theta) I(\theta) \quad (2.23)$$

θ : teneur en eau volumique ($m^3.m^{-3}$)

$K(\theta)$: conductivité hydraulique ($m.s^{-1}$)

$MF(\theta)$: coefficient censé rendre compte de façon globale des effets de tortuosité, de forme et de contacts entre les pores.

$I(\theta)$: forme intégrale égale à la conductivité d'un faisceau de capillaires cylindriques parallèles dont la distribution des rayons est connue ($m.s^{-1}$)

Burdine (1953) propose:

$$I(\theta) = \int_{u=\theta_r}^{u=\theta} \frac{1}{\psi_{m(u)}^2} du \quad (2.24a)$$

Childs et Collis-George (1950), Marshall (1958), Willye et Gardner (1958) et Millington et Quirk (1961) prennent:

$$I(\theta) = \int_{u=\theta_r}^{u=\theta} \frac{\theta - u}{\psi_{m(u)}^2} du \quad (2.24a)$$

Mualem (1976) propose:

$$I(\theta) = \left(\int_{u=\theta_r}^{u=\theta} \frac{1}{\psi_{m(u)}} du \right)^2 \quad (2.24c)$$

252. Utilisation des modèles sans terme de calage

Pour estimer K_{sat} ou $K(\theta)$ sans terme calage il faut connaître les 4 termes: $\psi_m(\theta)$, θ_s , θ_r et $MF(\theta)$. Les expressions proposées pour $MF(\theta)$ varient selon les auteurs et reposent sur des hypothèses géométriques peu réalistes. Pour un sol sableux saturé, Marshall (1958) suppose que $MF(\theta_s)$ représente uniquement la surface de contact entre les pores (paragraphe 11). Il calcule des valeurs de K_{sat} peu biaisées pour une dizaine d'échantillons (moins de 0.5 ordre de grandeur). Mais pour des sols non sableux les écarts entre les valeurs calculées et les valeurs expérimentales de K_{sat} sont souvent de 0.5 à 2 ordres de grandeurs. De la même façon les relations $K(\theta)$ estimées sans calage sont biaisées et le plus souvent surestimées (Nielsen *et al.* 1960, Kunze *et al.* 1968, Bruce 1972).

253. Utilisation des modèles avec calage sur une valeur de $K(\theta)$

Pour les raisons précédentes ces modèles sont utilisés seulement pour prévoir $K_r(\theta)$, la courbe estimée $K(\theta)$ devant être référé à une valeur expérimentale " K_s ", qui est en général la conductivité à saturation (K_{sat}):

$$\begin{aligned} K(\theta) &= K(\theta_s) [MF(\theta) / MF(\theta_s)] [I(\theta) / I(\theta_s)] \\ &= K(\theta_s) MF_r(\theta) [I(\theta) / I(\theta_s)] \end{aligned} \quad (2.25)$$

Devant la grande diversité des formules proposées pour $MF_r(\theta)$ (Mualem 1986), il est difficile d'évaluer le poids de ce terme empirique sur la précision des différents modèles. La formule la plus employée est celle de Mualem (1976). Comme pour le modèle de Mualem (1978) cette expression est très sensible au terme empirique θ_r (Van Genuchten et Nielsen 1985):

$$MF(\theta) = (\theta - \theta_r)^\lambda \quad (2.26a)$$

$$MF_r(\theta) = [(\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)]^\lambda = S_e^\lambda \quad (2.26b)$$

Pour estimer $K(\theta)$ il faut alors connaître la relation $\psi_m(\theta)$ et les 3 termes: $K(\theta_s)$, θ_r et λ .

Pour 45 échantillons de sols différents, Mualem (1976) cherche par ajustement une valeur de λ universelle qui minimiserait l'écart entre les courbes $K(\theta)/K_s$ expérimentales et estimées. Il obtient $\lambda = 0.5$. Sous cette hypothèse le modèle de Mualem (1976) donne en général de résultats un peu meilleurs que les autres modèles de la littérature basés sur des faisceaux de capillaires (Mualem 1976, van Genuchten et Nielsen 1985, Karvonen 1988).

Cependant on constate que: (i) le modèle plus simple de Mualem (1978) donne en moyenne des résultats aussi satisfaisants que celui de Mualem (1976), (ii) pour les sols argileux ou pour les sols structurés les écarts entre le modèles de Mualem (1976) et les valeurs expérimentales $K_r(S_e)$ peuvent être de plusieurs ordres de grandeurs (Bouma 1977), (iii) si on considère les sols individuellement, la valeur de λ obtenue par calage est très variable; elle varie entre -10 et 10 (Mualem 1976, Wosten et Van Genuchten 1988, Schuh et Cline 1990). Schuh et Cline (1990) tentent sans succès de corrélérer λ à des paramètres physiques du sol.

On rappellera enfin quelques modifications possibles des modèles:

(a) A partir de formes analytiques pour décrire $\psi_m(\theta)$ (Brooks et Corey 1964, van Genuchten 1980) des expressions analytiques de $K(\theta)/K_s$ sont obtenues (Mualem 1986). Bien entendu les biais de la régression faite sur $\psi_m(\theta)$ se propagent dans le calcul de $K(\theta)/K_s$.

(b) Des modifications ont été proposées pour prendre en compte l'hystérésis (Topp et Miller 1969, Poulouvasilis et Tzimas 1975, Mualem 1976b).

(c) Pour les sols structurés, on a proposé de caler le modèle sur une valeur différente de K_s : en effet, au voisinage de la saturation, la pente de la relation $K(\theta)$ est importante, et une petite erreur sur la valeur expérimentale de θ conduit à une erreur importante sur la valeur de K ; il vaut mieux alors caler le modèle sur une valeur expérimentale $K(\theta)$ arbitraire, mais telle que l'eau ne s'écoule plus dans les pores structuraux (Van Genuchten et Nielsen 1985).

26. RESEAUX DE CAPILLAIRES ET CRITIQUES DES MODELES DE FAISCEAUX DE CAPILLAIRES

Les modèles de faisceaux de capillaires sont incompatibles avec des phénomènes physiques connus. Plusieurs critiques de ces modèles ont été faites en les comparant aux prévisions de modèles de réseaux de capillaires. Des observations micromorphologiques (Dullien 1975) et des simulations sur réseau (Renault 1988) montrent que la distribution de taille des pores équivalents calculée par le modèle de Purcell (1949) n'est pas la distribution réelle. Ces modèles sont incapables de décrire le piégeage d'eau (Vauclin 1971, Lenormand 1981). Ils ne rendent pas compte de l'existence d'un seuil de percolation (Lenormand 1981). Scheidegger (1957) conclut que ces modèles capillaires, parcequ'ils ne tiennent pas compte des interconnexions entre les pores, "ne marchent pas". Mualem (1986) considère que cette catégorie de modèles est la seule qui puisse être mise en oeuvre actuellement pour calculer $K_r(\theta)$

3. CONCLUSION DU CHAPITRE

L'analyse des modèles mettant en relation l'organisation de l'espace poral du sol et ses propriétés hydrodynamiques nous conduit à distinguer:

(a) Des modèles faciles à mettre en oeuvre pour estimer la relation $K(\theta)$. Il s'agit des modèles capillaires à une dimension et des modèles de section efficace. Ils sont très contestables sur le plan théorique et la confrontation avec des données expérimentales montre qu'ils nécessitent des paramètres de calage empiriques. Il n'est pas possible de

distinguer un modèle plus performant que les autres pour tous les sols (Mualem 1986). Pour les sols structurés ou argileux ces modèles sont souvent biaisés par rapport aux données expérimentales (Bouma 1977).

(b) Des modèles cherchant à mieux prendre en compte la réalité et qui décrivent le sol comme un réseau de pores ou un milieu composite à deux ou trois dimensions. Ces modèles prévoient l'existence d'un ensemble de phénomènes connus pour les milieux poreux en général (hystérésis, piégeage d'eau, seuil de percolation). Actuellement ils sont trop complexes pour estimer quantitativement et sans paramètre de calage la relation $K(\theta)$ du sol sur une large gamme d'humidité.

(c) Des modèles théoriques simples adaptés à des situations très particulières. Il s'agit de modèles fondés sur la théorie du milieu effectif ou sur l'hypothèse des milieux similaires. Ces modèles concernent parfois des situations d'intérêt pratique (par exemple conductivité d'un échantillon à structure fragmentaire sans eau dans les pores structuraux, conductivité d'un sol caillouteux).

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE ET OBJECTIFS

L'objectif de cette étude étant de chercher à comprendre les conséquences de l'hétérogénéité de l'espace poral du sol sur ses propriétés hydrodynamiques, nous proposons une méthode simple d'analyse qui pourrait être appliquée à un sol à structure fragmentaire. Cette méthode, essentiellement qualitative, est basée sur l'analyse des systèmes de porosité (chapitre 1). On fait les hypothèses suivantes:

- (a) Les pores structuraux sont petits devant les dimensions de l'échantillon de sol (condition nécessaire pour utiliser une approche macroscopique).
- (b) Les pores structuraux sont grands par rapport aux pores texturaux.
- (c) Les pores de chaque système de porosité forment entre eux un réseau continu.
- (d) L'arrangement des pores texturaux est toujours la même pour une granulométrie et une humidité données.
- (e) Les surfaces de contact entre les éléments texturaux sont continues à l'échelle de ces éléments.

Si l'échantillon est initialement saturé puis soumis à un dessèchement, on peut prévoir *a priori* (hypothèses b et c) que les propriétés hydrodynamiques de l'échantillon présenteront approximativement trois domaines de variation correspondant à des différences de fonctionnement des systèmes de porosité:

- (a) Entre le point d'entrée d'air des pores lacunaires (ω^{lac}) et le point d'entrée d'air des pores structuraux (ω^{str}): les pores structuraux sont en partie saturés en eau, les pores texturaux sont saturés en eau. En raisonnant *qualitativement* sur le modèle très schématique de Purcell (qui assimile le sol à un faisceau de pores cylindriques et parallèles), la conductivité hydraulique devrait être forte et la pente de la relation $K(\theta)$ devrait être forte. Le potentiel matriciel devrait être proche de zéro et la relation $\psi_m(\theta)$ devrait présenter une première inflexion.
- (b) Entre la limite de retrait (ω^{arg}) et le point d'entrée d'air des pores lacunaires (ω^{lac}): les pores structuraux ne contiennent pas d'eau, les pores texturaux sont saturés en eau. La conductivité hydraulique est limitée à la fois par la taille des pores lacunaires et par

la surface de contact entre les éléments texturaux. La relation $\psi_m(\theta)$ devrait présenter une seconde inflexion.

(c) Entre 0 et la limite de retrait (ω^{arg}) : les pores structuraux et les pores lacunaires ne contiennent pas d'eau, les pores de l'argile sont en partie saturés. La conductivité hydraulique est très faible. La relation $\psi_m(\theta)$ devrait présenter une troisième inflexion. Ce cas correspond à un sol très sec, le potentiel matriciel étant inférieur à -1000 m environ (Stengel 1981). Cette situation ne sera pas étudié.

Même dans le cadre des hypothèses sur les écoulements faites au chapitre 1, cette analyse doit être certainement nuancée. Des remarques peuvent déjà être faites sur les hypothèses de connexion entre les pores d'un même système de porosité (hypothèse c), de stabilité de l'organisation texturale (hypothèse d) et de contact parfait entre les agrégats (hypothèse e):

(a) Un cas où l'analyse de porosité est insuffisante pour comprendre la circulation de l'eau dans le sol est celui étudié par Bouma (1977): pour un sol naturel il montre (par des colorations au bleu de méthylène) que deux réseaux de pores structuraux distincts sont présents, et que l'un ne participe pratiquement pas à l'écoulement en conditions saturées.

(b) Les études qui font penser que l'organisation de l'espace poral textural dépend peu des facteurs externes au sol sont surtout fondées sur des mesures globales de la densité de petits agrégats. Nous ne connaissons que peu d'études qui abordent ce problème pour la courbe de rétention du sol, et pas d'étude qui concerne la conductivité hydraulique en milieu non saturé. Il faut considérer l'hypothèse de stabilité de l'organisation de l'espace poral textural avec prudence.

(c) La continuité des surfaces de contact entre les éléments texturaux est probablement une hypothèse forte, rarement démontrée pour la relation $K(\theta)$ du sol.

Pour ces conditions, la méthode d'analyse constitue tout au plus une référence, et il faudrait chercher à expliquer tout écart par rapport aux prévisions de l'analyse. Alors que de nombreux modèles ont été proposés pour prévoir la conductivité hydraulique du sol en général, il nous semble que l'analyse proposée devrait permettre de distinguer des domaines de teneur en eau pour lesquels une modélisation de la relation $K(\theta)$ serait plus ou moins facile et ne reposerait pas nécessairement sur la même approche:

(a) Dans le domaine où il y a de l'eau dans les pores structuraux, une modélisation déterministe paraît compliquée. L'espace poral pourrait être décrit comme un réseau de pores structuraux, complémentaire d'un réseau d'éléments texturaux. Une telle approche mettrait en oeuvre des calculs numériques lourds, et éventuellement des observations micromorphologiques longues. Une question illustre la difficulté de cette modélisation: au dessus du point d'entrée d'air des éléments texturaux, l'eau occupe t-elle des pores structuraux ou des pores texturaux ? La courbe de retrait du sol et celle d'un élément textural ne suffisent pas pour répondre à cette question, même si des corrélations ont été

établies (Fiès 1982) entre K_{sat} et la porosité structurale du sol (calculée pour une teneur en eau inférieure à ω^{lac}).

(b) Dans le domaine où il n'y a pas d'eau dans les pores structuraux, d'après les modèles de milieu composite et les modèles de section efficace, il doit exister un rapport constant entre la relation $K(\omega)$ d'un échantillon de sol à structure fragmentaire et la relation $K(\omega)$ d'un échantillon textural (si les hypothèses d et e sont applicables); il resterait à connaître, par des mesures ou avec un modèle, cette relation $K(\omega)$ "texturale". Dans ce domaine d'humidité, la relation $\psi_m(\omega)$ d'un échantillon à structure fragmentaire doit coïncider avec celle d'un élément textural.

Pour tester la méthode d'analyse proposée, nous étudierons un cas simple par rapport aux sols naturels: on travaillera en laboratoire sur des massifs d'agrégats. Avant d'aborder cette partie expérimentale, nous commencerons par rechercher et tester des méthodes non destructives de caractérisation hydrodynamique du sol en laboratoire.

PARTIE II

ANALYSE NUMERIQUE DE METHODES DE CARACTERISATION HYDRODYNAMIQUE DU SOL AU LABORATOIRE

INTRODUCTION DE LA DEUXIEME PARTIE

Nous cherchons une méthode non destructive la plus précise possible ⁽¹⁾ pour la caractérisation hydrodynamique d'un échantillon de sol (peu gonflant) sur la plus large gamme d'humidité possible. Pour des raisons pratiques, il serait également utile de rechercher des méthodes de caractérisation simplifiées, utilisant des mesures faciles à obtenir. La plupart des méthodes de caractérisation hydrodynamique du sol reposent sur les hypothèses physiques présentées au chapitre 1 (paragraphe 23). Les avantages et les inconvénients de ces différentes méthodes ont été discuté par plusieurs auteurs (Klute 1972, Bouma 1983, Klute et Dircksen 1986). On distingue deux grandes catégories de méthodes de détermination de la conductivité hydraulique:

(a) D'une part, les *méthodes directes*: des valeurs individuelles de conductivité hydraulique sont calculées en appliquant la loi de Darcy sur un pas de temps et un pas d'espace.

(b) D'autre part, les *méthodes inverses* (ou *méthodes d'estimation non linéaire*): une relation $K(\theta)$ est recherchée, telle que la simulation de l'expérience avec cette relation soit en bon accord avec les mesures.

Pour pouvoir parcourir une large gamme de teneur en eau dans un temps court en pratique, nous considérons le dispositif expérimental suivant: une colonne de sol initialement saturée est placée verticalement et soumise à un flux évaporatif à la surface (les autres faces de la colonne étant fermées). On suppose que l'on est suffisamment proche des conditions stationnaires pour pouvoir appliquer la loi de Darcy sur des pas de temps et d'espace courts. A partir de ce dispositif expérimental, les méthodes de caractérisation hydrodynamique qui seront envisagées sont les suivantes:

(a) La méthode de caractérisation hydrodynamique la plus simple dans son principe (Vachaud *et al.* 1978, Watson 1966) consiste à suivre au cours du temps l'évolution des profils de potentiel hydrique et de teneur en eau volumique dans l'échantillon, puis à résoudre de façon directe l'équation de l'écoulement de l'eau. Pour des conditions transitoires, Klute (1972) considère que cette méthode est la plus précise; elle sera appelée par la suite *méthode de référence* (chapitre 3).

(b) Un allégement métrologique important de la méthode de "référence" serait de supprimer les mesures locales des teneurs en eau dans le sol. En imaginant de substituer ces mesures locales par des mesures de la teneur en eau volumique moyenne de la colonne de sol, Wind (1968) a

proposé une méthode directe simplifiée qui nous semble intéressante à tester (chapitre 3).

(c) La méthode de "référence" appliquée à des conditions d'évaporation ne permet pas d'obtenir des valeurs de conductivité hydraulique en conditions trop humides, tant que les gradients de potentiel total sont trop petits pour pouvoir être mesurés. C'est la raison principale qui nous a conduit à tester une méthode inverse (chapitre 4).

Pour connaître la précision d'une méthode de caractérisation hydrodynamique du sol, il faut évaluer la précision numérique de l'algorithme de calcul utilisé et le poids des hypothèses physiques relatives à la méthode. Dans cette partie, nous cherchons seulement à évaluer la précision numérique d'une méthode de caractérisation. Cette question peut être résolue de façon simple en simulant des conditions expérimentales, en appliquant la méthode de caractérisation étudiée à des jeux de mesures fictives, et en comparant le résultat des calculs aux propriétés hydrodynamiques utilisées pour la simulation (Fig. 3.1). Quand une composante aléatoire est ajoutée aux mesures fictives, cette méthode d'analyse est appelée *méthode de Monte Carlo*.

Pour chercher à valider numériquement une méthode de caractérisation hydrodynamique, il faut étudier successivement l'importance des biais liés à l'algorithme utilisé, la conséquence des incertitudes ou des biais sur les mesures sur la caractérisation hydrodynamique, et les problèmes spécifiques aux algorithmes itératifs (unicité de la solution principalement). Cette analyse doit permettre de proposer un dispositif expérimental optimisé (nombre optimum de cotes de mesure, fréquence des mesures) et d'envisager des simplifications de ce dispositif⁽²⁾

(1) On rappelle que le *biais* est la composante non aléatoire d'une erreur de mesure, et que l'*incertitude* est la composante aléatoire de l'erreur de mesure.

(2) Par la suite, la comparaison entre des valeurs de conductivité hydraulique sera exprimée en *ordres de grandeur*, c'est-à-dire en puissances de 10. Ainsi, on définit l'*écart absolu en ordres de grandeur* entre deux valeurs K_1 et K_2 (Δ_{\log}), qui peut être comparé à l'écart relatif entre ces valeurs (Δ_{rel}):

$$\Delta_{\log} = | \log(K_1) - \log(K_2) |$$

$$\Delta_{\text{rel}} = 2 \frac{| K_1 - K_2 |}{K_1 + K_2} = 2 \frac{| 1 - 10^{\Delta_{\log}} |}{1 + 10^{\Delta_{\log}}}$$

Δ_{\log}	0.10	0.25	0.50	0.75	1.00
Δ_{rel}	0.23	0.56	1.04	1.40	1.64

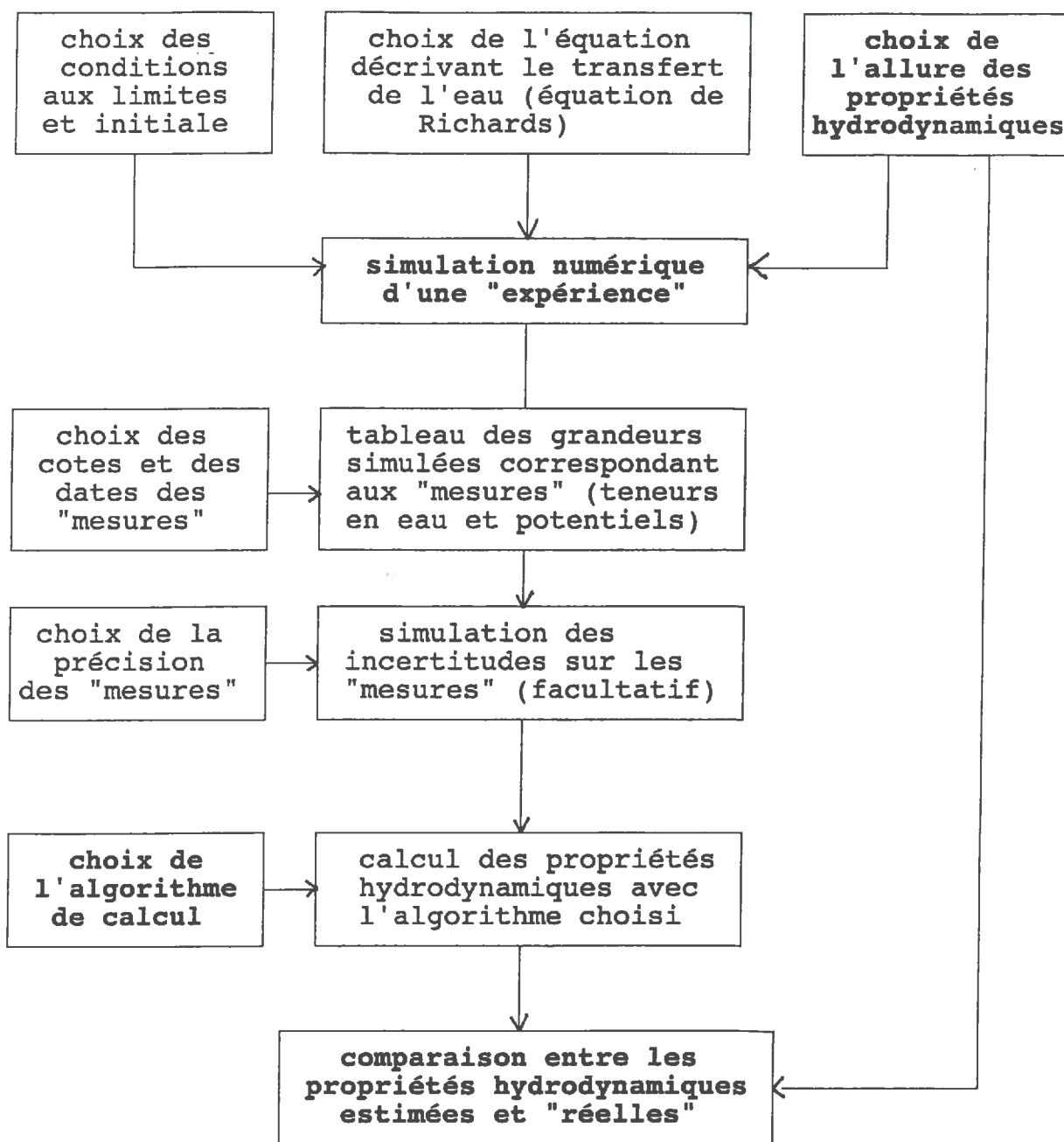


Figure 3. 1 - Principe de l'analyse numérique des performances d'une méthode de caractérisation hydrodynamique.

CHAPITRE 3. METHODES DE DETERMINATION DIRECTES

1. DESCRIPTION DES METHODES PROPOSEES

11. METHODE DE REFERENCE

11.1. Principe de la méthode

Cette méthode classique est souvent appelée "méthode du bilan hydrique" (Vachaud *et al.* 1978), ou "méthode du profil instantané" (Watson 1966, Klute 1972). Par la suite, cette méthode qui utilise des mesures locales de potentiel et de teneur en eau sera appelé *méthode de référence* pour la caractérisation hydrodynamique du sol. Pour connaître la conductivité hydraulique à une cote donnée (z_c) la loi de Darcy généralisée est appliquée. L'équation (1.12) équivaut à :

$$K_{z_c} = - \frac{q_{z_c}}{(\partial\psi_m/\partial z + \partial\psi_g/\partial z)|_{z_c}} \quad (3.1)$$

- K : conductivité hydraulique ($m.s^{-1}$)
- z_c : cote de calcul de la conductivité hydraulique (m)
- q_{z_c} : flux d'eau liquide à la cote z_c ($m.s^{-1}$)
- $\partial\psi_m/\partial z$: gradient de potentiel matriciel à z_c ($m.m^{-1}$)
- $\partial\psi_g/\partial z$: gradient de potentiel gravitaire à z_c ($m.m^{-1}$)

La détermination du flux q_{z_c} nécessite la connaissance du flux dans l'échantillon à une cote de référence z_r . Le plus souvent la cote de référence correspond à un *plan de flux nul* ($q_{z_r} = 0$); on obtient alors le flux q_{z_c} en intégrant l'équation de conservation de masse (1.11) par rapport à z , entre z_c et z_r :

$$q_{z_c} = - dS_{(z_c, z_r)} / dt \quad (3.2)$$

$$S_{(z_c, z_r)} = \int_{z_r}^{z_c} \theta(z) dz \quad (3.3)$$

- t : temps (s)
 z_r : cote du plan de flux nul (m)
 $S_{(z_c, z_r)}$: stock d'eau entre z_c et z_r (m)

On obtient les propriétés hydrodynamiques du sol à la cote z_c en associant K_{z_c} à la teneur en eau θ_{z_c} et au potentiel matriciel ψ_{mz_c} . En déterminant simultanément les propriétés hydrodynamiques à différentes cotes d'un même échantillon de sol, il est possible d'apprécier a posteriori si celui ci est uniforme ou non. Dans la pratique, les méthodes du bilan nécessitent des mesures non destructives de teneur en eau et de potentiel de l'eau dans le sol à plusieurs dates et à plusieurs cotes (Fig. 3.2). Les équations précédentes sont résolues par une discrétisation appelée *méthode du profil instantané* (Watson 1966).

Pour les conditions expérimentales envisagées (échantillon saturé soumis à un régime d'évaporation), le principal inconvénient de cette méthode est l'impossibilité d'obtenir des valeurs de conductivité hydraulique en conditions trop humides, tant que les gradients de potentiel total sont trop petits pour pouvoir être déterminées. Il faut des mesures les plus précises possibles pour déterminer des gradients de potentiel et des variations de stock d'eau au cours du temps.

De plus, la mise en oeuvre de cette méthode est difficile pour des raisons métrologiques. D'une part, les méthodes actuelles non destructives de la teneur en eau du sol sont délicates, car elles nécessitent un étalonnage des capteurs et une mise en place dans le sol faite avec soin (atténuation d'un faisceau gamma ou de neutrons, méthode capacitive, TDR, sonde à chocs thermiques). D'autre part, les mesures de potentiel sont souvent faites avec des tensiomètres, ce qui limite la caractérisation du sol limitée à une gamme de potentiel matriciel comprise entre 0 et -9 m environ; les autres techniques de mesure du potentiel de l'eau sont moins précises et rarement utilisées (micropsychromètres ou blocs de nylons). Il est possible de calculer les potentiels hydriques hors de la gamme tensiométrique à partir des mesures de teneur en eau et en déterminant indépendamment la courbe de rétention du sol (Klute 1972).

112. Discrétisation et tests statistiques

Pour calculer la conductivité hydraulique, le schéma de discrétisation utilisé est représenté à la Fig. 3.3 . Pour un couple de dates (t_k , t_l) et un couple de cotes (z_i , z_j) la conductivité calculée est affectée à une cote moyenne et à une date moyenne. Le schéma de discrétisation utilisé est le suivant:

$$K = - \frac{\Delta S / \Delta t}{\Delta \psi_m / \Delta z - 1} \quad (3.4a)$$

$$\Delta t = t_k - t_l \quad (3.4b)$$

$$\Delta z = z_i - z_j \quad (3.4c)$$

$$\Delta S = 0.5 [S_{(z_i, t_k)} - S_{(z_i, t_l)} + S_{(z_j, t_k)} - S_{(z_j, t_l)}] \quad (3.4d)$$

$$\Delta\psi_m = 0.5 [\psi_{m(z_i,tk)} - \psi_{m(z_j,tk)} + \psi_{m(z_j,tl)} - \psi_{m(z_i,tl)}] \quad (3.4e)$$

K : conductivité hydraulique moyenne (m.s⁻¹)

Δt : pas de temps (s)

Δz : pas d'espace (m)

Nous avons choisi d'associer K aux valeurs de θ et de ψ_m suivantes:

$$\theta = 0.25 [\theta_{(z_i,tk)} + \theta_{(z_j,tk)} + \theta_{(z_i,tl)} + \theta_{(z_j,tl)}] \quad (3.5a)$$

$$\psi_m = 0.25 [\psi_{m(z_i,tk)} + \psi_{m(z_j,tk)} + \psi_{m(z_i,tl)} + \psi_{m(z_j,tl)}] \quad (3.5b)$$

θ : teneur en eau volumique moyenne (m³.m⁻³)

ψ_m : potentiel matriciel moyen (m)

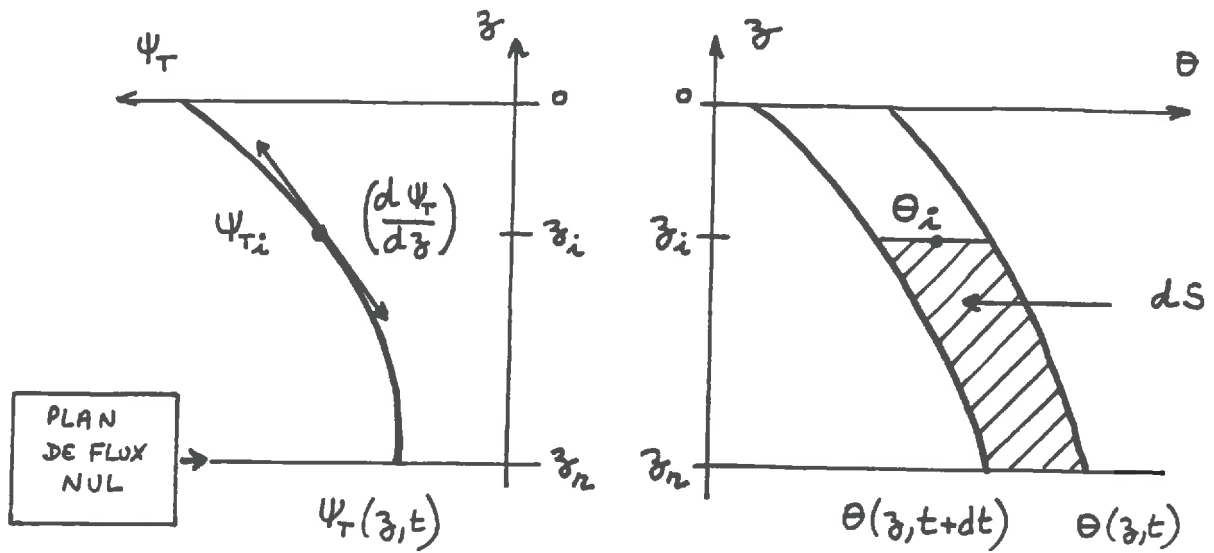
Les stocks $S_{(z_i,tk)}$ sont calculés à partir des mesures de teneurs en eau aux différentes cotes:

$$S_{(z_i,tk)} = \sum_{n=1}^{n=N_i} \theta_{(z_n,tk)} \Delta z_n \quad (3.6)$$

Δz_n : épaisseur des compartiments affectés aux humidités (m)

Evidemment chaque valeur de conductivité doit être calculée pour un couple de cotes et pour un pas de temps tels que le gradient de potentiel total et que le flux d'eau sont significativement différents de zéro. Il faut donc pouvoir décider si une différence de potentiel et si une variation de stock d'eau sont différentes de zéro. Si on admet que les mesures de potentiel hydrique sont des lois normales indépendantes, alors chaque différence de potentiel total entre deux cotes est une loi normale (dont la variance est deux fois la variance des mesures de potentiel). Si on admet que les mesures de teneur en eau sont des lois normales indépendantes, alors chaque stock d'eau est une loi normale (dont la variance est une combinaison linéaire des variances des teneurs en eau utilisées dans le calcul). Entre deux dates les stocks d'eau sont des variables indépendantes, donc la variation de stock d'eau entre deux dates est une loi normale (dont la variance est deux fois la variance des stocks d'eau).

Ainsi, le programme de calcul utilisé effectue deux tests statistiques, avant de choisir ou non de calculer une valeur de conductivité hydraulique. Un premier test (3.7) compare les variations de stock d'eau sur un pas de temps à la précision des calculs de stocks; un pas de temps minimum est sélectionné automatiquement pour que cette variation de stock soit significativement différente de zéro. Puis un second test (3.8) compare les différences de potentiel total entre deux cotes à la précision des mesures de potentiel:



$$K_i = \frac{\left(\frac{dS}{dt}\right)_z}{\left(\frac{d\Psi_T}{dz}\right)_t}$$

Figure 3.2 - Schéma de discrétisation de la méthode de référence ("méthode du profil instantané", Watson 1966).

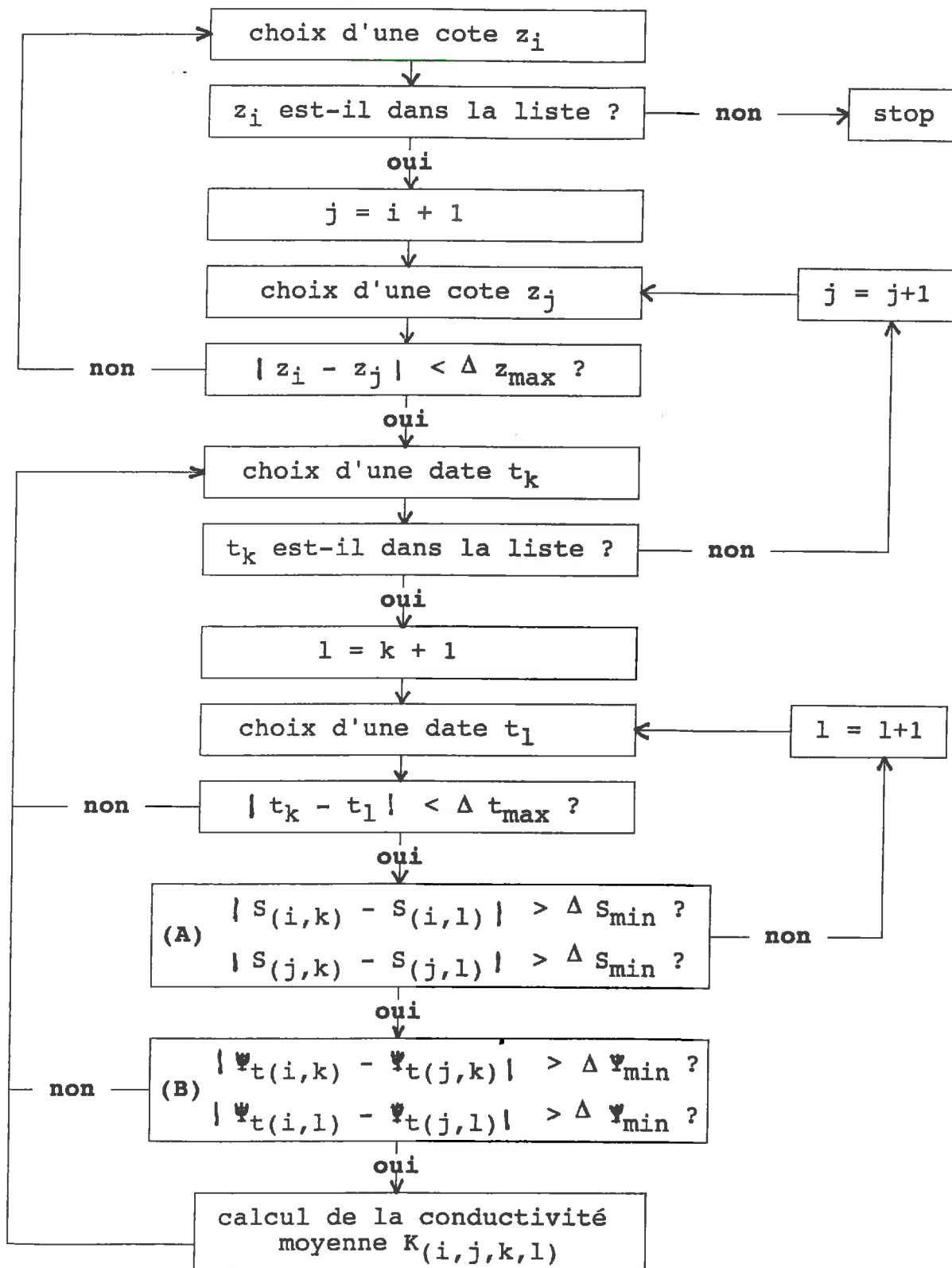


Figure 3.3 - Calcul de la conductivité hydraulique par la méthode de référence ("méthode du profil instantané") avec un pas de temps de calcul variable. Les tests statistiques (A) et (B) sont décrits dans le paragraphe [1.1.2]

* test sur les variations de stock

$$| S_{(z_i, t_k)} - S_{(z_i, t_l)} | > \alpha \sqrt{2} \sigma_S \quad (3.7a)$$

$$| S_{(z_j, t_k)} - S_{(z_j, t_l)} | > \alpha \sqrt{2} \sigma_S \quad (3.7b)$$

* test sur les différences de potentiel total

$$| (\psi_{m(z_i, t_k)} - z_i) - (\psi_{m(z_j, t_k)} - z_j) | > \alpha \sqrt{2} \sigma_{\psi_m} \quad (3.8a)$$

$$| (\psi_{m(z_i, t_l)} - z_i) - (\psi_{m(z_j, t_l)} - z_j) | > \alpha \sqrt{2} \sigma_{\psi_m} \quad (3.8b)$$

α : niveau de signification du test statistique

σ_S : écart-type sur les stocks ($m \cdot s^{-1}$)

σ_{ψ_m} : écart-type sur les potentiels (m)

Enfin, de façon à éviter les biais liés aux interpolations linéaires, on définit un *pas de temps maximum* (Δt_{\max}) et un *pas d'espace maximum* (Δz_{\max}) pour les calculs. Il faut donc chercher des valeurs pour Δz_{\max} , Δt_{\max} et α .

12. METHODE SIMPLIFIEE DE WIND (1968)

Actuellement, la mise en oeuvre de la méthode de "référence" pose un problème métrologique qui est la mesure locale et non destructive de la teneur en eau du sol. Pour contourner cette difficulté, Wind (1968) décrit un dispositif expérimental simplifié et une méthode de calcul permettant la caractérisation hydrodynamique d'un échantillon de sol tel que ses caractéristiques sont identiques en tout point, y compris aux cotes où les propriétés hydrodynamiques ne sont pas calculées.

Le dispositif expérimental simplifié de Wind (1968) consiste à suivre uniquement au cours du temps les profils de potentiel de l'eau dans le sol, et la teneur en eau volumique moyenne de l'échantillon. La méthode de calcul proposée par Wind (1968) est la combinaison d'une procédure d'estimation non linéaire très simple pour la détermination de la courbe de rétention, et d'une méthode du profil instantané pour le calcul de la conductivité hydraulique.

121. Principe de la méthode de Wind

Pour estimer les profils de teneur en eau dans le sol, Wind propose un algorithme qui détermine de façon itérative la courbe de rétention de l'échantillon de sol, à partir des mesures locales de potentiel hydrique dans la colonne et des mesures de teneur en eau volumique moyennes. Il devient alors possible de calculer les teneurs en eau locales à partir de cette courbe de rétention aux cotes de mesure des potentiels hydriques: la conductivité hydraulique est ensuite calculée comme pour la méthode de "référence".

L'algorithme de Wind (1968) repose sur l'idée simple que l'échantillon peut être divisé en différents compartiments, qui sont définis à partir des cotes des potentiels mesurés. Chaque compartiment est supposé avoir un profil de teneur en eau constant. Une estimation initiale pour la courbe de rétention est choisie. Puis la courbe de rétention "réelle" est déterminée de manière itérative (Fig. 3.4) : à chaque date, la moyenne des teneurs en eau estimées aux cotes des potentiels mesurés doit s'ajuster sur la teneur en eau moyenne mesurée. La courbe de rétention peut être décrite de plusieurs façons: tableau de valeurs (Wind 1968), polygone (Boels *et al.* 1978) ou polynôme (Halbertsma *et al.* 1988).

Pour l'estimation de la teneur en eau moyenne à chaque date, une technique différente de celle de Wind (1968) est proposée: on commence par estimer les teneurs en eau au cotes des potentiels mesurés. Puis la teneur en eau à la surface et à la base de l'échantillon sont estimées à partir des teneurs en eau précédentes, par régression polynomiale (en considérant 6 cotes de mesures au maximum nous avons utilisé arbitrairement un polynôme de degré 3). Enfin, le profil de teneur en eau de tout l'échantillon est décrit par une fonction spline, ajustée sur les teneurs en eau estimées aux cotes des potentiels mesurées, à la surface et à la base de l'échantillon. La teneur en eau moyenne est enfin obtenue par intégration de ce profil de teneur en eau. Un profil de teneur en eau "spline" (technique proposée) et un profil "en escalier" (Wind 1968) sont comparés: la principale différence entre ces deux formes de profil arbitraires concerne bien entendu la surface du sol (Fig. 3.5).

Par la suite, l'algorithme basé sur l'hypothèse des profils de teneur en eau "en escalier" faite par Wind (1968) sera appelé *algorithme de Wind original*, alors que l'algorithme basé sur des profils de teneur en eau "spline" sera appelé *algorithme de Wind modifié*.

La méthode de Wind (1968) est rarement citée dans la littérature (Bouma 1977 et Beuving 1984 par exemple). Il existe peu d'analyses numériques concernant les performances de l'algorithme décrit par Wind (Rossi-Pisa 1978, Tamari 1988) et certains points n'ont pas été étudiés, comme les possibilités de simplification du dispositif expérimental. Enfin, cette méthode n'a jamais été comparée expérimentalement pour un *même* échantillon de sol avec une autre méthode utilisant des mesures locales de teneur en eau.

122. Détail des calculs

L'estimation initiale pour la courbe de rétention est la relation entre la teneur en eau moyenne mesurée et la moyenne des potentiels matriciels mesurés. La courbe de rétention est décrite par la relation analytique de van Genuchten (1980). Si la courbe de rétention d'un sol présente plusieurs points d'inflexion, il faut alors partager le domaine des observations en sous-domaines pour lesquels chaque partie de la courbe de rétention a une forme sigmoïde, et utiliser l'algorithme à chaque fois.

La solution est obtenue en résolvant un problème ordinaire des moindres carrés: le critère à minimiser est la somme des carrés des différences entre les teneurs en eau moyennes observées et estimées. Les itérations sont stoppées quand la variation relative de la somme des carrés ou celle des paramètres est inférieure à 10^{-3} entre deux itérations successives.

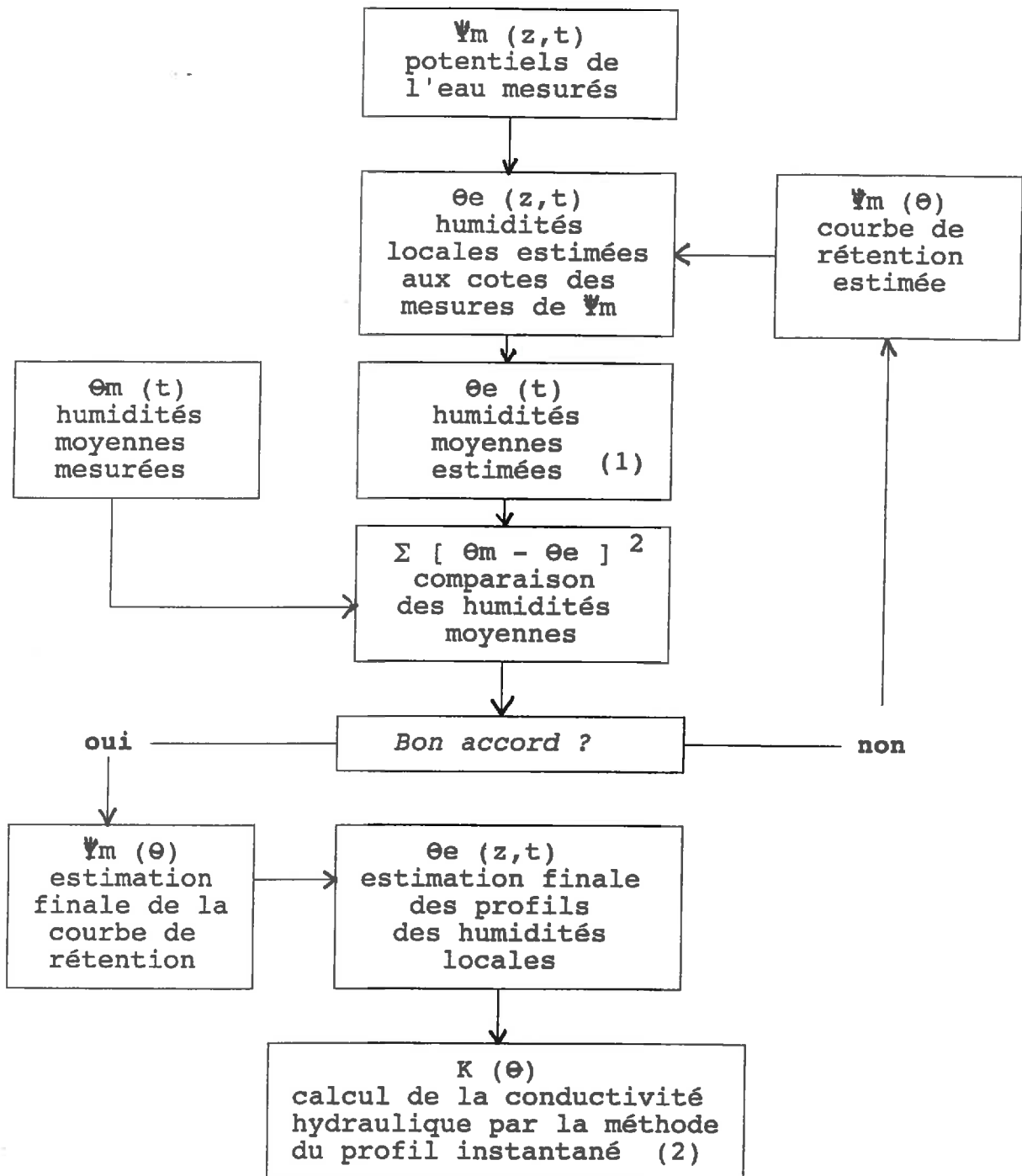


Figure 3.4 - Algorithme de la méthode de Wind (1968) pour la détermination des propriétés hydrodynamiques.

(1) deux techniques d'estimation d'une humidité moyenne à une date donnée à partir d'un profil de teneurs en eau locales sont décrites (Fig. 3.5).

(2) algorithme de la méthode de référence (Fig. 3.3).

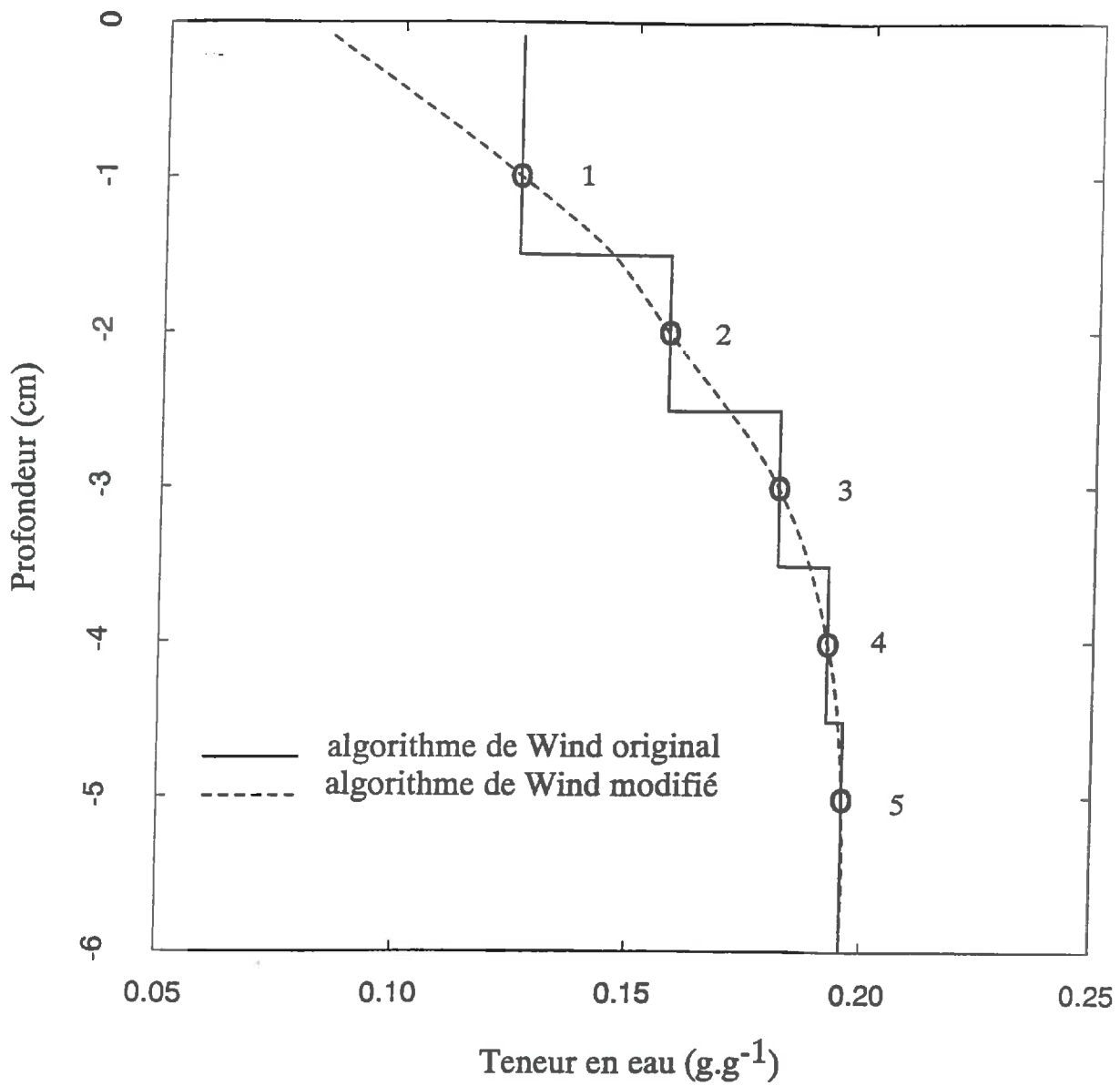


Figure 3.5 - Comparaison entre deux hypothèses sur la forme d'un profil de teneur en eau. Le trait plein représente l'approximation de Wind (1968). Le trait pointillé représente l'approximation par une fonction spline. On suppose que les mesures sont faites à 5 cotes (nombres).

Si les potentiels hydriques sont mesurés avec des tensiomètres (chapitre 4, paragraphe 4), il existe une limite (environ -10 m) en dessous de laquelle la mesure est impossible. On peut alors décider d'appliquer l'algorithme de Wind (1968) à un jeu de données tel qu'il reste encore un nombre minimum de tensiomètres fonctionnels quand l'expérience est stoppée: ce nombre a été appelé *nombre minimum de tensiomètres actifs*.

La conductivité hydraulique est calculé avec un pas de temps de calcul constant. Bien entendu, le test (3.8) sur les différences de potentiel total permettant de décider si une valeur de conductivité hydraulique est calculée ou non peut être réalisé.

2. SIMULATION D'UNE EXPERIENCE POUR LA VALIDATION NUMERIQUE

L'évaporation fictive d'une colonne verticale de sol est simulée en supposant qu'elle est décrite par l'équation de Richards. La hauteur de la colonne est de 60 mm. Les propriétés hydrodynamiques du milieu fictif sont définies par le modèle de Mualem - van Genuchten (éq. 1.15). Deux types de "sols" sont considérés (Fig. 3.6): les propriétés du premier sont celles d'un "limon" (proches de l'échantillon 1 présenté au chapitre 5) et les propriétés du second sont celles d'un "sable" (correspondant au code O5 du catalogue de Wosten 1987).

La condition initiale dans les simulations est l'équilibre. Une condition de flux nul est imposée à la base de la colonne; l'évaporation à la surface est décrite par une fonction empirique analogue à celle proposée par Ritchie (1972): l'évaporation est constante pendant une certaine période, puis elle décroît exponentiellement au cours du temps. Pour le "limon", une forte évaporation a été imposée (maximum 8 mm.j^{-1}) de manière à simuler des gradients de potentiels élevés. Pour le "sable", une faible évaporation a été imposée (maximum 2 mm.j^{-1}), autrement des profils d'humidité comparables à un effet de "mulch" étaient simulés.

Les potentiels et les teneurs en eau ont été simulées à 5 cotes: -1 , -2 , -3 , -4 et -5 cm (Fig. 3.7 et 3.8). On suppose que les mesures fictives sont sans biais et ponctuelles. Pour simuler des incertitudes sur les mesures, nous supposons que ce sont des distributions normales et indépendantes: les écart-types sont 2.5 mm pour les potentiels matriciels, 0.25 g pour les masses de terre, $0.01 \text{ m}^3.\text{m}^{-3}$ pour les teneurs en eau locales. Dans la pratique ces incertitudes fictives sur les mesures sont petites. Quand des incertitudes sur les mesures sont simulées, 30 expériences fictives indépendantes sont réalisées.

L'équation de Richards est résolue avec la méthode des éléments finis (Bruckler, communication personnelle). La colonne est discrétisée en 50 éléments (d'épaisseur comprise entre 0.1 et 2 mm). Le pas de temps pour l'intégration numérique est variable (compris entre 5 s et 300 s). Les potentiels totaux ont été simulés avec une précision relative de 10^{-4} . Les simulations ont été arrêtées quand le bilan de masse cumulé divergeait (pendant les simulations, le bilan de masse cumulé est 1.000 ± 0.002). De ce fait, il n'a pas été possible de simuler des potentiels matriciels inférieurs à -12 m en dessous de la cote -1 cm.

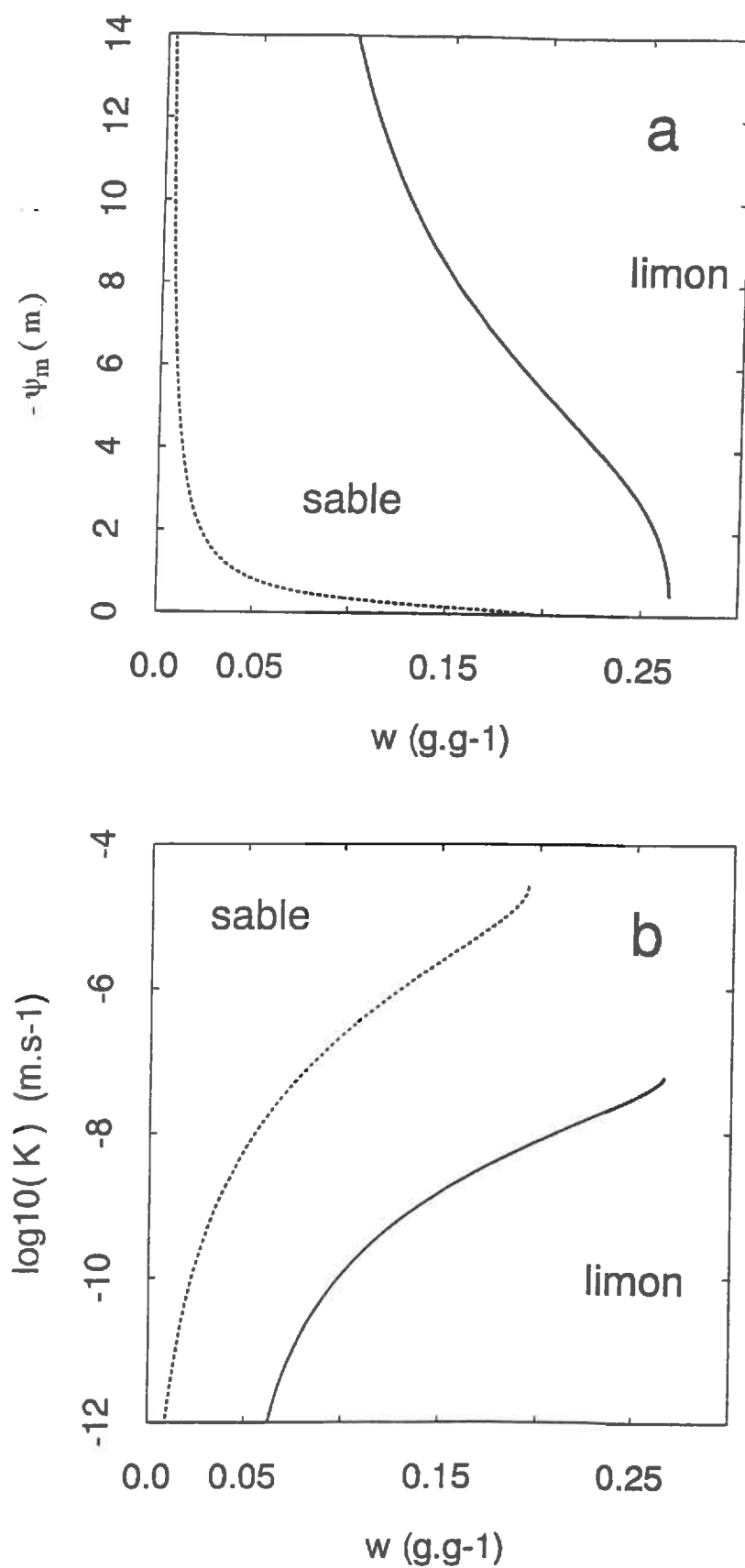


Figure 3.6 - Propriétés hydrauliques utilisées dans les simulations. Courbes de rétention (a) et de conductivité hydraulique (b).

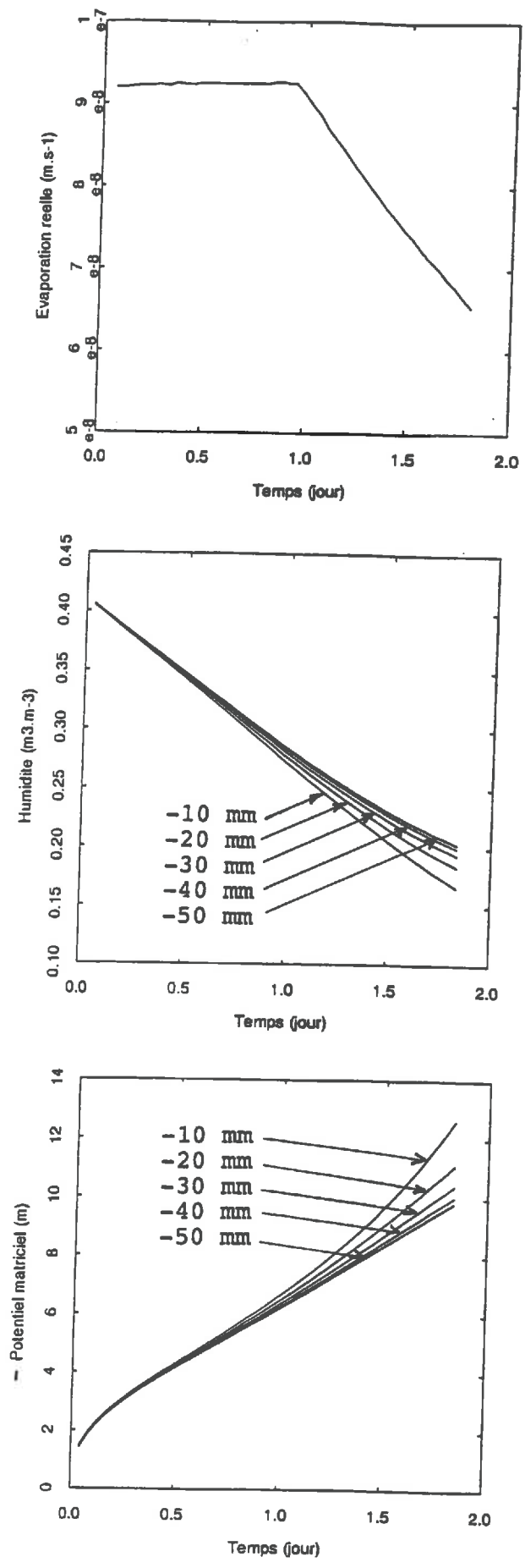


Figure 3.7 - Simulation d'une expérience correspondant à l'évaporation d'un limon.

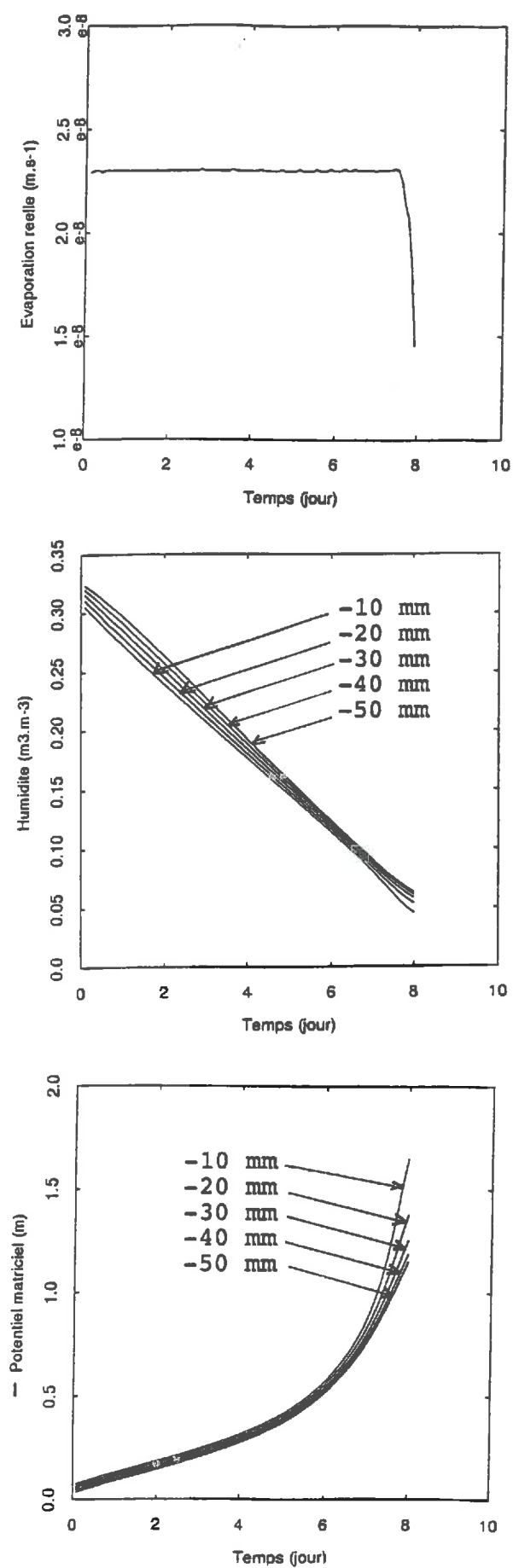


Figure 3.8 - Simulation d'une expérience correspondant à l'évaporation d'un sable.

3. VALIDATION NUMERIQUE DES METHODES DIRECTES PROPOSEES

31. METHODE DE REFERENCE

311. Biais liés aux interpolations linéaires

Pour des expériences fictives telles qu'il n'y aurait pas d'incertitude sur les mesures, on détermine les propriétés hydrodynamiques avec un pas de temps constant compris entre 2 et 16 heures. Pour chaque caractérisation hydrodynamique fictive, les propriétés hydrodynamiques sont calculées pour tous les couples de cotes espacés de 1 à 3 cm.

Le calcul des propriétés hydrodynamiques avec le plus petit pas de temps (2 heures) nous sert de "témoin" pour connaître la précision de la caractérisation hydrodynamique combinée à la simulation numérique des expériences (Fig. 3.9). L'accord entre les propriétés hydrodynamiques "réelles" et calculées est peu biaisé. Pour le "sable", au voisinage de la saturation, l'accord est moins satisfaisant entre les valeurs "réelles" et estimées de K correspond à des gradients de potentiel total très petits (inférieurs à 0.01 m.m^{-1} pour les teneurs en eau supérieures à 0.14 g.g^{-1}): l'écart peut être du aussi bien à la précision des simulations numériques qu'à l'algorithme de calcul de la conductivité hydraulique.

Pour nos simulations, on met en évidence une augmentation du biais sur la caractérisation hydrodynamique avec le pas de temps de calcul, alors que ce biais dépend peu de l'espacement entre les cotes de calcul: un exemple est donné pour un pas de temps de calcul de 16 heures (Fig. 3.10). L'augmentation du biais en fonction du pas de temps de calcul concerne surtout le "limon". Quand le pas de temps de calcul augmente, les valeurs "réelles" de $\psi_m(\theta)$ sont surestimées au voisinage de la saturation et sous-estimée pour les faibles teneurs en eau. Les valeurs "réelles" de conductivité hydrauliques sont toujours sous-estimées. Il n'y a pas d'explication simple, à partir de la forme (pente, concavité) des profils de potentiel hydrique et de l'évolution des stocks d'eau, permettant de prévoir *a priori* le signe du biais sur la conductivité hydraulique.

Pour mieux représenter les écarts entre les propriétés hydrodynamiques "réelles" et estimées, on définit un *biais relatif pour la courbe de rétention* (RDP) et un *biais relatif pour la courbe de conductivité hydraulique* (RDK) par:

$$\text{RDP}(\theta) = (\psi_m^t(\theta) - \psi_m^e(\theta)) / \psi_m^t(\theta) \quad (3.9a)$$

$$\text{RDK}(\theta) = (K^t(\theta) - K^e(\theta)) / K^t(\theta) \quad (3.9b)$$

θ : teneur en eau ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$)

$\psi_m^t(\theta)$: valeur "réelle" du potentiel matriciel (m)

- $\psi_m^e(\theta)$: valeur estimée du potentiel matriciel (m)
 $K^t(\theta)$: valeur "réelle" de la conductivité hydraulique (m.s⁻¹)
 $K^e(\theta)$: valeur estimée de la conductivité hydraulique (m.s⁻¹)

Les biais relatifs RDP et RDK sont représentés en fonction de la teneur en eau, du sol fictif et du pas de temps de calcul (Fig. 3.11 à 3.14). Pour un pas de temps de 2 heures, la valeur de RDP est inférieure à 5% et la valeur de RDK est inférieure à 10% , sauf pour le "sable" au voisinage de la saturation ($\omega > 0.14 \text{ g.g}^{-1}$) où RDK atteint 20% . Le biais de la caractérisation hydrodynamique devient important dès que le pas de temps de calcul est supérieur à 8 heures (RDK est de l'ordre de 10%). Nous avons donc choisi un pas de temps maximum (Δt_{\max}) de 6 heures: pour la relation $\psi_m(\theta)$, le biais relatif entre une "vraie" valeur et la valeur estimée de ψ_m est alors inférieur à 10% ; pour la relation $K(\theta)$, l'écart relatif entre une "vraie" valeur et la valeur estimée de K est presque toujours inférieur à 20% .

312. Conséquence des incertitudes sur les mesures

Pour des expériences fictives telles qu'il y aurait des incertitudes sur les mesures, on détermine les propriétés hydrodynamiques pour tous les couples de cotes espacés de 1 à 3 cm.

Le calcul effectué sans les tests (3.7) et (3.8) sur les différences de potentiel et sur les variations de stock, et en prenant un pas de temps de calcul constant (4 heures), montre que la détermination de la conductivité hydraulique est très affectée par les incertitudes sur les teneurs en eau et sur les potentiels hydriques: d'après la Fig. 3.15b , la dispersion des valeurs de conductivité calculées est de plusieurs ordres de grandeur autour des courbes "réelles" (des valeurs calculées de conductivité sont hors des limites du graphique: presque toutes ces valeurs sont négative).

Pour le "sable", la dispersion des valeurs $K(\theta)$ augmente fortement quand on se rapproche de la saturation: en effet, les gradients de potentiel total tendent alors vers zéro et leur estimation est de plus en plus affectée par les incertitudes sur les potentiels hydriques. Une augmentation de la dispersion des valeurs calculées de $K(\theta)$ peut aussi être prévue quand la teneur en eau tend vers zéro, l'estimation des flux (qui tendent vers zéro) étant de plus en plus affectée par l'incertitude sur les teneurs en eau; ce comportement n'apparaît pas clairement avec nos simulations. Il a été constaté par Fhulder *et al.* (1976), qui testent la méthode du profil instantané pour une condition de drainage vertical (le plan de flux nul étant la surface du sol).

Pour le "limon" et pour le "sable", on constate par ailleurs (Fig. 3.15b) que la plus forte densité de points des deux nuages de points calculés $K(\theta)$ n'est pas superposée à la courbe de conductivité hydraulique "réelle". Ainsi, en cherchant à calculer une courbe $K(\theta)$ "moyenne" à partir d'un nuage de points calculés $K(\theta)$, on obtiendrait une courbe biaisée par rapport à la réalité:

- (a) Les valeurs calculées $K(\theta)$ sont plus souvent supérieures aux valeurs $K(\theta)$ "réelles" pour le "sable" aux teneurs en eau inférieures à 0.10 g.g^{-1} , et pour le "limon".

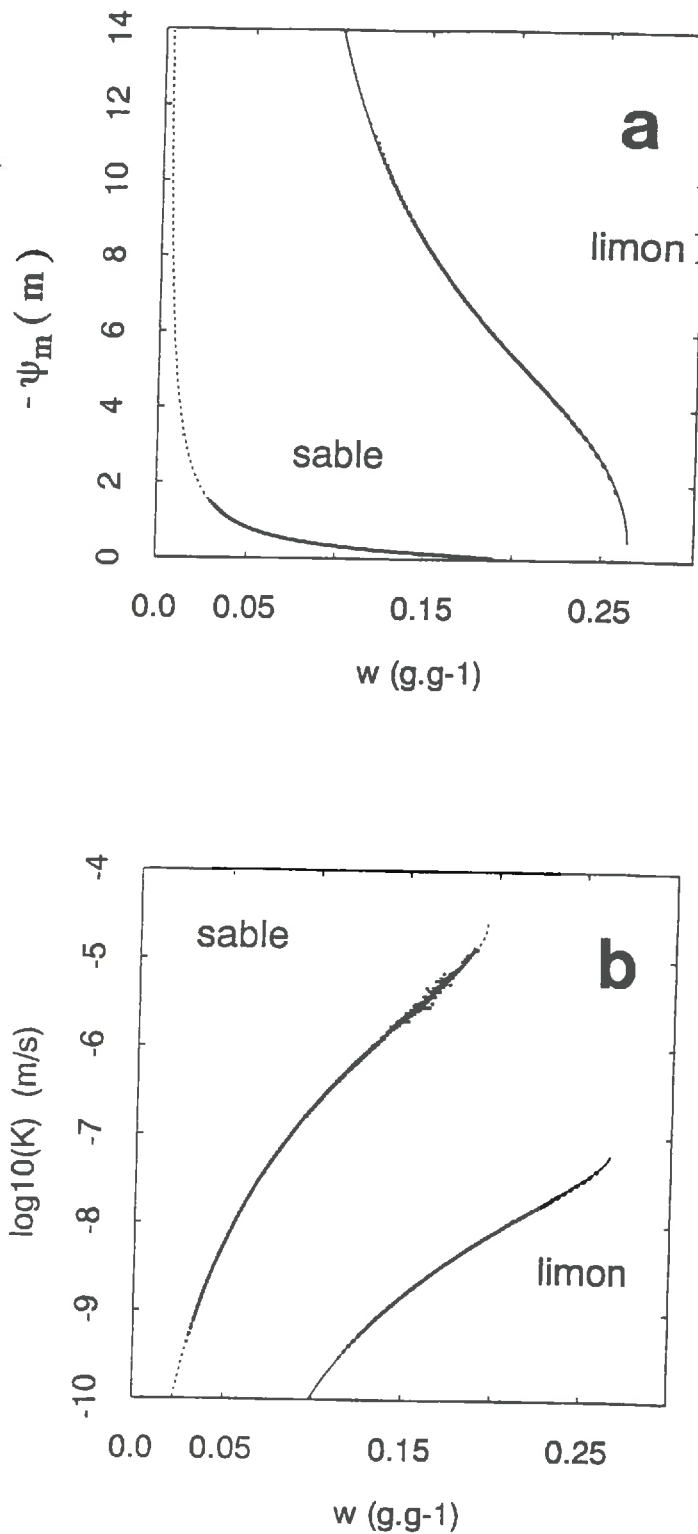


Figure 3.9 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées sans incertitude). Pas de temps de calcul de 2 heures. Les points sont les valeurs calculées. Les lignes sont les "vraies" propriétés hydrodynamiques.

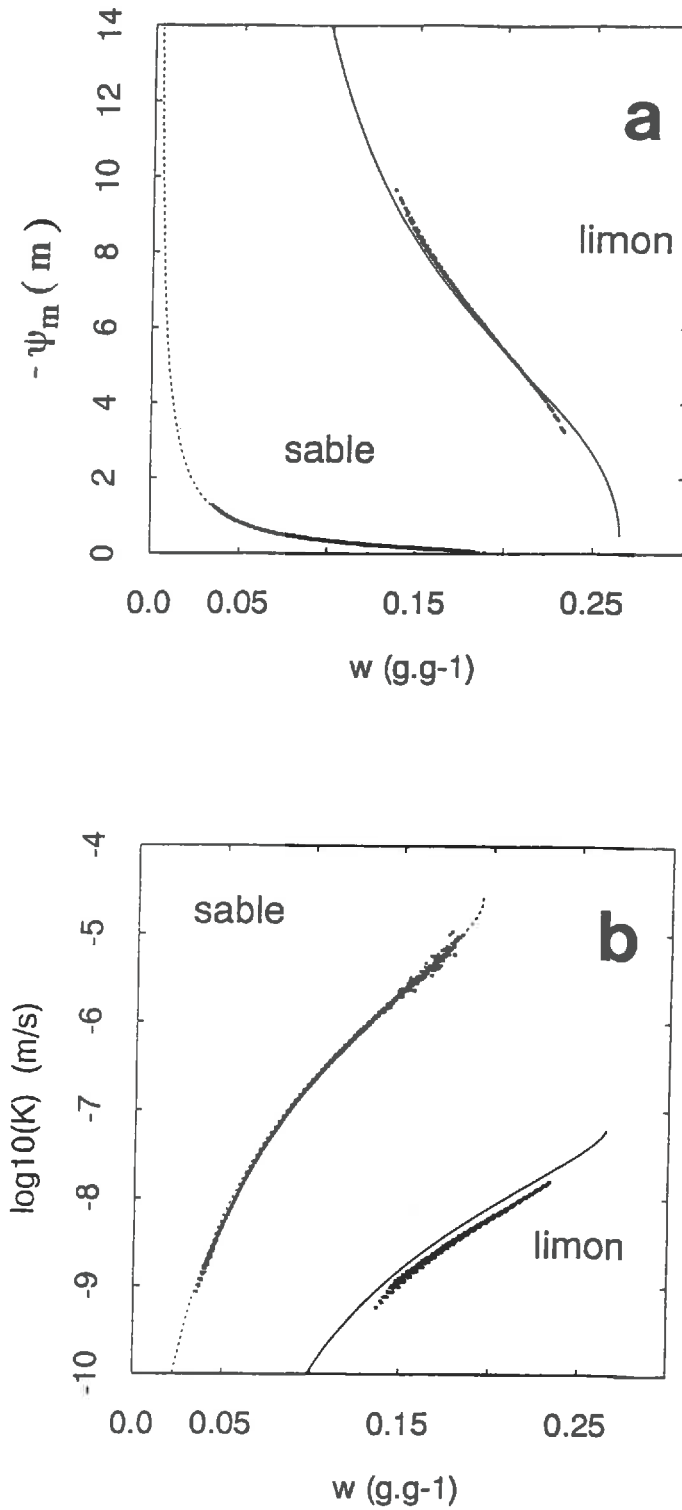


Figure 3.10 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées sans incertitude). Pas de temps de calcul de 16 heures. Les points sont les valeurs calculées. Les lignes sont les "vraies" propriétés hydrodynamiques.

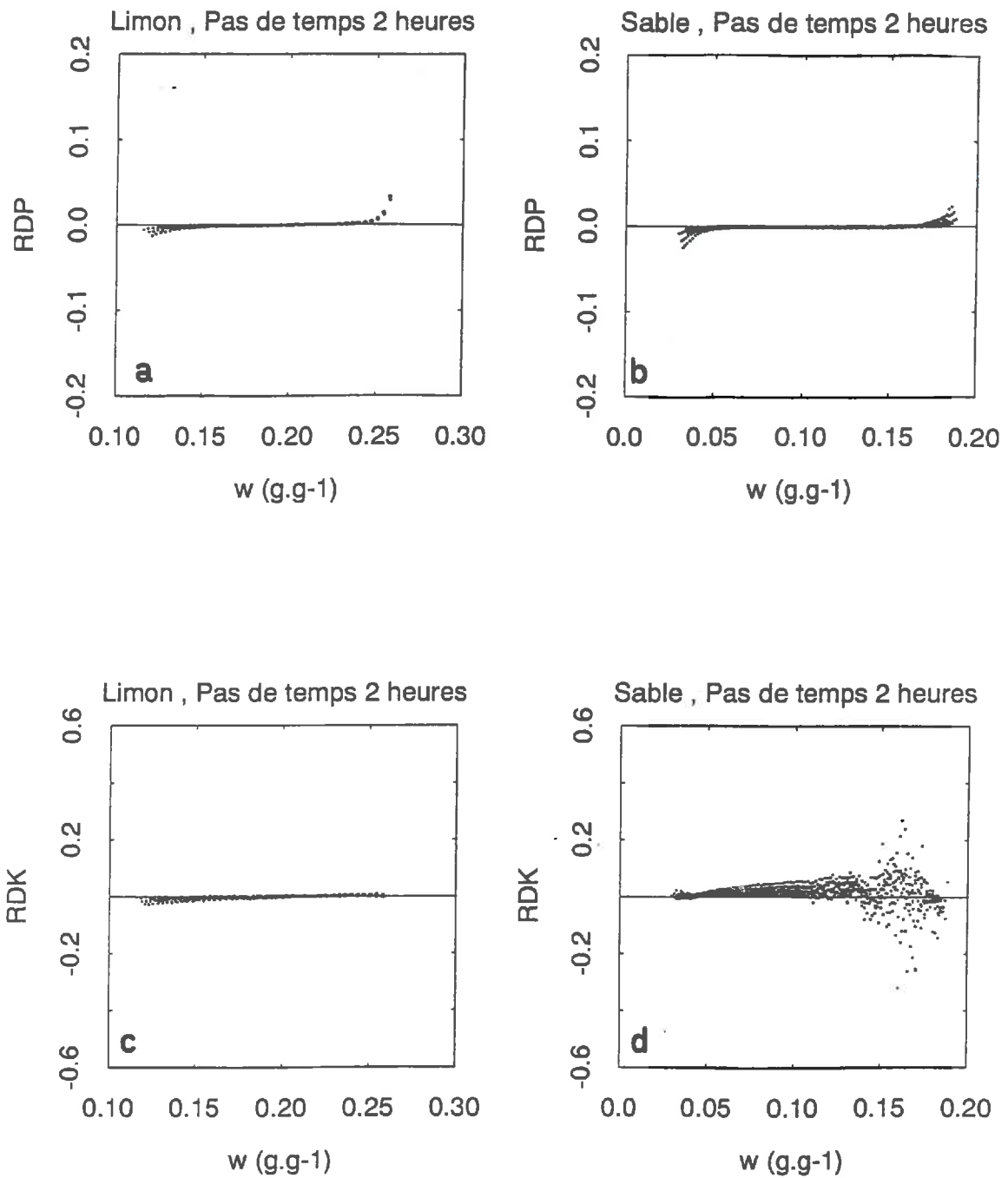


Figure 3. 11 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées sans incertitude). Pas de temps de calcul de 2 heures. Biais relatif sur la courbe de rétention (RDP) et sur la courbe de conductivité hydraulique (RDK).

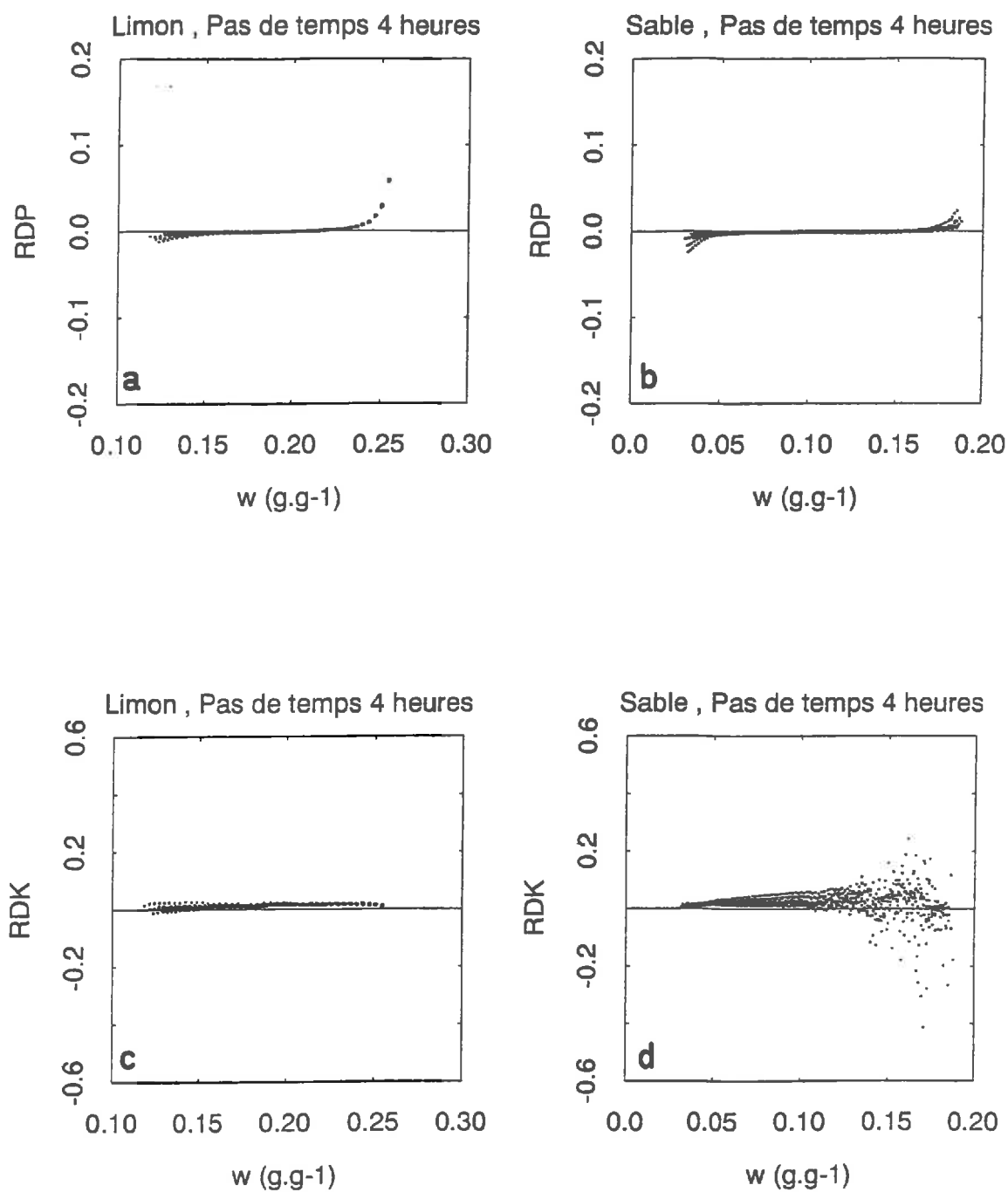


Figure 3.12 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées sans incertitude). Pas de temps de calcul de 4 heures. Biais relatif sur la courbe de rétention (RDP) et sur la courbe de conductivité hydraulique (RDK).

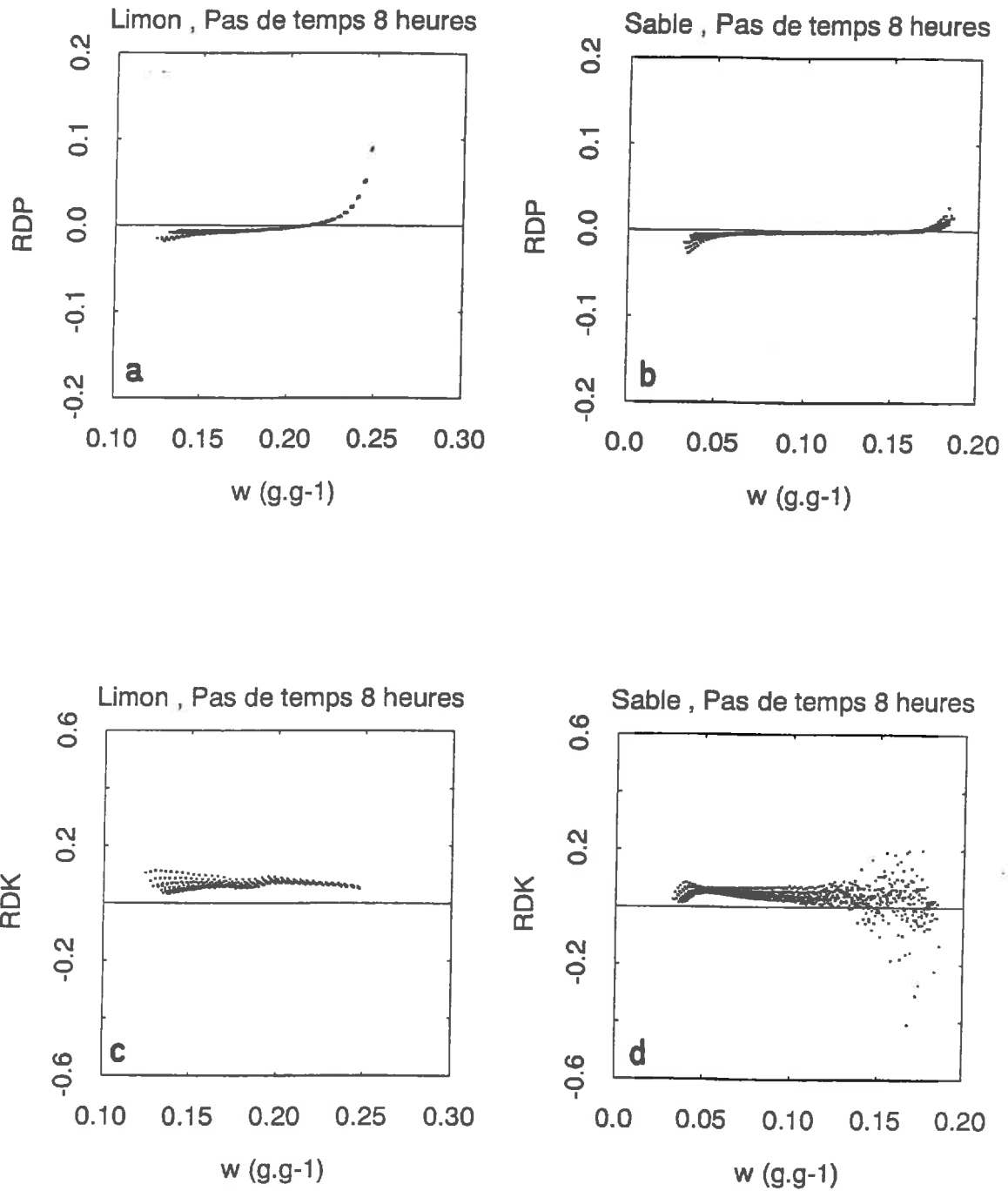


Figure 3. 13 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées sans incertitude). Pas de temps de calcul de 8 heures. Biais relatif sur la courbe de rétention (RDP) et sur la courbe de conductivité hydraulique (RDK).

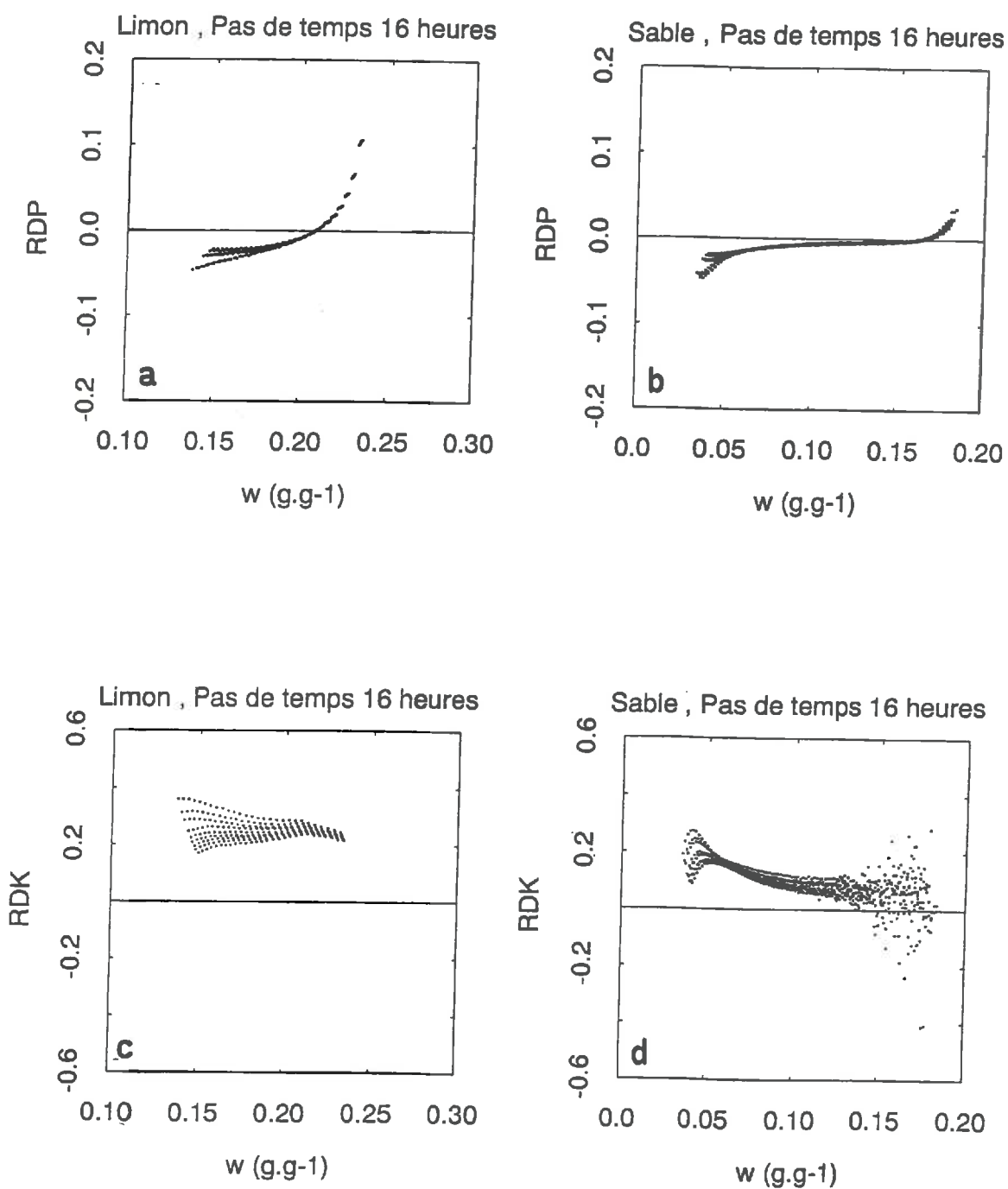


Figure 3.14 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées sans incertitude). Pas de temps de calcul de 16 heures. Biais relatif sur la courbe de rétention (RDP) et sur la courbe de conductivité hydraulique (RDK).

(b) Inversement, les valeurs calculées $K(\theta)$ sont plus souvent inférieures aux valeurs $K(\theta)$ "réelles" pour le "sable" au voisinage de la saturation.

Pour comprendre ces résultats en général, il faudrait tenir compte à la fois des erreurs d'interpolation linéaire faites dans les calculs, des incertitudes sur les gradients de potentiel total et des incertitudes sur les flux d'eau. La seule situation qui nous parait simple à expliquer concerne le "sable" au voisinage de la saturation. Une approximation est alors possible: au voisinage de la saturation, les gradients de potentiel total tendent vers zéro; on peut ainsi supposer que le calcul de la conductivité hydraulique est très affecté par l'incertitude sur les gradients de potentiel et peu par l'incertitude sur les flux (qui ne sont pas nuls). Or, d'après les conditions de simulation des incertitudes sur les potentiels hydriques et les teneurs en eau (loi normales indépendantes), les gradients de potentiel total et les flux d'eau calculés sont des lois normales. Ainsi, la conductivité hydraulique calculée pour une teneur en eau proche de la saturation peut être approximée par l'inverse d'une loi normale:

$$K = Q^* / G \quad (3.10a)$$

$$G \in N(G^*, \sigma) \quad G^* > 0 \quad \sigma > 0 \quad (3.10b)$$

K : conductivité hydraulique estimée (variable aléatoire)

Q^* : flux d'eau (sans incertitude)

G : *opposé* du gradient de potentiel total (loi normale, moyenne G^* , écart-type σ)

S'il n'y avait pas d'incertitude sur G , la "vraie" valeur de K serait:

$$K^* = Q^* / G^* \quad (3.11)$$

La distribution de probabilité de K , qui est l'inverse de la loi normale G peut être étudiée analytiquement (Annexe B). On montre en particulier que la distribution de K est bimodale, les deux modes étant de signe opposé. La valeur du maximum positif de la distribution de K est:

$$K_m = Q^* \frac{-G^* + \sqrt{G^{*2} + 8\sigma^2}}{4\sigma^2} \quad (3.12)$$

K_m tend vers K^* seulement si G^*/σ tend vers $+\infty$. Par contre, au début des simulations, σ n'est pas nul et G^* est petit (G^*/σ tend vers 0): K_m est alors inférieur à K^* , ce qui est en accord avec les résultats obtenus.

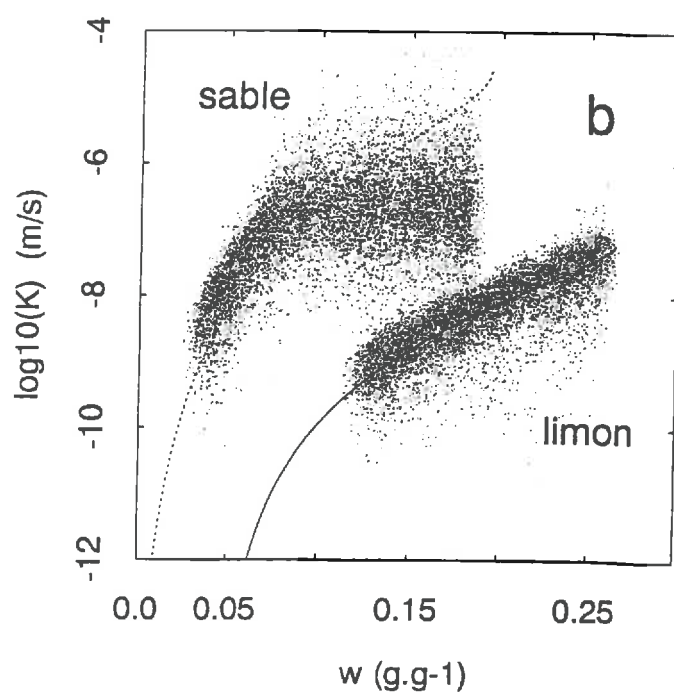
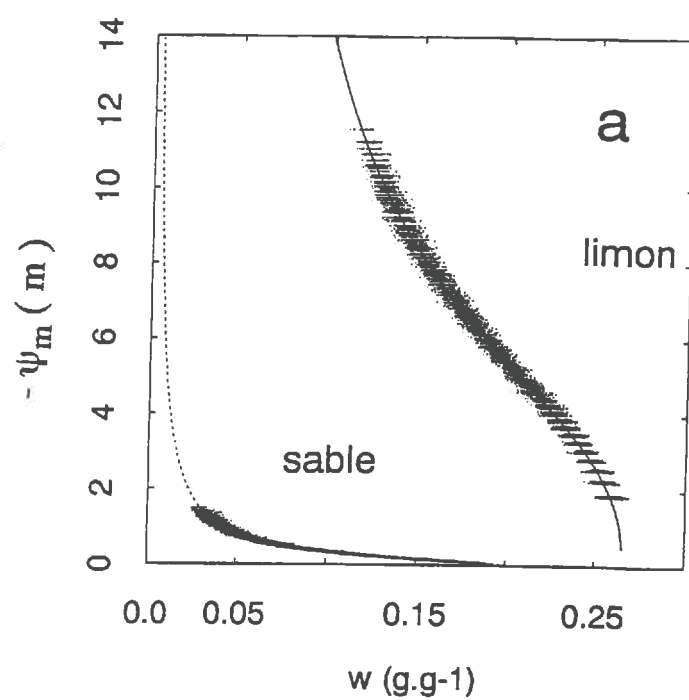


Figure 3. 15 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées avec des incertitudes). Pas de temps de calcul de 4 heures. Les points sont les valeurs calculées. Les lignes sont les "vraies" propriétés hydrodynamiques.

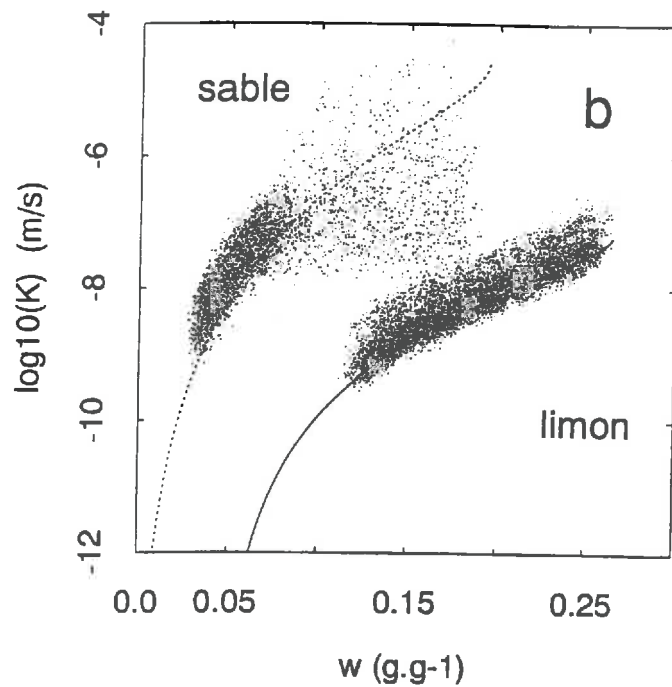
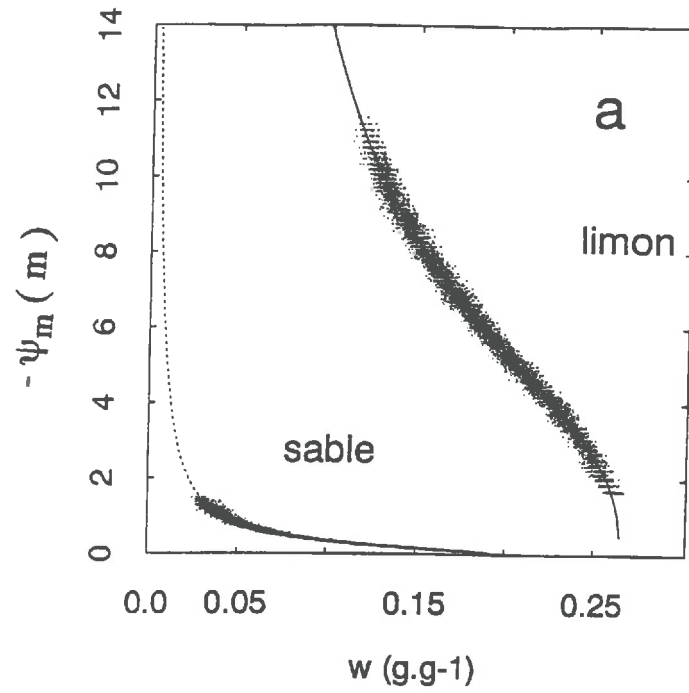


Figure 3. 16 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées avec des incertitudes). Pas de temps de calcul variable. Elimination des valeurs correspondant à une variation de stock d'eau ou à une différence de potentiel non significative, au seuil 0.68

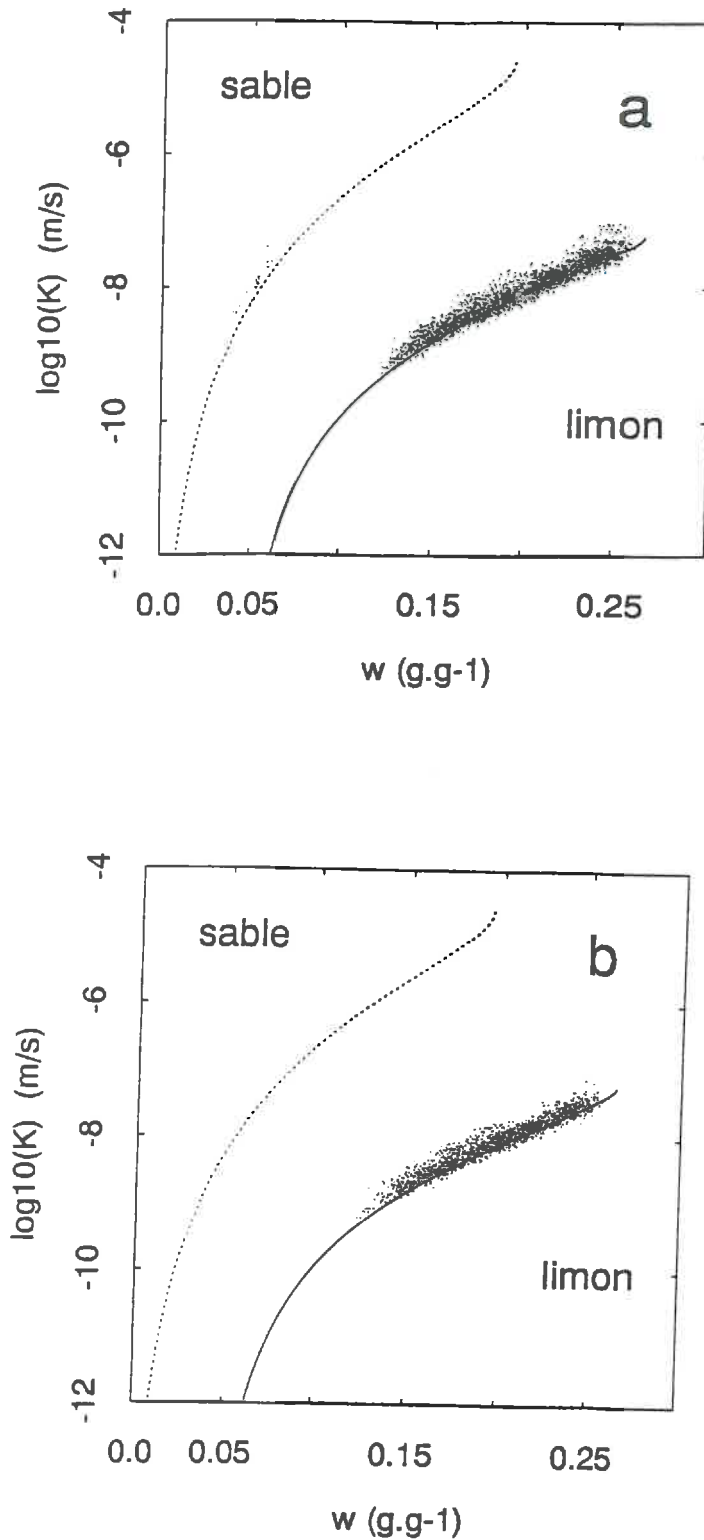


Figure 3.17 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de référence (mesures simulées avec des incertitudes). Pas de temps de calcul variable. Elimination des valeurs correspondant à une variation de stock d'eau ou à une différence de potentiel non significative, au seuil 0.990 (a) et au seuil 0.995 (b).

313. Tests sur les différences de stock et de potentiel hydrique

Pour des expériences fictives telles qu'il y aurait des incertitudes sur les mesures, on calcule cette fois les conductivités hydrauliques en appliquant des tests statistiques sur les variations de stock (3.7) et sur les différences de potentiel (3.8) avec un critère de plus en plus sévère: $\alpha = 1$ (niveau de signification 0.68), $\alpha = 2.6$ (niveau de signification 0.99) et $\alpha = 3$ (niveau de signification 0.995).

Les conséquences du test sur la variation de stock sont difficiles à analyser précisément: pour un pas de temps donné on commence par tronquer la distribution de probabilité de la variation de stock en rejetant les variations de stock trop petites; puis on choisit un pas de temps plus grand (au maximum 6 heures) et donc le biais des interpolations linéaires sur le calcul du flux augmente.

Les simulations montrent cependant que la plus forte densité des valeurs calculées de K tend à rejoindre la "vraie" courbe $K(\theta)$, quand on applique des tests statistiques de plus en plus sévères. Avec un niveau de signification pour les tests de 0.68, la distribution des valeurs calculées $K(\theta)$ par rapport aux "vraies" valeurs est encore très dissymétrique (Fig. 3.16a). Pour un niveau de signification supérieur à 0.99, la distribution des valeurs calculées $K(\theta)$ ne change plus beaucoup (Fig. 3.16b et 3.17). Pour une teneur en eau, la dispersion des valeurs calculées $K(\theta)$ est d'un 1 ordre de grandeur environ.

Ainsi, le calcul de la conductivité hydraulique doit correspondre à des différences de potentiel total et à des variations de stock d'eau significativement différentes de zéro pour un niveau de probabilité supérieur à 0.99. Dans le cas du "limon", si une courbe "moyenne" est obtenue à partir du nuage des valeurs calculées $K(\theta)$, on trouve alors un écart par rapport à la "vraie" relation $K(\theta)$ inférieur à 0.25 ordre de grandeur (soit un écart relatif sur K de 60% environ). Dans le cas du "sable", une caractérisation hydrodynamique est pratiquement impossible avec la méthode considérée.

32. VALIDATION NUMERIQUE DE LA METHODE DE WIND (1968)

Dans les simulations, on a seulement conservé les valeurs de potentiel matriciel simulées dans la "gamme tensiométrique", c'est à dire entre 0 et -10 m. Trois situations expérimentales ont été considérées: 5 tensiomètres (-1, -2, -3, -4, -5 cm), 4 tensiomètres (-1, -2, -3, -5 cm), et 3 tensiomètres (-1, -3, -5 cm). La conductivité hydraulique a été calculée avec un pas de temps constant de 2 heures, pour tous les couples de cotes espacés de 1 à 3 cm.

321. Unicité de la solution

Pour déterminer la courbe de rétention, les 4 paramètres de la fonction de van Genuchten (eq. 1.15b) ont été estimés pour le "limon" (α , n , θ_s et θ_r). Pour le "sable", seuls α , n et θ_s ont été estimés (θ_r a été fixé égal à sa "vraie" valeur).

Dans ces conditions, l'algorithme de Wind (soit original, soit modifié) restitue toujours le même jeu de paramètres à la fin des itérations, tant que les écarts relatifs entre les valeurs initiales et "réelles" des paramètres sont inférieurs à 25%.

Pour une situation réelle, l'estimation initiale des valeurs des paramètres avec une précision relative de 25% ne devrait pas poser de difficulté. On s'approche de la relation $\psi_m(\theta)$ par la relation entre l'humidité moyenne du sol et la moyenne des potentiels hydriques mesurés à une même date, puis appliquer la méthode graphique décrite par van Genuchten (chapitre 1). On peut aussi utiliser des catalogues de valeurs des paramètres établis pour différentes classes de sol (Woesten *et al.* 1987).

322. Comparaison de plusieurs dispositifs expérimentaux

Un critère de comparaison entre la courbe de rétention estimée et la courbe de rétention réelle a été défini (RMSE); il a la même unité que les potentiels hydriques:

$$\text{RMSE} = \left[\frac{\sum [\psi_m^t(\theta_i) - \psi_m^e(\theta_i)]^2}{n} \right]^{1/2} \quad (3.13)$$

θ_i : 200 valeurs d'humidité (régulièrement distribuées)

ψ_m^t : "vraie" valeur du potentiel matriciel (m)

ψ_m^e : valeur estimée du potentiel matriciel (m)

Pour différentes situations expérimentales (sans incertitudes simulées) et pour les deux algorithmes de Wind décrit, les valeurs de RMSE sont données au Tableau 3.1. Ces valeurs de RMSE sont toujours petites (inférieures à 0.1 m) et peu différentes entre elles pour un sol fictif considéré. RMSE tend à augmenter quand le nombre minimum de tensiomètres actifs (défini au paragraphe 122) diminue.

323. Comparaison entre les algorithmes de calcul

Quand le nombre de tensiomètres est supérieur à 4, l'algorithme de Wind modifié donne des résultats un peu meilleurs que l'algorithme original (Tab. 3.1). Quand seulement 3 tensiomètres sont considérés, la forme des profils de teneur en eau ne peut pas être décrite précisément, et il semble préférable d'utiliser l'algorithme de Wind original.

324. Analyse détaillée d'un cas particulier

D'après les deux paragraphes précédents, on conclue qu'il y a peu de différences entre les différentes situations expérimentales considérées. C'est pourquoi une seule situation: expérimentale est considérée en détail: elle correspond à 5 tensiomètres (avec au minimum 4 tensiomètres actifs). L'algorithme de Wind modifié est utilisé.

Quand les incertitudes sur les mesures ne sont pas simulées, la réestimation de la courbe de rétention est satisfaisante pour

Tableau 3. 1 - Valeurs de RMSE calculées avec l'algorithme de Wind. RMSE est un critère de comparaison entre la courbe de rétention "réelle" et la courbe de rétention estimée (défini par l'équation 3.13).

sol fictif	nombre total de tensiomètres	nombre minimum de tensiomètres	RMSE ¹ algorithme original (m)	RMSE ² algorithme modifié (m)	$\frac{RMSE^2}{RMSE^1}$
limon	5	5	0.038	0.021	0.55
		4	0.073	0.020	0.27
		3	0.099	0.056	0.57
	4	4	0.039	0.037	0.95
		3	0.061	0.039	0.64
	3	3	0.016	0.027	1.69
sable	5	5	0.004	0.001	0.18
	4	4	0.004	0.002	0.57
	3	3	0.001	0.004	2.80

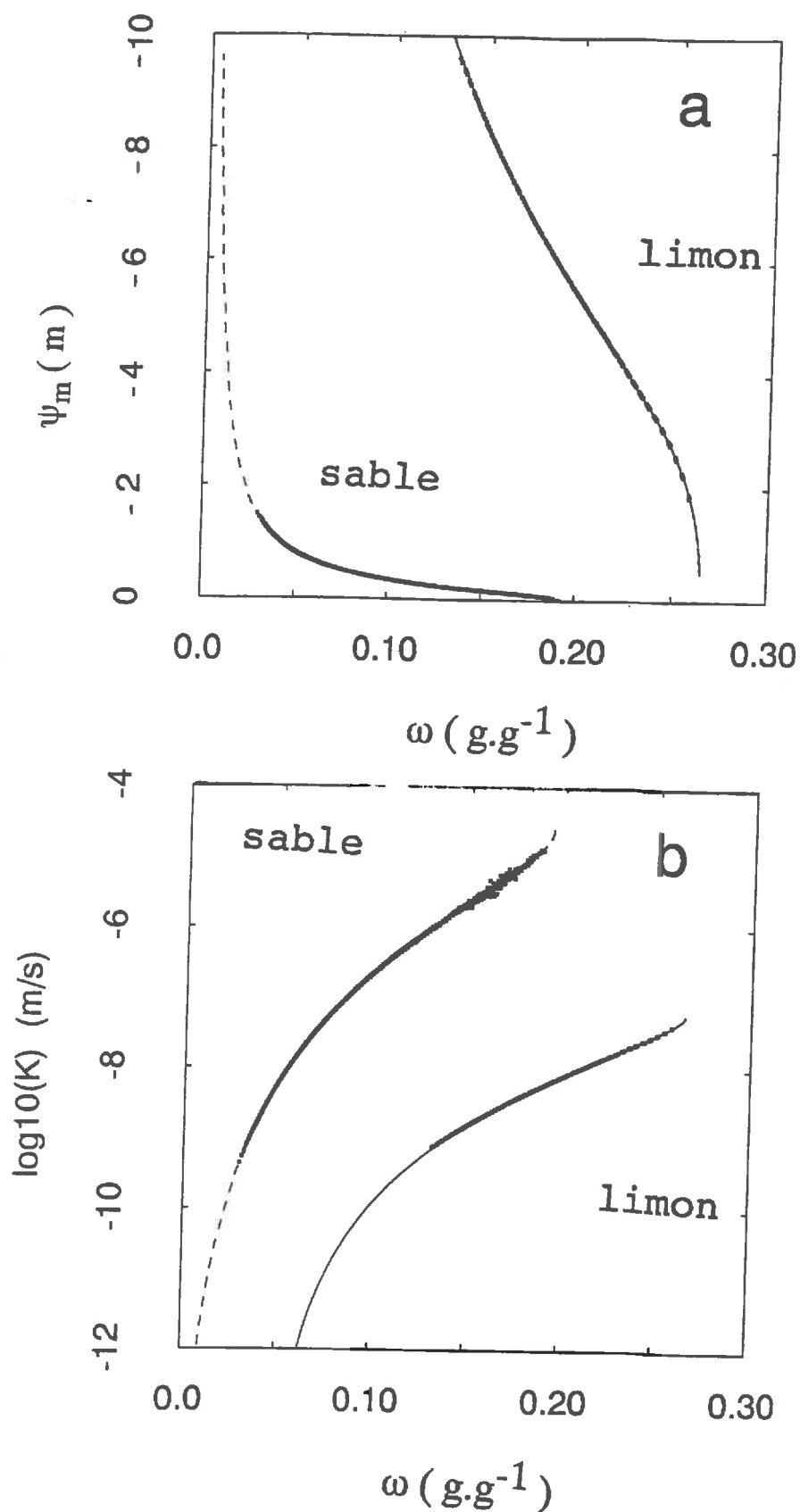


Figure 3.18 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de Wind (mesures simulées sans incertitude). Pas de temps de calcul de 2 heures. Les points sont les valeurs calculées. Les lignes sont les "vraies" propriétés hydrodynamiques.

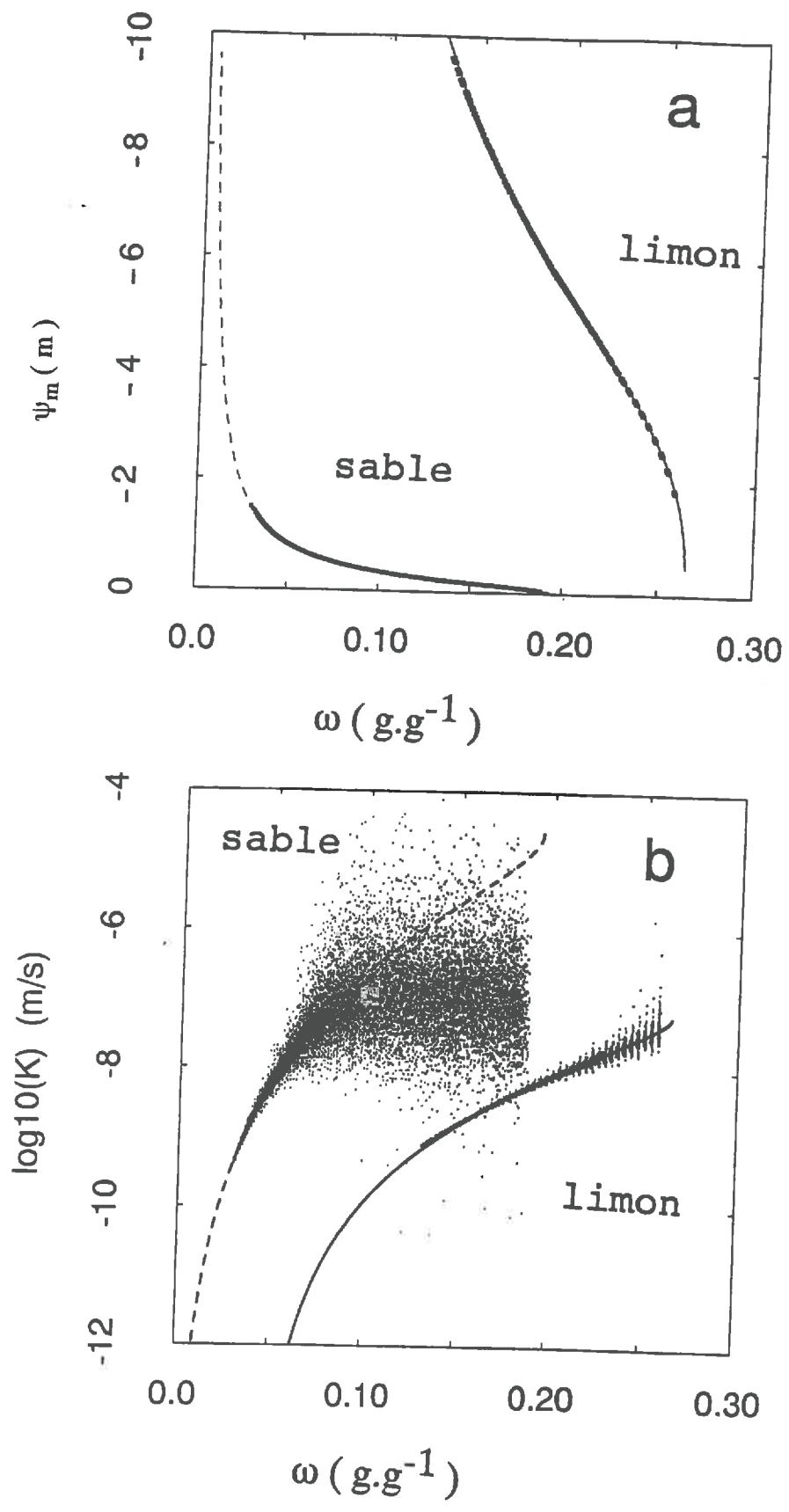


Figure 3.19 - Caractérisation hydrodynamique de deux sols fictifs par la méthode de Wind (mesures simulées avec des incertitudes). Pas de temps de calcul de 2 heures. Les points sont les valeurs calculées. Les lignes sont les "vraies" propriétés hydrodynamiques.

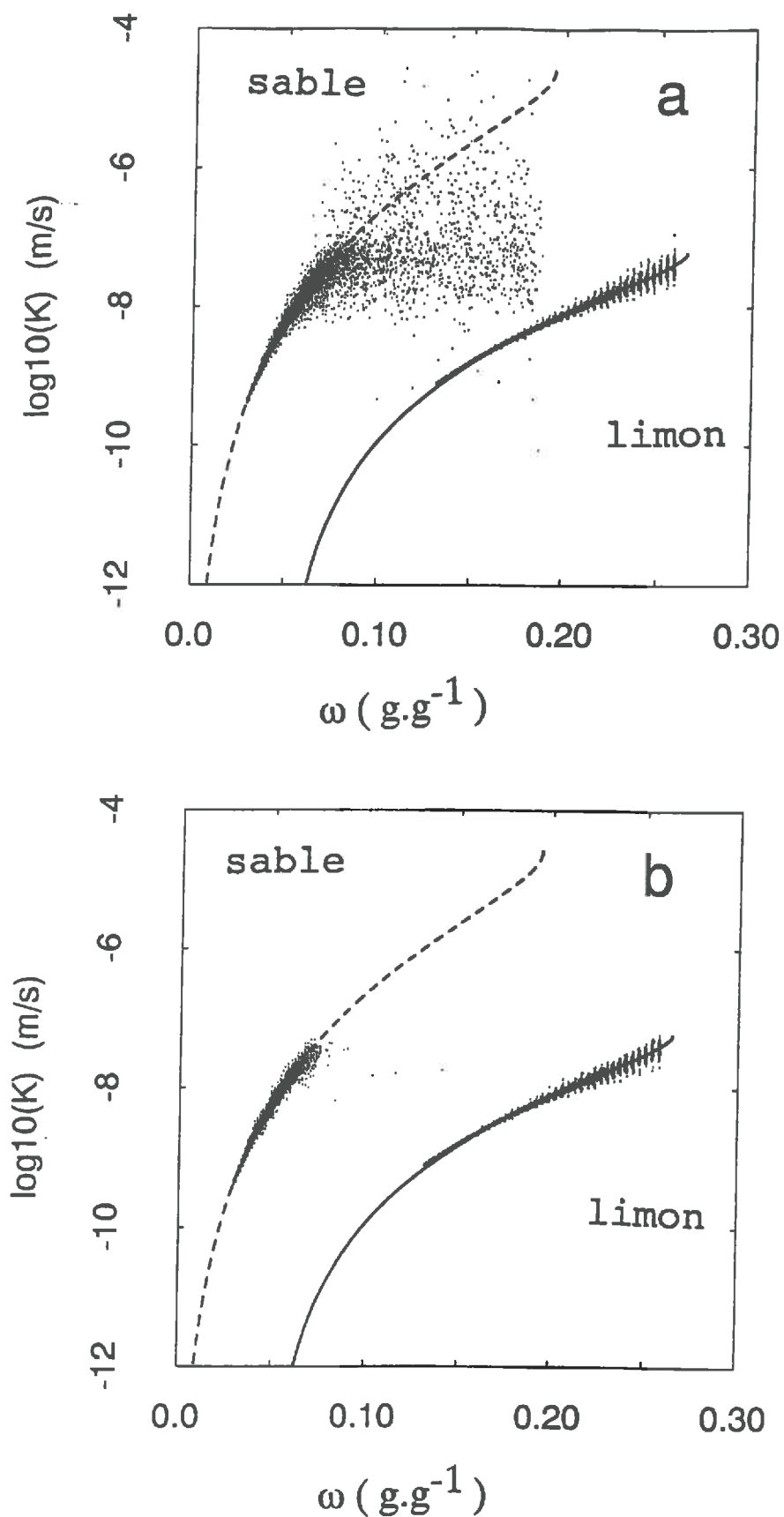


Figure 3.20 - Conductivité hydraulique de deux sols fictifs déterminée avec la méthode de Wind (mesures simulées avec des incertitudes). Pas de temps de calcul de 2 heures. Elimination des valeurs correspondant à une différence de potentiel non significative: (a) au seuil 0.68 et (b) au seuil 0.99

le "limon" comme pour le "sable" (Fig. 3.18a). Pour une teneur en eau donnée, l'écart relatif entre la "vraie" valeur et la valeur estimée du potentiel matriciel est inférieur à 4%.

L'estimation des conductivités hydrauliques est aussi satisfaisante (Fig. 3.18b). Pour une teneur en eau donnée, l'écart relatif entre la "vraie" valeur et la valeur estimée de la conductivité hydraulique est inférieur à 10% pour le "limon", et inférieur à 20% pour le "sable".

325. Simulation des incertitudes de mesure

La situation précédente est simulée avec des incertitudes sur les mesures. La réestimation des courbes de rétention est toujours satisfaisante (Fig. 3.19a): l'algorithme de Wind est peu sensible aux incertitudes sur les "mesures" car la courbe de rétention est déterminée à partir de toutes les mesures.

Les conductivités hydrauliques déterminées sans test statistique (3.7) sur les différences de potentiel sont représentées à la Fig. 3.19b . Le nombre de valeurs calculées est de 10020 pour le "limon" et 25500 pour le "sable" (pour le "sable", 30% des valeurs sont hors des limites du graphique; la plupart sont des valeurs de conductivité négatives). Comme pour la méthode de référence, de petites incertitudes sur les mesures (mesures tensiométriques et pesées) affectent beaucoup la précision de la détermination de K , quand les gradients de potentiel sont petits. La dispersion des conductivités hydrauliques calculées peut être de plusieurs ordres de grandeur autour des "vraies" valeurs.

Pour le "sable", vers les fortes humidités, la partie dense du nuage des conductivités calculées est située sous la "vraie" courbe de conductivité hydraulique (Fig. 3.19b). Cela s'explique bien par l'hypothèse que la distribution de probabilité des valeurs calculées de $K(q)$ est comparable à l'inverse d'une loi normale pour les teneurs en eau proches de la saturation (paragraphe 32).

Quand le test (3.7) sur les différences de potentiel total est appliqué avec un niveau de signification de 0.68 (Fig. 3.20a), la proportion de valeurs de conductivité éliminées est de 0.6% pour le "limon" et 67% pour le "sable" (pour le "sable", il reste 10% des conductivités calculées situées hors du graphique). Quand le même test est appliqué avec un niveau de signification de 0.99 (Fig. 3.20b), la proportion de valeurs de conductivité éliminées est de 3% pour le "limon" et de 81% pour le "sable". D'après la Fig. 3.20b, la partie dense des deux nuages des valeurs de conductivité est alors adjacente aux "vraies" courbes de conductivité hydraulique.

4. CONCLUSION DU CHAPITRE

41. METHODE DE REFERENCE

Le dispositif expérimental fictif envisagé est une colonne verticale de sol (60 mm de haut), initialement saturée et soumise à un flux évaporatif à la surface (2 à 8 mm.j⁻¹). Les mesures fictives des teneurs en eau volumique et des potentiels hydriques sont faites à 5 cotes (entre - 1 et -5 cm). On suppose que les mesures ne sont pas biaisées et que les capteurs sont suffisamment petits pour pouvoir considérer les mesures comme ponctuelles. L'évaporation d'un "limon" (ψ_m simulés entre 0 et -12 m) et d'un "sable" (ψ_m simulés entre 0 et -1.5 m) ont été simulées.

Pour des conditions idéales où il n'y aurait pas d'incertitude sur les mesures, les simulations montrent qu'avec un pas de temps maximum (6 heures) et un pas d'espace maximum (3 cm), le biais relatif entre les potentiels matriciels calculés et la "réalité" est inférieur à 10 % , et le biais relatif entre les conductivités hydrauliques calculées et la "réalité" est inférieur à 20 % .

Dès que des incertitudes sur les mesures de teneur en eau et de potentiel hydrique sont prises en compte, il faut utiliser la méthode de "référence" avec une grande prudence par rapport à la signification des variations de stocks et des différences de potentiel mesurées. En effet, avec des incertitudes sur les mesures de teneur en eau ($\sigma = 0.01 \text{ m}^3.\text{m}^{-3}$) et de potentiel ($\sigma = 2.5 \text{ mm}$) petites dans la pratique, il faut que les variations de stock d'eau et que les différences de potentiel total soient significativement différentes de zéro avec un niveau de probabilité supérieur ou égal à 0.99 ; avec un critère moins sévère, les valeurs de conductivité hydraulique qui pourraient être calculées n'ont aucun sens. Dans ces conditions, il est pratiquement impossible de déterminer la conductivité hydraulique d'un "sable" (forte conductivité hydraulique près de la saturation). Pour un "limon" (conductivité hydraulique moyenne près de la saturation), il est possible de calculer des valeurs de conductivité hydrauliques: pour une teneur en eau, la dispersion de ces valeurs ponctuelles est d'environ ± 0.5 ordre de grandeur; une courbe "moyenne" $K(\theta)$ obtenue à partir de ces valeurs s'écarterait de moins de 0.25 ordre de grandeur de la "réalité" (soit un biais relatif sur les valeurs moyennes de K de 60% environ).

42. METHODE SIMPLIFIEE DE WIND

Par rapport à la méthode de "référence", la méthode de Wind (1968) implique que les caractéristiques hydrodynamiques de l'échantillon de sol sont strictement les mêmes en tout point, y compris aux cotes de la colonne où on ne calcule pas la conductivité hydraulique (à la surface en particulier). De plus, une caractérisation hydrodynamique du sol par la méthode de Wind est de plus strictement limitée à la gamme de mesure des potentiels hydriques (qui est le plus souvent la gamme de mesure tensiométrique)

D'après les simulations, cette méthode simplifiée permet une caractérisation hydrodynamiques du sol satisfaisante avec 5 , 4 ou 3 tensiomètres (pour une colonne de 60 mm de haut). L'algorithme de Wind modifié donne des résultats un peu meilleurs que l'algorithme original, quand on utilise plus de 4 tensiomètres. Comme pour la méthode de "référence", la détermination de la conductivité hydraulique au voisinage de la saturation est impossible; mais le calcul de la conductivité hydraulique avec la méthode de Wind fait intervenir moins de sources d'incertitude. En conséquence, tant que la forme analytique utilisée pour décrire la courbe de rétention est suffisamment "flexible", la méthode de Wind peut être plus précise que la méthode de "référence" pour la détermination de la conductivité hydraulique.

La méthode de Wind apparait donc comme une méthode de caractérisation hydrodynamique à la fois simple à mettre en oeuvre et cependant précise, ce qui présente un grand intérêt pratique pour étudier un grand nombre d'échantillons de sol. Un système d'acquisition automatique basé sur cette méthode a d'ailleurs été décrit par Boels *et al.* (1978) pour la caractérisation simultanée de 10 échantillons. Cependant, il reste à vérifier cette conclusion avec des situations réelles.

CHAPITRE 4. METHODE DE DETERMINATION INVERSE

1. DESCRIPTION DES METHODES INVERSES

1.1. PRINCIPE GENERAL

Depuis trente ans, les méthodes inverses ont été proposées pour la caractérisation hydrodynamique du sol (Zachmann *et al.* 1971). Pour nos conditions expérimentales, ces méthodes inverses ont un intérêt majeur: essayer d'obtenir des valeurs de conductivité hydraulique au voisinage de la saturation, dans un domaine où les gradients de potentiel total sont trop petits pour pouvoir appliquer la méthode du profil instantané (chapitre 4). Un autre intérêt des méthodes inverses est qu'elles pourraient être mises en oeuvre avec des dispositifs expérimentaux très simples: alors que la méthode de "référence" implique au minimum deux cotes de mesure du potentiel dans le sol, on pourrait en principe mettre en oeuvre une méthode inverse avec une seule cote de mesure du potentiel.

Il existe plusieurs descriptions mathématiques des méthodes d'estimation non linéaires (Bard 1974 , Yeh 1986). L'algorithme de caractérisation hydrodynamique du sol par une procédure d'estimation non linéaire est indiqué par la Fig. 4.1 . On commence par choisir un modèle (en général analytique) pour décrire les propriétés hydrodynamiques du sol; ce modèle contient un certain nombre de paramètres inconnus. Pendant une expérience, des mesures caractérisant l'écoulement de l'eau sont faites à différentes dates et/ou à différentes cotes (teneur en eau et/ou potentiel hydrique). Si les conditions aux limites et la condition initiale sont connues pour cette expérience, on peut simuler numériquement l'écoulement, en partant de valeurs initiales pour les paramètres décrivant les propriétés hydrodynamiques. Les données simulées sont alors comparées aux données mesurées, puis la valeur des paramètres est ajustée de façon itérative jusqu'à ce que la comparaison soit satisfaisante.

De façon itérative, on cherche donc à minimiser un critère traduisant l'écart entre les mesures et leurs valeurs simulées. Il est défini classiquement comme une somme des carrés, pondérée ou non pondérée:

$$SSQ_{(b)} = \sum (V - V_{(b)}) W (V - V_{(b)}) \quad (4.1)$$

SSQ : critère à minimiser

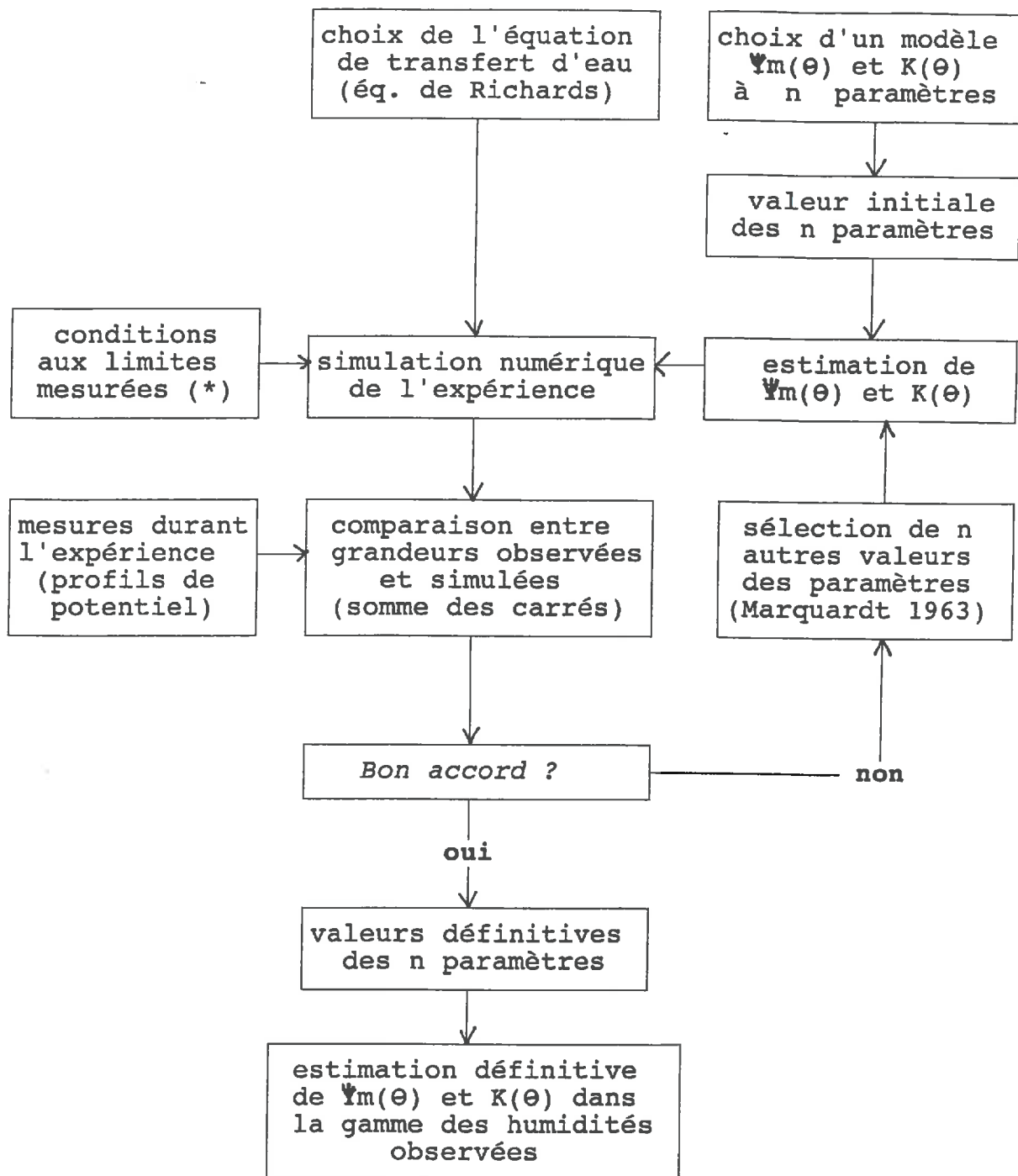


Figure 4.1 - Principe de la méthode d'estimation non linéaire pour la détermination des propriétés hydrodynamiques. Des particularités de l'algorithme utilisé sont indiquées entre parenthèses.

- (*) condition à la limite inférieure : flux nul
 condition à la limite supérieure : évaporation réelle
 condition initiale : profil de potentiel total

- V** : vecteur des observations (par exemple: $\psi_{m(z,t)}$, $\theta_{(z,t)}$ ou $\psi_{m(\theta)}$)
V_(b) : vecteur des estimations
b : vecteur des paramètres (par exemple: α , n , θ_r , θ_s , K_s et λ)
W : matrice de pondération (matrice carrée)

Pour une somme des carrés non pondérée, la matrice de pondération **W** est la matrice identité. On a:

$$SSQ_{(b)} = \sum_{i=1}^{i=n} (v_i - v_{i(b)})^2 \quad (4.2)$$

- v_i** : grandeur observée (il y a n mesures en tout)
v_{i(b)} : grandeur estimée

La relation $SSQ_{(b)}$ entre le critère à minimiser et la valeur des paramètres est appelée *fonction objective*. La *surface de réponse* est la surface à plusieurs dimensions correspondant à cette fonction objective.

12. CHOIX D'UN DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Plusieurs dispositifs expérimentaux ont été proposés pour l'estimation non linéaire des propriétés hydrodynamiques: drainage provoqué par un incrément de pression (Kool *et al.* 1985), drainage gravitaire (Zachmann *et al.* 1982, Hornung 1983, Dane et Hruska 1983, Kool *et al.* 1987), régime d'évaporation (Kool *et al.* 1987). L'écoulement est décrit par l'équation de Richards. A notre connaissance, une équation de transfert d'eau plus compliquée (couplant le transfert d'eau liquide au transfert de vapeur d'eau ou au transfert de solutés, par exemple) n'a jamais été testée pour la caractérisation hydrodynamique du sol en laboratoire.

Il est difficile de faire une synthèse sur la nature et le nombre de mesures nécessaires, pour la mise en oeuvre des différents dispositifs expérimentaux. Dans la pratique, il faut faire attention à ce que les conditions aux limites soient définies avec précision (Dane *et al.* 1983). De manière générale, les méthodes d'estimations non linéaires sont peu sensibles aux incertitudes sur les mesures, car des propriétés hydrodynamiques moyennes sont ajustées pour une expérience: pour les dispositifs expérimentaux décrits, une précision relative sur les observations de 10% parait suffisante (Zachmann *et al.* 1982, Kool *et al.* 1985).

13. PROBLEME DE L'UNICITE DE LA SOLUTION

La principale difficulté des procédures d'estimation non linéaires est la question de l'existence et de l'unicité de la solution. Il nous semble qu'une ambiguïté existe parfois en science du sol quand on parle de la "solution" (cela est souligné par Kool *et al.* 1985). La "solution" peut

désigner le jeu de paramètres estimés à partir d'un jeu de paramètres initial: on parlera de *solution mathématique*. La "solution" peut aussi désigner l'allure des propriétés hydrodynamiques définies à partir de la solution mathématique: on parlera de *solution pratique*.

Pour la détermination des propriétés hydrodynamiques du sol, la solution mathématique n'est souvent pas unique (Zachmann *et al.* 1982, Hornung 1983, Dane *et al.* 1983, Kool *et al.* 1985, Tamari 1988). Face à une telle situation, certains auteurs recommandent de choisir des valeurs initiales des paramètres "réalistes" (Zachmann *et al.* 1982, Dane *et al.* 1983, Kool *et al.* 1985), ce qui pose un problème méthodologique: en effet, les contraintes imposées sur les valeurs des paramètres n'ont pas toujours de justification physique. Plus généralement, les conclusions tirées sur l'unicité de la solution sont difficiles à interpréter, car elles sont fondées sur un nombre limité (ou non spécifié) d'estimations initiales: souvent le nombre d'estimations initiales est inférieur à 16 pour 2 à 4 paramètres estimés (Zachmann *et al.* 1982, Kool *et al.* 1985, Parker *et al.* 1985, Dane *et al.* 1983, Richie *et al.* 1987, Kool *et al.* 1987).

Pour aborder un problème d'estimation non linéaire, il est important de commencer par analyser la topologie de la surface de réponse (Carrera et Neuman 1986). Ce travail est coûteux en temps de calcul, et difficile quand plus de 2 paramètres sont estimés. Nous distinguerons deux cas de non unicité de la "solution":

(a) Il existe plusieurs *minima globaux*: leur présence s'explique par des raisons mathématiques (comme pour la régression non linéaire) ou physiques (équation de transfert d'eau qui ne correspond pas à la "réalité", modèle analytique incapable de décrire correctement les "vraies" propriétés hydrodynamiques). Dans un tel cas, certains auteurs proposent de choisir le minimum global qui correspond à la plus petite somme des carrés (Parker *et al.* 1985, Dane *et al.* 1983): mais combien faut-il d'estimations initiales pour être sûr de trouver ce minimum ? D'autres auteurs remarquent que des minima globaux peuvent correspondre à des propriétés hydrodynamiques dont l'allure est la même dans le domaine des observations (Kool *et al.* 1985), mais ce n'est pas toujours vrai. Finalement, chaque problème doit être étudié avec prudence: pour chaque minimum global il faut analyser les résidus entre les observations et les estimations, et en général seule une conclusion empirique (non justifiée mathématiquement) paraît possible.

(b) A l'échelle d'un minimum global, il peut y avoir plusieurs *minima locaux*: leur présence s'explique par des raisons numériques (choix des critères de convergence) ou statistiques (incertitudes sur les mesures). Cette situation traduit la sensibilité de l'algorithme utilisé pour le problème posé. Si les minima locaux sont dus à des incertitudes sur les mesures (ils ne disparaissent pas quand on prend des critères de convergence plus sévères), il est raisonnable de conserver toutes les solutions mathématiques correspondant au groupe de minima locaux car ils traduisent la précision de la méthode inverse.

14. CHOIX D'UNE FORME ANALYTIQUE POUR DECRIRE $\psi_m(\theta)$ ET $K(\theta)$

Le choix d'un modèle analytique simple capable de s'ajuster aux formes les plus variées des propriétés hydrodynamiques est une question fondamentale. Par des simulations, on montre que si on cherche à ajuster un modèle différent de la "réalité", on peut trouver une estimation satisfaisante des observations, alors que les propriétés hydrodynamiques estimées sont très différentes de la "réalité" (Zachmann *et al.* 1982, Tamari 1988).

L'allure des propriétés hydrodynamiques est souvent représentée par le modèle de Mualem - van Genuchten (équation 1.15). Fréquemment, on cherche à déterminer simultanément la courbe de rétention et la conductivité hydraulique de l'échantillon (Kool *et al.* 1985, Dane *et al.* 1983, Kool *et al.* 1987). Le succès de ce modèle est du en partie au fait que des valeurs approchées des 6 paramètres empiriques (α , n , θ_r , θ_s , K_s et λ) peuvent être déterminées assez facilement pour obtenir une estimation initiale "réaliste" (chapitre 1). Il reste ensuite à choisir les paramètres qui seront ajustés avec la procédure d'estimation non linéaire.

Quand on cherche à estimer simultanément la courbe de rétention et la relation $K(\theta)$, l'utilisation du modèle de Mualem - van Genuchten (équation 1.15) se traduit par un problème *mal conditionné*: la variation de la valeur d'un paramètre au cours des itérations tend à être compensée par celle d'un autre paramètre, et le problème est difficile à résoudre. En effet, il existe un couplage entre la courbe de rétention et la relation $K(\theta)$ qui ont 3 paramètres en commun (n , θ_r et θ_s). Suivant les cas, l'estimation de ces paramètres aboutit à une estimation satisfaisante de la courbe de rétention et pas de la relation $K(\theta)$, ou le contraire (Tamari 1988). Si l'on cherche en priorité à estimer la relation $K(\theta)$, il est donc préférable de déterminer la courbe de rétention par une méthode directe.

2. METHODE PROPOSEE ET DONNEES FICTIVES POUR SA VALIDATION

21. METHODE INVERSE PROPOSEE

Le transfert d'eau dans le sol est décrit par l'équation de Richards, qui est intégrée numériquement par la méthode des éléments finis, avec un pas de temps variable (comme pour la simulation de l'expérience).

La principale difficulté de la caractérisation hydrodynamique du sol étant la conductivité hydraulique, on cherche seulement à l'estimer, en supposant que la courbe de rétention du sol est connue. Pour l'expérience fictive considérée, la courbe de rétention est définie par la fonction de van Genuchten (eq. 1.15b).

Les observations correspondent aux profils de potentiel matriciel. Les conditions aux limites utilisées sont des conditions de flux (flux nul à la base de la colonne de sol, évaporation réelle à la surface).

Le critère à minimiser correspond à une somme des carrés non pondérée (éq. 4.2). L'algorithme de minimisation de la somme des carrés est celui de Marquardt (1963). Carrera et Neuman (1986) insistent sur le choix de la méthode de pondération de la somme des carrés: pour un problème concernant l'hydrogéologie, ils montrent que le nombre de minimum globaux (d'après notre définition) dépend du choix du critère à minimiser. Deux critères seront testés:

(a) Les observations sont les potentiels matriciels. Ce cas sera désigné comme une "*somme des carrés non pondérée*":

$$SSQ_{(b)} = \sum (\psi_{mi} - \psi_{mi(b)})^2 \quad (4.3a)$$

(b) Les observations sont le logarithme décimal des potentiels matriciels. Le "poids" des potentiels proches de zéro est ainsi augmenté dans les calculs. Ce cas sera désigné comme une "*somme des carrés pondérée*" (par abus de langage):

$$SSQ_{(b)} = \sum (\log(| \psi_{mi} |) - \log(| \psi_{mi(b)} |))^2 \quad (4.3b)$$

22. SIMULATION D'UNE EXPERIENCE

Une seule expérience fictive a été considérée: elle correspond à l'évaporation du "limon" (défini au chapitre 3) pour la période où l'évaporation reste constante (gamme de ψ_m comprise entre -1 et -6 m). On suppose qu'il n'y a pas d'incertitude sur les mesures fictives.

3. VALIDATION NUMERIQUE DE LA METHODE INVERSE

31. AJUSTEMENT D'UN MODELE A UN PARAMETRE ET CORRESPONDANT A LA "REALITE"

Pour simplifier au maximum les problèmes numériques posés par la méthode inverse, on cherche seulement dans ce paragraphe à ajuster une forme analytique pour la relation $K(\theta)$ capable de caractériser parfaitement le sol fictif: le modèle de Mualem - van Genuchten (éq. 1.15c). Seul le paramètre K_s est estimé et les autres paramètres ($\theta_s, \theta_r, \lambda, \alpha, n$) sont fixés à leurs valeurs "réelles" définies pour le sol fictif.

Pour deux valeurs initiales de K_s , on suit l'évolution au cours des itérations de la valeur estimée du paramètre. Pour des valeurs initiales de K_s différentes de 2 ordre de grandeur de la "vraie" valeur, la solution est atteinte en moins de 10 itérations (Fig. 4.2). Quand la valeur initiale de K_s est inférieure à la "vraie" valeur (essai 1) l'algorithme converge rapidement vers

la solution. Quand la valeur initiale de K_s est supérieure à la "vraie" valeur (essai 2) l'estimation de K_s est plus difficile: les valeurs estimées commencent par diminuer, puis elles augmentent lentement. La partie de la relation $K(\theta)$ estimée est représentée par la Fig. 4.3 .

La relation entre la valeur de K_s et la somme des carrés est représentée par la Fig. 4.4 . Il y a peu de différences si on minimise une somme des carrés non pondérée (Fig. 4.4a) ou une somme des carrés pondérée (Fig. 4.4b). Les deux courbes de réponse présente un seul minimum. La pente des deux courbes est forte pour les valeurs de K_s inférieures à la "réalité". Au contraire, quand la valeur de K_s est environ 10 fois supérieure à la "réalité", la pente des courbes est très faible.

Ainsi, ce cas idéal ne pose pas de difficulté: la solution est unique, et une seule estimation initiale de K_s même très éloignée de la "réalité" (jusqu'à 3 ordres de grandeurs) suffit pour la trouver. Pour assurer une convergence rapide vers la solution, il vaut mieux choisir une valeur initiale de K_s inférieure à la "vraie" valeur.

Bien entendu, il est risqué de chercher à utiliser un tel modèle avec un seul paramètre estimé pour étudier un cas réel: il faudrait que le modèle de Mualem - van Genuchten soit capable de prévoir sans biais la pente de la relation $K(\theta)$, ce qui n'est pas vrai en général. Avec une expérience réelle, on pourrait au mieux appliquer cette procédure d'estimation non linéaire sur des domaines de teneur en eau tels la relation $K(\theta)$ varie peu *a priori*.

Pour chercher à estimer la pente de la relation $K(\theta)$ "réelle" avec le modèle de Mualem - van Genuchten, le plus simple est d'estimer deux paramètres: (K_s, λ) ou (K_s, θ_r) . Des essais préliminaires nous ont montré que cette situation est mal conditionnée et conduit à une impasse: d'une part, l'estimation du paramètre θ_r tend souvent à augmenter et à dépasser les plus faibles humidités simulées, ce qui rend les calculs impossibles; d'autre part, l'estimation du paramètre λ tend à dériver vers des valeurs très grandes, ce qui bloque les calculs numériques.

32. AJUSTEMENT D'UN MODELE A DEUX PARAMETRES ET DIFFERENT DE LA "REALITE"

Actuellement, il n'existe pas de modèle analytique permettant de décrire sans biais la conductivité hydraulique d'un sol réel en général. C'est pourquoi nous avons testé l'ajustement d'un modèle $K(\theta)$ empirique et différent du modèle caractérisant le sol fictif. Pour tenir compte de la pente de la relation $K(\theta)$, il faut au minimum un modèle à deux paramètres. Le modèle empirique choisi est une relation log-linéaire:

$$\log(K) = a_0 + a_1 \theta \quad (4.4)$$

Les deux paramètres (a_0, a_1) du modèle log-linéaire sont ajustés. Par rapport à la simulation, le choix de ce modèle simple et plus souple que le modèle précédent n'est pas

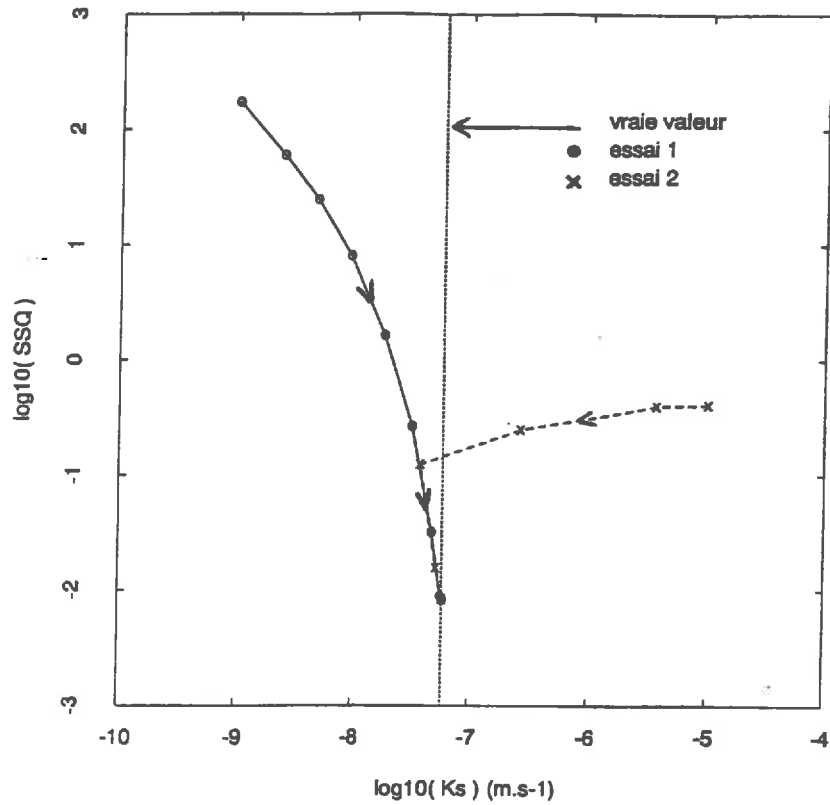


Figure 4. 2 - Caractérisation hydrodynamique d'un sol fictif par la méthode d'estimation non linéaire: évolution du critère à minimiser (SSQ) et de la valeur du paramètre recherché (K_s) au cours des itérations. Modèle de van Genuchten. somme des carrés non pondérée.

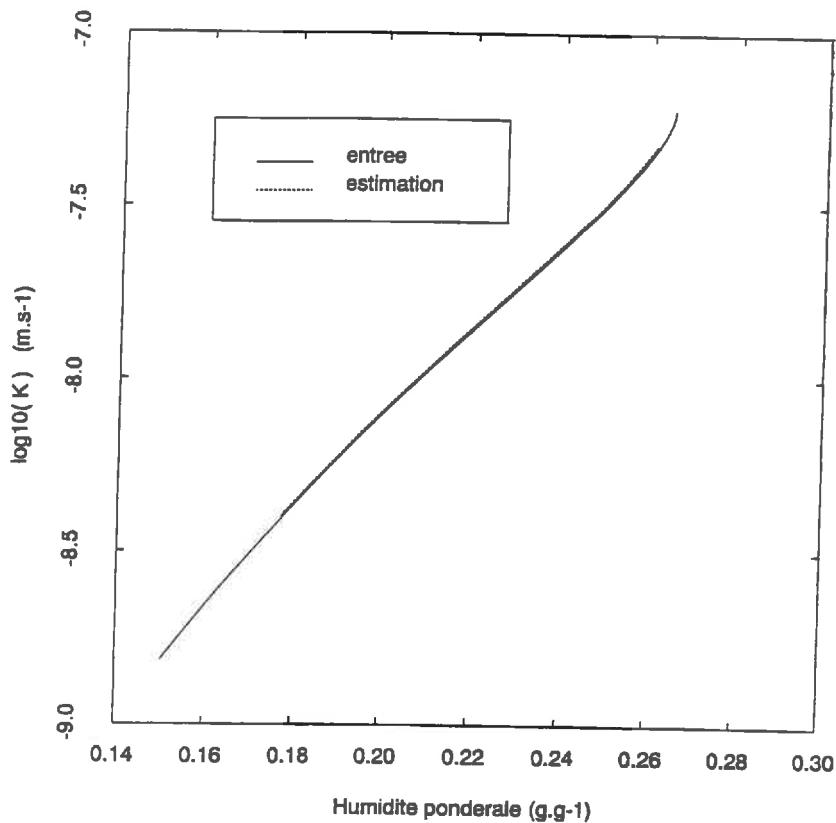


Figure 4. 3 - Méthode d'estimation non linéaire: comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique estimée (pointillé) et la courbe "réelle" (trait plein). Même cas que pour la Fig. 4.2

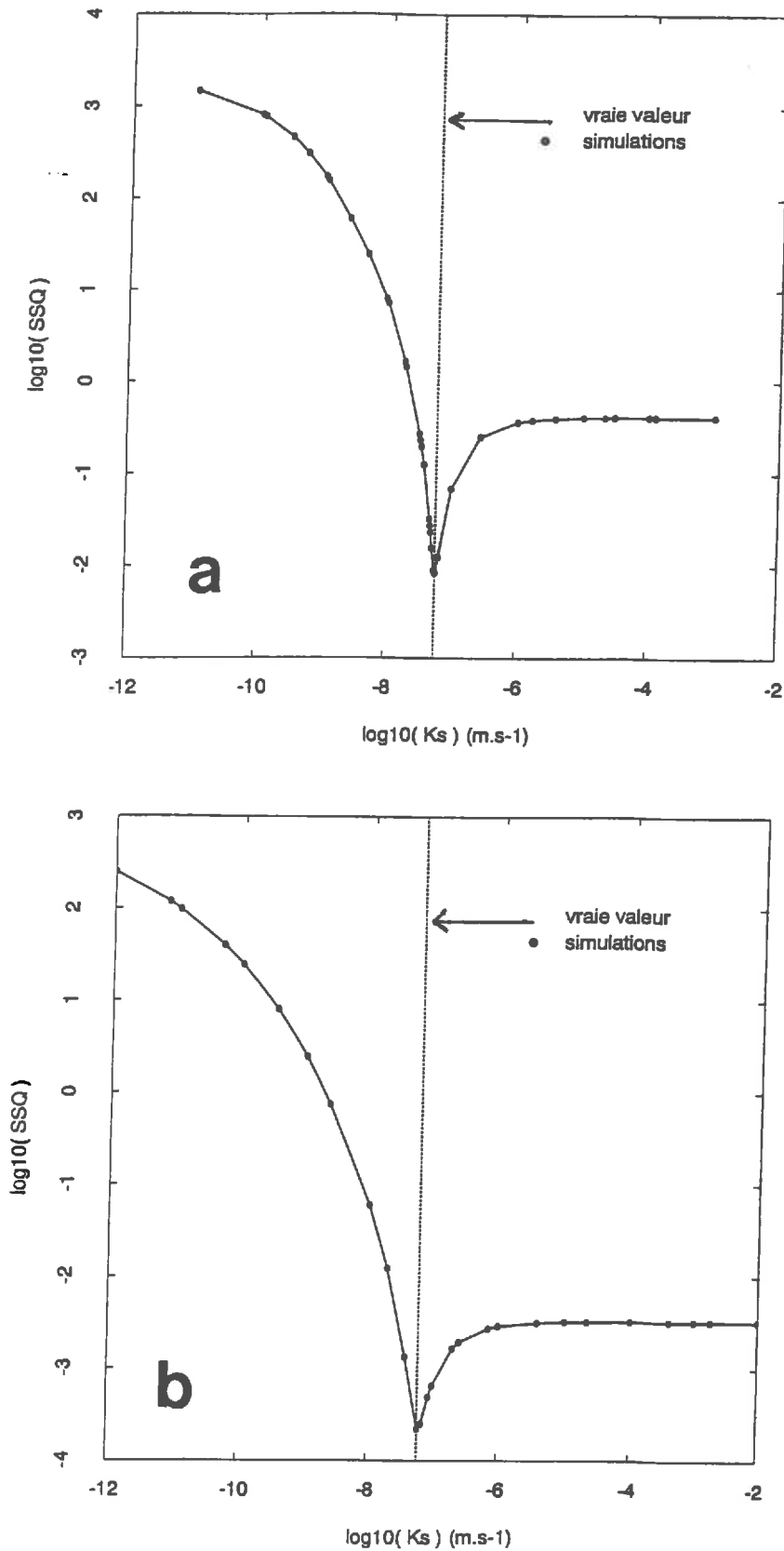


Figure 4.4 - Caractérisation hydrodynamique d'un sol fictif par la méthode d'estimation non linéaire. Relation entre le critère à minimiser (SSQ) et la valeur du paramètre recherché (K_s). Modèle de van Genuchten. Somme des carrés: (a) non pondérée (éq. 4.3a) et (b) pondérée (éq. 4.3b).

déraisonnable par rapport à l'expérience fictive considérée: la relation $\log(K)$ en fonction de θ est pratiquement linéaire dans le domaine des observations (Fig. 4.3).

Les isocontours du logarithme du critère à minimiser en fonction de la valeur des deux paramètres (a_0, a_1) sont représentés pour une somme des carrés pondérée (Fig. 4.5a) et pour une somme des carrés non pondérée (Fig. 4.5b). Les isocontours sont tracés à partir de plus de 600 couples de paramètres. Elles sont caractérisées par:

(a) Un minimum global qui a la forme d'une *vallée allongée* dans laquelle se trouve l'estimation correspondant à la plus petite valeur de la somme des carrés (symbole "+" de la Fig. 4.5).

(b) Une *surface très plate* pour les couples (a_0, a_1) correspondant à une relation $K(\theta)$ supérieure à la "réalité".

(c) Une *forte pente* pour les couples (a_0, a_1) correspondant à une relation $K(\theta)$ inférieure à la "réalité".

(d) Dans le cas de la somme des carrés non pondérée, un autre minimum global qui a la forme d'un *plateau surélevé* par rapport à la vallée, pour les plus petites valeurs des paramètres ($a_0 < -12.5$ et $a_1 < 7.5$).

Quel que soit le critère de minimisation, le couple (a_0, a_1) correspondant à la plus petite valeur de la somme des carrés donne une très bonne réestimation de la relation $K(\theta)$: la valeur des paramètres estimées est en effet très proche de celle qui est obtenue en calant directement le modèle sur la relation $K(\theta)$ du sol fictif dans la gamme des humidités simulées (Tab. 4.1).

L'allongement de la vallée qui correspond à un minimum global traduit une forte corrélation entre les paramètres a_0 et a_1 : cela était prévisible, car pour décrire la forme de la relation $K(\theta)$ une forte valeur de a_0 (origine) tend à être compensée par une faible valeur de a_1 (pente), et inversement. Quand le fond de cette vallée est atteint au cours des itérations, l'estimation des paramètres a_0 et a_1 devient difficile: il faut parfois plus de 30 itérations pour trouver la plus petite somme des carrés. Cela illustre la difficulté de l'estimation simultanée des paramètres a_0 et a_1 du modèle log-linéaire. Mais de toute façon, il ne nous paraît pas facile de proposer *empiriquement* un autre modèle analytique suffisamment souple pour décrire la relation $K(\theta)$ et tel que les paramètres de ce modèle soient peu corrélés.

Un autre problème de la méthode inverse est le comportement de l'algorithme utilisé, qui nous semble difficilement prévisible. D'une part, si on choisit des valeurs initiales des paramètres qui correspondent à la surface très plate (conductivité hydraulique supérieure à la "réalité"), on obtient souvent à la première itération des valeurs estimées des paramètres telles que les calculs sont numériquement impossibles. D'autre part, si on applique la méthode inverse avec des valeurs initiales des paramètres qui correspondent à la forte pente (conductivité hydraulique inférieure à la "réalité") on constate que l'estimation des paramètres ne suit pas la direction de plus grande pente: un exemple de trajet suivi est indiqué sur la Fig. 4.5 (pointillé)

où la valeur minimum de la somme des carrés est d'ailleurs trouvée; avec un couple de valeurs des paramètres initial ($a_0 = -12$, $a_1 = 6$) plus proche de la meilleure solution, les valeurs estimées des paramètres sortent des limites du graphique dès la quatrième itération.

Tableau 4.1 - Valeur des paramètres du modèle log-linéaire obtenue par une régression directe sur la "vraie" courbe $K(\theta)$ du limon fictif et par la méthode d'estimation non linéaire.

paramètre	a_0 (origine)	a_1 (pente)
régression directe sur la courbe $K(\theta)$ du sol fictif dans la gamme des humidités simulées	-10.57	7.93
meilleurs accord obtenu entre les mesures fictives et estimées par la méthode inverse: somme des carrés non pondérée	-10.58	7.98
meilleurs accord obtenu entre les mesures fictives et estimées par la méthode inverse: somme des carrés pondérée	-10.66	8.26

D'après la Fig. 4.5 il semblerait exister plusieurs minima locaux dans cette vallée. Nous pensons qu'il s'agit, au moins en partie, d'un artefact lié aux erreurs d'interpolations dans le tracé des isocontours: en effet, en augmentant progressivement le nombre de valeurs servant au tracé et en utilisant une discrétisation de plus en plus fine pour tracer les isocontours, nous avons constaté qu'une partie des isocontours qui semblent indiquer l'existence de minima locaux tendaient à se regrouper. Même si ce n'est pas sûr pour l'expérience fictive considérée, il nous semble quand même intéressant de supposer qu'il existe des minima locaux. En effet, pour une expérience réelle, les incertitudes sur les mesures engendreraient très probablement des minima locaux: un exemple est donné au chapitre 6, où la valeur des paramètres estimés converge vers un minimum global, mais pas vers la solution correspondant à la plus petite somme des carrés. Sur la Fig. 4.5, deux isocontours séparent deux valeurs de la somme des carrés dont le rapport est de 2 environ ($10^{1/3}$). En supposant que des minima locaux existent, on peut alors envisager trois approches pour mettre en oeuvre la méthode inverse:

(a) A partir d'un grand nombre d'estimations initiales (plusieurs centaines), la probabilité est grande de trouver un couple de paramètres tels que l'on soit peu éloigné de la somme des carrés minimum. Par exemple, il est probable que l'on trouve un couple (a_0 , a_1) tel que la somme des carrés soit inférieure ou égale à 1.1 fois la somme des carrés minimum. On trouve que l'écart entre les courbes $K(\theta)$ individuelles estimées et la relation $K(\theta)$ "réelle" ne dépassent pas 0.2 ordre de grandeur (Fig. 4.6a et 4.7a).

(b) A partir d'un nombre moyen d'estimations initiales (plusieurs dizaines) il est probable que l'on trouve seulement un minimum local. Compte tenu de la forme des isocontours, il n'est pas irréaliste de considérer que les couples (a_0 , a_1) tels que la somme des carrés est

inférieure ou égale à 2 fois la somme des carrés minimum appartiennent au groupe de minima locaux. L'écart entre les courbes $K(\theta)$ individuelles estimées et la relation $K(\theta)$ "réelle" peut alors atteindre 0.5 ordre de grandeur (Fig. 4.6b et 4.7b).

(c) A partir d'une seule estimation initiale des paramètres, il est illusoire d'espérer trouver une "solution".

Il est intéressant de comprendre la forme de la surface de réponse pour deux paramètres, qui présente d'ailleurs des similarités avec celle de la courbe de réponse décrite au paragraphe précédent (Fig. 4.4): faible pente pour les valeurs des paramètres telles que la relation $K(\theta)$ est supérieure à la "réalité", forte pente pour les valeurs des paramètres telles que la relation $K(\theta)$ est inférieure à la "réalité". Il faudrait aussi expliquer pourquoi il y a deux minimum globaux quand le critère de minimisation est la somme des carrés non pondérée (Fig. 4.5a). Dans le cas d'une somme des carrés non pondérée, nous avons donc comparé les potentiels matriciels "réels" et estimés, pour quatre couples de valeurs (a_0, a_1); ces couples correspondent à des valeurs de conductivité hydraulique de plus en plus petites:

(a) Pour un couple de paramètres correspondant à la surface très plate de la surface de réponse, on simule un dessèchement un peu trop lent en surface et un peu trop important en profondeur (Fig. 4.8a). La conductivité hydraulique estimée est élevée par rapport à la relation $K(\theta)$ "réelle": ainsi la surface de l'échantillon fictif est facilement approvisionnée en eau pour répondre à l'évaporation réelle, alors que le fond de l'échantillon ne peut recevoir de l'eau.

(b) Pour un couple de paramètres correspondant à la plus petite somme des carrés, l'accord entre les observations et leurs estimations ne présente aucun biais (Fig. 4.8b).

(c) Pour un couple de paramètres correspondant au sommet de la forte pente de la surface de réponse, on simule un dessèchement beaucoup trop rapide à la cote -10 mm, et trop lent en profondeur (Fig. 4.8c). En effet, la conductivité hydraulique estimée est faible par rapport à la relation $K(\theta)$ "réelle": la cote -10 mm se dessèche très vite pour répondre à l'évaporation réelle, alors que le flux d'eau qui provient du fond de l'échantillon fictif est limité par la conductivité hydraulique. Cette situation se traduit par un écart très grand (jusqu'à 325 m) entre les valeurs de ψ_m "réelles" et estimées à la cote -10 mm, ce qui affecte beaucoup le calcul de la somme des carrés non pondérée.

(d) Pour un couple de paramètres correspondant au plateau surélevé, on simule un dessèchement très lent à toutes les cotes des mesures fictives (Fig. 4.8d). En effet, la conductivité hydraulique estimée est très faible par rapport à la relation $K(\theta)$ "réelle", et elle a un effet limitant sur le flux d'eau à toutes les cotes. Par rapport au cas précédent, la somme des carrés non pondérée n'est plus affectée par de grands écarts à la cote -10 mm: elle tendrait donc à diminuer (elle tendrait alors vers une valeur constante quand la valeur des paramètres tend vers 0).

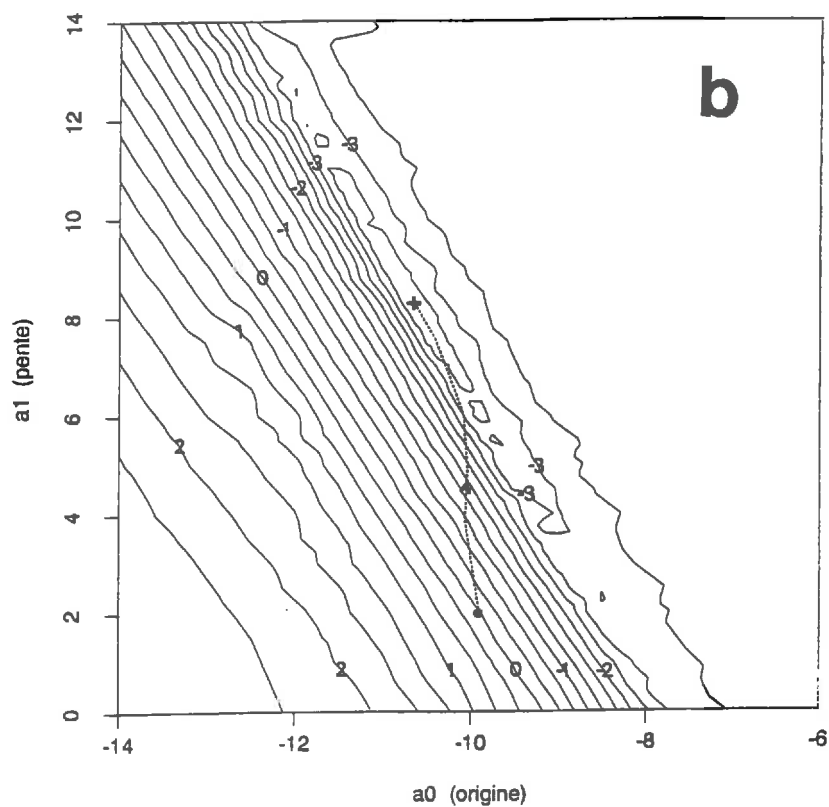
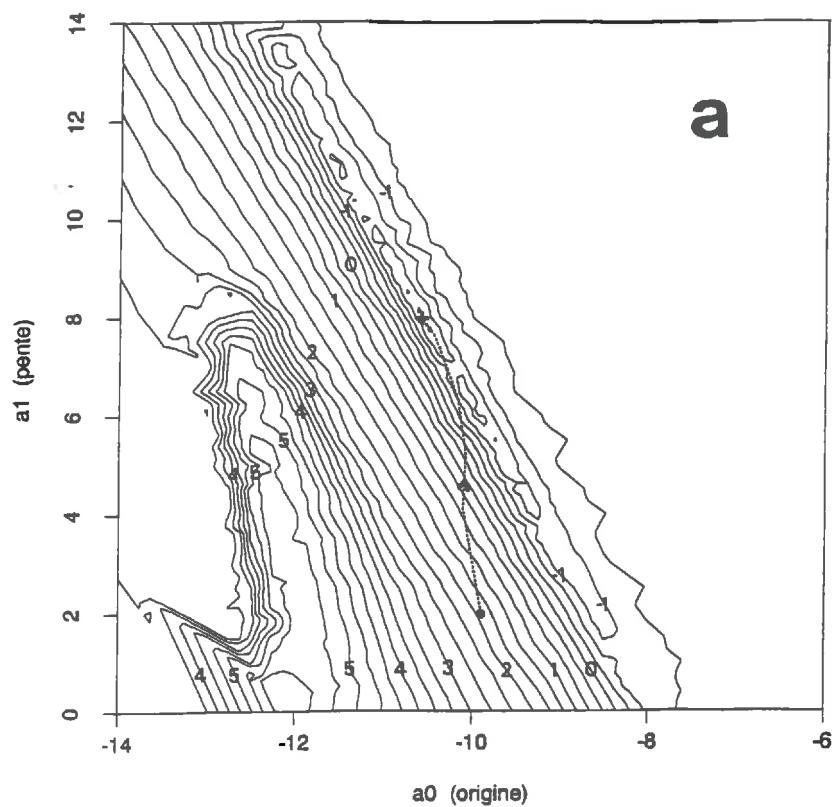


Figure 4.5 - Caractérisation hydrodynamique d'un sol fictif par la méthode d'estimation non linéaire. Isocontours du critère à minimiser (SSQ) pour les valeurs des 2 paramètres du modèle log-linéaire. Somme des carrés: (a) non pondérée (éq. 4.3a) et (b) pondérée (éq. 4.3b).

nombres : $\log(SSQ)$

croix : SSQ_{\min}

pointillé : un trajet suivi

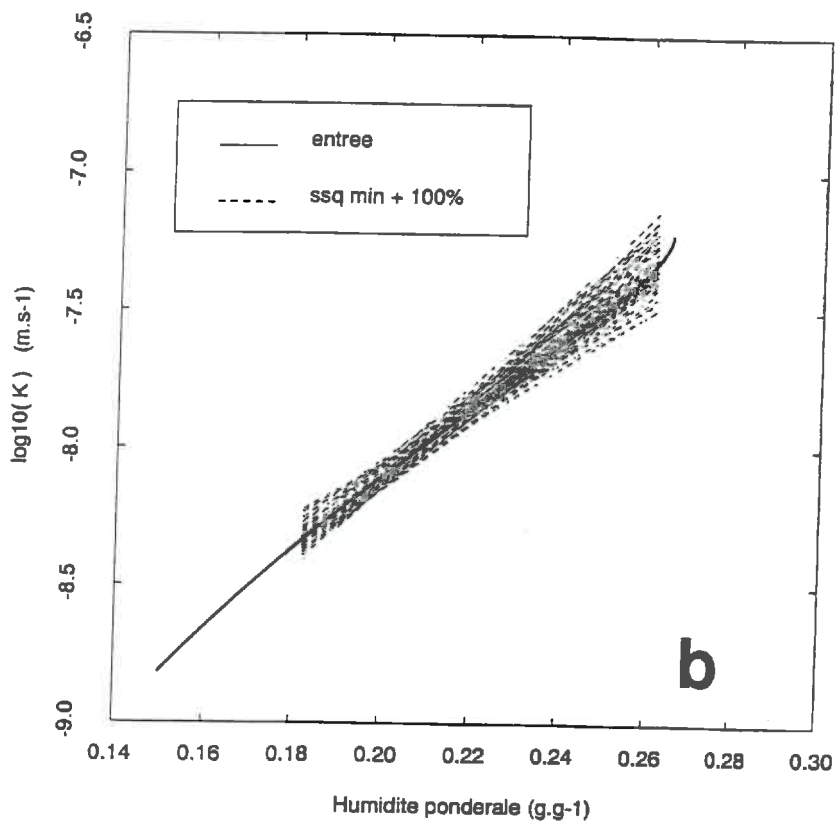
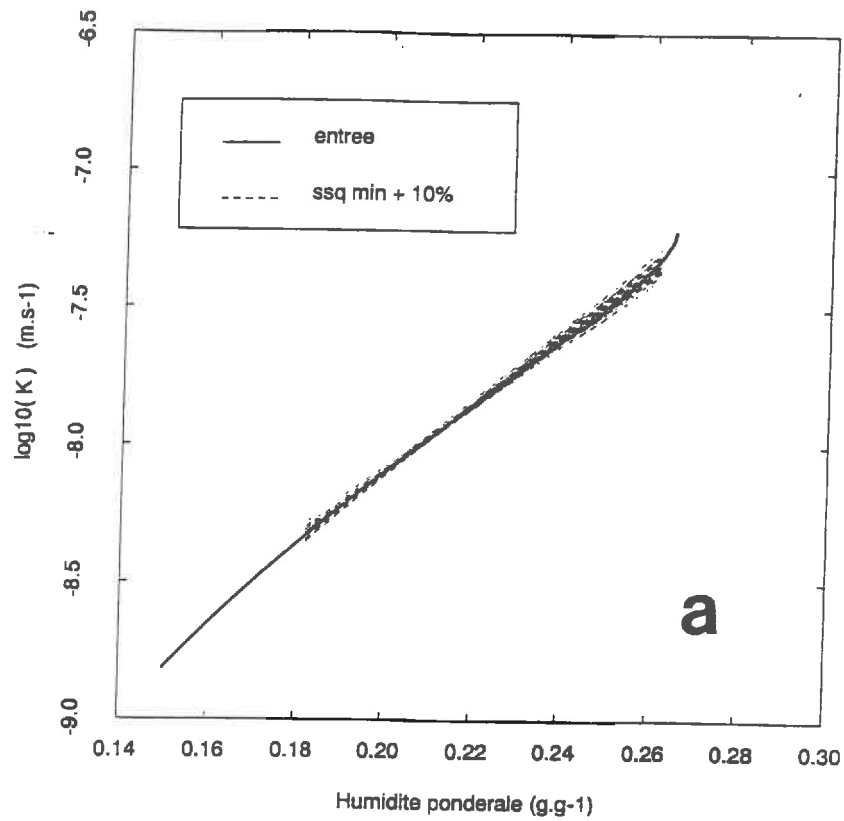


Figure 4. 6 - Méthode d'estimation non linéaire. Somme des carrés non pondérée (voir Fig. 4.5 a). Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique "réelle" (trait plein) du sol fictif et toutes les courbes estimées (pointillés) telles que: $SSQ < \alpha SSQ_{\min}$

(a) $\alpha = 1.1$ (b) $\alpha = 2$

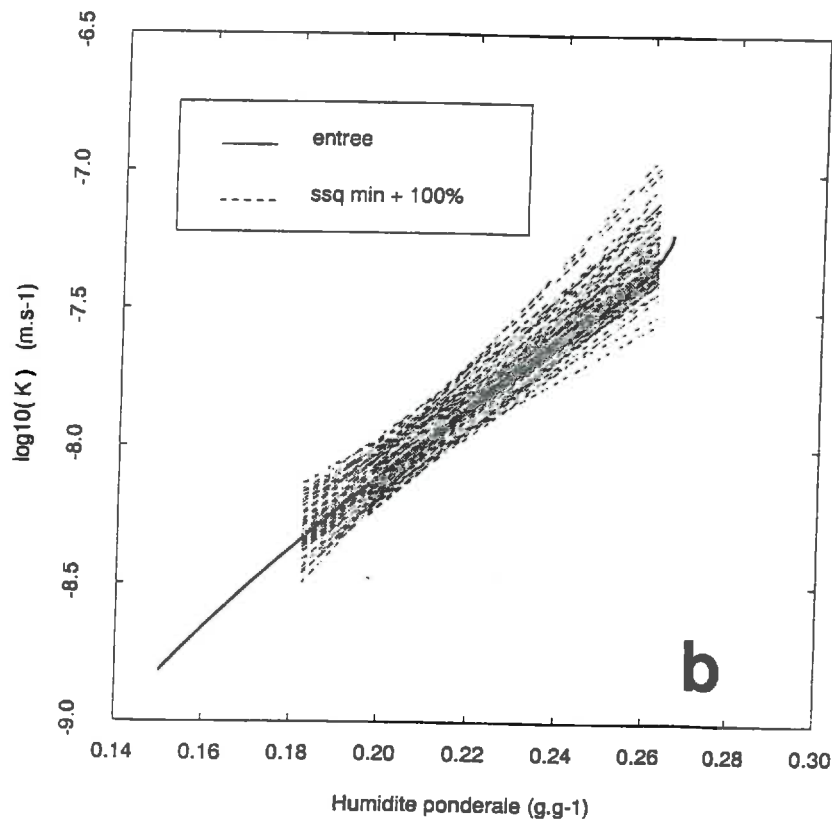
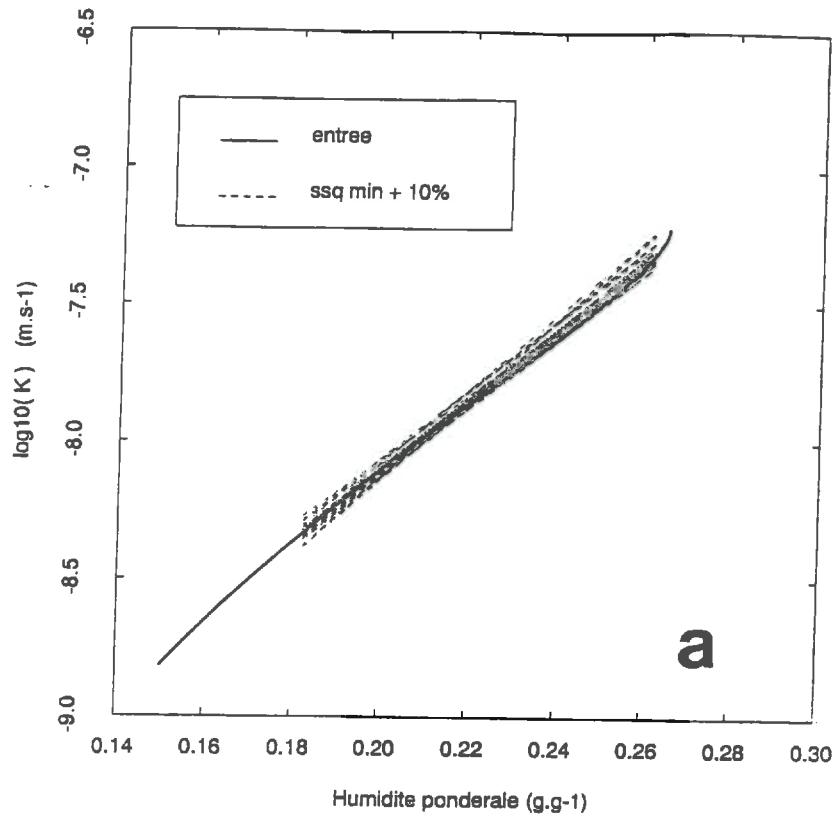


Figure 4.7 - Méthode d'estimation non linéaire. Somme des carrés pondérée (voir Fig. 4.5_b). Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique "réelle" (trait plein) du sol fictif et toutes les courbes estimées (pointillés) telles que: $SSQ < \alpha SSQ_{\min}$

(a) $\alpha = 1.1$ (b) $\alpha = 2$

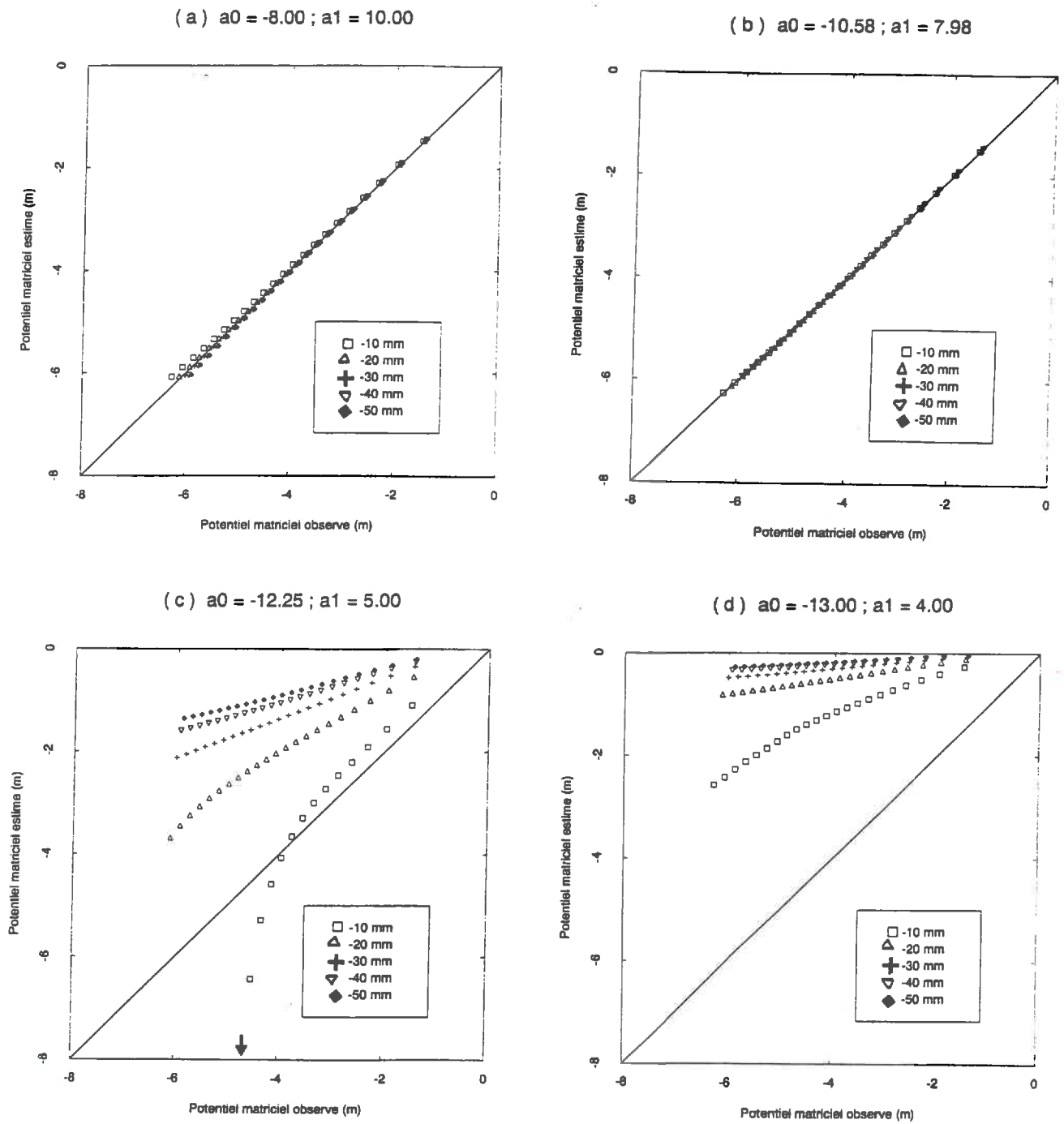


Figure 4.8 - Méthode d'estimation non linéaire. Somme des carrés non pondérée (voir Fig. 4.5 a). Comparaison entre les potentiels matriciels "réels" et estimés pour quatre couples de valeurs (a_0 , a_1) du modèle $K(\theta)$ log-linéaire

Pour la somme des carrés pondérée, les écarts importants entre les valeurs de ψ_m "réelles" et estimées à la cote -10 mm ont une influence moins grande que pour la somme des carrés pondérée: cela expliquerait, pour l'expérience fictive considérée, l'absence du plateau surélevé (minimum global) qui existe pour la surface de réponse déterminée avec une somme des carrés non pondérée.

4. CONCLUSION DU CHAPITRE

Le dispositif expérimental considéré est une colonne verticale de sol (60 mm de haut) initialement saturée et soumise à un flux évaporatif à la surface. Les mesures envisagées sont les potentiels hydriques (entre -10 et -50 mm). Pour ces conditions expérimentales, la mise en oeuvre d'une méthode inverse pourrait permettre d'obtenir des valeurs de conductivité hydraulique au voisinage de la saturation, dans un domaine où les gradients de potentiel total sont trop petits pour pouvoir appliquer la méthode du profil instantané. Un autre intérêt des méthodes inverses est qu'elles peuvent s'appliquer théoriquement à des situations expérimentales très variées et avec des dispositifs expérimentaux très simples. Mais par rapport aux méthodes directes, les méthodes inverses font appel à des méthodes de calcul complexe.

Dans la littérature il existe plusieurs analyses numériques de ces méthodes inverses pour la caractérisation hydrodynamique du sol. Il est souvent conclu que les méthodes inverses sont peu sensibles aux incertitudes sur les mesures (Zachmann *et al.* 1982, Kool *et al.* 1985). Il apparait aussi que le choix de formes analytiques suffisamment souples pour décrire les propriétés hydrodynamiques est un problème important (Zachmann *et al.* 1982, Tamari 1988). Enfin, la question de l'unicité de la solution est très souvent citée, mais est parfois mal résolue: le fait de conseiller de choisir des valeurs initiales des paramètres "réalistes" (Zachmann *et al.* 1982, Dane *et al.* 1983, Kool *et al.* 1985) ne nous parait pas une méthode satisfaisante.

Nous nous sommes donc surtout intéressés à l'unicité de la solution et au choix du modèle analytique pour décrire la relation $K(\theta)$. En supposant que les mesures sont ponctuelles, non biaisées et sans incertitude, l'évaporation d'un "limon" (ψ_m simulés entre 0 et -6 m) a été simulée. Une analyse préalable de l'ajustement d'un modèle à un paramètre capable de décrire exactement la relation $K(\theta)$ du "limon" montre que la méthode inverse peut être mise en oeuvre facilement pour ce cas idéal. Par contre, l'ajustement d'un modèle log-linéaire à deux paramètres pour estimer la relation $K(\theta)$ devient un problème beaucoup plus difficile à résoudre, bien que ce modèle soit capable de décrire assez bien la "vraie" relation $K(\theta)$ dans le domaine des humidités simulées. Il permet de comparer deux approches du problème d'estimation non linéaire:

(a) Même avec seulement deux paramètres estimés, il est hasardeux de chercher à résoudre le problème avec une seule estimation initiale. Si les valeurs initiales de conductivité hydraulique sont surestimées par rapport à la "réalité", l'algorithme ne converge pas. Inversement, si les valeurs initiales sont "très" inférieures à la "réalité" (plus de deux ordres de grandeur), un minimum global correspondant à une situation "irréaliste" peut parfois être rencontré. Il faudrait choisir des valeurs initiales inférieures à la "réalité", mais "pas trop". L'algorithme convergerait alors vers un minimum global qui correspond à un groupe de minima locaux. Comme il ne serait pas possible de savoir quel minimum local a été trouvé, il faut considérer que la conductivité hydraulique serait estimée avec une précision de ± 0.25 à ± 0.5 ordre de grandeur.

(b) Bien qu'elle implique de nombreux essais (plusieurs dizaines d'estimations initiales), une analyse détaillée de la surface de réponse semble indispensable. La solution qui correspond à la plus petite somme des carrés peut ainsi être isolée. Cette solution est proche de la "réalité" (ou de ce que donnerait un calage direct du modèle $K(\theta)$ sur la courbe de conductivité hydraulique "réelle").

CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE

Notre objectif préliminaire était de chercher une méthode de caractérisation hydrodynamique du sol avec la meilleure précision possible et sur la plus large gamme d'humidité. Pour éviter d'avoir à tenir compte de la variabilité entre différents échantillons de sol et des effets d'hystérésis, on se propose de travailler sur des échantillons de sol uniques soumis à un seul régime d'écoulement, et de mettre en oeuvre une méthode de caractérisation non destructive. Pour des raisons pratiques de durée des expériences, le régime d'écoulement choisi est l'évaporation. Le problème est alors que les méthodes actuelles ne sont applicables qu'à des domaines de teneur en eau limités:

(a) Vers les faibles humidités, on peut utiliser des méthodes directes. Une méthode de "référence" a été proposée: elle implique un dispositif expérimental lourd, qui correspond à des mesures locales de teneur en eau volumique et de potentiel hydrique dans l'échantillon de sol. Une méthode simplifiée, mais qui d'après les simulations pourrait être aussi précise que la méthode de "référence" a été proposée (Wind 1968): cette méthode présente donc un grand intérêt pratique, mais il faut la tester avec des données expérimentales.

(b) Vers les humidités proches de la saturation, une méthode inverse peut être envisagée. L'expérience fictive réalisée (qui correspondrait à une situation expérimentale simple dans la réalité) montre que la mise en oeuvre d'une méthode inverse implique de nombreux calculs et une grande prudence par rapport aux résultats obtenus.

PARTIE III

ETUDE DES RELATIONS ENTRE LES PROPRIETES HYDRODYNAMIQUES ET L'ESPACE PORAL DE MASSIFS D'AGREGATS

INTRODUCTION DE LA TROISIEME PARTIE

Pour tâcher d'interpréter les conséquences de l'hétérogénéité de l'espace poral du sol sur ses propriétés hydrodynamiques, nous avons proposé dans la partie I une méthode simple d'analyse des propriétés hydrodynamiques d'un sol à structure fragmentaire. On rappelle que cette méthode, essentiellement qualitative et basée sur l'analyse des systèmes de porosité, suppose que les propriétés hydrauliques d'un sol à structure fragmentaire devraient en général présenter trois domaines de variation correspondant à des différences de fonctionnement des systèmes de porosité; ces domaines seraient délimités par trois teneurs en eau: le point d'entrée d'air des pores structuraux (ω^{str}), le point d'entrée d'air des pores lacunaires (ω^{lac}) et la limite de retrait (ω^{arg}).

Pour tester la méthode d'analyse proposée, nous étudierons un cas simple par rapport aux sols naturels: on travaillera en laboratoire sur des massifs d'agrégats. Ce choix est justifié par le fait que l'on peut contrôler certaines des hypothèses nécessaires pour l'analyse: le volume des échantillon peut être choisi de façon à ce que les dimensions des pores structuraux restent petites par rapport au volume total, on peut contrôler au mieux l'uniformité et l'histoire hydrique des massifs. Ainsi, une série d'échantillon sera réalisée, en compactant des agrégats tous identiques à différents indices des vides structuraux. La gamme des indices des vides structuraux pourra être très large; entre les deux cas extrêmes d'un échantillon à structure continue et d'un massif d'agrégats à peine compacté, la méthode d'analyse basée sur les systèmes de porosité peut nous aider pour essayer de répondre à plusieurs questions: dans quelles limites peut-on supposer que les pores structuraux forment un réseau continu et ont un comportement hydrodynamique indépendant des pores texturaux ? quelle est l'influence de la surface de contact entre les agrégats sur les propriétés hydrodynamiques du milieu lorsqu'il n'y a pas de circulation de l'eau dans les pores structuraux ?

Dans cette partie expérimentale, on commencera par mettre en oeuvre un dispositif pour la caractérisation hydrodynamique du sol, en utilisant les conclusions tirées des expériences fictives de la partie II . La mise au point et la réalisation des expériences est présentée dans le chapitre 5 . La discussion sur la validité et un essai d'interprétation des résultats sont faits au chapitre 6 .

CHAPITRE 5 - REALISATION DES EXPERIENCES

1. PRESENTATION DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL

11. PRESENTATION GENERALE

111. Mesures réalisées

La liste des mesures établie pour la caractérisation hydrodynamique du sol permet la mise en oeuvre de la méthode de "référence" et de la méthode inverse qui ont été proposées:

- (a) Une colonne de sol cylindrique initialement saturée est placée verticalement. La surface est soumise à un flux évaporatif. La base correspond à un plan de flux nul.
- (b) En début et en fin d'expérience on détermine un profil de masse volumique du sol dans la colonne. Un profil de masse volumique permet d'apprécier l'uniformité de l'échantillon. La comparaison des profils obtenus en début et en fin d'expérience permet de tester l'hypothèse de rigidité du sol.
- (c) En cours d'expérience on suit l'évolution des profils d'humidité volumique et de potentiel hydrique dans la colonne.
- (d) En début et en fin d'expérience on détermine la masse volumique moyenne de la colonne.
- (e) En cours d'expérience on suit l'évolution de la teneur en eau volumique moyenne de la colonne.

Bien entendu, les humidités et les masses volumiques moyennes (mesures d et e) peuvent être déduites des profils d'humidité et de masse volumique (mesures b et c); en fait, ces mesures ont un double intérêt: d'une part elles sont une bonne précaution pour vérifier la cohérence des mesures locales d'humidité et de masse volumique (qui sont plus délicates), et d'autre part ce sont les seules mesures d'humidité et de masse volumique nécessaires pour la mise en oeuvre de la méthode simplifiée de Wind (1968).

Pour des raisons de précision instrumentales et pour permettre une automatisation du dispositif expérimental, les instruments de mesure suivant ont été choisis (Fig. 5.1 et Photo 2):

- (a) Les profils de masse volumique sèche sont déterminés par *atténuation gamma double source*.
- (b) Les profils d'humidité sont déterminés par *atténuation gamma mono source*.
- (c) Les profils de potentiel matriciel sont suivis avec des *microtensiomètres* raccordés à des capteurs de pression
- (d) Le poids de la colonne de terre humide est suivi avec une balance automatique pendant l'expérience, ce qui permet de connaître l'évolution des humidités volumiques moyennes quand on connaît le poids de terre sèche et le volume moyen de l'échantillon.

112. Contrôle de la demande évaporative

Une demande évaporative doit être appliquée au dispositif expérimental. Elle doit être en effet suffisamment importante pour que des gradients de potentiel total mesurables apparaissent le plus tôt possible en début d'expérience. Cependant, elle ne doit pas être trop forte, car il faut éviter un effet de mulch, des flux d'eau en phase vapeur importants, et un piégeage de l'eau liquide.

Pour accentuer la demande évaporative, nous avons installé un système de ventilation. On provoque un courant d'air turbulent à la surface de l'échantillon, en forçant le courant d'air issu du ventilateur à longer une plaque rugueuse horizontale avant d'atteindre le sol: par rapport à un courant d'air laminaire, cela limite probablement les effets de bord et accentue la demande évaporative.

La puissance du ventilateur peut être modulée pour faire varier la demande évaporative: sur une surface d'eau libre placée dans les mêmes conditions que les échantillons, nous avons obtenu une gamme de variation comparée allant de 2 à 20 mm.j⁻¹. L'évaporation ainsi obtenue sur une surface d'eau libre sera appelée par la suite "*évaporation potentielle*".

12. MESURE DES POTENTIELS HYDRIQUES PAR TENSIOMETRIE

121. Théorie

Comparée à d'autres méthodes de mesures non destructives du potentiel de l'eau dans le sol (micropsychromètres, méthodes résistives, méthodes thermiques) les avantages du tensiomètre sont la précision et la sensibilité de la mesure, tant que le temps de réponse n'est pas un facteur limitant. La mise en oeuvre du tensiomètre est décrite dans l'annexe C : nous présentons ici les résultats essentiels.

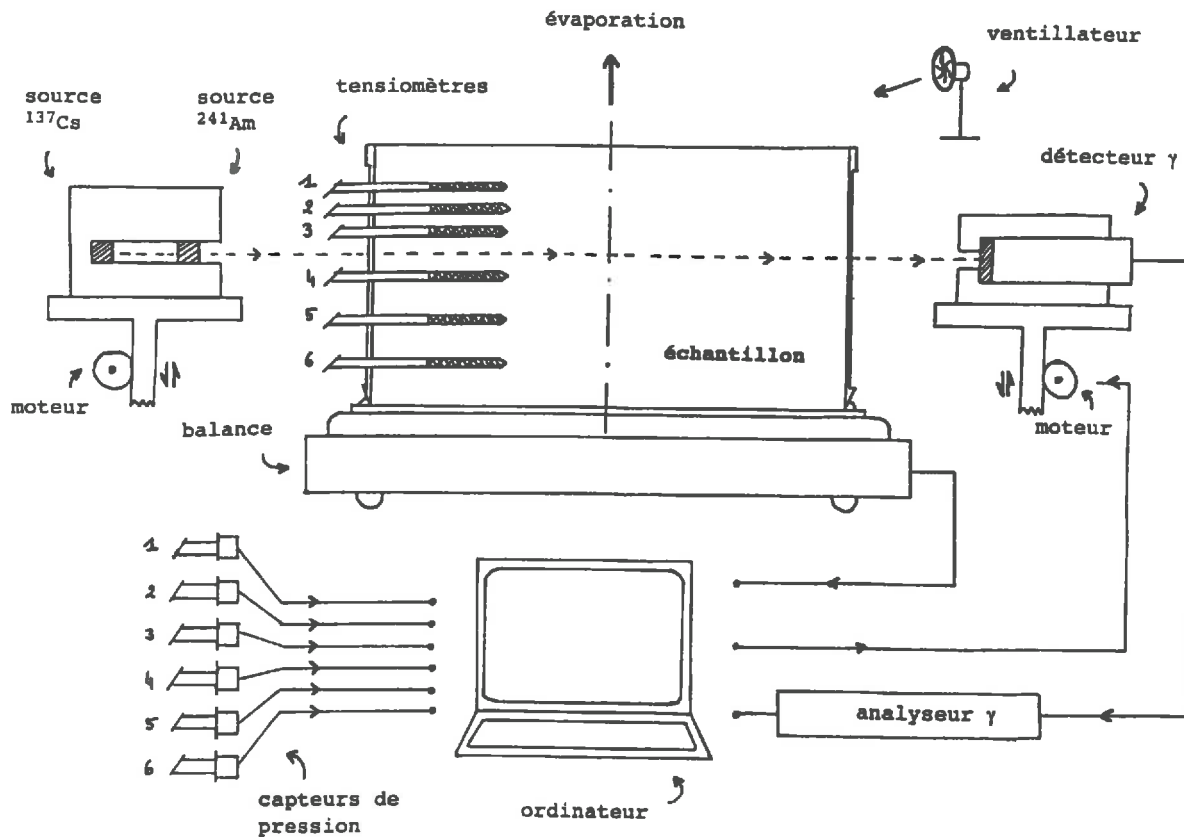


Figure 5. 1 - Schéma du dispositif expérimental utilisé pour la caractérisation hydrodynamique du sol au laboratoire.

L'échantillon est de forme cylindrique (diamètre = 106 mm, hauteur = 60 mm). Les données enregistrées permettent de calculer à différentes dates les grandeurs physiques suivantes: (1) teneur en eau moyenne du sol, (2) profil vertical de teneurs en eau volumiques, (3) profil vertical de masses volumiques de sol sec, (4) profil vertical du potentiels de l'eau.

Un tensiomètre est constitué d'un circuit hydraulique rigide reliant une bougie poreuse à un manomètre. Quand la bougie poreuse est mise en contact avec le sol, la pression de l'eau liquide dans le sol est transmise jusqu'au manomètre différentiel par l'intermédiaire de la bougie, tant que celle-ci ne laisse pas passer d'air dans le circuit hydraulique. On suppose que la pression est transmise instantanément, que la bougie poreuse est parfaitement perméable aux solutés, et que le tensiomètre est en équilibre thermique avec le sol. On montre alors que la différence de pression mesurée avec le tensiomètre (multipliée par l'unité de volume et divisée par l'unité de poids d'eau liquide) équivaut à (Talsma 1977, Vauclin 1987):

$$\tau_m = \psi_m + \psi_p + \psi_a \quad (5.1)$$

τ_m : mesure tensiométrique (m)

Dans le cadre de nos hypothèses de milieu rigide et de pression de l'air dans le sol égale à la pression atmosphérique, le tensiomètre permet donc de mesurer le potentiel matriciel.

122. Matériel utilisé

La chaîne de mesure utilisée est constituée d'un microtensiomètre raccordé à un capteur de pression différentiel (Fig. 5.2). On dispose de 6 voies de mesures, les capteurs de pression étant protégés par un boîtier dans lequel est installé un capteur de température. La bougie tensiométrique est cylindrique (diamètre extérieur 2 mm, longueur 20 mm). Les tensiomètres et leurs capteurs de pression sont purgés soigneusement avec de l'eau bouillie tiède.

123. Etalonnage et précision des mesures

La courbe d'étalonnage des capteurs de pression est linéaire (Fig. 5.3). Les écarts observés par rapport à la régression correspondent à environ ± 2 mm dans la gamme de τ_m comprise entre 0 et -2 m, et ± 10 mm dans la gamme de τ_m comprise entre 0 et -9 m.

En comparant les droites d'étalonnage d'un capteur de pression purgé (il contient de l'eau) ou non purgé (il contient de l'air) on trouve un décalage d'environ 1 cm. Ainsi, l'existence d'une interface "air-solide" ou "eau-solide" au niveau de la membrane du capteur de pression modifie peu son comportement.

Les dérives liées à l'effet de la température sur l'électronique des capteurs de pression sont bien connues (Watson et Jackson 1967, Lowery *et al.* 1986). Une méthode empirique de correction des dérives thermiques de chaque capteur de pression est appliquée: l'origine et la pente des droites d'étalonnage sont décrites en fonction de la température par deux relations linéaires. Avec cette correction de température, on obtient une bonne stabilité du signal pour chaque capteur, qui est de ± 2 mm pendant plusieurs jours (dans des conditions où l'amplitude thermique est de l'ordre de 10 °C) et de ± 50 mm pendant plusieurs mois.

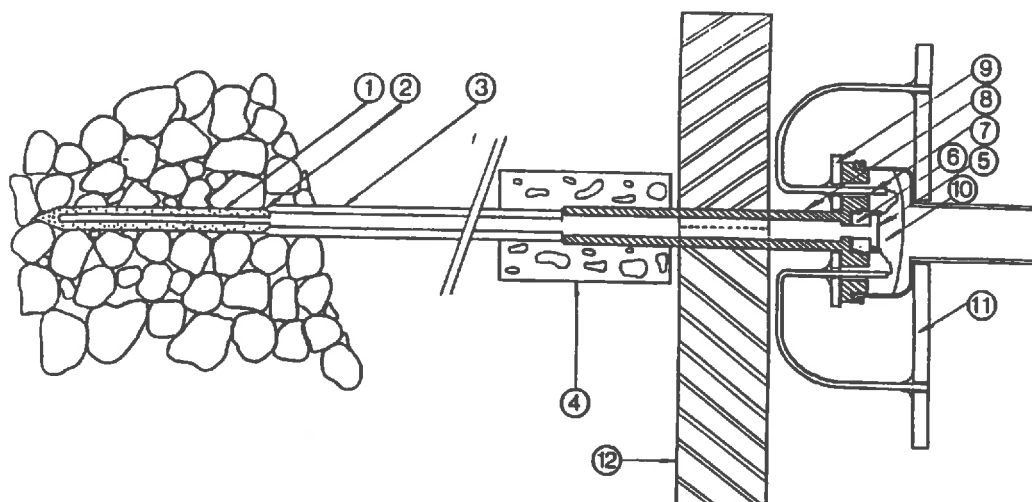


Figure 5.2 - Schéma du microtensiomètre et du capteur de pression (Gaudu, communication personnelle)

(1) bougie en céramique (longueur 20 mm, diamètre 2 mm), (2) colle cyanoacrylique, (3) tube en nylon, (4) raccord en caoutchouc, (5) membrane piézorésistive en silicium, (6) support en verre de la membrane piézorésistive, (7) patte de connection électrique, (8) ajustage, (9) substrat en céramique, (10) gel silicone de protection, (11) circuit imprimé, (12) bride métallique maintenant le capteur de pression.

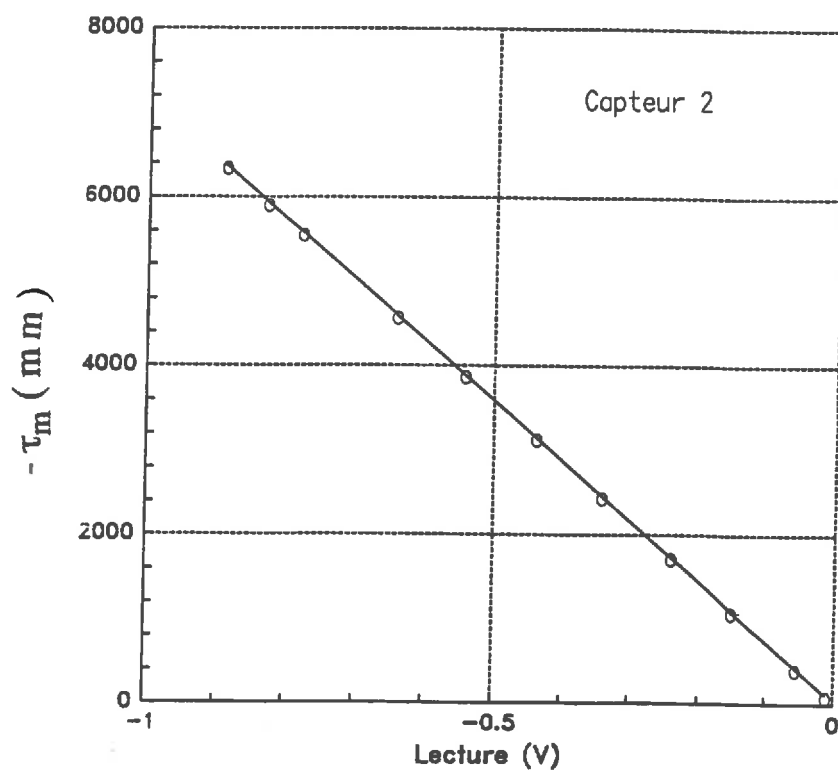


Figure 5.3 - Etalonnage d'une chaîne de mesure tensiométrique (capteur de pression et microtensiomètre). Le dispositif de mesure est rempli d'eau dégazée. Le manomètre de référence est une colonne de mercure (cercles: valeurs expérimentales; ligne: droite de régression).

124. Temps de réponse du dispositif tensiométrique

Dans les modèles classiques du temps de réponse du tensiomètre (Klute et Gardner 1962, Watson 1965, Vachaud et Sormail 1969, Towner 1980) seules certaines caractéristiques géométriques de la chaîne de mesures sont prises en compte. On suppose que la conductivité hydraulique du sol est constante (excepté Towner 1980) et qu'il n'y a pas d'air dans le circuit hydraulique. Ces hypothèses nous paraissent très restrictives, et nous avons cherché à évaluer le temps de réponse des tensiomètres expérimentalement, pour le cas idéal d'un échelon.

Les tests consistent à imposer un échelon de potentiel à un tensiomètre en l'enfonçant dans un échantillon de sol limoneux (terre fine peu compactée) porté à un potentiel matriciel connu. Pour différents échelons, la dynamique de réponse du microtensiomètre nous semble très satisfaisante: ainsi plus de 95 % d'un échelon de 7 m sont parcourus en 2 minutes (Fig. 5.4).

125. Problème du volume de mesure

En conditions transitoires le volume de mesure pris en compte par le tensiomètre est difficile à définir. En admettant que la bougie tensiométrique n'échange pratiquement pas d'eau avec le sol, le tensiomètre enregistrerait *a priori* une valeur intermédiaire des potentiels matriciels de la surface de contact entre le sol et la bougie. Mais la réalité est certainement compliquée par le fait qu'il apparait un "bulbe" d'humectation autour de la bougie tensiométrique en contact avec le sol.

126. Etat métastable de l'eau sous tension dans un tensiomètre

Certains résultats expérimentaux obtenus traduisent un comportement des tensiomètres que nous n'avons pas trouvé expliqué à propos de l'utilisation d'un tensiomètre en science du sol. Il faut donc chercher à expliquer ce comportement, pour savoir si les microtensiomètres utilisés fonctionnent correctement ou non.

Le "test d'étanchéité" est utile pour juger à la fois de l'étanchéité du système et de la qualité de la purge; une chaîne de mesure est purgée et mise en place. On expose ensuite la bougie du tensiomètre à l'air et on mesure le signal de sortie toutes les minutes (Fig. 5.5). Les potentiels matriciels sont calculés à partir de la droite d'étalonnage (établie dans la gamme 0 à -9 m). Au départ, τ_m évolue au cours du temps de façon presque linéaire, puis l'évolution de τ_m est plus lente à partir de -8 à -9 m, et enfin τ_m tend asymptotiquement vers une valeur comprise entre -9 et -10 m. Dans certains cas l'évolution de τ_m est rapide et régulière jusqu'à des valeurs calculées inférieures à -10 m (pouvant atteindre -14 m); la valeur calculée τ_m augmente alors très rapidement et se stabilise à environ -9.5 à -9.7 m .

Au cours des expériences un comportement identique a été observé pour certains tensiomètres: durant plusieurs heures, les valeurs calculées de potentiel matriciel étaient inférieures à -10 m .

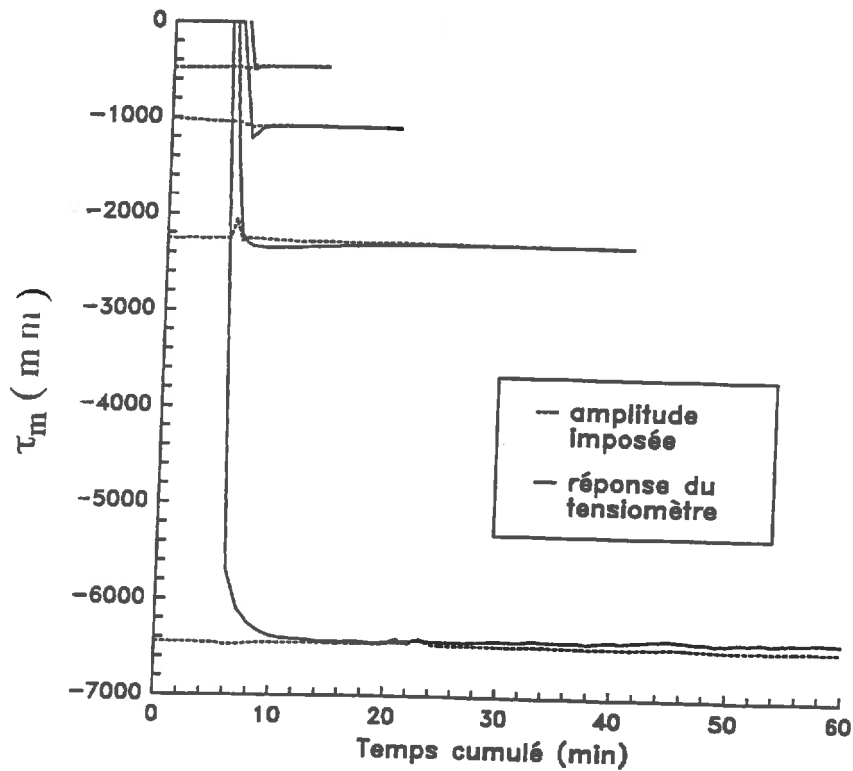


Figure 5.4 - Test du temps de réponse d'un microtensiomètre pour différents échelons. Le sol est constitué de terre fine peu compactée (Gaudu, communication personnelle).

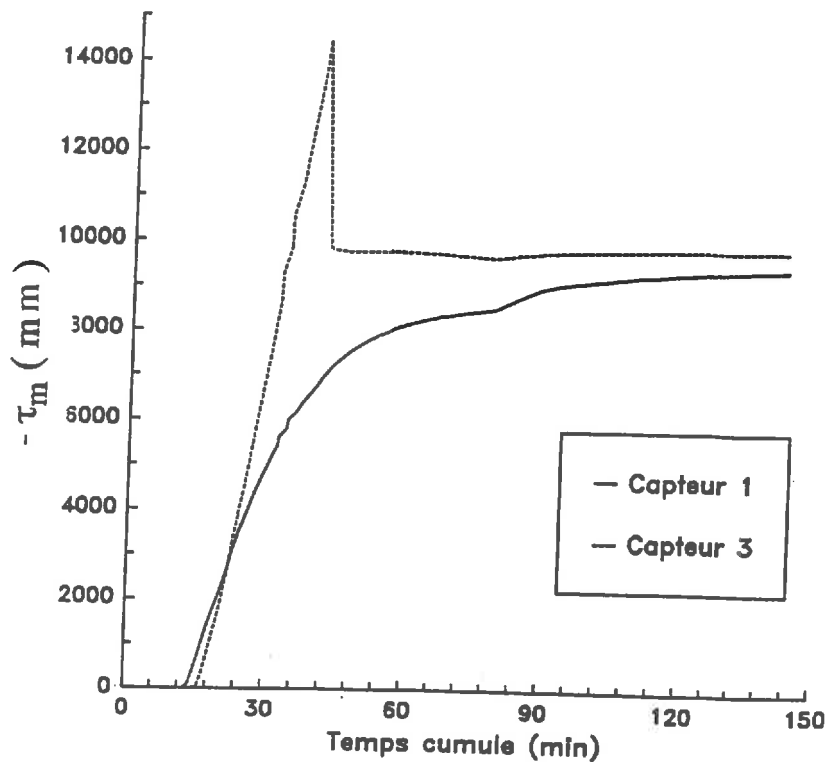


Figure 5.5 - Test d'étanchéité de deux chaînes de mesure tensiométriques. Le comportement du capteur 1 est interprété par un état métastable de l'eau liquide sous tension.

Bien que l'étalonnage des capteurs de pression corresponde à une gamme de potentiel matriciel supérieure à -9 m, nous pensons que les valeurs de potentiel matriciel inférieures à -10 m sont correctes et nous les interprétons par un état métastable de l'eau sous tension dans le tensiomètre. Des expériences (Berthelot 1895, Thut 1932, Briggs 1950) et la théorie simplifiée de Rayleigh-Plesset (Darrozes et Chahine 1983) confirment cette interprétation (Annexe C). La cohérence des résultats obtenus fait penser que la droite d'étalonnage des capteurs de pression peut être extrapolée en dessous de -9 m. Par la suite, pour la caractérisation hydrodynamique du sol, nous conservons donc les valeurs calculées de potentiel matriciel inférieures à -10 m.

13. MESURE DES HUMIDITES ET DES MASSES VOLUMIQUES PAR ATTENUATION GAMMA

131. Théorie

Pour mesurer l'humidité ou la masse volumique, la méthode d'atténuation gamma présente plusieurs avantages: elle est non destructive, la collimation permet de faire varier le volume de mesure presque à volonté, il existe des moyens pour la précision de la mesure. L'utilisation de deux sources radioactives permet de suivre simultanément l'évolution des humidités et des masses volumiques dans le sol: bien que difficile à mettre en oeuvre, c'est la technique actuelle qui semble la plus performante au laboratoire pour répondre à cet objectif (Angulo 1989, Phogat *et al.* 1991). La mise en oeuvre de la méthode gammamétrique est décrite dans l'annexe D : nous présentons ici les résultats essentiels.

En considérant un temps de comptage petit devant la période du radioélément, l'atténuation d'un faisceau monoénergétique et parallèle de photons gamma traversant un volume de matière homogène est exprimée par la loi de Beer:

$$N = N_i e^{-l\mu\rho} \quad (5.2)$$

N : taux de comptage en sortie (cp.s⁻¹)
 N_i : taux de comptage en entrée (cp.s⁻¹)
 μ : coefficient d'absorption massique (cm².g⁻¹)
 ρ : masse volumique (g.cm⁻³)
 l : épaisseur traversée (cm)

Le taux de comptage de "référence" étant défini comme le taux de comptage à travers une cellule de mesure seule, on a pour un volume de sol humide, on a (Gardner *et al.* 1972):

$$N = N_r e^{-l(\mu_s \rho_d + \mu_w \rho_w \theta)} \quad (5.3)$$

N : taux de comptage en sortie (cp.s⁻¹)
 N_r : taux de comptage de "référence" (cp.s⁻¹)

- μ_s : coefficient d'absorption massique du sol sec ($\text{cm}^2.\text{g}^{-1}$)
 μ_w : coefficient d'absorption massique de l'eau ($\text{cm}^2.\text{g}^{-1}$)
 ρ_d : masse volumique sèche ($\text{g}.\text{cm}^{-3}$)
 ρ_w : masse volumique de l'eau ($\text{g}.\text{cm}^{-3}$)
 θ : humidité volumique ($\text{cm}^3.\text{cm}^{-3}$)
 l : épaisseur traversée (cm)

Le principe de l'*atténuation gamma mono-source* consiste à utiliser l'équation précédente pour déterminer θ (ou ρ_d) à partir des 6 autres termes: l , N , N_r , μ_s , μ_w , ρ_d (ou θ). Le principe de l'*atténuation gamma double-source* consiste à utiliser deux faisceaux gamma d'énergie différente. On obtient un système non homogène de deux équations permettant de déterminer simultanément θ et ρ_d à partir de 9 termes: l , N_{ram} , N_{rcs} , N_{am} , N_{cs} , μ_{sam} , μ_{wam} , μ_{scs} et μ_{wcs} :

$$N_{am} = N_{ram} e^{-l(\mu_{sam} \rho_d + \mu_{wam} \rho_w \theta)} \quad (5.4a)$$

$$N_{cs} = N_{rcs} e^{-l(\mu_{scs} \rho_d + \mu_{wcs} \rho_w \theta)} \quad (5.4a)$$

132. Chaîne de mesure

Les deux sources radioactives utilisées sont: l'américium (^{241}Am) et le césium (^{137}Cs). L'échantillon de sol est fixe. Les radioéléments contenus dans un château de plomb et le détecteur gamma sont portés par un bâtis qui se déplace verticalement de part et d'autre de l'échantillon. Le pas minimum de déplacement vertical du bâtis est de 0.23 mm.

Les deux sources ^{241}Am et ^{137}Cs sont alignées par rapport à l'axe de scrutation. A une cote de référence, l'axe de scrutation gamma est matérialisé par un faisceau laser fixe (diamètre 0.3 mm). Les échantillons sont positionnés en alignant deux marques diamétralement opposée de la face supérieure des cellules de mesure par rapport au faisceau laser. Des caractéristiques de la chaîne de mesure sont indiquées au tableau 5.1 .

133. Acquisition des comptages gamma

Une mesure correspond à un spectre d'émission gamma enregistré pendant un temps prédéfini. Les spectres gamma enregistrés sont discrétisés en 2048 canaux. Pour un pic d'émission gamma nous définissons une *fenêtre de comptage* en nous basant sur les spectres enregistrés (Fig. 5.6). L'intégrale du spectre dans une fenêtre correspond à un comptage gamma brut. Pour chaque spectre gamma enregistré, on retranche canal par canal un comptage de bruit de fond (obtenu quand les sources radioactives sont fermées) et une correction de temps mort est faite (Fritton 1969).

Tableau 5.1 - Caractéristiques des mesures gammamétriques.

source gamma	¹³⁷ Cs	²⁴¹ Am
pic d'émission (keV)	662	60
activité de la source (Bq) ⁽¹⁾	9.2 10 ⁸	3.0 10 ⁹
comptage de référence à travers une cellule vide (cp.s ⁻¹)	~ 730	~ 350
coefficient d'atténuation massique expérimental de l'eau (cm ² .g ⁻¹)	0.08461	0.2030
coefficient d'atténuation massique expérimental du sol sec (cm ² .g ⁻¹)	0.07718	0.2719
écart-type théorique des coefficients d'atténuation massiques (cm ² .g ⁻¹) ⁽²⁾	3 10 ⁻⁴	10 ⁻³

(1) 1 Ci = 3.7 10¹⁰ Bq

(2) méthode de calcul identique à celle exposée au paragraphe [5.2]

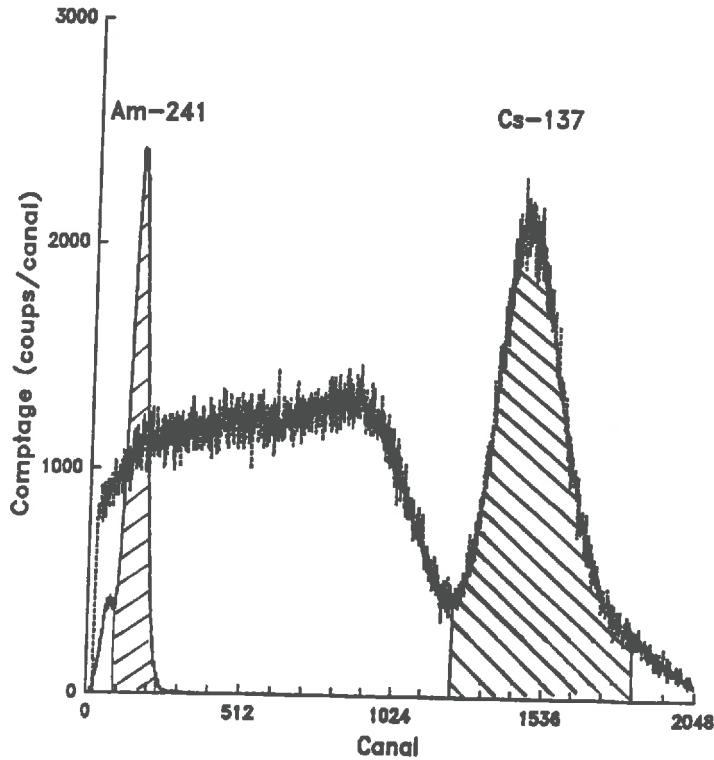


Figure 5.6 - Spectres gamma enregistrés de l'americium-241 et du césium-137. Les zones foncées sont les fenêtres de comptage gamma. L'énergie des photons est croissante avec le numéro du canal.

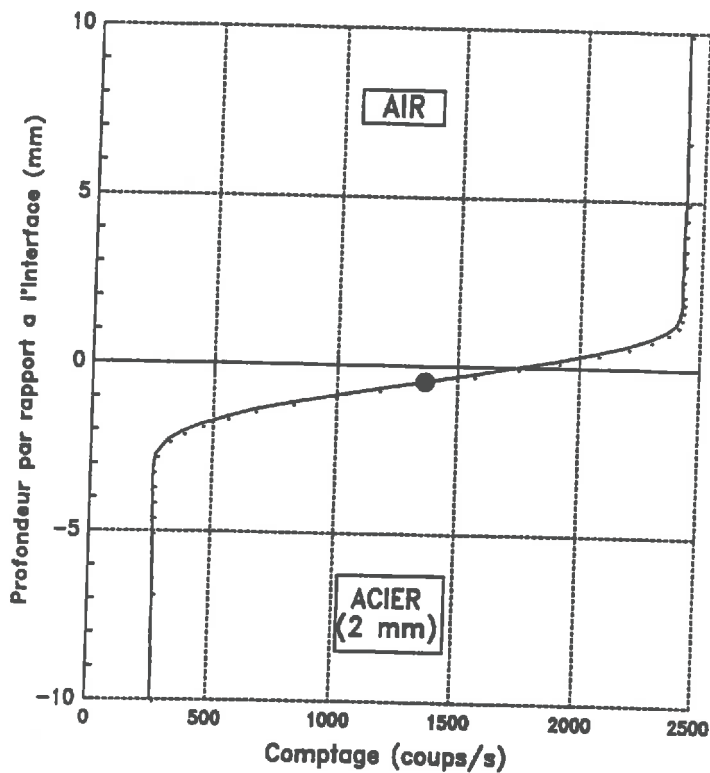


Figure 5.7 - Résolution verticale du dispositif de scrutation gamma. La cote 0 mm est l'interface théorique air - acier (alignement avec le tube Laser). Le point correspond à la moyenne du comptage gamma dans l'air et dans l'acier (mesures ^{241}Am ; diamètre des collimateurs = 5 mm).

134. Collimation, volume de mesure

Les collimateurs sont cylindriques, avec un diamètre de 5 mm . La résolution verticale du dispositif est étudiée en effectuant des comptages gamma à travers une cellule de mesure vide (Fig. 5.7). A l'interface acier-air, le domaine de variation du comptage gamma correspond à une tranche de sol dont l'épaisseur est de 5 mm environ. Cette épaisseur est proche du diamètre des collimateurs, ce qui traduit de bonnes conditions de collimation (Groenvelt *et al.* 1969).

En scrutant une épaisseur de sol de 100 mm , le volume de la mesure gammamétrique serait donc un cylindre horizontal de diamètre 5 mm et de volume 1960 mm^3 . Si l'échantillon étudié est un massif peu compacté d'agrégats sphériques ($\epsilon^s = 0.4$, diamètre des agrégats = 3 mm), ce volume de mesure correspond à environ 50 agrégats.

135. Correction des dérives liées à l'électronique

Les dérives de la chaîne de comptage gamma avec la température sont bien connues et concernent surtout la très haute tension du détecteur gamma (Kriz 1969, Samuelli *et al.* 1968). On recommande souvent de travailler dans une pièce où l'amplitude thermique est inférieure à 1 °C . Cette condition était difficile à réaliser dans le laboratoire, l'amplitude thermique étant de l'ordre de 3 °C au cours d'une expérience. L'effet de la température sur l'électronique se traduit essentiellement par une translation des spectres gamma enregistrés (Kriz 1969, Angulo 1989). Les dérives de la position des pics gamma sont alors corrigées par un logiciel.

Le suivi des comptages ^{137}Cs à travers l'air pendant trois jours montre que cette correction permet de retrouver une loi d'émission au cours du temps parfaitement en accord avec la loi de Poisson théorique, tant que l'amplitude thermique est inférieure à 5°C (Fig. 5.8). Pour ces conditions les dérives de la position du maximum du pic du ^{137}Cs sont de 30 canaux. Cette procédure de calage permettant de retrouver la position exacte des pics d'émission est appliquée à chaque spectre enregistré.

Par comparaison, on peut évaluer les conséquences d'une erreur sur la position du maximum d'un pic d'émission gamma à travers l'air et pour un temps de comptage de 600 s . Pour un comptage ^{137}Cs de $5 \cdot 10^5$ coups, une erreur de 8 canaux correspond à une erreur de comptage égale à un écart-type (racine carrée du comptage). Pour un comptage ^{241}Am de 10^6 coups, une erreur de seulement 1 canal correspond à une erreur de comptage égale à un écart-type.

Il existe d'autres sources de dérives des comptages liées à l'électronique citées dans la littérature. Ces dérives n'ont pas été mises en évidence dans nos conditions de mesure.

136. Etalonnage: coefficients d'absorption massique

Dans la pratique, les coefficients d'absorption massique sont des coefficients expérimentaux obtenus par un étalonnage (Groenvelt *et al.* 1969, Stroosnijder et De Swart 1973). Les

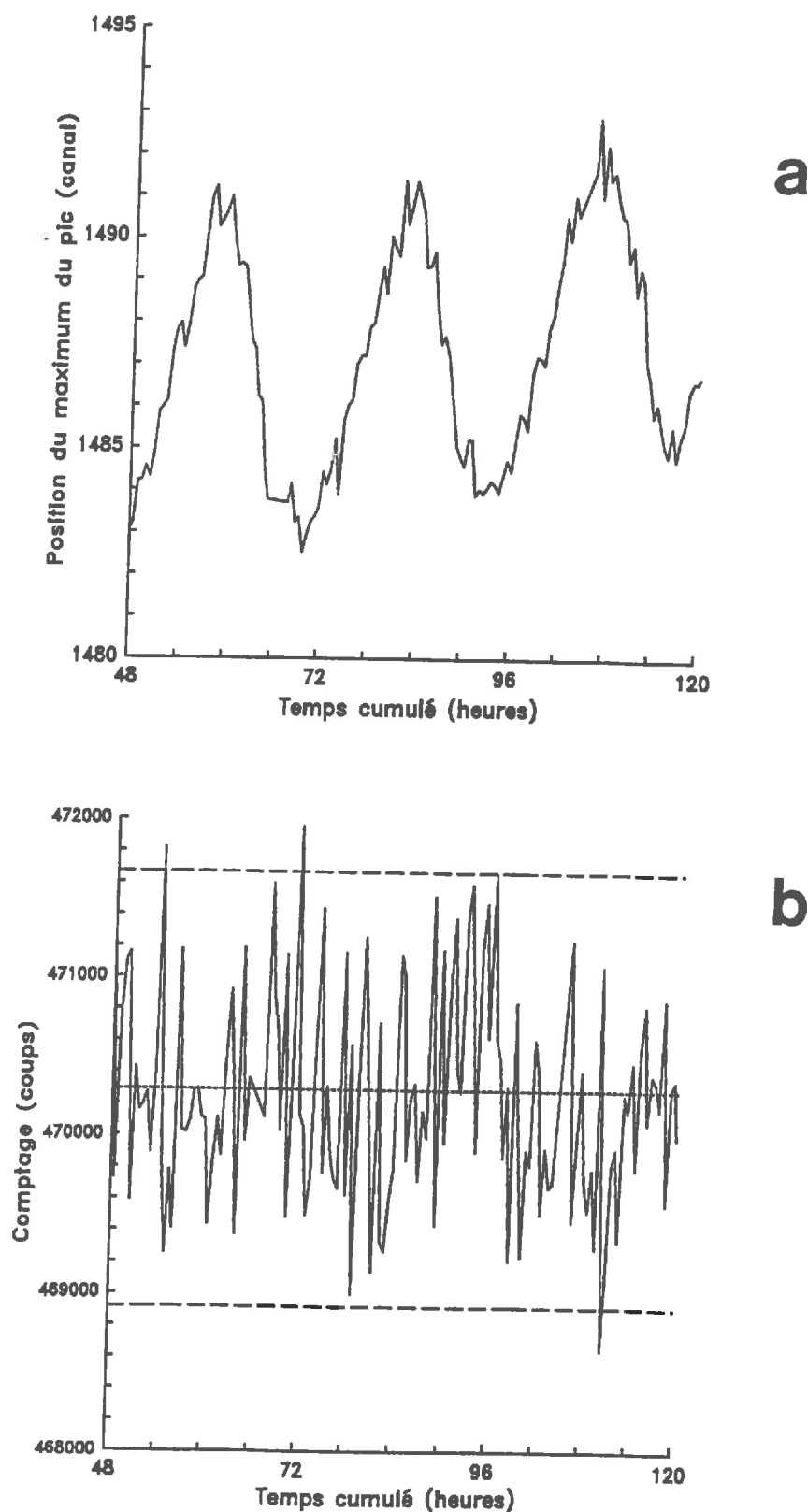


Figure 5. 8 - Vérification de la loi théorique d'émission des photons gamma (loi de Poisson). Série de comptages ^{137}Cs dans l'air.

(a) Dérives de la position du pic d'émission gamma. L'amplitude thermique dans le laboratoire est de 4°C .

(b) Evolution des comptages gamma. Les dérives de la position du pic d'émission sont prises en compte. Les lignes en pointillé sont l'intervalle de confiance théorique à 0.95. Le rapport variance / moyenne des comptages est 1.0065

valeurs des coefficients d'absorption massique de l'eau (Tab. 5.1) sont proches des valeurs théoriques ce qui montre que la collimation est bonne (Groenvelt *et al.* 1969). Les coefficients d'absorption massique du sol sont déterminés à partir d'une scrutation faite à travers une cellule de mesure vide et remplie de façon homogène avec le sol.

137. Précision théorique et optimisation des mesures

L'optimisation des mesures d'atténuation gamma occupe une part importante dans le choix des conditions de réalisation des expériences.

Méthode de calcul utilisée

Une analyse théorique de l'incertitude des mesures d'atténuation gamma a été explicité par Gardner *et al.* (1972) et par Bruckler (1984). Cette analyse suppose que tous les termes intervenant dans le calcul des masses volumiques ou des humidités sont des lois normales *indépendantes*. Si les incertitudes sur ces termes sont *petites* par rapport à leurs valeurs moyennes, on montre alors que la masse volumique ou la teneur en eau sont des lois normales dont la variance se calcule analytiquement avec la variance des termes du calcul. En fait, cette approche intègre à la fois les incertitudes et les biais des termes intervenant dans le calcul des incertitudes: cela conduit donc à sur-estimer l'incertitude sur les humidités ou sur les masses volumiques. Les valeurs des paramètres servant aux calculs présentés sont indiquées dans l'annexe D .

Objectifs et contraintes pour les mesures

D'après les résultats des simulations faites au chapitre 3 , il nous parait nécessaire, pour calculer la conductivité hydraulique avec une méthode directe, de disposer de mesures de θ telles que l'écart-type est inférieur ou égal à $0.01 \text{ m} \cdot \text{m}^{-3}$.

La résolution verticale de la scrutation gamma est de 5 mm ; la hauteur des échantillons a été fixée à 60 mm : un cycle de scrutation sera ainsi défini par 11 mesures successives. D'après le pas de temps maximum défini pour le calcul de la conductivité hydraulique dans les expériences fictives, il serait raisonnable de faire au moins un cycle de scrutation toutes les 6 heures. Pour les mesures gammamétriques, on fixe donc un temps de comptage maximum de 30 min .

Ces objectifs étant définis *a priori*, il faut voir s'ils sont réalisables.

Atténuation gamma double-source

Il faut un temps de comptage d'au moins une heure pour obtenir en scrutation gamma double-source un écart-type sur la ρ_d de $0.02 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ (Fig. 5.9); la conclusion est la même pour obtenir un écart-type sur θ de $0.02 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$. La variance sur ρ_d (Fig. 5.10) ou sur θ s'explique surtout par la variance des coefficients d'absorption massique du sol, pour lesquels on peut difficilement améliorer la précision.

Avec le dispositif expérimental utilisé, il ne paraît donc pas possible d'utiliser la scrutation gamma double-source pour travailler en conditions transitoires.

Atténuation gamma mono-source

La mesure ^{137}Cs est préférable dans notre cas à la mesure ^{241}Am pour deux raisons. D'une part, à temps de comptage égal, la précision optimale des mesures ^{137}Cs est meilleure que celle de ^{241}Am , ce qui est dû à la faible activité de la source d' ^{241}Am utilisée et à sa forte absorption par les cellules de mesure en acier. D'autre part, l'optimum des mesures ^{137}Cs correspond à un échantillon de diamètre plus large, ce qui limite les effets de bord.

En atténuation gamma mono-source, avec un écart-type pour ρ_d de 0.02 g.cm^{-3} , on obtient avec un temps de comptage de 10 min un écart-type au mieux égal à 0.02 m.m^{-3} pour θ (Fig. 5.11). Pour l'atténuation gamma mono-source, l'analyse de la variance de θ montre que le terme le plus important est la variance de ρ_d , qui explique plus de la moitié de variance même lorsque l'écart-type sur ρ_d est de 0.01 g.cm^{-3} (Fig. 5.12 et 5.13).

Ainsi, on peut espérer améliorer fortement la précision des mesures de teneur en eau en connaissant les masse volumiques sèches avec une meilleure précision.

Configuration retenue

Finalement, la configuration retenue est la suivante:

(a) Le diamètre de la cellule de mesure est de 10 cm : c'est un compromis entre les valeurs optimales pour ^{137}Cs et pour $^{137}\text{Cs} + ^{241}\text{Am}$ (Fig. 5.9 et 5.11b).

(b) On utilisera la scrutation gamma double-source seulement en conditions stationnaires, c'est-à-dire en début et en fin d'expérience. Avec un temps de comptage supérieur à 1 hr, l'écart-type théorique sur les mesures de masse volumique est alors inférieur à 0.02 g.cm^{-3} mais peut être difficilement diminué (Fig. 5.11b).

(c) On travaille en conditions transitoires avec la scrutation gamma mono-source (^{137}Cs) et un temps de comptage de 10 min. L'écart-type théorique sur les mesures de masse volumique est alors inférieur à $0.02 \text{ m}^3.\text{m}^{-3}$, mais il peut être fortement diminué si la précision des mesures de masse volumique est améliorée (Fig. 5.13).

Ces résultats et ces conclusions sont en accord avec la littérature (Gardner *et al.* 1972, Mansell *et al.* 1973, Stroosnijder et De Swart 1974, Bruckler 1983, Angulo 1989).

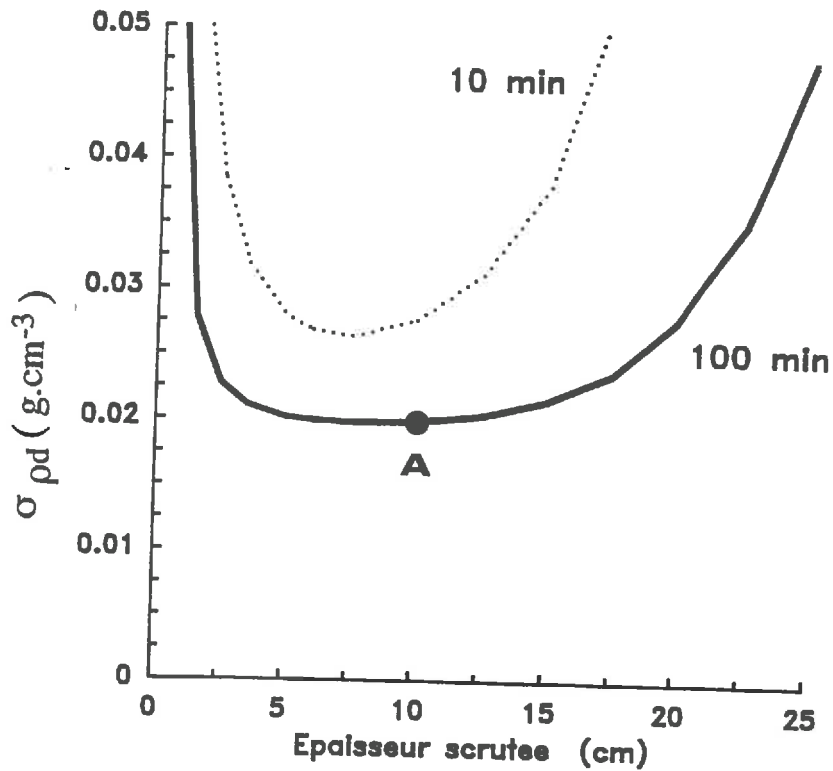


Figure 5.9 - Evolution des incertitudes théoriques sur la masse volumique de sol sec déterminée par atténuation gamma double source en fonction de l'épaisseur de sol scruté et du temps de comptage. Configuration: $\theta = 0.2 \text{ m}^3.\text{m}^{-3}$, $\rho_d = 1.3 \text{ g.cm}^{-3}$

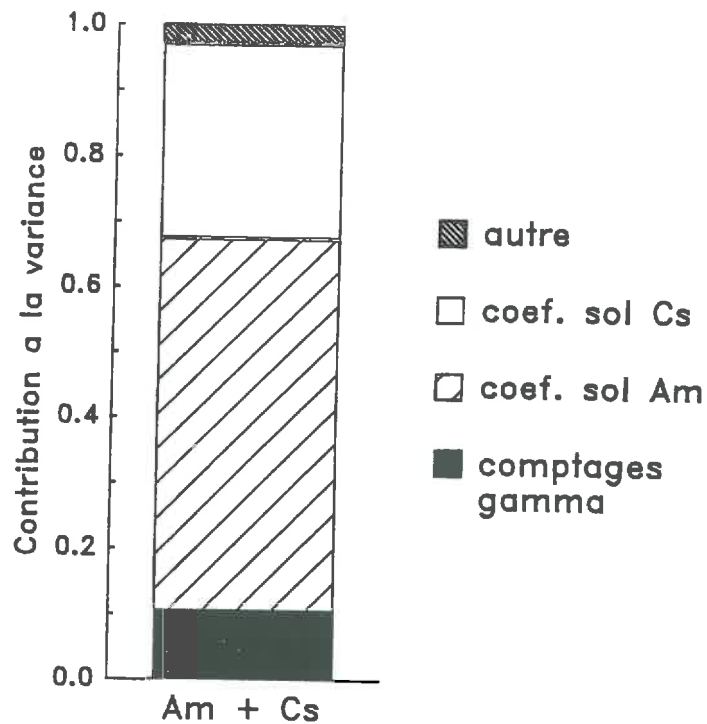


Figure 5.10 - Analyse de la variance sur la masse volumique de sol sec déterminée par atténuation gamma double source. Configuration: $\theta = 0.2 \text{ m}^3.\text{m}^{-3}$, $\rho_d = 1.3 \text{ g.cm}^{-3}$, $t_c = 100 \text{ min}$, $l = 10 \text{ cm}$ (point A de la Figure 5.9).

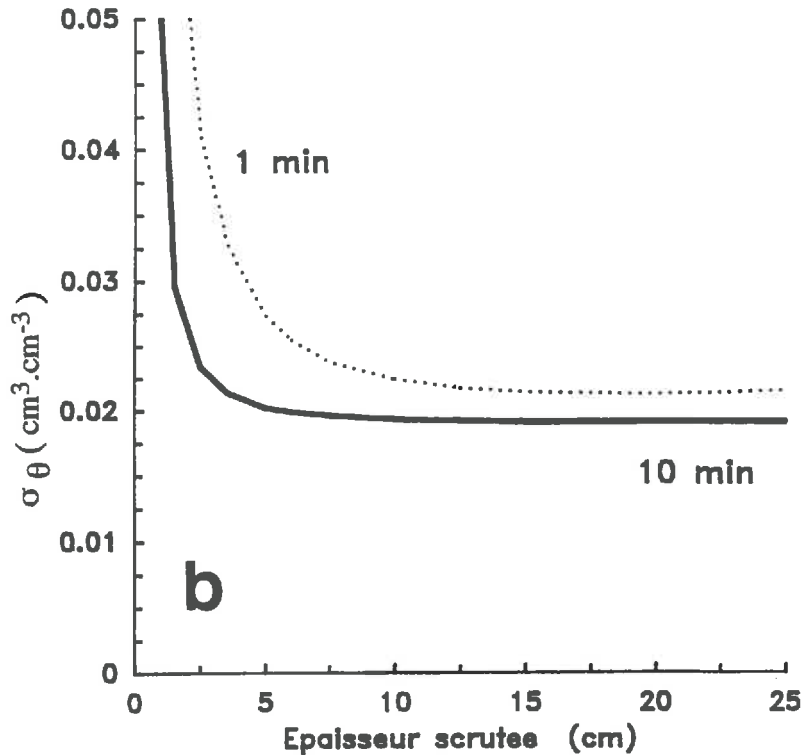
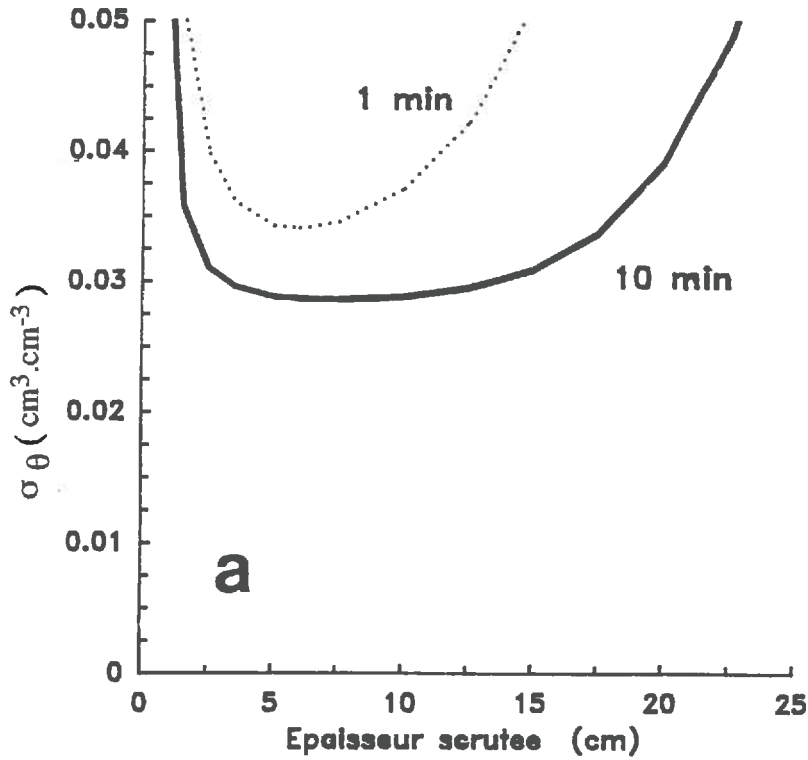


Figure 5. 11 - Evolution des incertitudes théoriques sur la teneur en eau volumique déterminée par atténuation gamma mono source en fonction de l'épaisseur de sol scruté et du temps de comptage. Configuration: $\theta = 0.2 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$, $\rho_d = 1.3 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$, $\sigma_{\rho_d} = 0.02 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$

(a) mesure ^{241}Am

(b) mesure ^{137}Cs

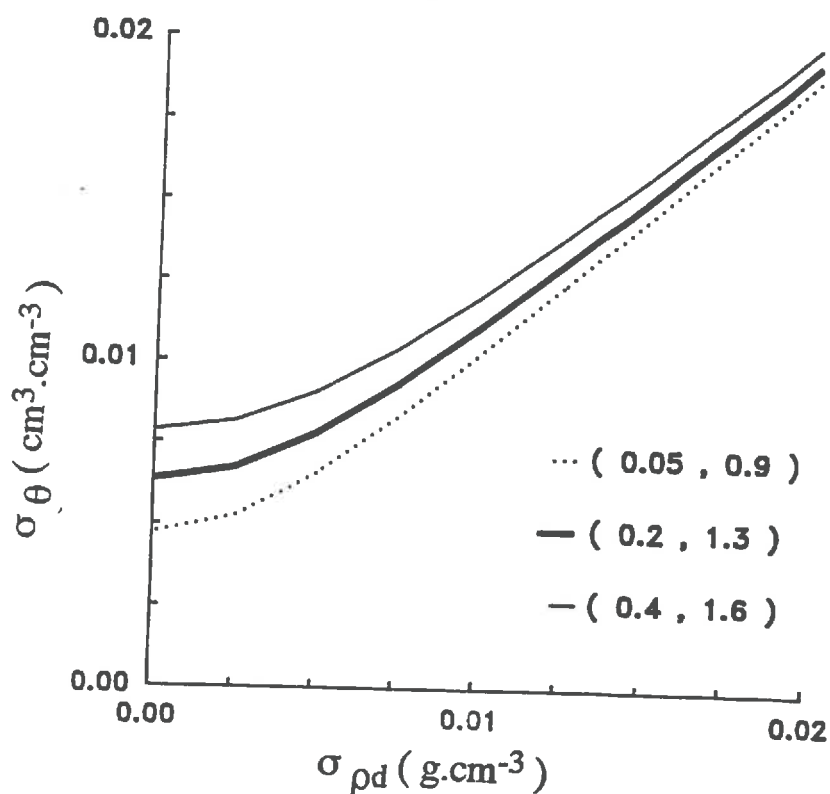


Figure 5.12 - Evolution des incertitudes théoriques sur la teneur en eau volumique déterminée par atténuation gamma césium en fonction de l'incertitude sur la masse volumique de sol sec. Trois couples (θ, ρ_d) sont considérés. Configuration: $t_c = 10 \text{ min}$, $l = 10 \text{ cm}$.

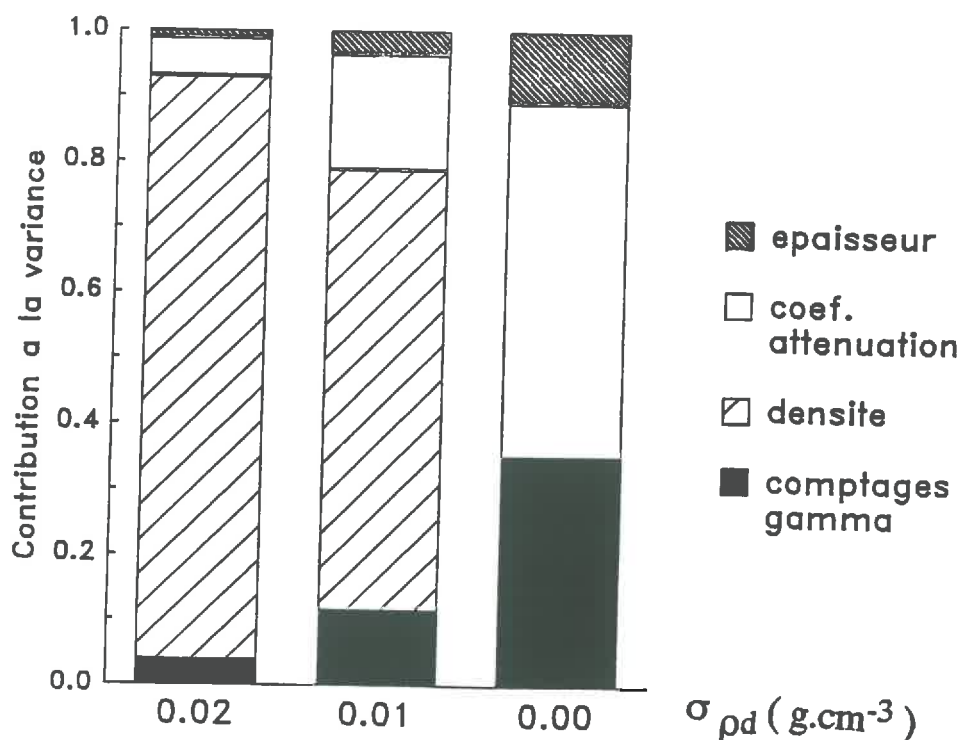


Figure 5.13 - Analyse de la variance sur la teneur en eau volumique déterminée par atténuation gamma césium en fonction de l'incertitude sur la masse volumique de sol sec. Configuration: $\theta = 0.2 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$, $\rho_d = 1.3 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$, $t_c = 10 \text{ min}$, $l = 10 \text{ cm}$ (voir Figure 5.12).

14. MESURES ANNEXES

141. Détermination gravimétrique des humidités et des masses volumiques moyennes

Pour connaître la masse de terre humide pendant une expérience, on utilise une balance électronique (amplitude 6 kg, précision 1 g). Sur cette balance sont placés l'échantillon et en dessous le boîtier des capteurs de pression. La connexion entre le boîtier des capteurs de pression et la centrale d'acquisition (boucle souple) ainsi que la ventilation (latérale) n'affectent pas les pesées à 0.2 g près. Entre le début et la fin d'une expérience, une correction de la tare de la balance est faite pour tenir compte de la quantité d'eau perdue par les capillaires des tensiomètres (environ 6 g).

En début et en fin d'expérience le volume de terre est calculé à partir des mesures du diamètre ($\sigma = 0.15 \text{ mm}$) et de la hauteur de l'échantillon ($\sigma = 0.15 \text{ mm}$). La masse de terre sèche est déterminée en fin d'expérience (séchage à 105°C). On peut ainsi calculer les humidités pondérales moyennes et les masses volumiques moyennes des échantillons; l'écart-type théorique sur la masse volumique moyenne est de 0.045 g.cm^{-3} .

142. Mesures de température

Un capteur de température (sonde platine) est installé dans le boîtier des capteurs de pression. Ces mesures de températures sont nécessaires pour corriger les dérives thermiques de chaque capteur de pression. Par ailleurs elles rendent compte de façon approximative des variations climatiques dans le laboratoire.

15. MISE EN OEUVRE D'UNE EXPERIENCE

Avant chaque expérience l'étalonnage des capteurs de pression est vérifié. L'échantillon saturé est installé sur la balance, les tensiomètres sont implantés, et la position de l'échantillon par rapport à l'axe de scrutation gamma est réglée avec un faisceau laser. En cours d'expérience, la ventilation est maintenue constante. La durée des expériences varie entre 1 et 3 semaines (elles ont été stoppées quand l'humidité pondérale moyenne de l'échantillon était inférieure à 0.05 g.g^{-1}). En fin d'expérience, Les capillaires des tensiomètres sont coupés et l'échantillon est retiré. La cote des bougies tensiométriques par rapport à la surface de l'échantillon est mesurée. Un profil de référence gamma est réalisé sur la cellule de mesure vide.

Le traitement des données brutes (mesures "cesium", "capteur de pression", "sonde platine" et "balance") est ensuite effectué. La conversion des spectres gamma en comptages gamma est faite. Les données tensiométriques ne sont conservées que pour les dates antérieures à la date d'apparition d'une bulle de gaz dans le capillaire assez grosse pour rompre la colonne d'eau liquide. Les données brutes sont lissées par moyennes mobiles (3 valeurs) et converties en grandeurs physiques. On recalcule par interpolation linéaire les grandeurs physiques pour une même série de dates (toutes les 30 min).

2. PREPARATION ET SUIVI DES EXPERIENCES

21. FABRICATION DES ECHANTILLONS

Une série d'échantillons correspond des massifs d'agrégats d'un même sol compactés à différents indices des vides. La série comprend en particulier un massif à structure continue, qui serait ainsi une "référence texturale" pour les propriétés hydrodynamiques du sol.

211. Choix de la texture et fabrication des agrégats

Plusieurs raisons guident le choix de la texture du sol: (i) on choisit un sol naturel car la fabrication d'un mélange artificiel squelette-argile est longue; (ii) le sol doit être peu gonflant; (iii) il doit contenir assez d'argile pour assurer la stabilité de l'espace poral textural; (iv) on souhaite que le squelette soit suffisamment grossier pour que les pores lacunaires se désaturent dans la gamme tensiométrique; (v) on souhaite que le squelette soit suffisamment fin pour que les pores texturaux lacunaires et les pores structuraux soit bien individualisés; (vi) le sol doit contenir peu de matière organique pour que l'activité biologique soit faible; (vii) il ne doit pas contenir de concrétions ni de graviers, pour éviter une confusion entre ces particules et les agrégats.

Pour des raisons de temps un seul sol a été étudié ("*Monthuel*"). Sa teneur en argile est de 11 % (compromis entre ii et iii). Le squelette est limoneux (compromis entre iv et v).

La masse volumique de solide de ce sol est de 2.678 g.cm^{-3} ($\sigma = 0.005 \text{ g.cm}^{-3}$, mesure au pycnomètre). Des agrégats artificiels sont fabriqués de façon standard en utilisant le protocole de Kheyrabi et Monnier (1968), qui correspond au processus de première dessiccation. La taille des agrégats est comprise entre 2 et 3 mm. Par la suite, on parlera d'*état initial* pour ces agrégats.

La courbe de rétention des agrégats est obtenue en dessiccation avec une presse à membrane (Fig. 5.15). La courbe de retrait des agrégats est obtenue par la méthode du pétrole (Monnier *et al.* 1973). Elle indique un faible retrait (Fig. 5.14): la masse volumique des agrégats varie de 0.07 g.cm^{-3} pour les humidités comprises entre 0 et le point d'entrée d'air. L'humidité pondérale au point d'entrée d'air des agrégats est de 0.25 g.g^{-1} ; la masse volumique des agrégats est alors de 1.60 g.cm^{-3} .

Les massifs d'agrégats de différentes masse volumiques sont obtenus en compactant les agrégats. Au moment du compactage les agrégats sont tous à la même humidité. Le choix de cette humidité est un compromis: des agrégats trop humides ne sont pas manipulables et seraient plus sensibles au compactage textural; des agrégats trop secs risquent de se rompre sous

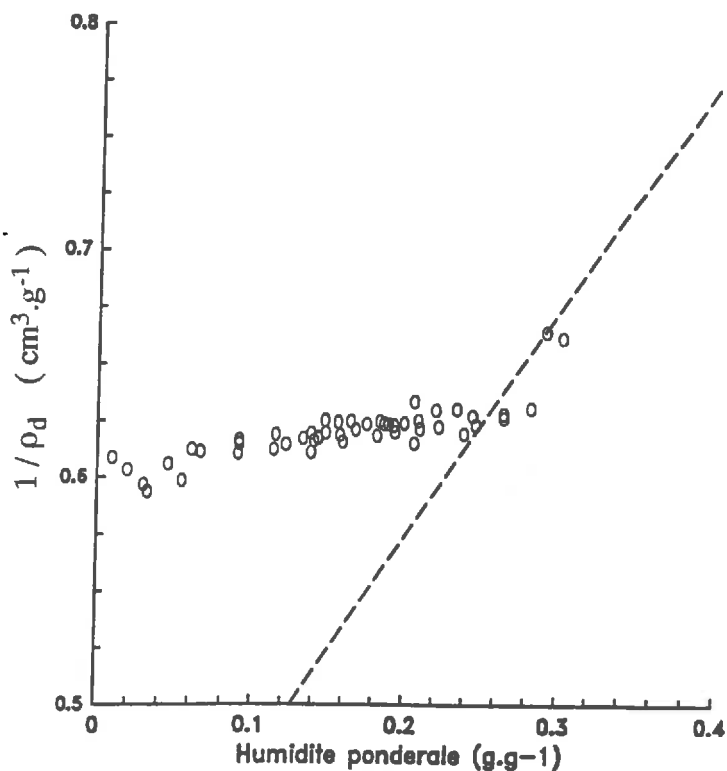


Figure 5.14 - Courbe de retrait des agrégats du sol limoneux étudié ("état initial"). Méthode du pétrole (Monnier et al. 1973). La ligne en pointillé est la droite théorique de saturation du mélange eau - solide

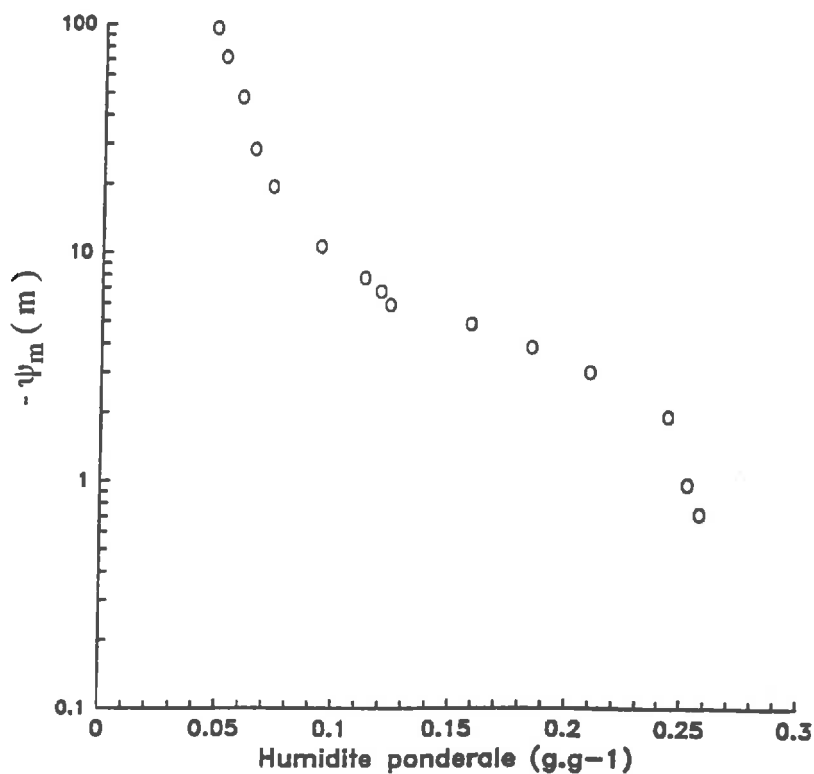


Figure 5.15 - Courbe de rétention obtenue en dessiccation sur des agrégats du sol limoneux étudié ("état initial"). Méthode de la presse à membrane.

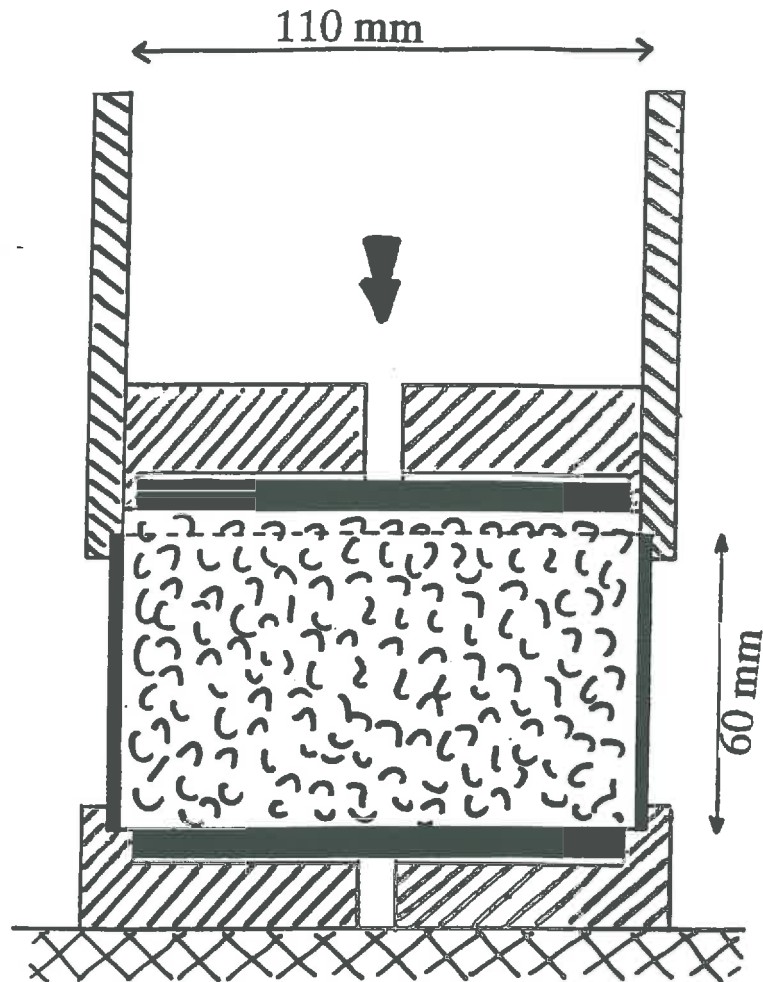


Figure 5.16 - Schéma de l'oedomètre ("petite presse") destiné à la fabrication d'un massif d'agrégats à indice des vides structural nul.

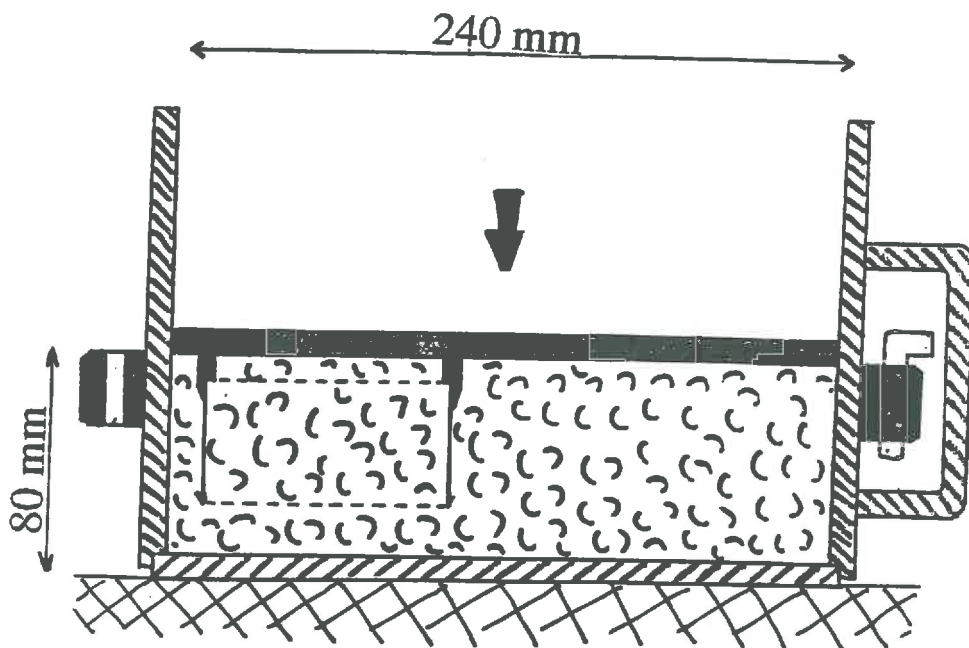


Figure 5.17 - Schéma de la presse ("grande presse") destiné à la fabrication d'un massif d'agrégats à indice des vides structural non nul.

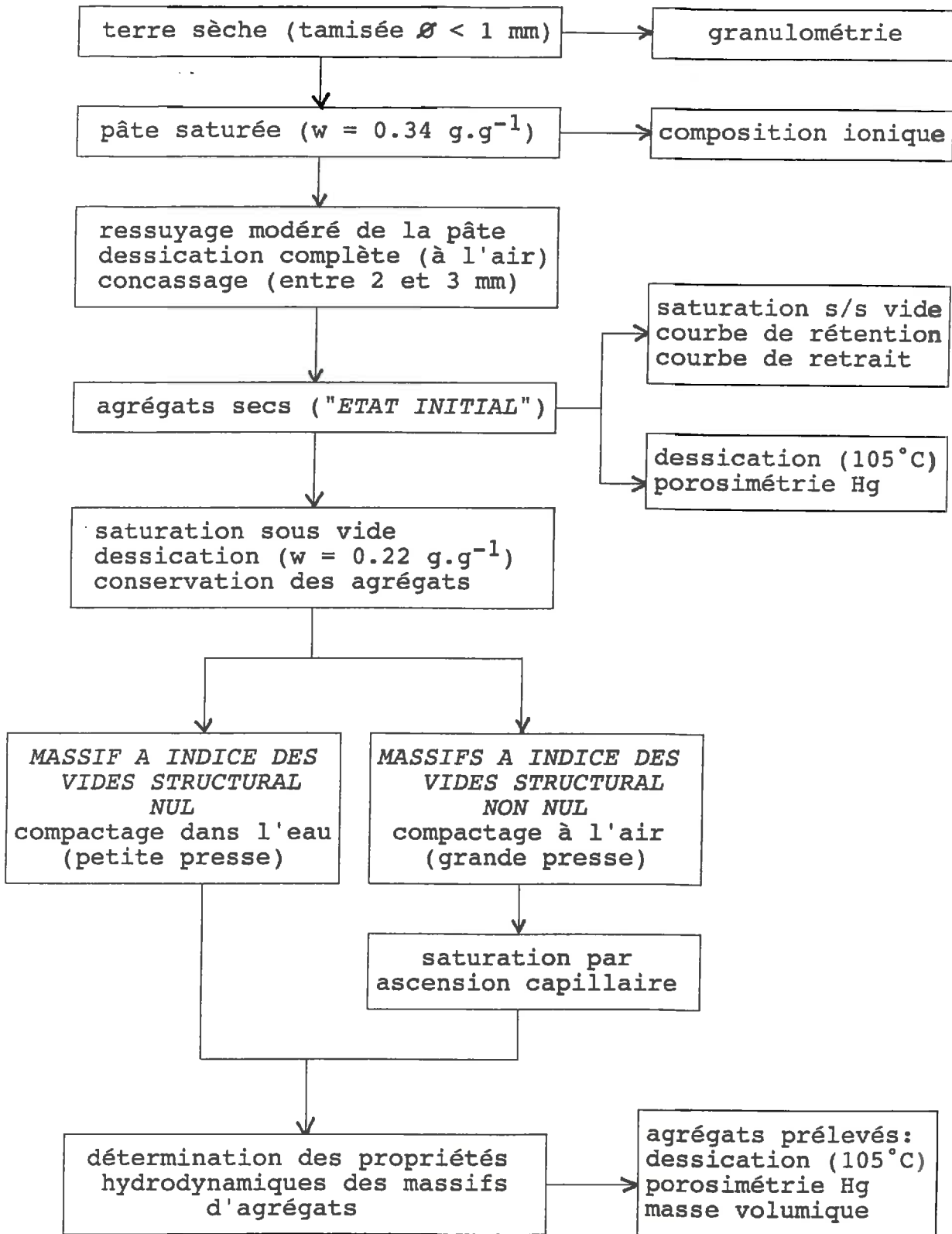


Figure 5.18 - Fabrication des échantillons de sol et liste des caractérisations effectuées.

l'effet de la pression appliquée ou bien d'éclater au moment de la saturation du massif. Nous avons choisi une humidité pondérale de 0.22 g.g^{-1} (correspondant à $\psi_m = -3.4 \text{ m}$), telle qu'on est proche du point d'entrée d'air et que les agrégats sont manipulables. En choisissant cette valeur nous supposons que l'énergie mise en jeu par le compactage sera suffisamment faible pour que l'organisation texturale du sol ne soit pas modifiée de façon irréversible (Stengel, Fiès et Guérif, communication personnelle).

212. Fabrication des massifs d'agrégats

Massif à structure continue

La fabrication d'une structure véritablement continue est difficile: il faudrait préparer un bloc de pâte saturée que l'on laisse sécher complètement (première dessiccation) et qu'il faudrait ensuite saturer en eau. Ces deux étapes peuvent être longues (plusieurs semaines) car il faut éviter toute fissuration de l'échantillon. Il est plus facile de préparer une *structure quasi continue* (Fiès, communication personnelle). Des agrégats humides sont plongés dans l'eau (pour éviter le piégeage d'air) et compactés jusqu'à un indice des vides structural nul. Nous utilisons un système oedométrique manuel (Fig. 5.16). Pour des raisons techniques, la pression exercée par le compactage n'a pas pu être mesurée. La consolidation est faite directement dans la cellule destinée aux mesures: les agrégats sont laissés 12 heures dans l'eau, le compactage est réalisé en une heure environ, puis l'échantillon est laissé 12 heures sous charge.

Massifs à structure fragmentaire

Par la suite, on appellera *structure agrégée* un massif d'agrégats à structure non continue. On souhaite fabriquer des échantillons agrégés les plus uniformes possibles. Pour limiter les effets de bord pendant le compactage il est recommandé de compacter un massif de diamètre au moins trois fois supérieur à sa hauteur (Guérif, communication personnelle). Pour optimiser les mesures d'atténuation gamma, le diamètre des échantillons a été fixé à 10 cm ; en compactant directement la terre dans les cellules de mesure, il faudrait donc que leur hauteur soit inférieure à 3 cm ce qui semble trop petit (taille du volume représentatif pour la conductivité hydraulique et nombre de cotes disponibles pour les tensiomètres). C'est pourquoi les structures agrégées sont fabriquées en compactant des agrégats dans une grande presse (diamètre 24 cm). On y prélève ensuite les échantillons pour la caractérisation hydrodynamique (Fig. 5.17 et Photo 4). En début d'expérience les échantillons sont saturés en eau par ascension capillaire (pendant environ 2 jours).

Cellules de mesures

Les cellules cylindriques destinées aux mesures ont un diamètre intérieur de 106 mm et une hauteur de 60 mm. Ces dimensions sont grandes par rapport à la taille des agrégats et nous supposons que l'échantillon peut être décrit comme un milieu continu. Pour éviter toute déformation pendant la fabrication des massifs d'agrégats, les cellules sont en acier. Le diamètre de scrutation gamma est matérialisé par deux repères.

Tableau 5. 2 - Analyse compartimentale de la porosité des massifs d'agrégats, pour une humidité pondérale des massifs égale au point d'entrée d'air des agrégats (0.25 g.g^{-1}).

Numéro de l'échantillon	1	2	3
Masse volumique de sol sec (g.cm^{-3})	1.54	1.31	0.96
Indice des vides structural (-)	0.06	0.37	1.12
Porosité totale ($\text{m}^3.\text{m}^{-3}$)	0.42	0.51	0.64
Humidité au point d'entrée d'air des pores structuraux (g.g^{-1})	0.28	0.39	0.67

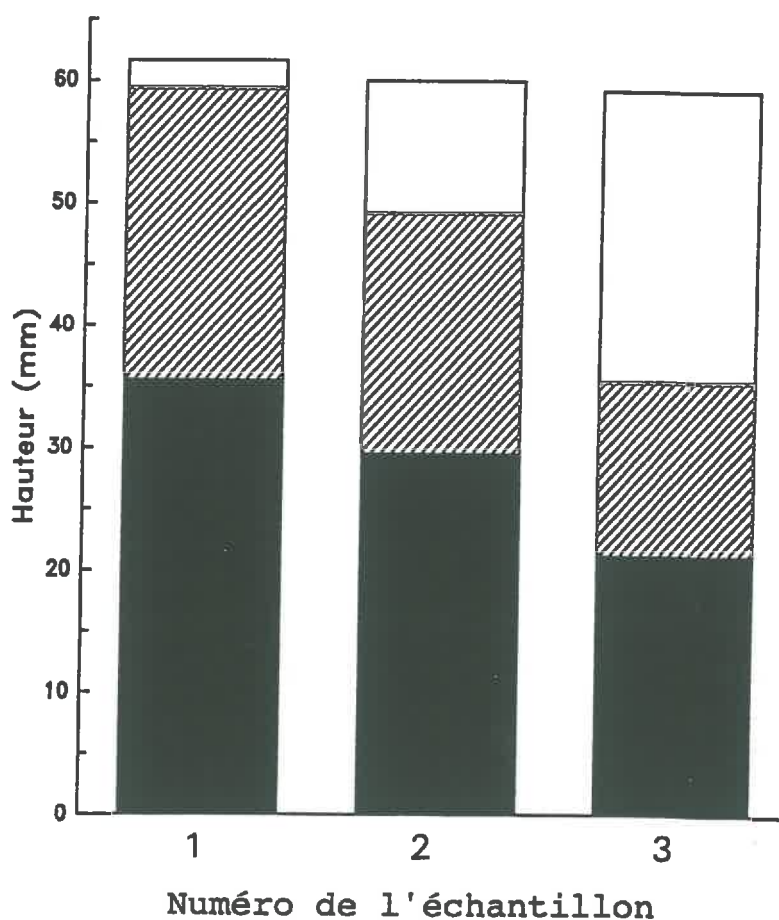


Figure 5.19 - Représentation schématique des volumes occupés par la phase solide (en noir), par les pores texturaux (en hachures) et par les pores structuraux (en blanc) dans les trois échantillons de sol étudiés

213. Analyse de porosité des échantillons

La figure 5.18 indique le mode de préparation des échantillons, et les caractérisations complémentaires qui serviront dans l'interprétation des propriétés hydrodynamique des échantillons.

Trois échantillons ont été étudiés: deux structures agrégées et une structure quasi-continue. L'analyse de porosité de ces échantillons à une humidité égale au point d'entrée d'air des agrégats est présentée au tableau 5.2 et à la figure 5.19 . La valeur choisie pour la masse volumique des agrégats est la même entre les échantillon; ce point sera discuté par la suite.

22. EVOLUTION DES POTENTIELS HYDRIQUES DANS LES MASSIFS

221. Echantillon 1

Au cours de l'expérience faite avec l'échantillon 1 (masse volumique 1.55 g.cm^{-3}) l'évolution des potentiels mesurés avec les tensiomètres est très rapide en début d'expérience: en quelques heures les potentiels diminuent de 3 m ; durant cette période, les gradients de potentiel total mesurés sont très faibles: de l'ordre de 0.4 m.m^{-1} . Ensuite cette évolution présente une inflexion, et les gradients verticaux sont de plus en plus important; dans la gamme de mesure tensiométrique et en dessous de la cote -10 mm, les gradients de potentiel total mesurés atteignent 300 m.m^{-1} (Fig. 5.20).

222. Echantillon 2 et 3

Pour les échantillons 2 (masse volumique 1.32 g.cm^{-3}) et 3 (masse volumique 0.96 g.cm^{-3}) on observe une période de plusieurs jours pendant laquelle les potentiels mesurés avec les tensiomètres (sans la composante gravitaire) sont proche de zéro. Ainsi pour l'échantillon 3 , quand un volume d'eau égal au volume des pores structuraux s'est évaporé, le potentiel mesuré (sans tenir compte de ψ_g) en dessous de la cote -10 mm est d'environ -9 cm , et le gradient de potentiel (en tenant compte de ψ_g) est d'environ 0.2 m.m^{-1} . Ensuite l'évolution de potentiels mesurés présente une inflexion, avec une évolution rapide jusqu'à -3 m environ. Puis les gradients verticaux de potentiel deviennent de plus en plus importants (Fig. 5.21 et 5.22).

Au cours des expériences, de petites oscillations des potentiels mesurés ont été observées (surtout entre -2 et -6 m): elles ont une période de 10 min environ, et une amplitude de 1 à 2 cm environ. Vers la base des échantillons, l'amplitude de ces oscillations diminue, et elles sont déphasées; cela ne peut pas s'expliquer par des dérives thermiques des capteurs de pression mal corrigées. En admettant que la phase gazeuse du sol est à la pression atmosphérique, ces observations sont probablement liées aux variations des conditions climatiques (humidité relative de l'air) dans le laboratoire, qui sont engendrées par le déclenchement et l'arrêt du climatiseur. Par la suite, ces petites oscillations ont été lissées.

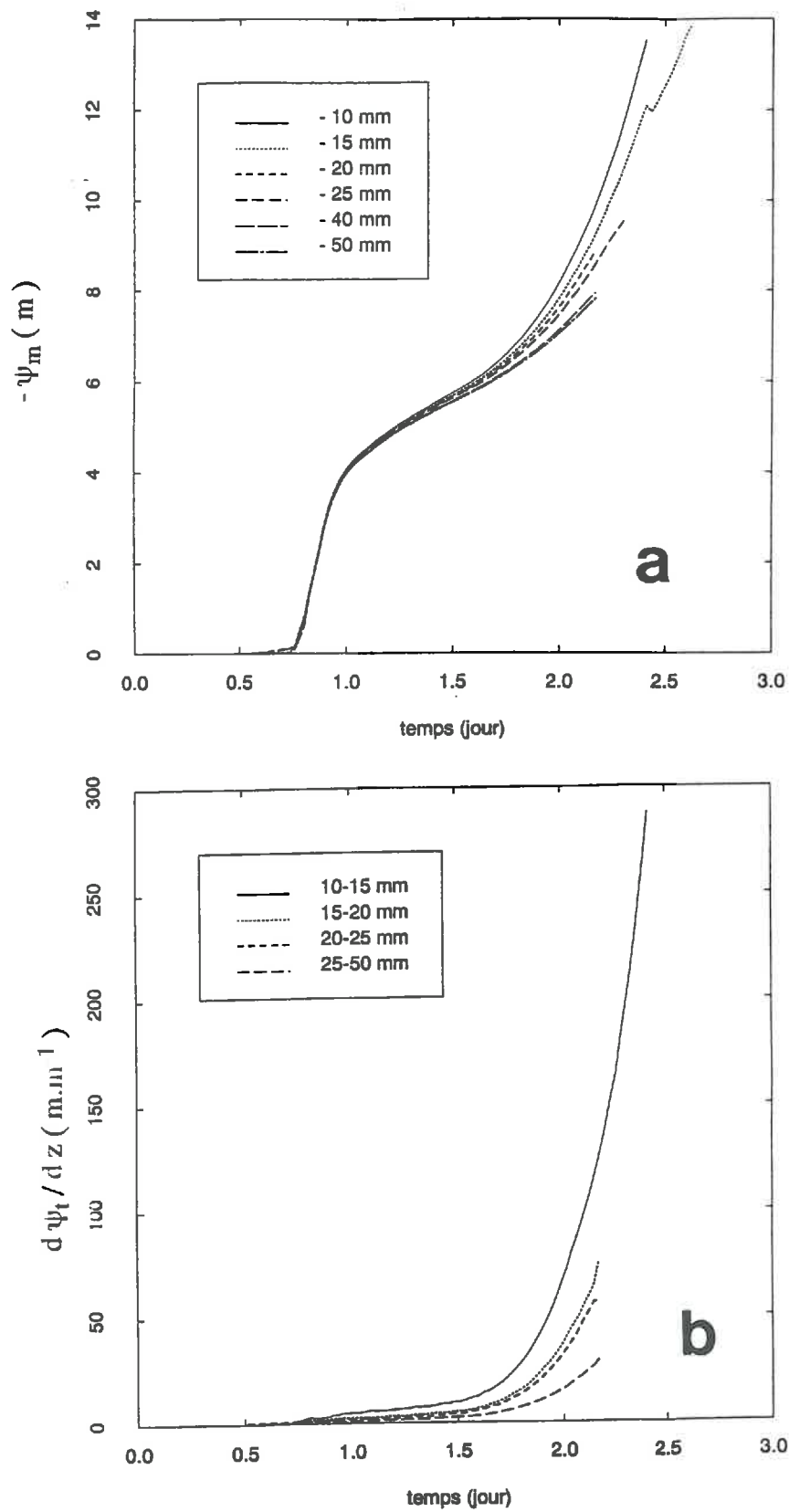


Figure 5.20 - Données tensiométriques obtenues sur l'échantillon 1. Les cotes de mesure figurent en paramètre.

- (a) évolution des potentiels matriciels
 (b) évolution des gradients de potentiel total.

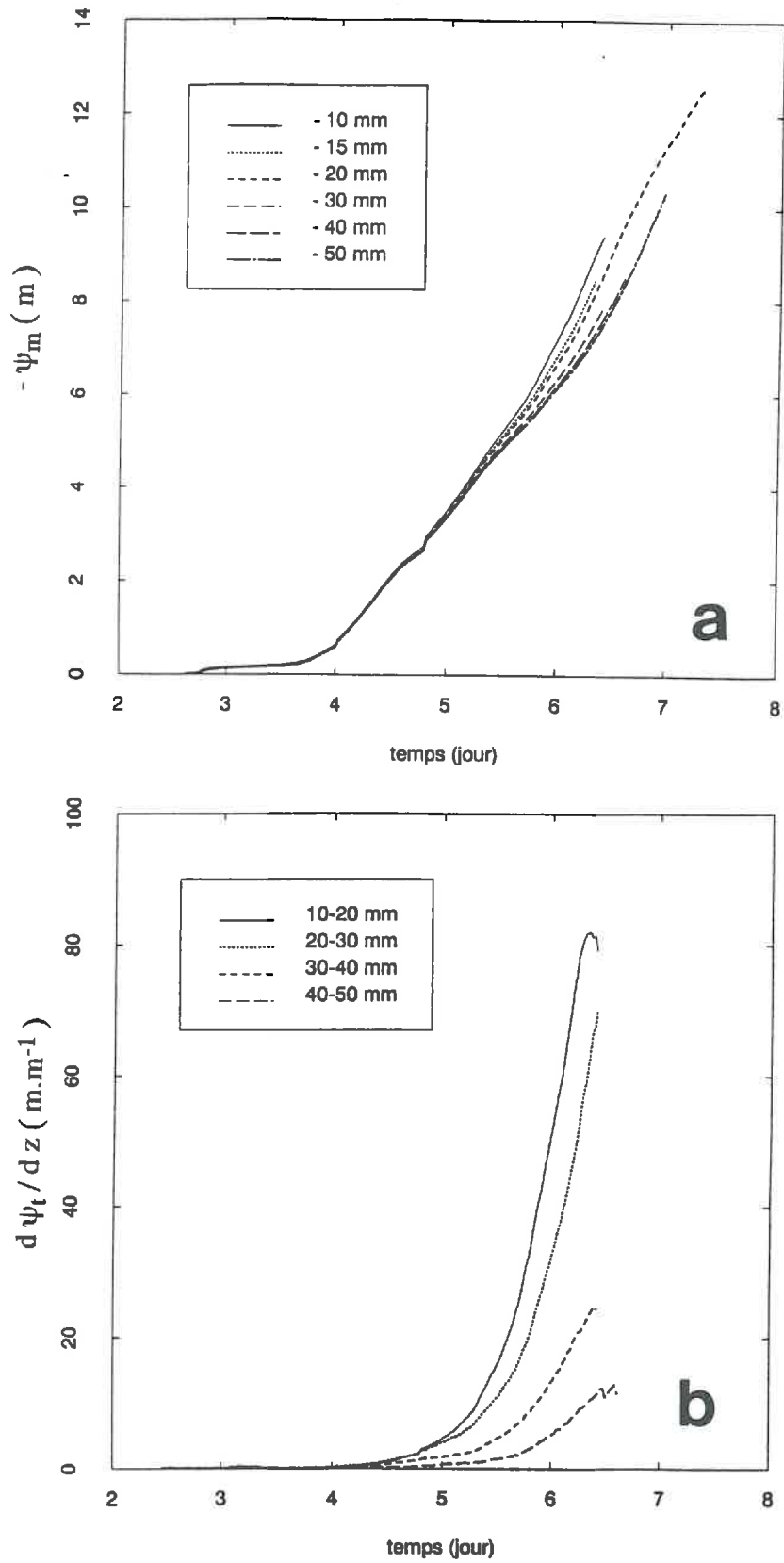


Figure 5.21 - Données tensiométriques obtenues sur l'échantillon 2. Les cotes de mesure figurent en paramètre.

- (a) évolution des potentiels matriciels
- (b) évolution des gradients de potentiel total.

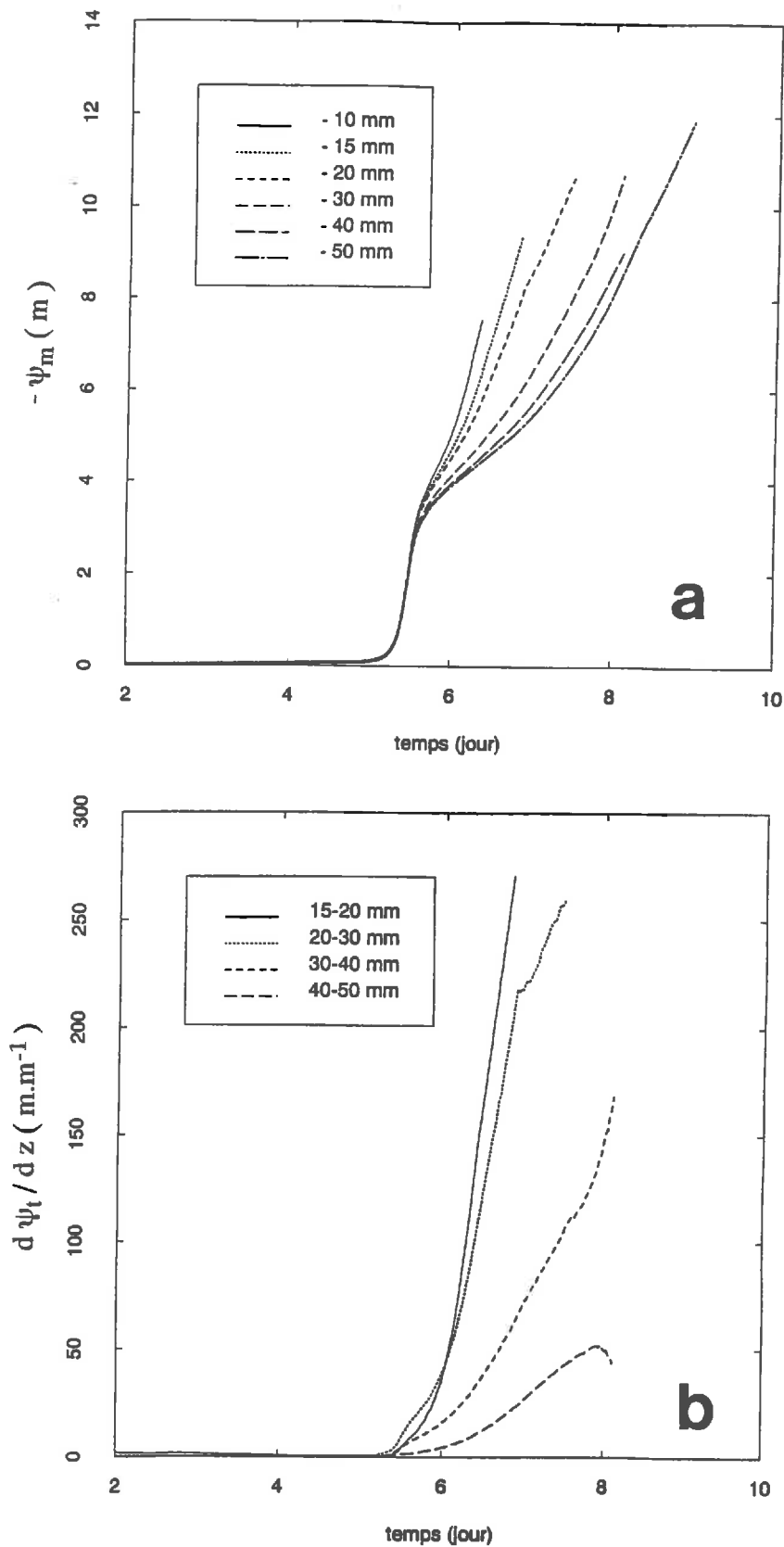


Figure 5.22 - Données tensiométriques obtenues sur l'échantillon 3. Les cotes de mesure figurent en paramètre.

- (a) évolution des potentiels matriciels
 (b) évolution des gradients de potentiel total.

23. PROFILS DE MASSE VOLUMIQUE OBTENUS

231. Analyse des profils de masse volumique

Les profils de masse volumique obtenu par atténuation gamma double-source nous sont utiles pour tester l'uniformité et la rigidité des échantillons. On vérifie au préalable que les valeurs moyennes des masse volumiques obtenues avec la scrutation gamma double-source sont en bon accord avec les masses volumiques moyennes obtenues par la méthode gravimétrique (Tab. 5.3).

Compte tenu de la précision des mesures, les profils de masse volumique des échantillons 1 et 2 sont uniformes (Fig. 5.23a et 5.23b). Par contre, le profil de masse volumique de l'échantillon 3 n'est pas uniforme (Fig. 5.23c): la masse volumique est plus importante à la surface et à la base, et les écarts de masse volumique sur le profil atteignent 0.10 g.cm^{-3} .

Pour l'échantillon 1 , on trouve un écart entre les profils initial et final de masse volumique qui est en moyenne de 0.045 g.cm^{-3} . Cet écart est à la limite de la précision théorique des mesures, mais il est cohérent par rapport au retrait moyen constaté avec les mesures gravimétriques. Par ailleurs, cette valeur est proche de la variation de masse volumique mesurée sur les agrégats de l'état initial, entre les humidités 0 et ω^{lac} .

232. Calage des masses volumiques pour le calcul des humidités

Echantillons 2 et 3

Pour les échantillons 2 et 3 , si on utilise les profils de masse volumique mesurés (moyenne cote par cote des masse volumiques déterminées en début et en fin d'expérience) pour déterminer l'évolution des teneurs en eau, on obtient pour chaque cote des tensiomètres des courbes de rétention différentes. Ces courbes étant pratiquement parallèles (Fig. 5.24a et 5.25a), nous avons supposé que les écarts étaient dus à l'incertitude sur les masse volumiques mesurées.

Pour chaque échantillon, un profil de masse volumique a alors été calé, de façon à ce que les courbes de rétentions $\psi_m(\omega)$ coïncident dans une gamme de potentiel où il n'y a plus d'eau *a priori* dans la porosité structurale. Les points de calage choisis pour chaque échantillon correspondent à des potentiels matriciels inférieurs à -6 m et à la médiane des humidités déterminées sans calage (Fig. 5.24a et 5.25a). Les profils de masse volumique calés sont compatibles avec l'incertitude théorique des mesures (Fig. 5.24b et 5.25b).

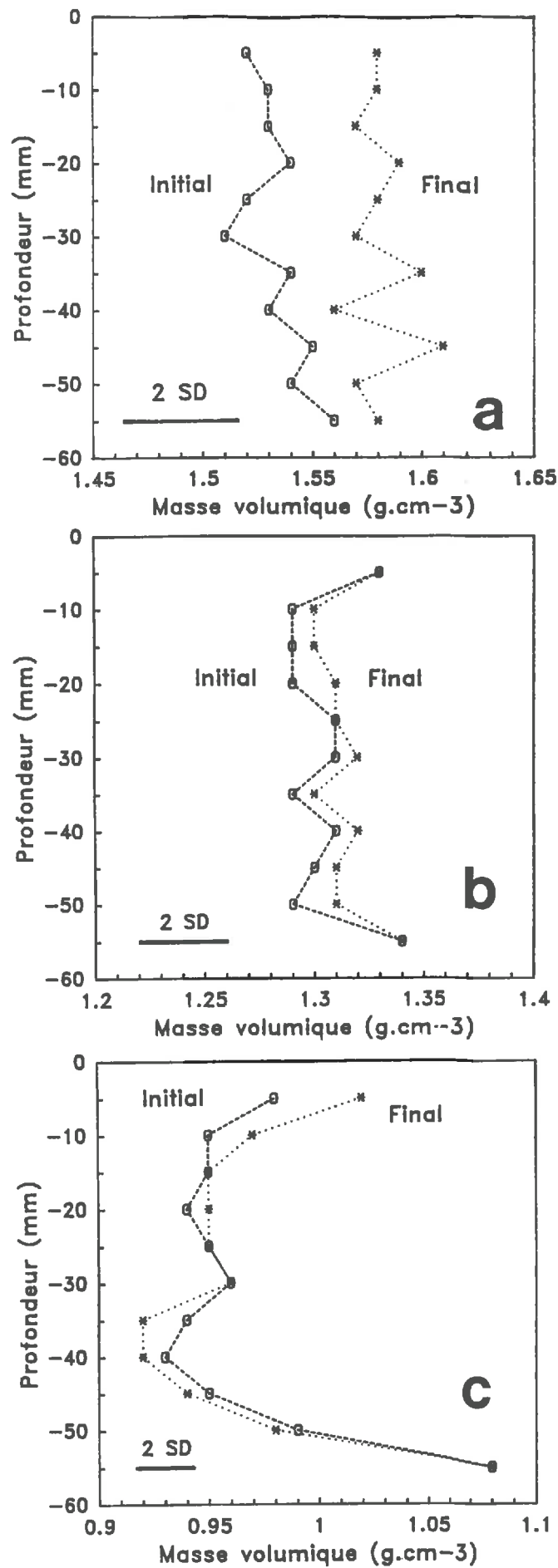


Figure 5.23 - Profils de masse volumique de sol sec déterminés par atténuation gamma double source en début (cercles) et en fin (étoiles) d'expérience: (a) échantillon 1 ; (b) échantillon 2 ; (c) échantillon 3. (SD : écart-type théorique sur les mesures).

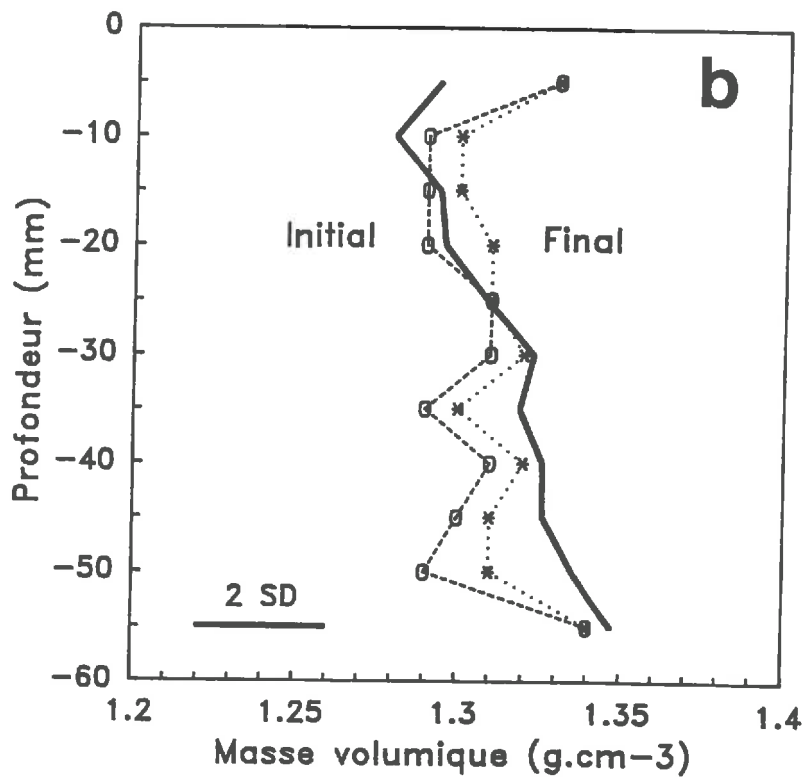
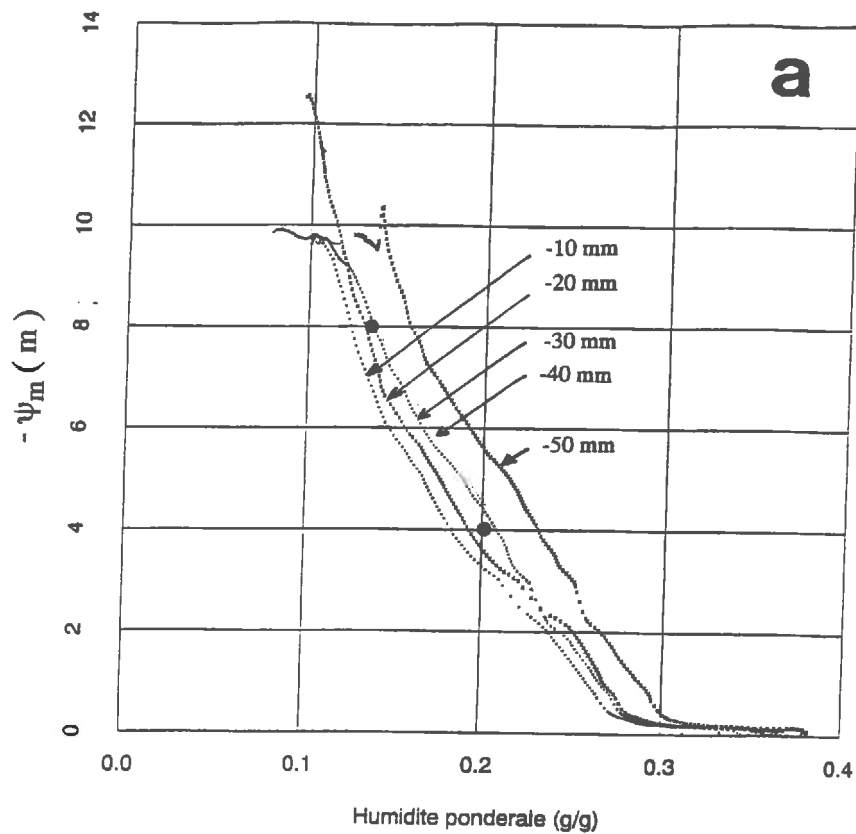


Figure 5. 24 - Calage du profil de masse volumique de sol sec de l'échantillon 2.

(a) Courbes de rétention obtenues aux cotes des tensiomètres avant le calage. Les mesures cesium sont calculées à partir du profil de masse volumique de sol sec déterminé par atténuation gamma double source (profil moyen entre le début et la fin de l'expérience). Cercles: points de calage des courbes de rétention

(b) Profil de masse volumique de sol sec calé (trait plein épais).

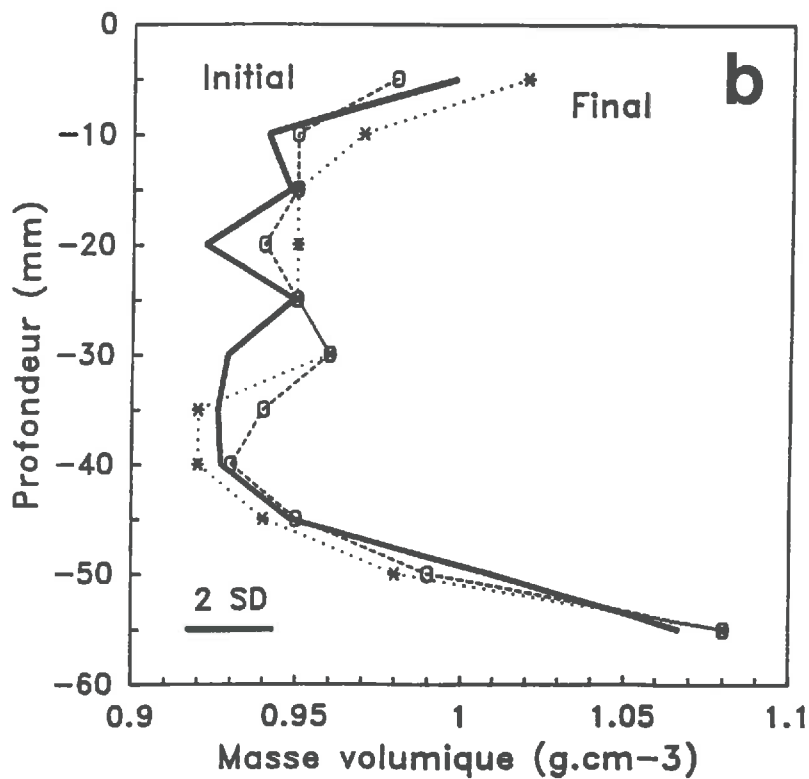
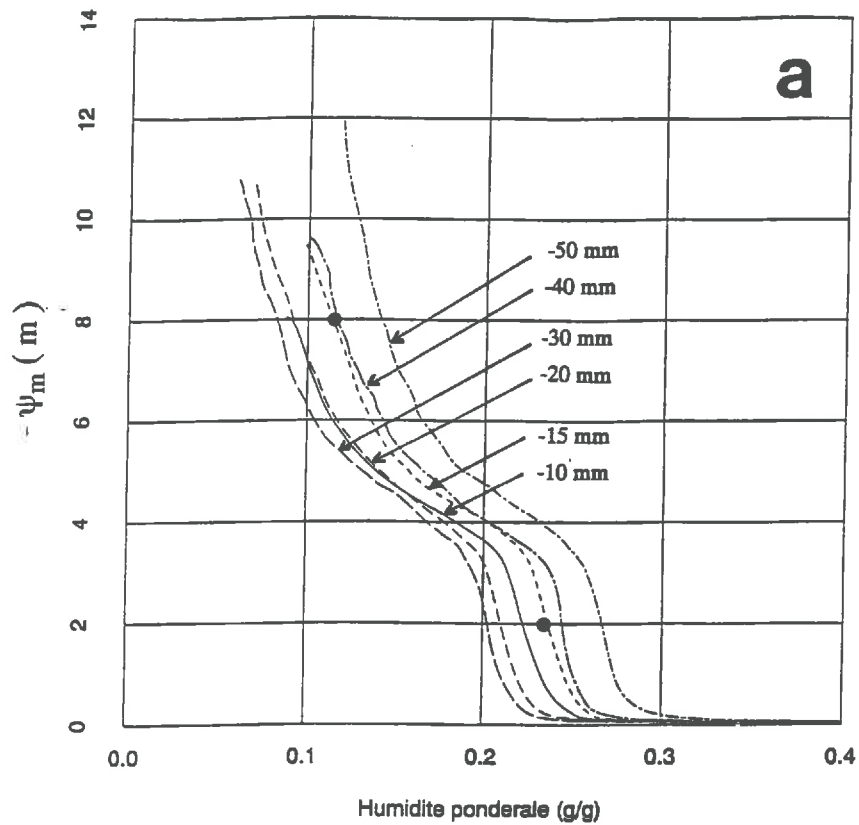


Figure 5. 25 - Calage du profil de masse volumique de sol sec de l'échantillon 3.

(a) Courbes de rétention obtenues aux cotes des tensiomètres avant le calage. Les mesures cesium sont calculées à partir du profil de masse volumique de sol sec déterminé par atténuation gamma double source (profil moyen entre le début et la fin de l'expérience). Cercles: points de calage des courbes de rétention

(b) Profil de masse volumique de sol sec calé (trait plein épais).

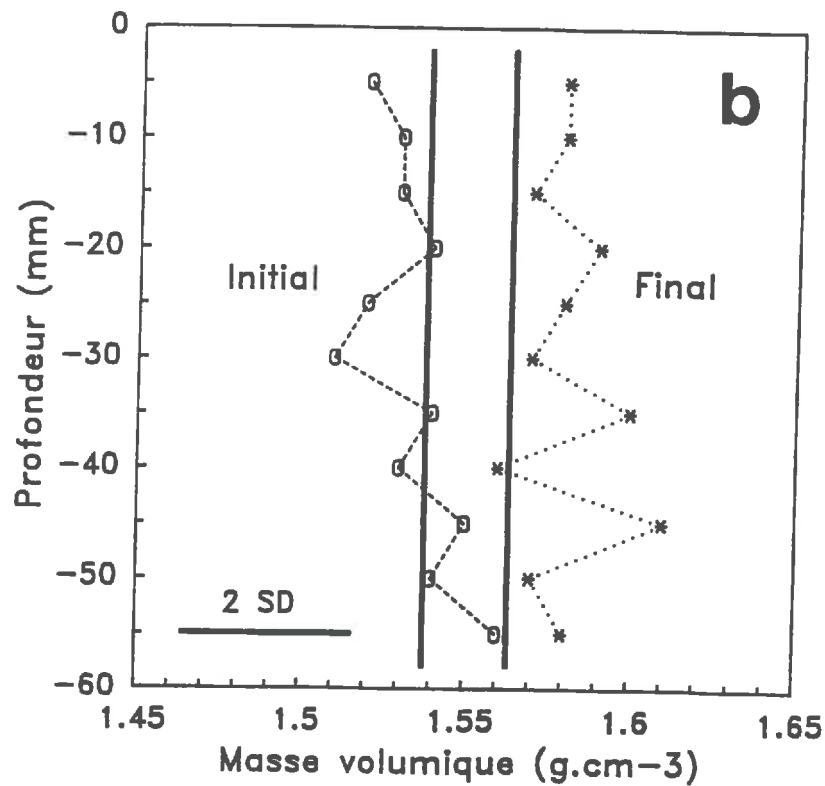
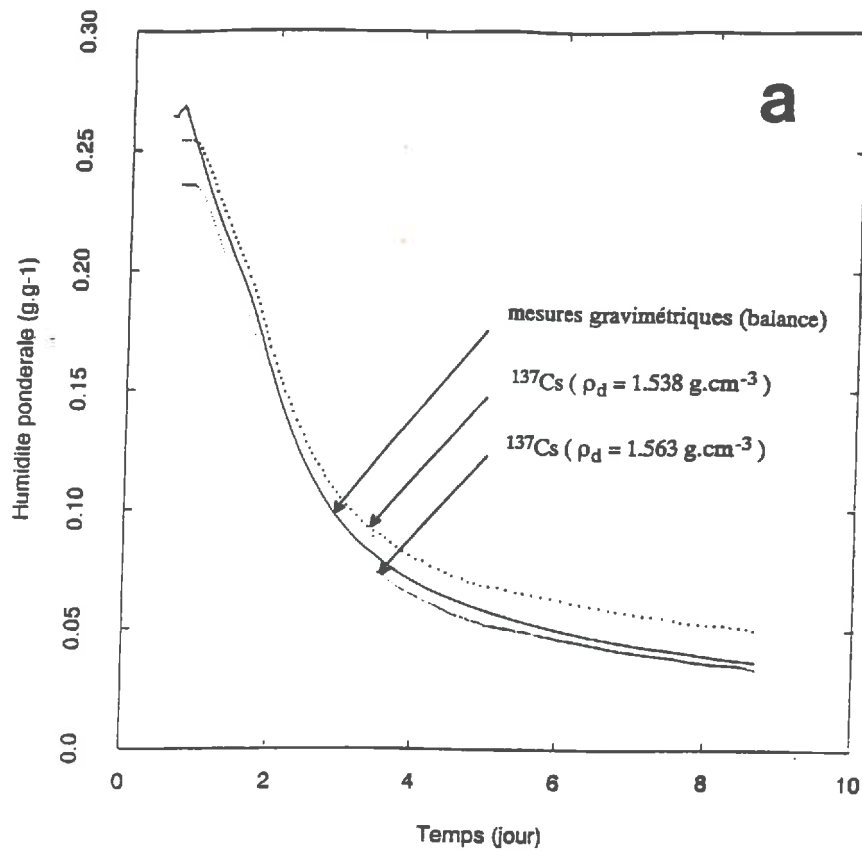


Figure 5.26 - Calage du profil de masse volumique de sol sec de l'échantillon 1.

(a) Comparaison entre les teneurs en eau moyennes avant le calage. Les données cesium sont calculées en supposant que l'échantillon a une masse volumique de sol sec constante: valeur minimale (1.538 g.cm^{-3}) ou valeur maximale (1.563 g.cm^{-3}).

(b) Profils de masse volumique de sol sec calés pour le début et la fin de l'expérience (traits épais).

Echantillon 1

Pour l'échantillon 1, nous admettons que le profil de masse volumique vertical est uniforme. Si on suppose la masse volumique du sol ne varie pas pendant l'expérience (on prend par exemple la masse volumique moyenne initiale ou la masse volumique moyenne finale) et si on détermine ainsi les teneurs en eau par atténuation gamma mono-source, on trouve un biais entre les humidités pondérales moyennes calculées avec les mesures d'atténuation gamma et celles déterminées gravimétriquement (Fig. 5.26a). Il faut donc tenir compte du retrait pour la détermination des humidités par atténuation gamma.

Le retrait étant faible, nous avons fait deux approximations pour calculer les humidité par atténuation gamma mono-source et en tenant compte du retrait: d'une part la courbe de retrait de l'échantillon 1 est supposée parallèle à celle des agrégats, et d'autre part le retrait est isotrope. La détermination des humidités par atténuation gamma mono-source est alors faite en trois étapes: en se donnant des valeurs pour la masse volumique moyenne de l'échantillon (au voisinage du point d'entrée d'air) et pour l'épaisseur de sol scrutée, une valeur approchée de l'humidité est obtenue; puis cette valeur d'humidité est utilisée pour réestimer la masse volumique sèche "réelle" et l'épaisseur de sol "réelle"; ces deux valeurs sont finalement utilisées pour la détermination de l'humidité "réelle".

Conclusion sur le calage

les mesures de masse volumique obtenues avec la scrutation gamma double-source ne sont pas assez précises pour déterminer de façon satisfaisante les humidités avec la scrutation gamma mono-source. Une petite erreur sur la masse volumique affecte beaucoup le calcul de l'humidité pondérale: d'abord quand on calcule l'humidité volumique avec la loi de Beer, puis quand on divise cette humidité volumique par la masse volumique.

Une analyse préliminaire des résultats a conduit à tester le calage d'un profil de masse volumique pour les échantillons 2 et 3, de façon à vérifier une hypothèse qui semble réaliste: l'unicité de la relation $\psi_m(\omega)$ aux différentes cotes d'un échantillon, en dessous du point d'entrée d'air des agrégats. Pour l'échantillon 1, une autre procédure de calage de la masse volumique a été appliquée, tenant compte de la possibilité d'un léger retrait durant l'expérience. Les masses volumiques calées ne sont pas incompatibles avec la précision des mesures; elles seront donc conservées pour la détermination des humidités par atténuation gamma mono-source.

24. EVOLUTION DES HUMIDITES MOYENNES ET DE L'EVAPORATION

241. Humidités moyennes

L'accord entre les humidités pondérales moyennes obtenues par atténuation gamma et par la méthode gravimétrique (Fig. 5.27) est satisfaisant: les écarts sont le plus souvent inférieurs à 0.015 g.g^{-1} , et toujours inférieurs à 0.02 g.g^{-1} . La saturation en eau des échantillon est satisfaisante: au début des expériences, les écarts entre les humidités pondérales mesurées et la valeur calculée de ω^{str} sont inférieurs à 0.02 g.g^{-1} . Pour des raisons électroniques, nous n'avons pas obtenu des mesures fiables par atténuation gamma en début d'expérience pour l'échantillon 1 (Fig. 5.27a).

242. Evaporation

Pour des conditions de laboratoire, l'évaporation potentielle (définie au paragraphe 11) est forte: elle est comprise entre 5 et 10 mm.j^{-1} . L'évaporation réelle des échantillons calculée à partir de l'évolution des humidités moyennes correspond à une évolution typique (Chanzy 1991). Au début, l'évaporation est à peu près constante et proche de l'évaporation potentielle mesurée. Puis l'évaporation réelle présente une phase de décroissance; cette phase se produit quelques heures après qu'un volume d'eau correspondant à la porosité structurale ait été évaporée. Enfin, l'évaporation réelle tend asymptotiquement vers une valeur constante (Fig. 5.28a , 5.29a et 5.30a).

Des fluctuations journalières pouvant atteindre 20 % sont également observées. Ces fluctuations sont corrélées à la température (mesurée dans le boîtier des capteurs de pression), l'amplitude thermique étant d'environ 5°C au cours d'une expérience (Fig. 5.28b , 5.29b et 5.30b). Elles sont probablement dues à des variations des conditions climatiques dans le laboratoire.

Par ailleurs, l'évaporation calculée à partir des mesures d'atténuation gamma est la seule à présenter des fluctuations dont la période est inférieure à un jour. Ces fluctuations sont sans doute liées à une correction imparfaite des dérives de l'électronique de la chaîne de comptage gamma avec la température.

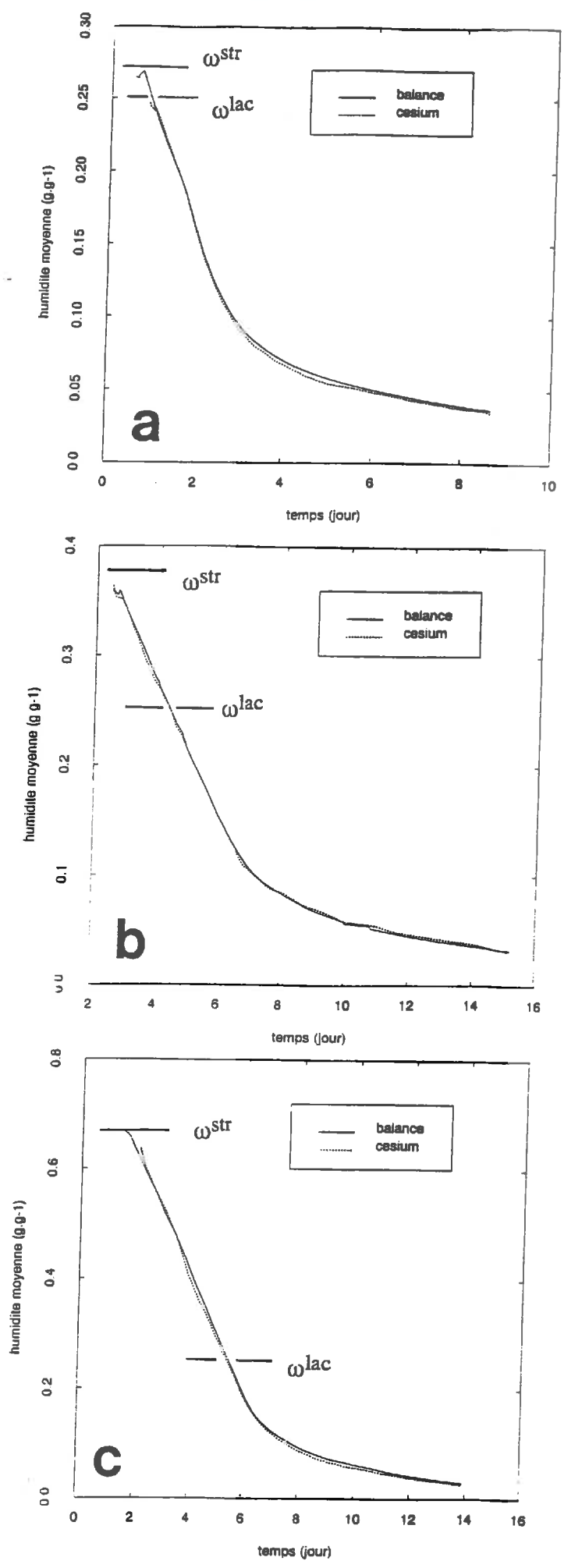


Figure 5.27 . - Comparaison entre les teneurs en eau moyennes calculées avec les mesures gravimétriques et les mesures gamma ¹³⁷Cs après calage des profils de masse volumique de sol sec: (a) échantillon 1, (b) échantillon 2, (c) échantillon 3.

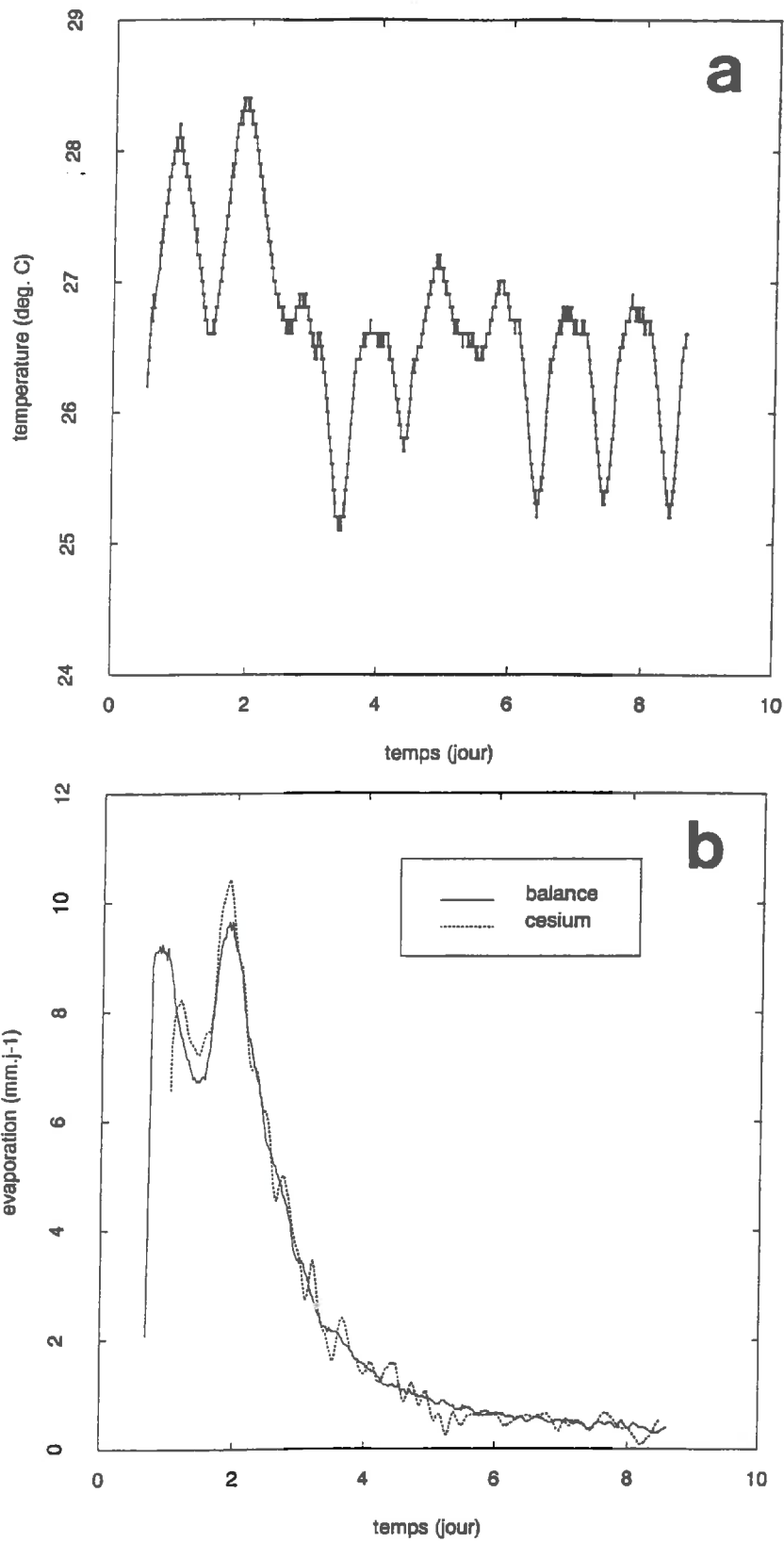


Figure 5.28 - Echantillon 1: comparaison entre (a) l'évolution de la température du laboratoire et (b) l'évaporation réelle du sol. Pendant l'expérience, la ventilation est gardée constante.

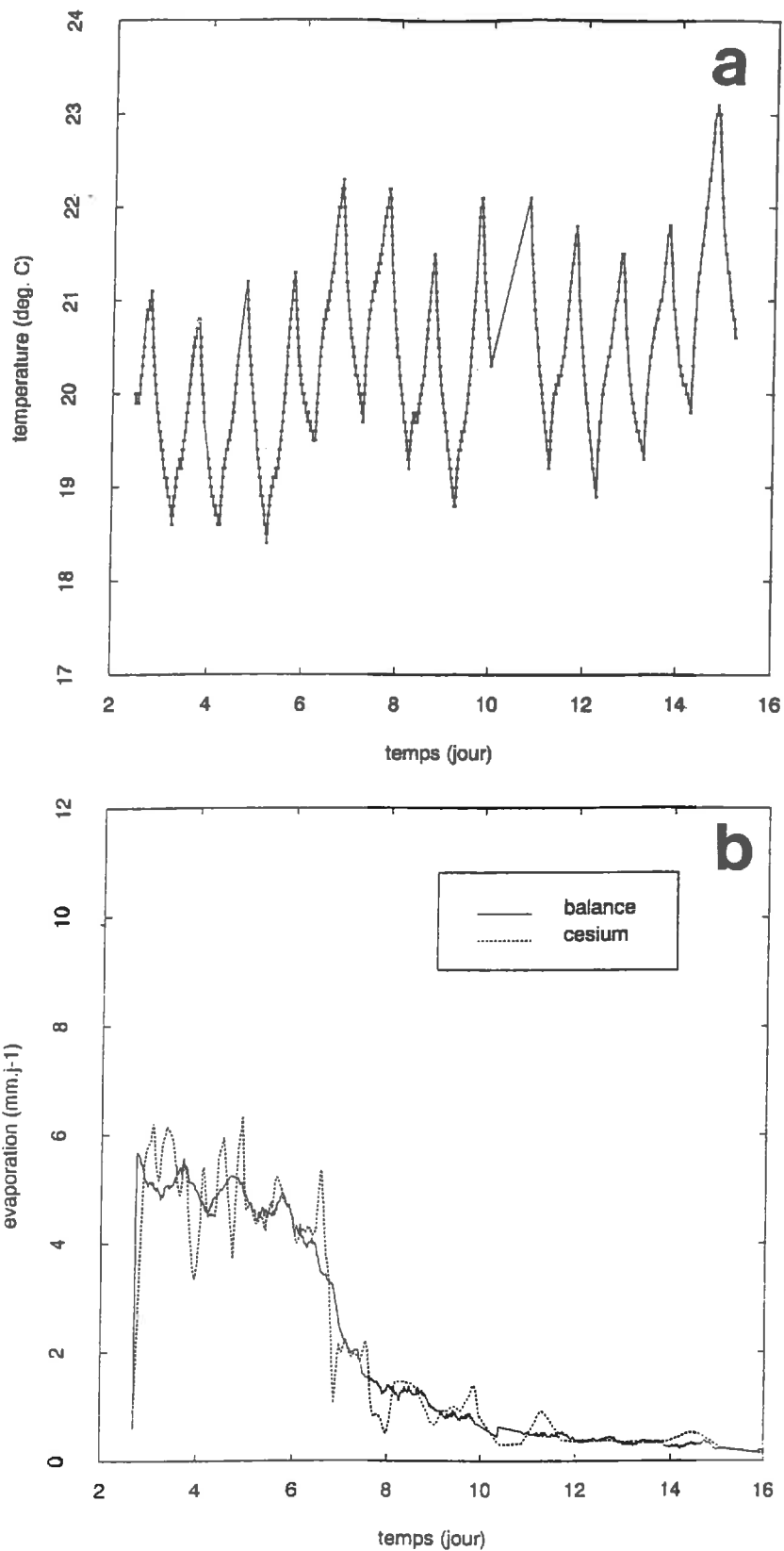


Figure 5.29 - Echantillon 2: comparaison entre (a) l'évolution de la température du laboratoire et (b) l'évaporation réelle du sol. Pendant l'expérience, la ventilation est gardée constante.

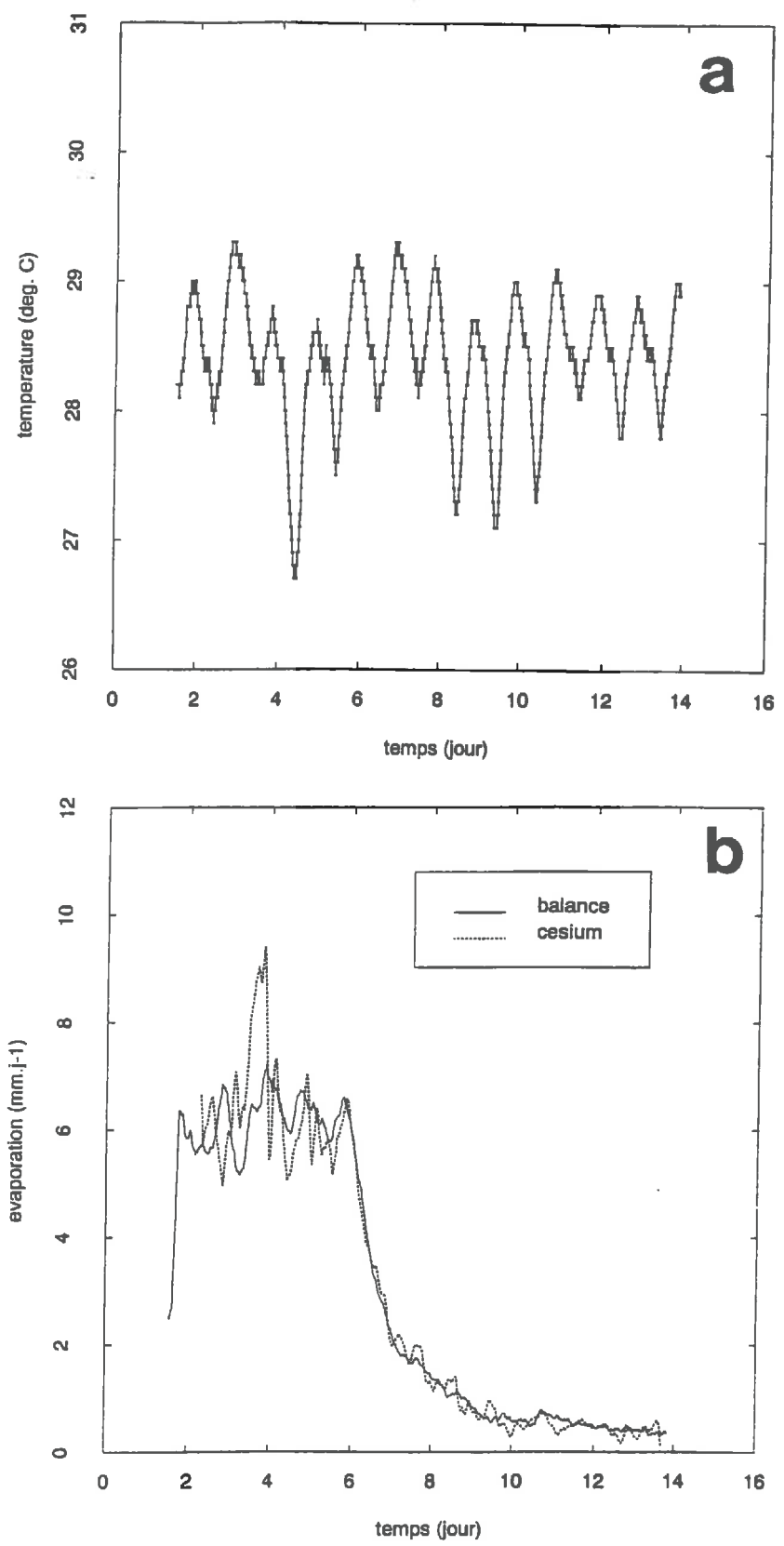


Figure 5.30 - Echantillon 3: comparaison entre (a) l'évolution de la température du laboratoire et (b) l'évaporation réelle du sol. Pendant l'expérience, la ventilation est gardée constante.

25. EVOLUTION DES TENEURS EN EAU LOCALES

Contrairement à l'évolution des teneurs en eau moyennes, l'évolution des humidités locales reflète des différences de comportement marquées entre les trois échantillons.

Pour l'échantillon 1, l'évolution des humidités pondérales est monotone (Fig. 5.31). Les humidités décroissent rapidement au début, puis de plus en plus lentement. Les gradients verticaux d'humidité tendent d'abord à augmenter (à partir du jour 2), puis tendent à se stabiliser (entre jour 6 et l'arrêt de l'expérience).

Pour l'échantillon 2, on observe une évolution des humidités pondérales en trois étapes (Fig. 5.32). Dans un premier temps (entre le jour 2 et le jour 3.5), les humidités décroissent rapidement et successivement aux différentes cotes; puis leur évolution est plus lente et elles tendent vers une même valeur (environ 0.30 g.g^{-1}). Dans un deuxième temps (entre le jour 3.5 et le jour 5), les humidités diminuent presque la même vitesse à toutes les cotes; compte tenu de la précision des mesures, les profils sont uniformes et tendent vers 0.20 g.g^{-1} environ. Dans un troisième temps (entre le jour 5 et le jour 16), les humidités évoluent d'une manière analogue à celle de la structure continue; les gradients de teneur en eau tendent à diminuer à partir du dixième jour. Pour l'échantillon 2 (Fig. 5.32), la rupture de pente dans l'évolution de humidités se produit pour une humidité supérieure au point d'entrée d'air des agrégats. Ce comportement de l'échantillon 2 ne peut être mise en relation de façon simple avec l'analyse des systèmes de porosité. La transition entre la première phase et la seconde dans l'évolution des humidité pourrait s'expliquer par une vidange de gros pores suivie de celle de pores plus petits; mais cette transition ne se produit pas au point d'entrée d'air des agrégats (de l'état initial). Des mesures complémentaires seront nécessaire pour proposer une interprétation (chapitre 6).

Pour l'échantillon 3, l'évolution des humidités pondérales est caractérisée par deux phases très marquées (Fig. 5.33). Dans un premier temps (entre le jour 2 et le jour 5), les humidités décroissent rapidement et successivement aux différentes cotes; puis leur évolution est plus lente et elles tendent toutes vers une même valeur (environ 0.26 g.g^{-1}). Dans un deuxième temps (entre le jour 5 et le jour 14), les humidités évoluent d'une manière analogue à celle de la structure continue: d'abord assez rapidement (jusqu'au jour 9), puis plus lentement. Ce comportement de l'échantillon 3 s'interprète bien à partir de l'analyse des systèmes de porosité. La transition entre les deux phases d'évolution des teneurs en eau pondérales correspond à la teneur en eau au point d'entré d'air des agrégats (de l'état initial). Ainsi, la première phase s'expliquerait par une vidange des pores structuraux, distincte de la deuxième phase qui serait la vidange des pores texturaux.

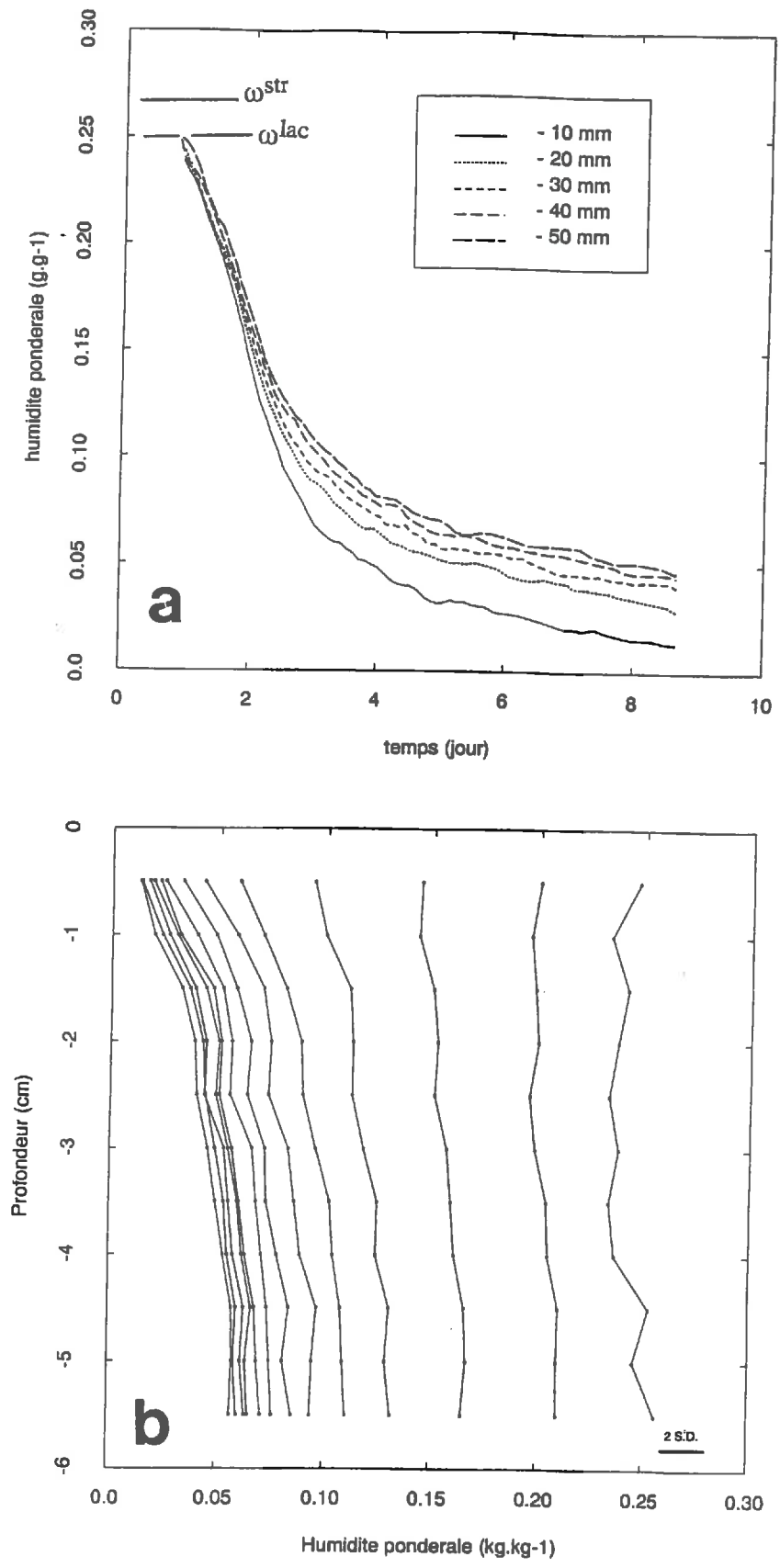


Figure 5.31 - Données gammamétriques obtenues sur l'échantillon 1 (SD : incertitude théorique sur les mesures).

(a) évolution des teneurs en eau à différentes cotes (en paramètre)

(b) profils de teneurs en eau entre le début et la fin de l'expérience (Espace entre les profils = 12 heures)

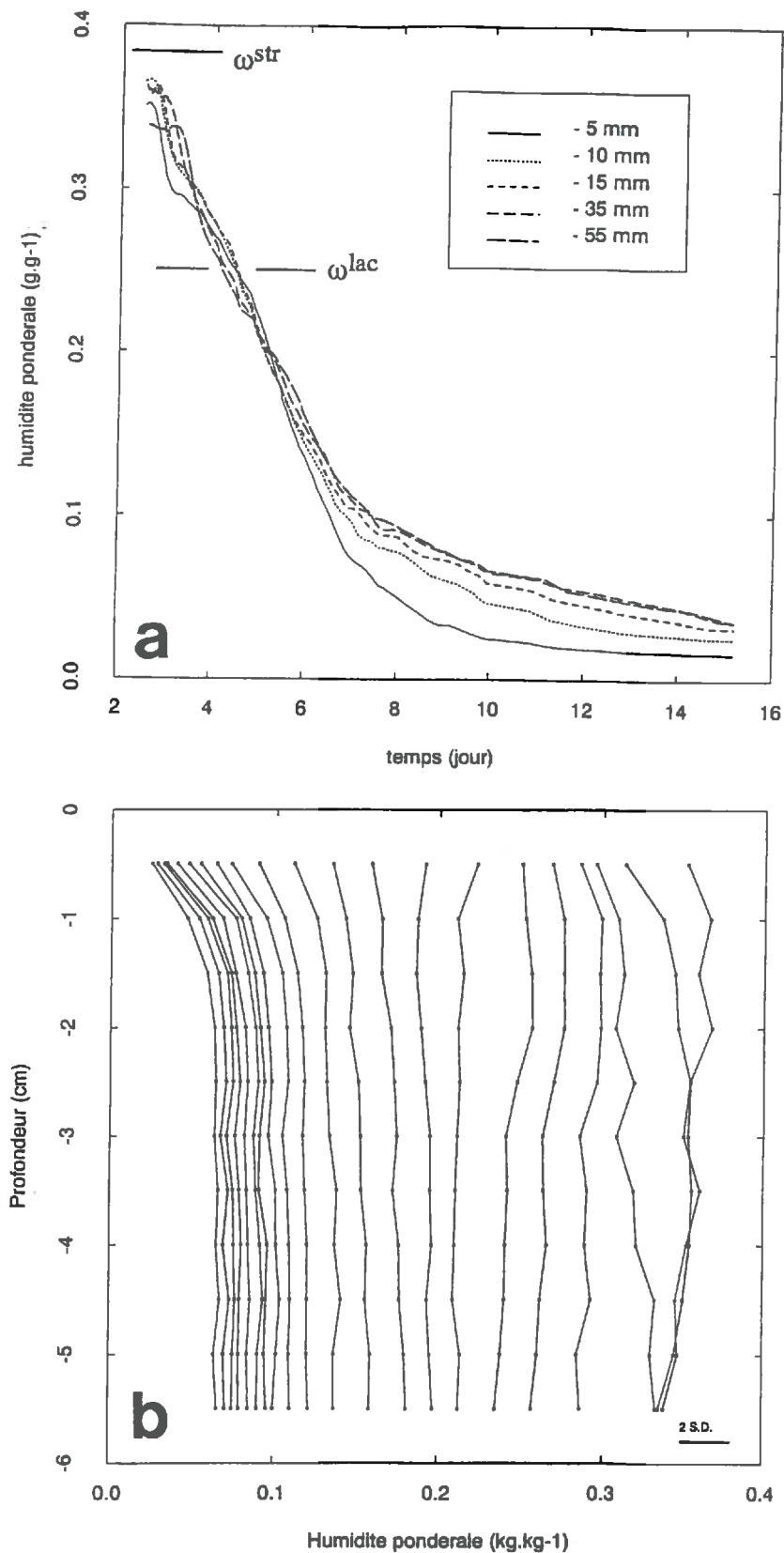


Figure 5.32 - Données gammamétriques obtenues sur l'échantillon 2 (SD : incertitude théorique sur les mesures).

(a) évolution des teneurs en eau à différentes cotes (en paramètre)

(b) profils de teneurs en eau entre le début et la fin de l'expérience (Espacement entre les profils = 8 heures)

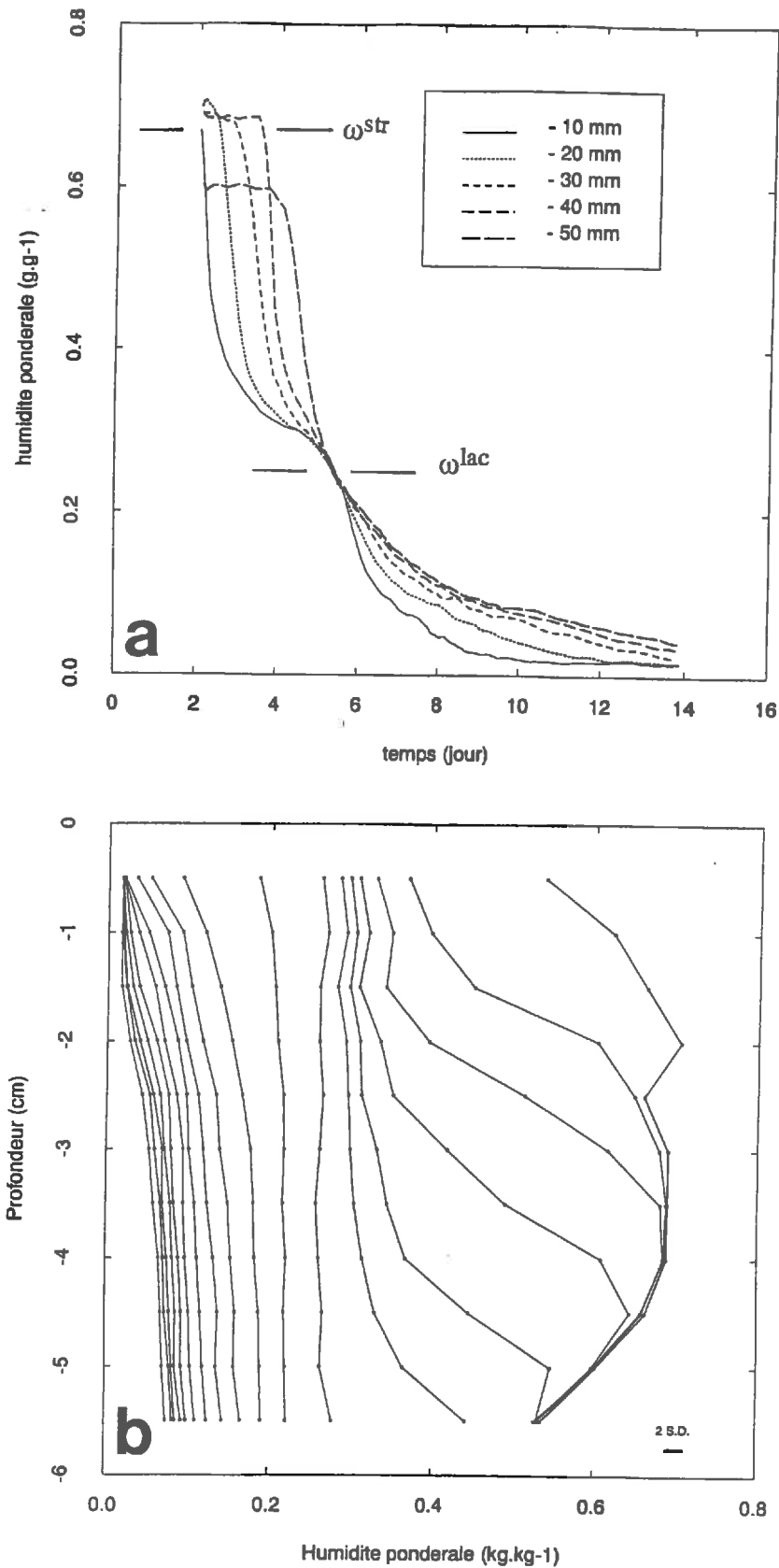


Figure 5.33 - Données gammamétriques obtenues sur l'échantillon 3 (SD : incertitude théorique sur les mesures).

(a) évolution des teneurs en eau à différentes cotes (en paramètre)

(b) profils de teneurs en eau entre le début et la fin de l'expérience (Espacement entre les profils = 12 heures)

3. CONCLUSION DU CHAPITRE

Un dispositif expérimental de laboratoire a été mis au point la caractérisation hydrodynamique d'une colonne de sol verticale, soumise à la surface à un flux évaporatif:

(a) Le potentiel de l'eau dans le sol est suivi avec des microtensiomètres associés à des capteurs de pression. La précision des mesures tensiométriques est de l'ordre de ± 5 mm (pendant plusieurs jours). Le temps de réponse des tensiomètres est de quelques minutes pour un échelon de plusieurs mètres. Les microtensiomètres présentent parfois un comportement interprété par un retard à la cavitation de l'eau. Tous ces résultats sont satisfaisants.

(b) Les masse volumiques du sol sont déterminées localement par atténuation gamma double-source, en début et en fin d'expérience. Les dérives liées à l'électronique de la chaîne de comptage gamma sont en grande partie corrigées. Une analyse théorique de l'incertitude a permis d'optimiser les conditions de mesure et de vérifier que la précision théorique des mesures gammamétriques est en accord avec les données de la littérature. Dans nos conditions de travail, cette précision théorique est de l'ordre de $\pm 0.02 \text{ g.cm}^{-3}$ pour les masse volumique locales.

(c) Pour des raisons de précision des mesures, et en admettant que le sol est peu déformable, les teneurs en eau locales sont déterminées par atténuation gamma mono-source cesium. La précision théorique des mesures d'humidité est fortement dépendante de la précision des mesures de masse volumique (quand cette précision est supérieure à $\pm 0.01 \text{ g.cm}^{-3}$). Pendant les expériences, une analyse préalable nous a conduit à proposer un calage des profils de masse volumique des échantillon étudiés pour calculer ensuite les humidités par atténuation gamma mono-source; on a vérifié que ces profils de masse volumique n'étaient pas en désaccord avec l'incertitude théorique sur les masses volumiques.

La précision des mesures semble compatible avec une mise en oeuvre des méthodes de caractérisation hydrodynamique qui ont été proposées (partie II). Des expériences ont alors été réalisées. Elles concernent trois échantillons d'un même sol, qui est peu gonflant (texture limoneuse à 11% d'argile). Les échantillons sont des massifs d'agrégats compactés à différents indices des vides:

(a) Les écarts de masse volumique dans les échantillons sont inférieurs à 0.05 g.cm^{-3} pour les échantillons 1 (très compacté) et 2 (moyennement compacté), et atteignent 0.10 g.cm^{-3} pour l'échantillons 3 (peu compacté). Pendant une expérience, la variation de masse volumique des échantillons due au retrait est inférieure à 0.05 g.cm^{-3} . Ces mesures de masse volumique permettront de tester les hypothèses d'uniformité et de rigidité des échantillons faites pour la caractérisation hydrodynamique du sol.

(b) Le suivi des profils d'humidité traduit des différences de comportement qui sont marquées entre les échantillons. Pour des conditions de demande climatique assez stables, l'évolution des humidités dans l'échantillon 1 est monotone. Au contraire, l'évolution des teneurs en eau pondérale de l'échantillon 3 se produit en deux étapes, qui s'expliqueraient bien par une vidange des pores structuraux suivi d'une vidange des pores texturaux. Entre ces deux extrêmes, l'évolution des humidités dans l'échantillon 2 est plus compliquée: elle présente trois phases, qui ne peuvent pas être mise en relation de façon simple avec l'analyse des systèmes de porosité.

CHAPITRE 6. CARACTERISATION HYDRODYNAMIQUE DES ECHANTILLONS ET DISCUSSION

1. ANALYSE DES HYPOTHESES FAITES POUR LA CARACTERISATION DU SOL

Les profils d'humidité volumique obtenus pour les échantillons permettent de calculer des flux d'eau par rapport à un observateur fixe et concernant à la fois le transferts d'eau en phase liquide et en phase gazeuse. Les mesures tensiométriques correspondent à la somme des composantes matricielle, de pression et pneumatique du potentiel total de l'eau; la composante *osmotique* du potentiel de l'eau n'est pas mesurée (en supposant que la présence de solutés ne perturbe pas la mesure tensiométrique).

Or, la conductivité hydraulique est le rapport d'un *flux d'eau liquide par rapport à la phase solide* et d'un *gradient de potentiel total*. D'autre part, la courbe de rétention est la relation entre la teneur en eau et le potentiel *matriciel* de l'eau. Pour pouvoir déterminer expérimentalement les propriétés hydrodynamiques du sol, il a fallu faire plusieurs hypothèses (chapitre 1). Dans ce paragraphe nous allons tâcher d'évaluer le poids des hypothèses qui nous paraissent les plus fortes pour la caractérisation hydrodynamique des échantillons: le flux de vapeur d'eau et le flux de la phase solide sont-ils négligeables par rapport au flux d'eau liquide ? Les gradients de potentiel osmotique sont-ils négligeables devant les gradients de potentiel matriciel ? Le potentiel de pression est-il négligeable devant le potentiel matriciel ?

11. COMPOSANTES DU POTENTIEL DE L'EAU

111. Potentiel de gonflement

Le potentiel de gonflement peut être calculé si on connaît la courbe de retrait du sol et les profils de masse volumique sèche dans l'échantillon (Philip 1969, Vauclin 1987):

$$\psi_p(z) = \int_{z_0}^z \rho(z) P_\omega dz \quad (6.1a)$$

$$\rho = (1 + \omega) \rho_d \quad (6.1b)$$

$$P_\omega = (1 / \rho_\omega) \delta(1/\rho_d) / \delta \omega \quad (6.1c)$$

ψ_p : potentiel de gonflement (m)

P_ω : pente de la courbe de retrait (-)

z : profondeur (m)

z_0 : surface du sol ($z_0 = 0$)

ρ : masse volumique *humide* du sol (g.cm^{-3})

ρ_d : masse volumique du sol (g.cm^{-3})

ρ_ω : masse volumique de l'eau (g.cm^{-3})

ω : humidité pondérale (g.g^{-1})

Pour calculer P_ω , on suppose que la courbe de retrait d'un échantillon est parallèle à celle des agrégats dans l'état initial (Fig. 1.3). De plus, les gradients de masse volumique et de teneur en eau étant faibles dans les échantillons, on admet pour estimer ψ_p que le profil de densité humide dans le sol est uniforme pour une humidité moyenne donnée:

$$\psi_p(z) = \rho P_\omega (z - z_0) \quad (6.2)$$

ρ : masse volumique humide moyenne du sol entre z_0 et z (g.cm^{-3})

L'échantillon qui présente le retrait le plus important pendant les expériences est l'échantillon 1 (le plus compacté). Pour les expériences, on majore donc $|\psi_p|$ en estimant sa valeur à la base ($z - z_0 = 6 \text{ cm}$) de l'échantillon 1 (Tab. 6.1). Nous obtenons les ordres de grandeur suivant: (i) aux humidités inférieures au point d'entrée d'air des agrégats, ψ_p est minoré par - 1 cm, ce qui est négligeable par rapport aux valeurs de ψ_m mesurées; (ii) aux humidités supérieures au point d'entrée d'air des agrégats, ψ_p est minoré par - 10 cm.

Tab. 6.1 - Estimation du potentiel de pression pour trois humidités, à la base de l'échantillon 1 (le plus compacté).

ω (g.g^{-1})	ρ (g.cm^{-3})	P_ω ($\text{cm}^3.\text{g}^{-1}$)	ψ_p (cm)
0	1.56	0.1	0.9
$\omega^{\text{lac}} - \delta\omega$	1.92	0.1	1.0
$\omega^{\text{lac}} + \delta\omega$	1.92	1.0	10.0

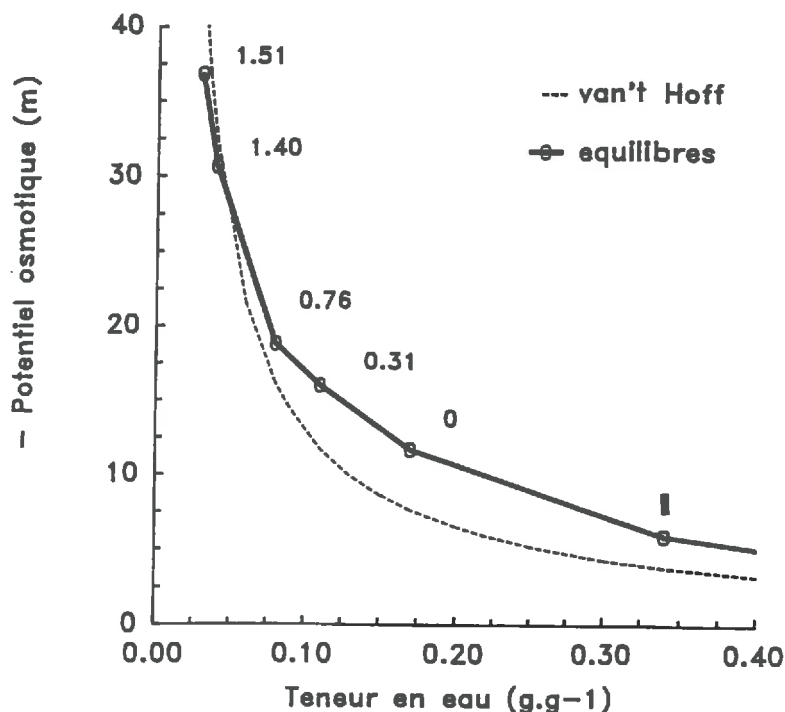


Figure 6.1 - Composante osmotique du potentiel de l'eau estimée en fonction de la teneur en eau pondérale du sol (Montluel). Trait pointillé: loi de van't Hoff. Trait plein: modèle géochimique (Vallès, 1985). Nombres: CaCO_3 précipité d'après le modèle géochimique (mmol de CaCO_3 / l de solution initiale). I : concentration initiale de la solution du sol.

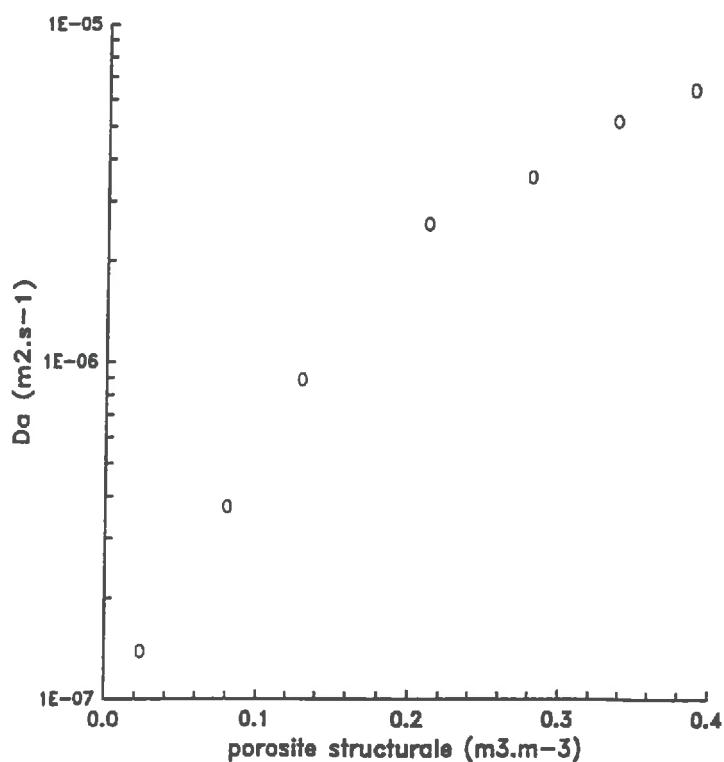


Figure 6.2 - Relation entre le coefficient de diffusion en phase gazeuse de ^{85}Kr et la porosité structurale de massifs d'agrégats compactés (Montluel). L'humidité pondérale des massifs (0.22 g.g^{-1}) est voisine du point d'entrée d'air des agrégats. D_a est déterminé avec la méthode de Bruckler et al. (1989).

112. Potentiel osmotique

Le potentiel osmotique peut être calculé à partir de la composition chimique de la solution du sol. Cette composition a été déterminée sur une pâte saturée du sol étudié.

Une estimation simple du potentiel osmotique peut être faite avec la loi de Van't Hoff, qui s'applique pour des concentrations faibles en solutés (inférieures à $10^{-3} \text{ mol.l}^{-1}$). Ce calcul est très simplifié par rapport à la réalité, car il ne tient pas compte des équilibres chimiques entre les solutés et de la charge des ions:

$$\psi_o = \rho_w g R T \sum_i c_i \quad (6.3)$$

- ψ_o : potentiel osmotique de la solution (m)
- c_i : concentration d'une espèce en solution (mol.m^{-3})
- R : constante des gaz parfaits ($8.32 \text{ J.K.mol}^{-1}$)
- T : température absolue (environ 300 K)
- g : accélération de la pesanteur (9.81 m.s^{-2})
- ρ_w : masse volumique de l'eau (environ 1000 kg.m^{-3})

Un modèle géochimique plus complexe a été aussi utilisé pour estimer ψ_o . Ce modèle d'association ionique tient compte d'un grand nombre de réactions chimiques possibles pour calculer l'activité de l'eau (Vallès 1985). Selon Vallès (communication personnelle) cette méthode d'estimation du potentiel osmotique est une des plus performantes à l'heure actuelle.

Pour des teneurs en eau correspondant à la gamme de mesure tensiométrique, les valeurs calculées de ψ_o varient entre -6 et -20 m (Fig. 6.1). Ainsi, la composante osmotique du potentiel chimique de l'eau dans le sol serait très supérieure à la composante matricielle. Au fur et à mesure du dessèchement des échantillons, la valeur calculée de ψ_o diminuerait plus rapidement que celle de ψ_m .

12. COMPOSANTES DES GRADIENTS DE POTENTIEL

121. Gradients de température

La température de la surface des échantillons a été mesurée avec un radiomètre infra-rouge; à la précision du radiomètre près ($\pm 0.5 \text{ }^\circ\text{C}$) nous n'avons pas trouvé de différence entre la surface des échantillons (théoriquement plus froide) et la température mesurée en plusieurs points au voisinage de l'échantillon. Par la suite, nous admettrons qu'il n'y a pas de gradient de température dans les échantillons.

122. Gradients de potentiel osmotique

Etant donné la valeur des potentiels osmotiques calculés, il est important de savoir s'il existe ou non des gradients de potentiel osmotique dans le sol quand on cherche à déterminer la conductivité hydraulique.

Cette question semble difficile à résoudre aussi bien sur le plan expérimental que sur le plan théorique. Nous ne connaissons pas d'étude qui répondent de façon concrète à ce problème. Dans la modélisation des transferts d'eau dans le sol, on considère habituellement que le sol n'est pas un milieu héli-perméable: pour des conditions transitoires il est admis *a priori* que les solutés sont capables de migrer dans le sol suffisamment vite pour qu'il n'y ait pas de gradient de potentiel osmotique. Pourtant, en conditions d'évaporation, on sait bien que la surface est une membrane héli-perméable: les solutés tendent donc à s'y accumuler, et éventuellement à précipiter. De plus, pour qu'il n'y ait pas de gradient de potentiel osmotique dans le sol, les solutés devraient diffuser à contre-courant du flux d'eau; or le coefficient de diffusion d'un soluté diminue très vite avec la teneur en eau.

Barnes (1989) propose un modèle décrivant le transfert d'eau couplé avec un (éventuellement plusieurs) ion(s). Il simule un phénomène de redistribution horizontal et trouve que le profil de concentration du soluté ne présente pas de gradient, sauf aux faces de la colonne dans une zone peu étendue par rapport à la longueur totale de la colonne. Cette simulation ne correspond qu'à une seule espèce ionique, et n'est pas comparée à des données expérimentales.

Pour un régime stationnaire, il n'y a pas de gradient de potentiel osmotique dans le sol: on pourrait donc comparer la détermination de la conductivité hydraulique avec une méthode stationnaire et avec une méthode transitoire. En général, ce type de comparaison porte sur des échantillons différents d'un même sol, et les valeurs de conductivité déterminées par les différentes méthodes correspondent à des domaines différents de teneur en eau. Ainsi la méthode de Wind (1968) a été comparée aux méthodes stationnaires de la "croûte" (Bouma 1977, van Boheemen et Humbert 1984) et de "l'infiltromètre à aiguille" (Stolte et Veerman 1991): pour des échantillons de sol limoneux ou sableux, les relations $K(\psi_m)$ obtenues se rejoignent, à un ordre de grandeur près.

La mesure psychrométrique tiend compte du potentiel osmotique de l'eau, mais elle est peu précise: le potentiel de l'eau ne peut être mesuré qu'en dessous de -20 m environ, avec une précision d'environ ± 10 m (Bruckler 1984). Il nous semble que la mise au point d'un tensiomètre osmotique serait une possibilité intéressante pour estimer l'importance des gradients de potentiel osmotique dans un sol en régime transitoire.

Bien qu'il nous paraisse important de vérifier cette hypothèse, nous admettons par la suite qu'il n'y a pas de gradient de potentiel osmotique dans les échantillons de sol étudié en accord avec la littérature (Letey *et al.* 1969, Barnes 1989).

13. COMPOSANTES DES FLUX D'EAU

131. Flux de vapeur d'eau

Pour estimer l'importance des flux de vapeur d'eau dans le sol par rapport aux flux d'eau liquide, on suppose que le flux d'eau total peut s'exprimer comme une somme de ces deux flux. En général, une telle décomposition du flux d'eau est certainement très schématique; elle semble acceptable pour un massifs d'agrégat peu compacté et à une humidité inférieure au point d'entrée d'air des agrégats: les transferts en phase gazeuse se produiraient surtout dans les pores structuraux, alors que les transferts en phase liquide auraient lieu dans les agrégats. On a:

$$q = q_l + q_g \quad (6.4)$$

q : densité volumique de flux d'eau totale ($m.s^{-1}$)

q_l : densité volumique de flux d'eau en phase liquide ($m.s^{-1}$)

q_g : densité volumique de flux d'eau en phase gazeuse ($m.s^{-1}$)

En supposant des conditions isothermes, les flux en phase gazeuse dans le sol sont estimés à partir de la loi de Fick:

$$q_v = - D_{a\omega} \, dc / dz \quad (6.5)$$

$D_{a\omega}$: coefficient de diffusion de la vapeur d'eau dans le sol ($m.s^{-2}$)

c : concentration de la vapeur d'eau dans le sol ($mol.m^{-3}$)

On suppose que la vapeur d'eau est un gaz parfait:

$$c = p / (R T) \quad (6.6)$$

p : pression partielle de la vapeur d'eau dans le sol (Pa)

R : constante des gaz parfaits ($8.32 \, J.K.mol^{-1}$)

T : température absolue (environ 300 K)

En condition d'équilibre thermodynamique, la pression partielle de vapeur d'eau est reliée au potentiel chimique de l'eau par la relation de Kelvin:

$$p = p_v \, e^{-(M_\omega \psi_\omega / R T)} \quad (6.7)$$

ψ_ω : potentiel chimique de l'eau (m)

p_v : pression de vapeur d'eau saturante dans le sol (Pa)

M_ω : masse molaire de l'eau ($kg.mol^{-1}$)

Pour estimer le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau dans le sol, on suppose qu'il est proportionnel à celui du krypton dans le sol, le coefficient de proportionnalité étant le rapport des coefficients de diffusion dans l'air. Le coefficient de diffusion en phase gazeuse de ^{85}Kr a été déterminé avec le dispositif décrit par Renault (1988) pour des massifs d'agrégats du sol étudié (Fig. 6.2). On en déduit que le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau est majoré par $10^{-5} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$ pour les échantillons étudiés.

Nous supposons que les flux en phase gazeuse seront surtout importants par rapport au flux en phase liquide vers la surface de l'échantillon 3 (le moins compacté). Pour le calcul de la conductivité hydraulique avec la méthode de référence, on majore donc le rôle des flux en phase gazeuse en les calculant pour cet échantillon à la cote -10 mm , qui est la première cote de mesure par rapport à la surface (Tab. 6.2). Ainsi, les flux de vapeur d'eau sont probablement négligeables par rapport aux flux d'eau en phase liquide, pour les échantillons étudiés et en dessous de -1 cm de profondeur.

Tab. 6.2 - Estimation du flux d'eau en phase gazeuse pour deux gammes humidités, et pour l'échantillon 3 (le moins compacté).

gamme de ψ_m (m)	cote (mm)	$d\psi_t / dz$ ($\text{m}.\text{m}^{-1}$)	q_l ($\text{m}.\text{s}^{-1}$)	q_g ($\text{m}.\text{s}^{-1}$)	q_g / q_l
0 à -12	< -10	< 300	> $2 \cdot 10^{-8}$	< $2 \cdot 10^{-11}$	< 0.001
-12 à -30	< -25	< 500	> $3 \cdot 10^{-9}$	< $2 \cdot 10^{-10}$	< 0.07

132. Flux de la phase solide

Pour comparer le flux de la phase solide par rapport au flux d'eau, nous suivons l'approche décrite par Angulo (1988). La vitesse d'écoulement de l'eau par rapport à un observateur fixe ($v_{\omega/o}$) est la composition de la vitesse d'écoulement de l'eau par rapport à la phase solide ($v_{\omega/s}$) et de la vitesse de la phase solide par rapport à l'observateur fixe ($v_{s/o}$):

$$v_{\omega/o} = v_{\omega/s} + v_{s/o} \quad (6.8a)$$

On en déduit la relation entre les flux d'eau et de la phase solide:

$$q_{\omega/o} = q_{\omega/s} + (\theta \rho_{\omega} / \rho_d) q_{s/o} \quad (6.8b)$$

$q_{\omega/o}$: densité de flux volumique d'eau par rapport à l'observateur fixe ($\text{m}.\text{s}^{-1}$)

$q_{\omega/s}$: densité de flux volumique d'eau par rapport à la phase solide ($\text{m}.\text{s}^{-1}$)

$q_{s/o}$: densité de flux volumique de solide par rapport à l'observateur ($\text{m}.\text{s}^{-1}$)

Nous supposons que le flux de la phase solide sera surtout important par rapport au flux d'eau à la surface de l'échantillon 1 (dont le retrait est le plus important). Pour le calcul de la conductivité hydraulique avec la méthode de référence, on majore donc le rôle du flux de la phase solide en le calculant pour cet échantillon à la cote -10 mm, qui est la première cote de mesure. Il n'est pas possible de calculer précisément le flux de la phase solide, car nous ne disposons que de deux profils de masse volumique, au début et à la fin de l'expérience: nous estimons ce flux en supposant qu'il est constant durant l'expérience (Tab. 6.3). Dans la gamme tensiométrique, le flux de la phase solide représenterait moins de 2% du flux d'eau apparent; pour des valeurs de ψ_m supérieures à -30 m, le flux de la phase solide représenterait moins de 15% du flux d'eau apparent.

Tab. 6.3 - Estimation du flux de la phase solide pour deux gammes humidités, à la cote -1 cm de l'échantillon 1 (le plus compacté).

gamme de ψ_m (m)	$v_{\omega/o}$ (m.s ⁻¹)	$v_{s/o}$ (m.s ⁻¹)	$v_{s/o} / v_{\omega/o}$
0 à -10	> 6 10 ⁻⁸	< 10 ⁻⁹	< 0.017
-10 à -30	> 7 10 ⁻⁹	< 10 ⁻⁹	< 0.14

14. CONCLUSION SUR LES HYPOTHESES

Pour les échantillons étudiés, les calculs d'ordre de grandeur montrent que:

(a) Dans la gamme de potentiel matriciel étudiée (0 à -30 m) et en dessous de -10 mm de la surface de sol, le flux d'eau en phase vapeur et le flux de la phase solide sont négligeables par rapport au flux d'eau liquide.

(b) Le potentiel de pression est seulement négligeable par rapport à ψ_m pour des humidités pondérales inférieures au point d'entrée d'air des agrégats; au dessus de cette valeur, la relation établie entre la mesure tensiométrique et une humidité correspondante n'est pas strictement la courbe de rétention.

(c) D'après les calculs, le potentiel osmotique n'est jamais négligeable par rapport au potentiel matriciel. Cela pose la question de l'existence de gradients de potentiels osmotiques dans le sol et de l'importance des transferts couplés eau - solutés. N'ayant pas de réponse précise à ce problème et en accord avec la littérature, nous admettons pour la caractérisation hydrodynamique que les gradients de potentiel osmotique sont négligeables dans les calculs.

2. CARACTERISATION HYDRODYNAMIQUE DES ECHANTILLONS

Les résultats expérimentaux permettent de faire des remarques concernant la mise en oeuvre des méthodes de caractérisation hydrodynamiques qui viennent compléter celles qui ont été faites à partir des expériences fictives; ces remarques sont regroupées dans l'annexe G. Dans ce paragraphe, on présente les résultats obtenus avec les différentes méthodes.

21. CARACTERISATION VERS LES FAIBLES HUMIDITES

211. Méthode de référence (gamme des mesures tensiométrique)

Les caractéristiques numériques des calculs sont reportées au Tableau 6.4 . Les propriétés hydrodynamiques correspondant aux différentes cotes de chaque échantillon sont regroupées et lissées (Fig. 6.3).

212. Méthode de référence (hors de la gamme des mesures tensiométrique)

Pour déterminer des valeurs de conductivité hydraulique hors de la gamme tensiométrique, on extrapole les valeurs de potentiel matriciel à partir des teneurs en eau mesurées et d'une courbe de rétention. Cette courbe de rétention correspond à la formule de van Genuchten (1980) calée sur la courbe de rétention de l'échantillon dans la gamme tensiométrique (-6 m à -10 m) et sur la courbe de rétention des agrégats non compactés obtenue sur presse à membrane (-50 m à -99 m).

Pour les échantillons 1 et 3 , les courbes de rétention extrapolées sont représentées à la figure 6.4a . Les courbes de conductivité hydrodynamiques lissées sont représentées à la (Fig. 6.4).

213. Comparaison entre la méthode de référence et la méthode de Wind

Plusieurs profils d'humidité estimés de façon indépendante avec la méthode de référence et la méthode de Wind sont comparés (Fig. 6.5) . En général, la forme des profils d'humidité est en bon accord. Pour l'échantillon 3, un biais existe pour les profils déterminés à 102 et à 114 heures. Ce biais s'explique par un problème technique: l'accord entre les mesures gammamétriques et les mesures gravimétriques n'était pas très satisfaisant dans la gamme de teneur en eau comprise entre 0.30 et 0.45 g.g⁻¹ (écarts compris entre 0.015 et 0.020 g.g⁻¹).

Tableau 6.4 - Caractéristiques numériques des traitements lors de la caractérisation hydrodynamique des échantillons par la méthode de référence.

échantillon	N° 1	N° 2	N° 3	N° 1	N° 3
calcul avec les mesures tensiométriques	oui	oui	oui	non	non
gamme de potentiel	0 à -14	0 à -11	0 à -12	-6 à -33	-6 à -23
cotes de calcul (mm)	10,15,20,25,50	10,20,30,40,50	15,20,30,40,50	15,20,30,40,50	25,30,35,40,45,50
différence entre cotes maximum (mm)	25	30	10	10	5
borne supérieure du pas de temps (h)	2	2	5	12	12
gradient de potentiel maximum (m.m ⁻¹)	300	100	300	500	500
flux minimum calculé (m.s ⁻¹)	3 10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	4 10 ⁻⁹	2 10 ⁻⁹	10 ⁻⁹

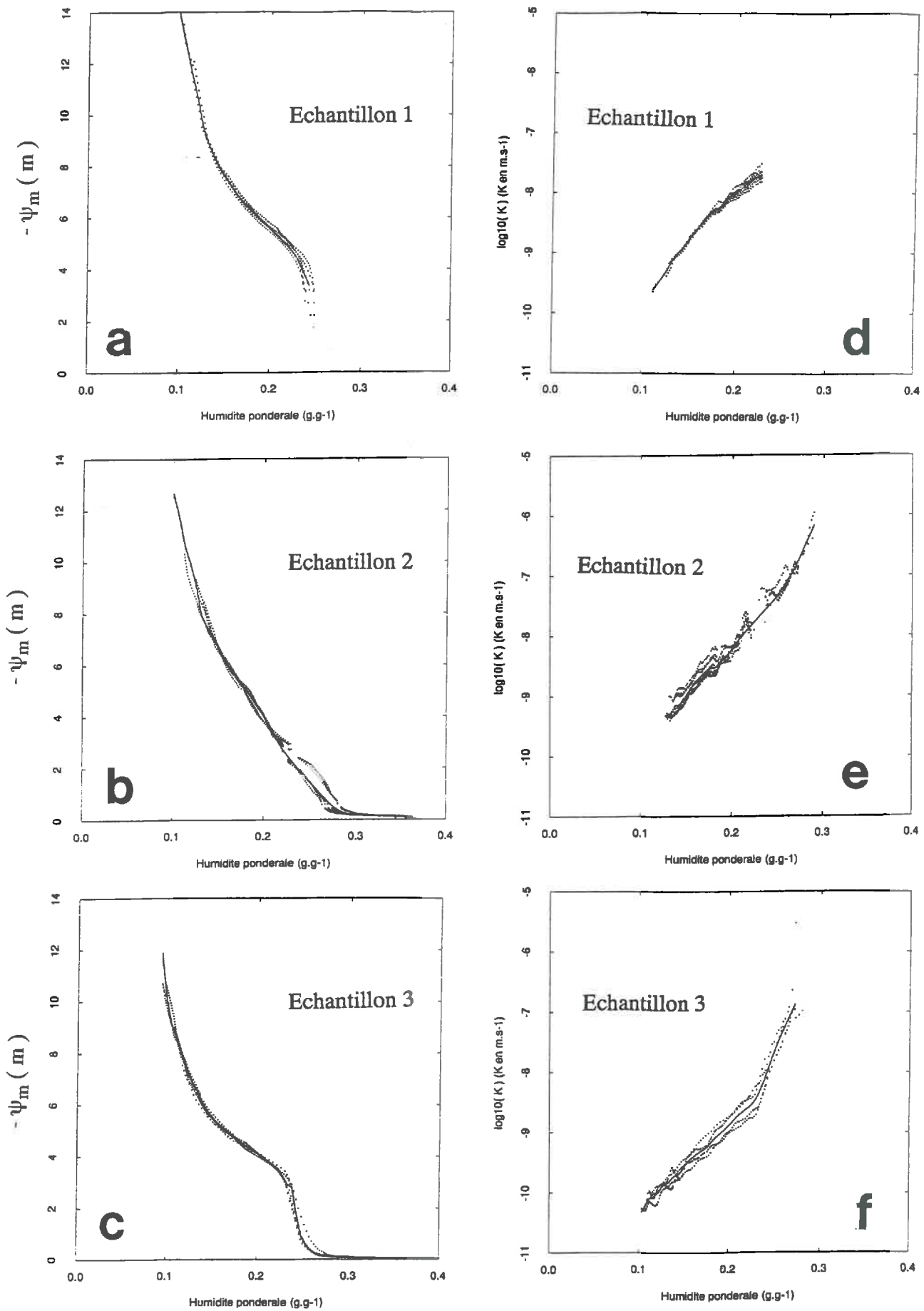
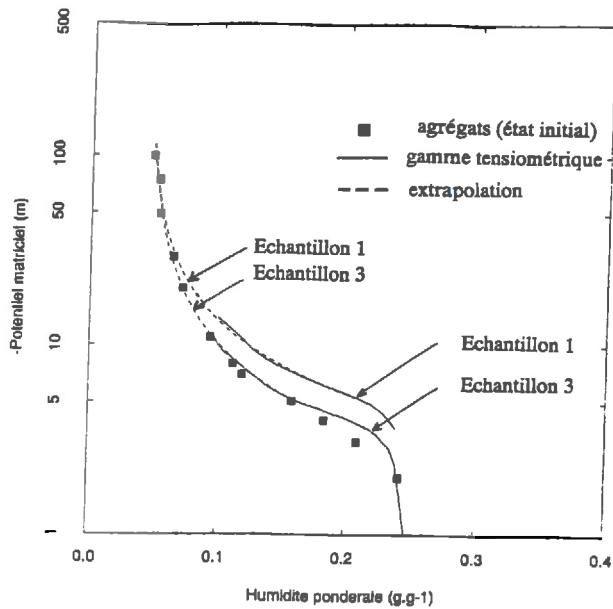
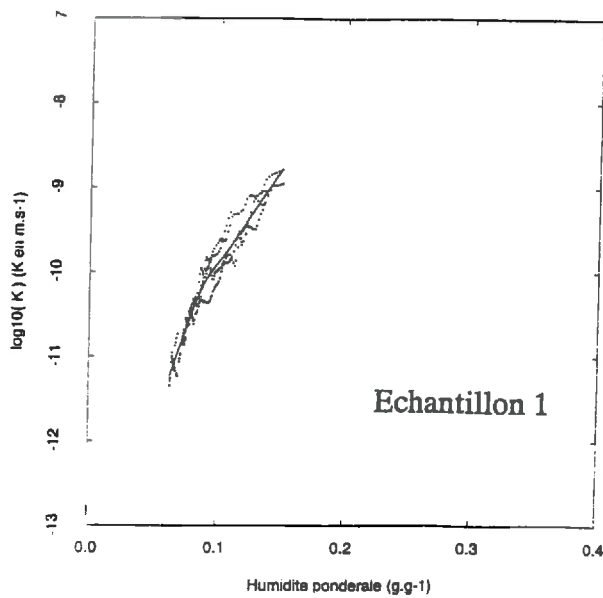


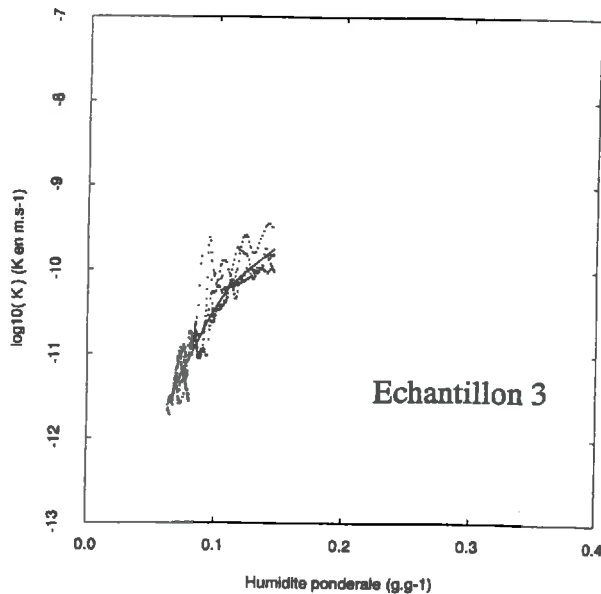
Figure 6.3 - Propriétés hydrodynamiques déterminées avec la méthode de référence dans la gamme tensiométrique. Points : valeurs calculées (toutes cotes confondues). Trait plein : courbe lissée.



a



b



c

Figure 6.4 - Propriétés hydrodynamiques des échantillons déterminées avec la méthode de référence hors de la gamme tensiométrique. Courbes de rétention extrapolées avec la formule de van Genuchten (1980). Points : valeurs calculées (toutes cotes confondues). Trait plein : courbe lissée.

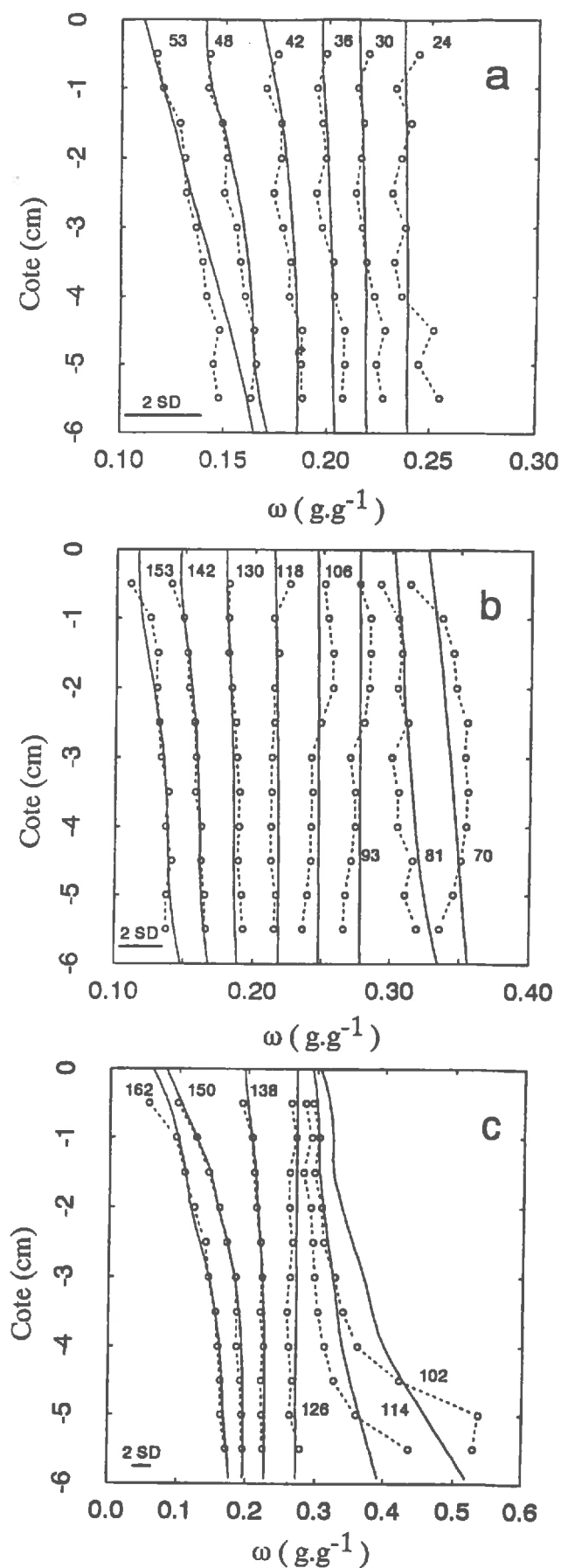


Figure 6.5 - Algorithme de Wind modifié: comparaison entre les profils de teneur en eau mesurés (cercles) et estimés de façon indépendante (traits pleins). Nombres: date par rapport au début de l'expérience (heures). (a) Echantillon 1 (b) Echantillon 2 (c) Echantillon 3

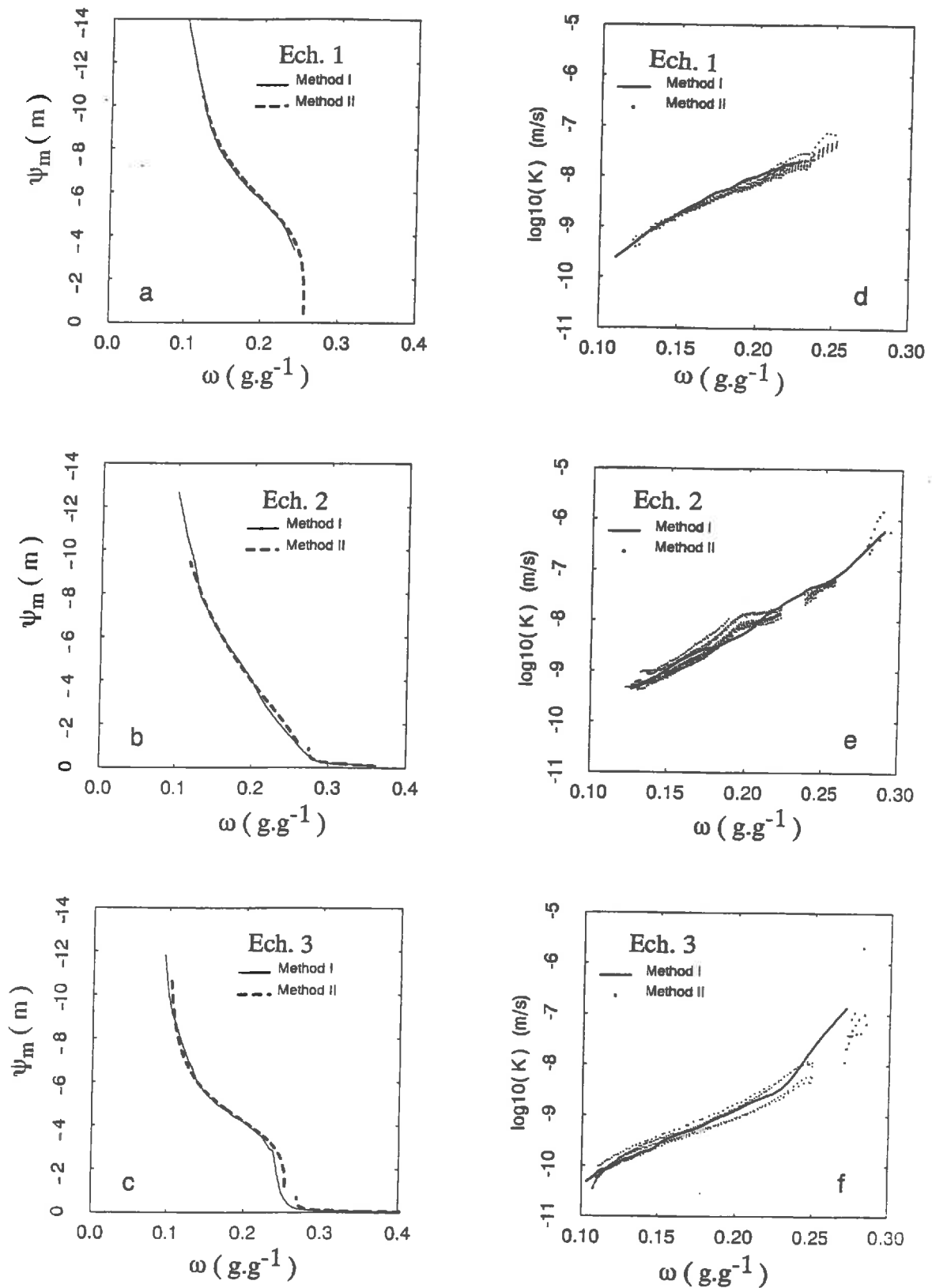


Figure 6.6 - Comparaison entre les propriétés hydrodynamiques des échantillons déterminées avec la méthode de référence (courbe moyenne: trait) et la méthode de Wind (valeurs: points).

Les courbes de rétention obtenues par la méthode de référence et la méthode de Wind sont en bon accord (Fig. 6.6): pour une humidité donnée, les écarts de potentiel matriciel sont inférieurs à 0.5 m . En général, l'accord est satisfaisant pour les courbes de conductivité hydraulique: l'allure des courbes déterminées avec les deux méthode est globalement la même. Pour chaque relation $K(\theta)$ le nuage de points obtenu avec la méthode de Wind n'est pas plus dispersé que celui obtenu avec la méthode de référence. Pour une humidité donnée, les écarts entre les courbes moyennes de conductivité hydrodynamiques sont inférieurs à 0.25 ordre de grandeur, soit un écart relatif sur les conductivités hydrodynamiques moyennes inférieur à 60 %. Localement, la forme des relations $K(\theta)$ est un peu différente (Fig. 6.6e) et les changements de pente sont moins brusques avec la méthode de Wind (Fig. 6.6f); cela peut s'expliquer par l'approximation de la courbe de rétention par une forme analytique.

22. CARACTERISATION VERS LES FORTES HUMIDITES

221. Conductivité hydraulique à saturation

Nous avons essayé de déterminer la conductivité hydraulique à saturation sur des échantillons préparés dans les mêmes conditions que les échantillons 2 et 3 . La méthode consiste à imposer aux faces de l'échantillon une différence de charge constante; le dispositif de mesure (Photo 3) est proche de celui décrit par Fiès (1982). Pour un échantillon de masse volumique 1.32 g.cm^{-3} (comparable à l'échantillon 2) on vérifie la loi de Darcy et on en déduit une valeur pour K_{sat} (Fig. 6.7a). Pour un échantillon moins compacté (masse volumique 1.06 g.cm^{-3}) l'écoulement en conditions saturées est trop rapide pour que l'on parvienne à se placer dans les conditions d'application de la loi de Darcy (Fig. 6.7b).

Pour un échantillon à structure continue une méthode à charge variable (Klute et Dirksen 1986) semble mieux adaptée, car la valeur de K_{sat} est probablement faible dans la pratique (moins de 10^{-7} m.s^{-1}). Un dispositif fonctionnant de façon satisfaisante n'a pas pu être mis au point. D'autre part, il est certainement difficile de préparer deux structures "continues" identiques avec le dispositif de compactage employé (voir paragraphe 3).

222. Méthode inverse

Pour l'échantillon 1 , nous avons commencé par tester l'ajustement du modèle $K(\theta)$ log-linéaire dans la gamme de ψ_m entre -2 et -10 m . Pour une somme des carrés non pondérée, la surface de réponse obtenue a la même forme que celle obtenue avec les expériences fictives (Fig. 6.8). Par ailleurs, on constate qu'à partir d'une estimations initiales des paramètres on peut de trouverle minimum global de la surface de réponse, sans atteindre la plus petite somme des carrés: ce résultat traduit l'existence de minima locaux et justifie une analyse détaillée de la surface de réponse. Par ailleurs, il existe un désaccord entre la relation $K(\theta)$ correspondant à la plus petite somme des carrés obtenue et la relation calculée avec la méthode de référence (Fig. 6.9).

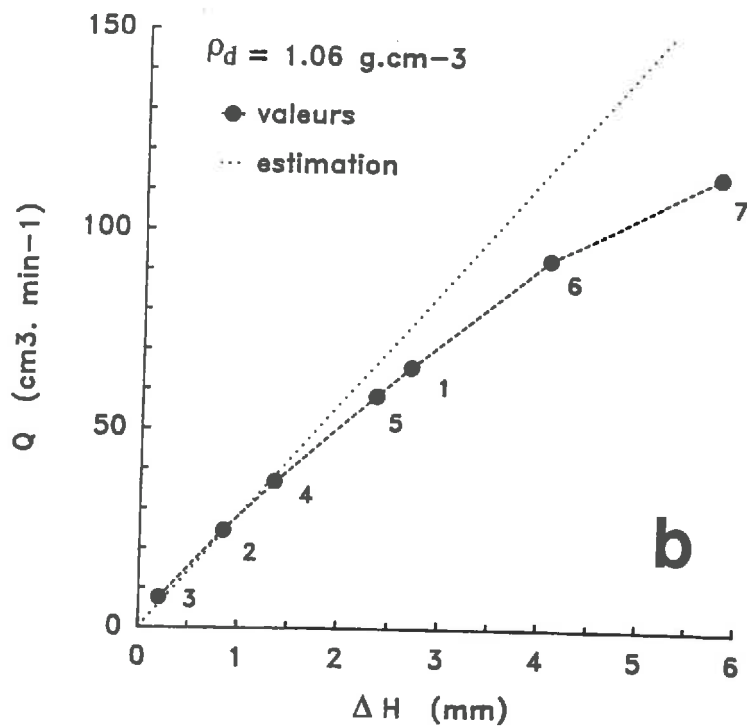
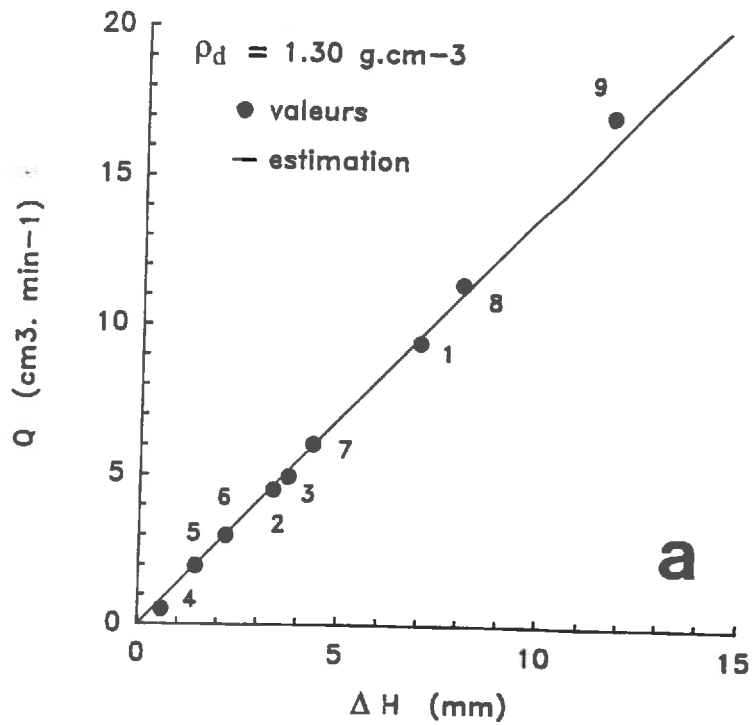


Figure 6.7 - Essai de détermination de la conductivité hydraulique à saturation de deux massifs d'agrégats: relation entre le débit (Q) et la différence de charge imposée (ΔH). Les nombres indiquent l'ordre des mesure.

(a) Masse volumique moyenne = 1.30 g.cm^{-3} . On trouve: $K_s = 1.57 \cdot 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$ ($T = 25^\circ\text{C}$); (b) Masse volumique moyenne = 1.06 g.cm^{-3} . La droite en pointillé met en évidence la non linéarité de la relation expérimentale entre Q et ΔH

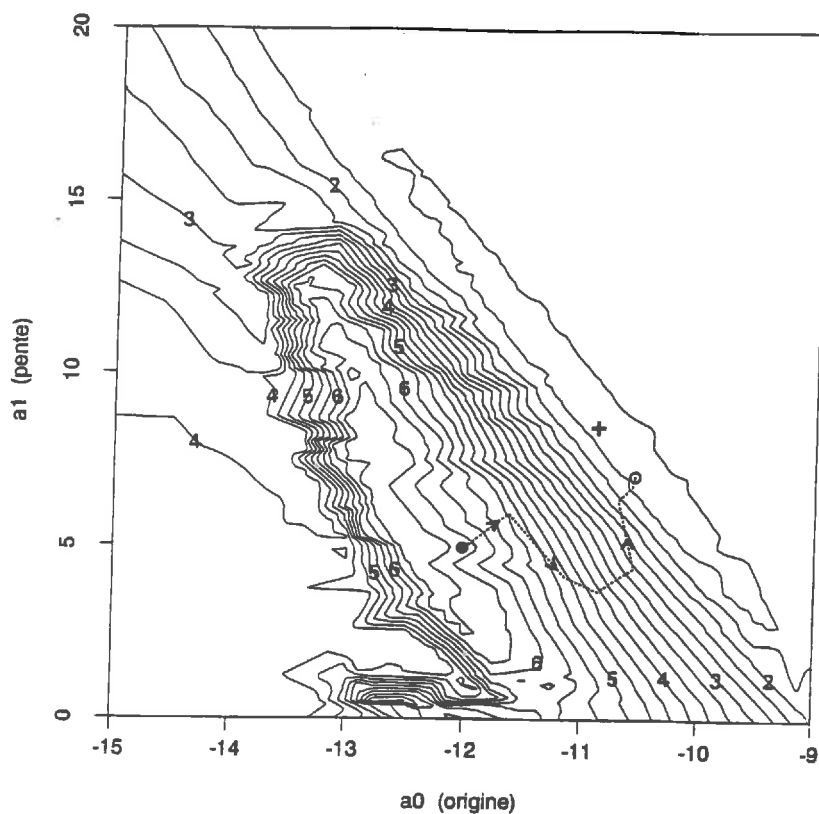


Figure 6.8 - Echantillon 1 : essai de caractérisation hydrodynamique par la méthode d'estimation non linéaire. Isocontours du critère à minimiser (SSQ) pour les valeurs des 2 paramètres du modèle $K(\theta)$ log-linéaire (somme des carrés non pondérée et modèle $\psi_m(\theta)$ spline)

nombres : $\log(SSQ)$ croix : SSQ_{\min} pointillé : un trajet suivi

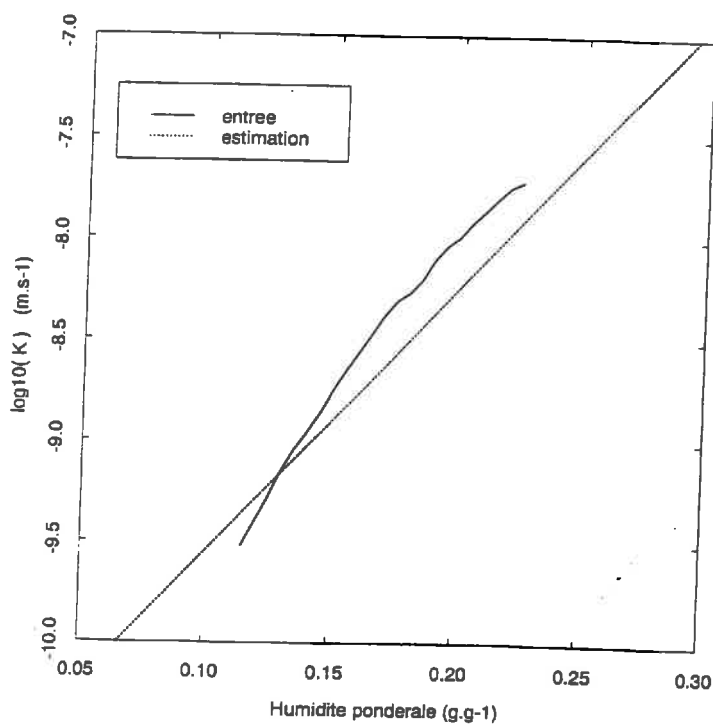


Figure 6.9 - Echantillon 1: comparaison entre la meilleure estimation de la relation $K(\omega)$ obtenue avec la méthode inverse (cas de la Fig. 6.8) et la relation $K(\omega)$ déterminée avec la méthode de référence.

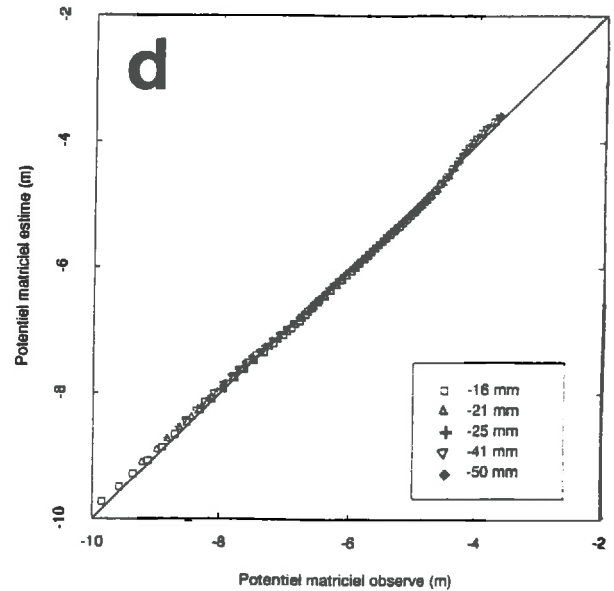
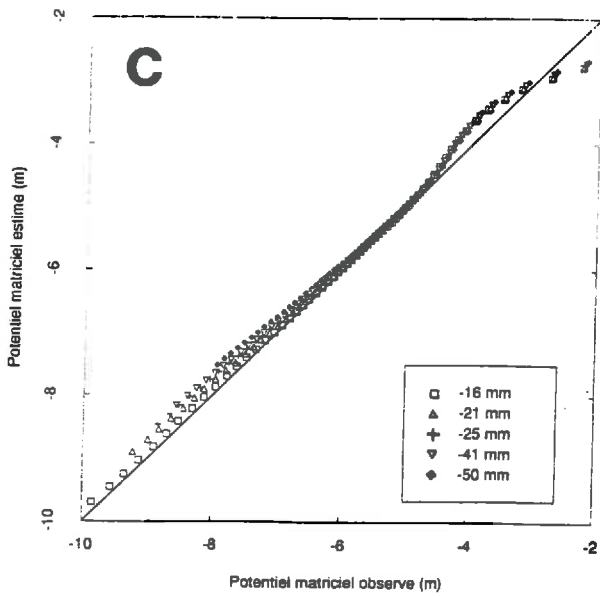
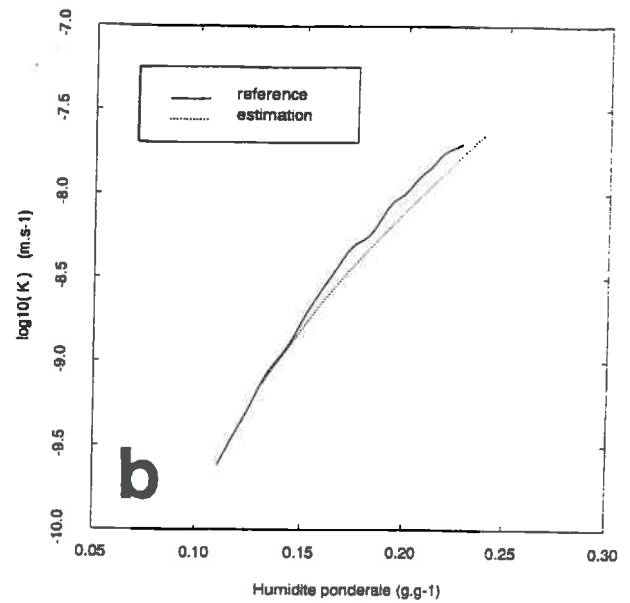
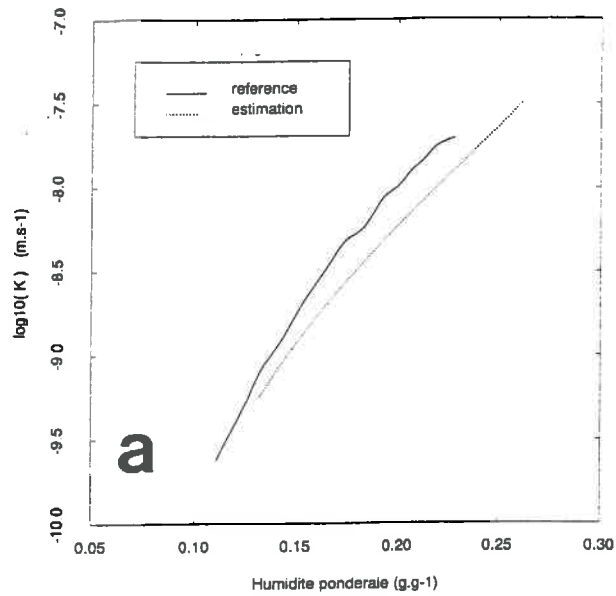


Figure 6.10 - Echantillon 1: essai de caractérisation hydrodynamique par la méthode d'estimation non linéaire. Modèle $K(\theta)$ de van Genuchten. Somme des carrés non pondérée. Deux gammes pour les observations

(a) et (c) : gamme de ψ_m de -2.2 m à -9.8 m

(b) et (d) : gamme de ψ_m de -3.4 m à -9.8 m

Nous pensons que ce désaccord est dû à la méthode inverse, et qu'il s'expliquerait par un manque de "flexibilité" du modèle analytique ajusté pour décrire la relation $K(\theta)$. Pour tester cette hypothèse, la méthode inverse est appliquée à l'échantillon 1, sur deux gammes peu différentes de ψ_m ; pour limiter le problème de l'unicité de la solution, la relation $K(\theta)$ est décrite par le modèle de Mualem - van Genuchten et seul le paramètre K_s est ajusté. On constate que l'ajustement dépend beaucoup de la gamme considérée pour ψ_m (Fig. 6.10).

Ces résultats montrent la difficulté de la mise en oeuvre de la méthode inverse. Finalement, il n'a pas été possible de trouver des ajustements satisfaisants pour les trois échantillons au voisinage de la saturation, même en travaillant sur des gammes de ψ_m étroites.

23. SYNTHÈSE DES RESULTATS

Seulement quelques valeurs de conductivité hydraulique ont pu être déterminées au dessus du point d'entrée d'air des agrégats, la méthode inverse n'ayant pas permis d'obtenir des estimations satisfaisantes. L'essentiel des valeurs calculées de conductivité hydraulique ont été obtenues avec la méthode de référence, jusqu'à des valeurs pour ψ_m de -30 m. Pour comparer les propriétés hydrodynamiques des différents échantillons, les propriétés hydrodynamiques ont été normalisées à 20 °C. Les propriétés hydrodynamiques des échantillons sont représentées en fonction de l'humidité pondérale: courbes de rétention $\psi_m(\omega)$ (Fig. 6.11) et courbes de conductivité hydraulique $K(\omega)$ (Fig. 6.17).

3. MISE EN RELATION DES PROPRIÉTÉS HYDRODYNAMIQUES AVEC L'ANALYSE DE POROSITÉ

31. ANALYSE DES COURBES DE RETENTION

311. Forme des courbes

La courbe de rétention de l'échantillon 3 présente dans la gamme de mesure tensiométrique deux domaines (Fig. 6.11):

(a) Un premier domaine en forme de S correspond aux humidités supérieures au point d'entrée d'air des agrégats (visible en représentation logarithmique: Fig. 6.12a); les teneurs en eau varient très vite en fonction du potentiel hydrique.

(b) Un deuxième domaine en forme de S correspond aux humidités pondérales inférieures au point d'entrée d'air des agrégats; la courbe de rétention suit alors celle obtenue pour des agrégats de l'état initial.

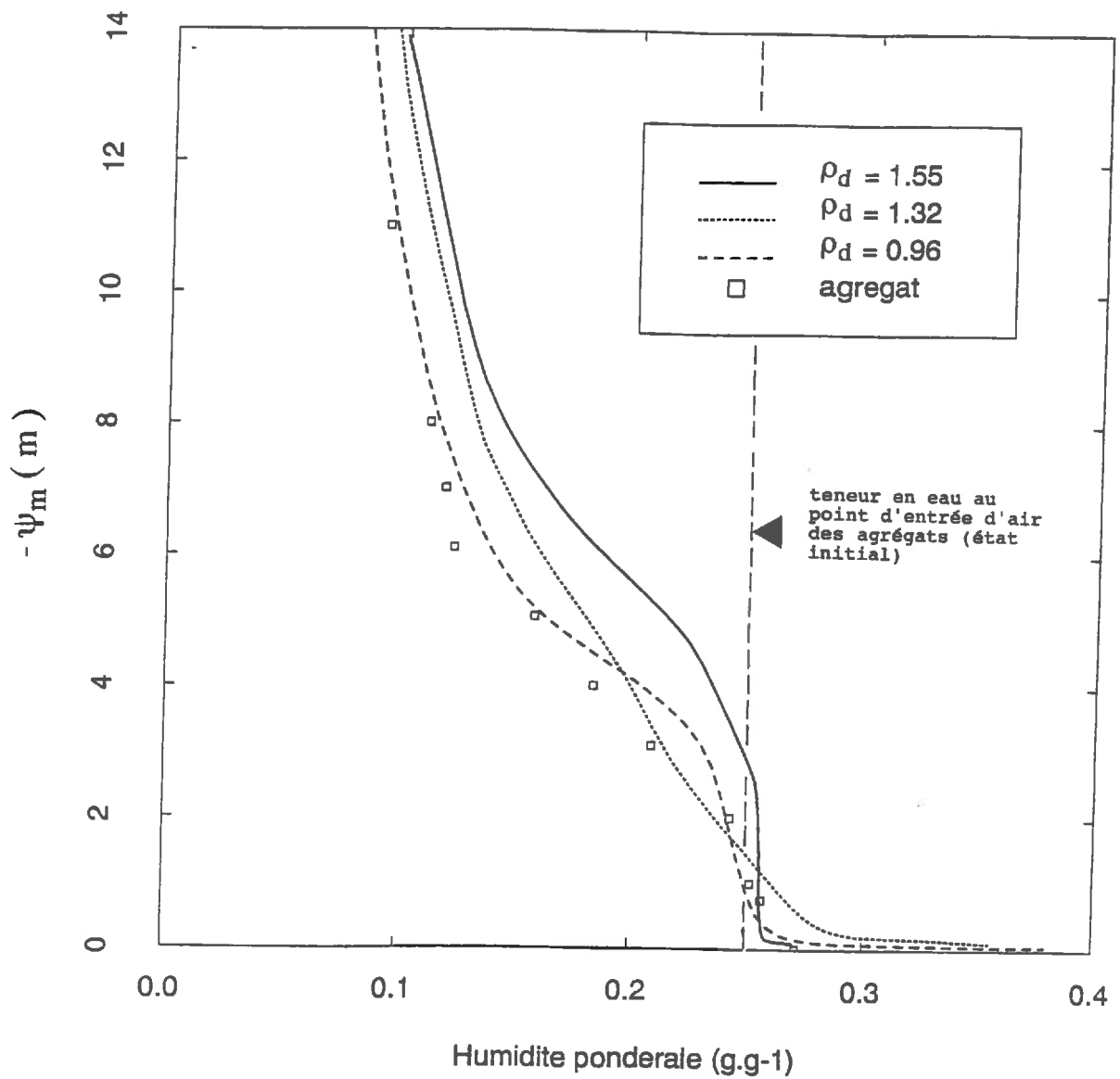


Figure 6.11 - Courbes de rétention des massifs d'agrégats: échantillon 1 (trait plein), échantillon 2 (pointillé) et échantillon 3 (tirets). La courbe de rétention des agrégats de l'état initial est obtenue sur presse à membrane (carrés).

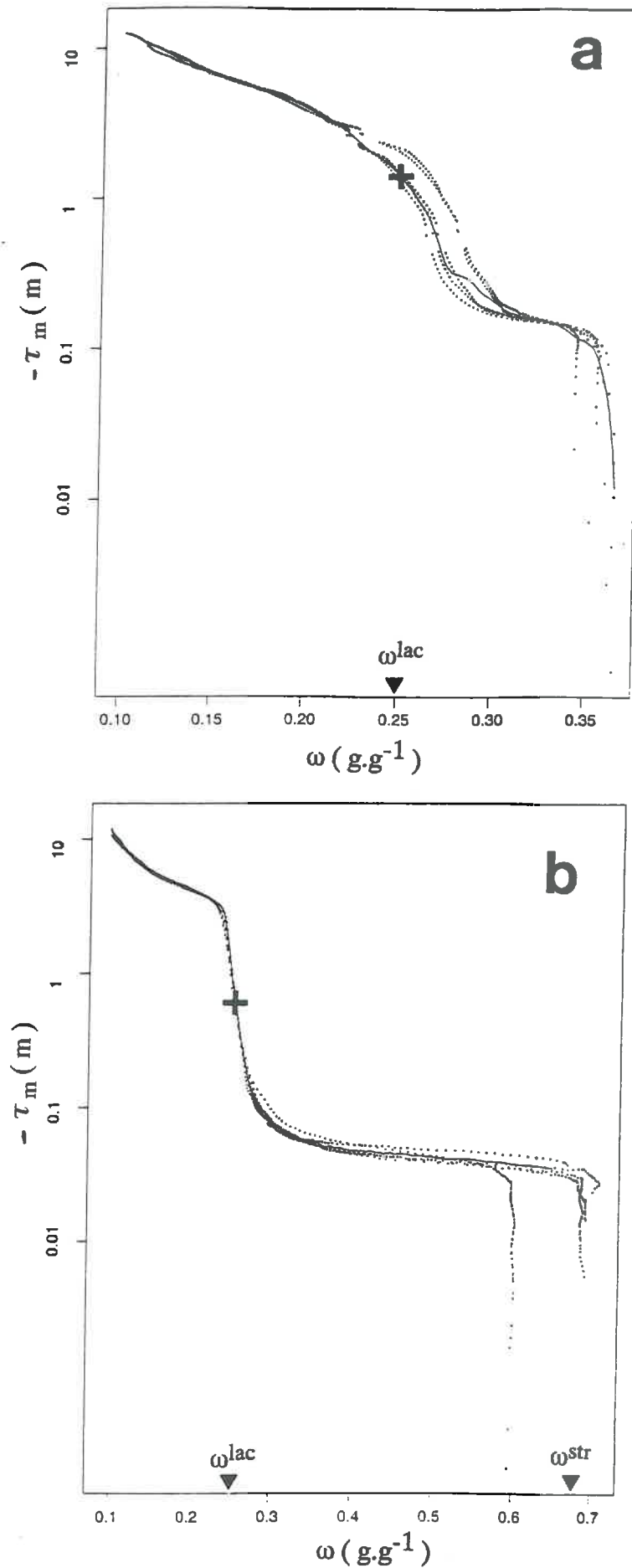


Figure 6.12 - Relations entre la mesure tensiométrique et la teneur en eau des massifs d'agrégats: (a) échantillon 2 et (b) échantillon 3.

Points: valeurs individuelles (toutes cotes confondues). Trait: courbe moyenne lissée. Croix: intersection entre la courbe moyenne et la teneur en eau au point d'entrée d'air des agrégats.

La courbe de rétention de l'échantillon 2 présente dans la gamme de mesure tensiométrique trois domaines (Fig. 6.11):

- (a) Un premier domaine en forme de S correspond aux teneurs en eau pondérales comprises entre le point d'entrée d'air structural et une humidité égale à 0.30 g.g^{-1} (visible en représentation logarithmique: Fig. 6.12b); les teneurs en eau varient très vite en fonction du potentiel hydrique.
- (b) Un deuxième domaine (approximativement en forme de S) correspond aux teneurs en eau pondérales comprises entre 0.22 g.g^{-1} et 0.28 g.g^{-1} ; dans ce domaines les courbes de rétention correspondant aux différentes cotes de l'échantillon présentent une variabilité plus importante.
- (c) Un troisième domaine en forme de S correspond aux teneurs en eau pondérales inférieures au points d'entrée d'air des agrégats; la courbe de rétention ne suit pas exactement celle obtenue pour des agrégats de l'état initial.

La courbe de rétention de l'échantillon 1 présente dans la gamme de mesure tensiométrique deux domaines (Fig. 6.11):

- (a) Un premier domaine en forme de S correspond à la gamme réduite des teneurs en eau comprises entre le point d'entrée d'air structural et une humidité proche du point d'entrée d'air des agrégats.
- (b) Un deuxième domaine en forme de S correspond aux teneurs en eau pondérales inférieures au point d'entrée d'air des agrégats; la courbe de rétention ne suit pas celle obtenue pour des agrégats de l'état initial.

312. Hypothèses

Pour l'échantillon 3 , les deux domaines de variation, délimités approximativement par la teneur en eau au point d'entrée d'air des agrégats (de l'état initial) sont en accord avec l'interprétation proposée en conclusion de la partie I : quand le potentiel hydrique du sol diminue, on assiste d'abord à une vidange des pores structuraux, et ensuite à une vidange des pores texturaux. En dessous du point d'entrée d'air des agrégats, la relation $\psi_m(\omega)$ de cet échantillon coïncide avec celle obtenue, sur presse à membrane, pour des agrégats dans l'état initial.

Cependant, pour les échantillons 1 et 2 , les courbes de rétention obtenues présentent des particularités qui sont en contradiction avec nos hypothèses de travail. On remarque surtout que ces courbes de rétention ne coïncident pas avec celle des agrégats de l'état initial, pour des humidités pondérales inférieures au point d'entrée d'air des agrégats. Les écarts observés entre les courbes de rétention sont importants dans la pratique: ainsi pour une valeur de ψ_m égale à -6 m , on trouve un écart d'humidité de 0.04 g.g^{-1} entre la courbe de rétention des agrégats de l'état initial et celle de l'échantillon 1 . Cet écart ne peut être expliqué seulement

par une rétention d'eau dans les pores structuraux car la porosité structurale de l'échantillon 1 est trop faible. De plus les courbes de rétention des échantillons se rejoignent vers ψ_m égal à -4 m.

Pour expliquer l'écart entre les courbes de rétention des échantillons 1 et 2 par rapport à celle des agrégats dans l'état initial, nous supposons qu'une modification de la forme des pores lacunaires s'est produite sous l'effet du compactage des massifs, *dans* les agrégats ou *à la périphérie* des agrégats. S'il y a eu diminution de la taille des pores texturaux *dans* les agrégats, elle s'est produite pour une faible variation de volume: cela s'expliquerait par une diminution du diamètre des sections d'étranglement des pores lacunaires (*tassement textural* dans le sens défini au chapitre 1).

D'autres explications peuvent être fournies, qui remettent en question les résultats expérimentaux: problème métrologique (temps de réponse des tensiomètres, transferts d'eau pas seulement verticaux); piégeage d'eau dans le sol du à une forte évaporation et/ou décollement des agrégats avec le retrait; modification de la périphérie des agrégats pendant la fabrication des massifs (les agrégats étant soit compactés à l'air, soit plongés dans l'eau); préparation des agrégats avant le compactage mal contrôlée. Il faut donc vérifier l'explication proposée.

La courbe de rétention de l'échantillon de masse volumique 1.32 g.cm^{-3} présente aussi une allure plus complexe au voisinage du point d'entrée d'air des agrégats qu'il faut expliquer.

313. Vérification de l'hypothèse de compactage textural

Mesures faites sur des agrégats provenant des échantillons

A la fin de chaque expérience, des agrégats (diamètre 2 à 3 mm) ont été prélevés à partir des massifs secs. Des mesures de masse volumique ont été réalisées sur ces agrégats avec la méthode du pétrole (2 répétitions). On considère que la précision des mesures de masse volumique est de 0.01 g.cm^{-3} (Stengel 1983):

(a) Pour l'échantillon 3, la masse volumique des agrégats (1.63 g.cm^{-3}) est identique à celle des agrégats secs provenant de l'état initial (1.64 g.cm^{-3}).

(b) Pour l'échantillon 2, la masse volumique mesurée sur les agrégats (1.56 g.cm^{-3}) est très inférieure à celle des agrégats secs de l'état initial. De plus, on voit à l'oeil nu sur ces agrégats secs de fines fissures. Lors du compactage, les agrégats ont donc probablement été brisés: la distribution de taille des pores serait tri-modale, ce qui expliquerait la difficulté pour interpréter, avec l'analyse de porosité, la forme de la relation $\psi_m(\theta)$ au voisinage du point d'entrée d'air des agrégats.

(c) Pour l'échantillon 1, la masse volumique mesurée sur les agrégats (1.63 g.cm^{-3}) est identique à celle des agrégats de l'état initial: la mesure de masse volumique ne confirme pas l'hypothèse d'un tassement *intra*-agrégats.

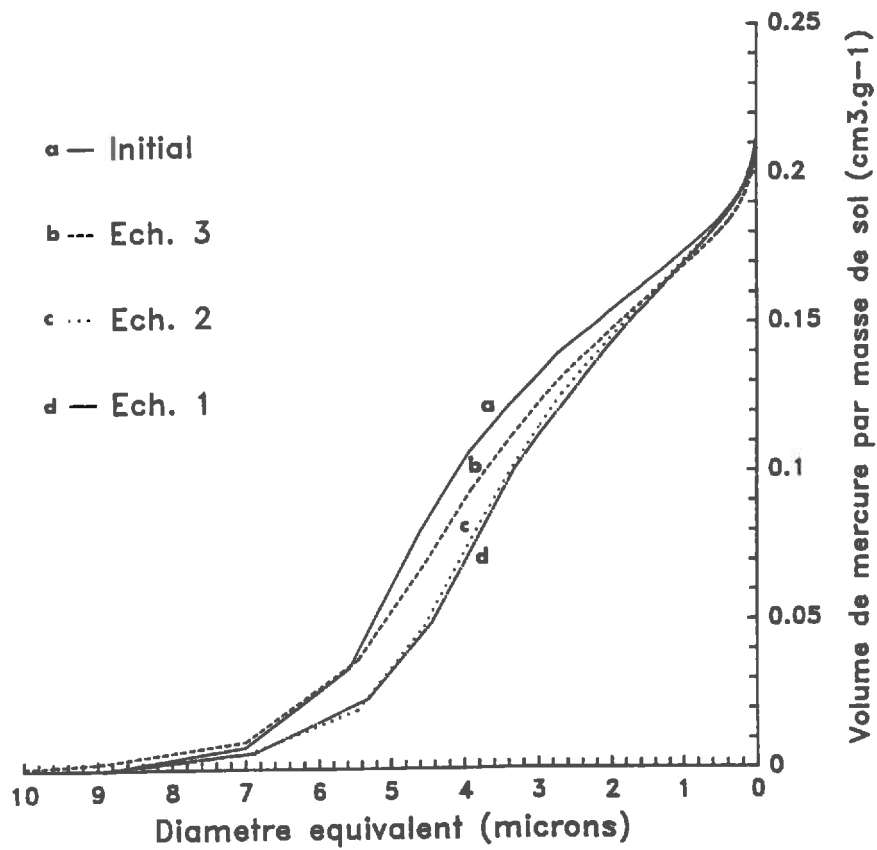
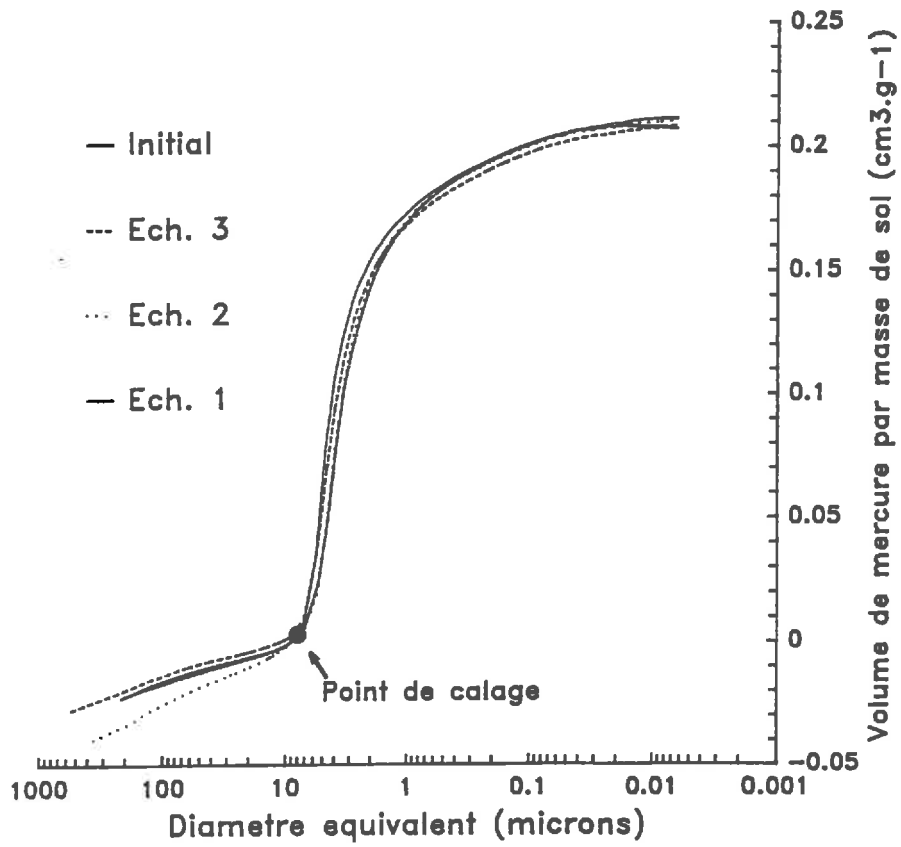


Figure 6.13 - Courbes porosimétriques obtenues sur des agrégats issus des échantillons étudiés et sur des agrégats de l'état initial.

Des courbes porosimétriques ont été déterminées pour des agrégats secs issus des échantillons. Bien que les différences observées soient petites par rapport à la sensibilité du porosimètre à mercure (Fiès, communication personnelle), il apparaît un classement des points d'inflexions des courbes cumulées d'intrusion du mercure, qui est le même que celui des courbes de rétentions obtenues sur les massifs en dessous du point d'entrée d'air des agrégats (Fig. 6.13).

En plus du phénomène probable de cassure des agrégats de l'échantillon 2 , ces résultats font penser que l'organisation de l'espace poral dans les agrégats des différents massifs n'est pas tout à fait la même. Une expérience complémentaire a été faite pour vérifier ce point et pour savoir si ces différences étaient liées au compactage.

Expérience complémentaire

Plusieurs massifs d'agrégats ont été préparés avec la presse manuelle (diamètre 7 cm, hauteur 3 cm, compactage à l'air). Pour des raisons matérielles il n'a pas été possible de mesurer la pression exercée sur les massifs (chaque compactage a été réalisé en 5 min et suivi d'un temps de relaxation de 30 min). Après chaque compactage le massif est démoulé, puis brisé et tamisé délicatement pour obtenir des agrégats (diamètre 2 à 3 mm). L'humidité des agrégats est de 0.22 g.g^{-1} .

Les mesures suivantes sont faites: (i) masse volumique des agrégats humides et séchés à l'étuve (méthode du pétrole, 2 répétitions); (ii) courbes porosimétriques des agrégats secs ; (iii) courbes de rétention des agrégats humides (pour éviter les problèmes de temps d'équilibre les différents agrégats sont tous disposés sur une même plaque poreuse ; l'ordre de prélèvement des agrégats d'une même plaque est fait en quelques minutes et sans ordre particulier).

On constate que la masse volumique des agrégats augmente beaucoup avec l'intensité du compactage exercée sur les massifs (Fig. 6.14). L'écart maximum observé est de 0.10 g.cm^{-3} . Toutefois, pour des agrégats issus d'un massif d'indice des vides structural supérieur à 0.4 , les écarts de masse volumique entre les agrégats ne sont pas significatifs. Par ailleurs, la masse volumique des agrégats sec issus du massif à indice des vide "nul" (masse volumique 1.68 g.cm^{-3}) est supérieure à celle des agrégats sec issus de l'échantillon 1 (masse volumique 1.63 g.cm^{-3}); ceci s'expliquerait par le fait que l'échantillon 1 a été compacté dans l'eau: l'évacuation de l'eau a alors du être limitée par la conductance des plaques poreuses, ce qui aurait atténué l'effet du compactage des agrégats. Enfin, pour les différents agrégats, la variation de masse volumique entre l'état humide et l'état sec reste approximativement la même; il semble donc, pour la terre utilisée, que l'effet du compactage correspond surtout à une translation de la courbe de retrait (par rapport à l'axe du volume massique).

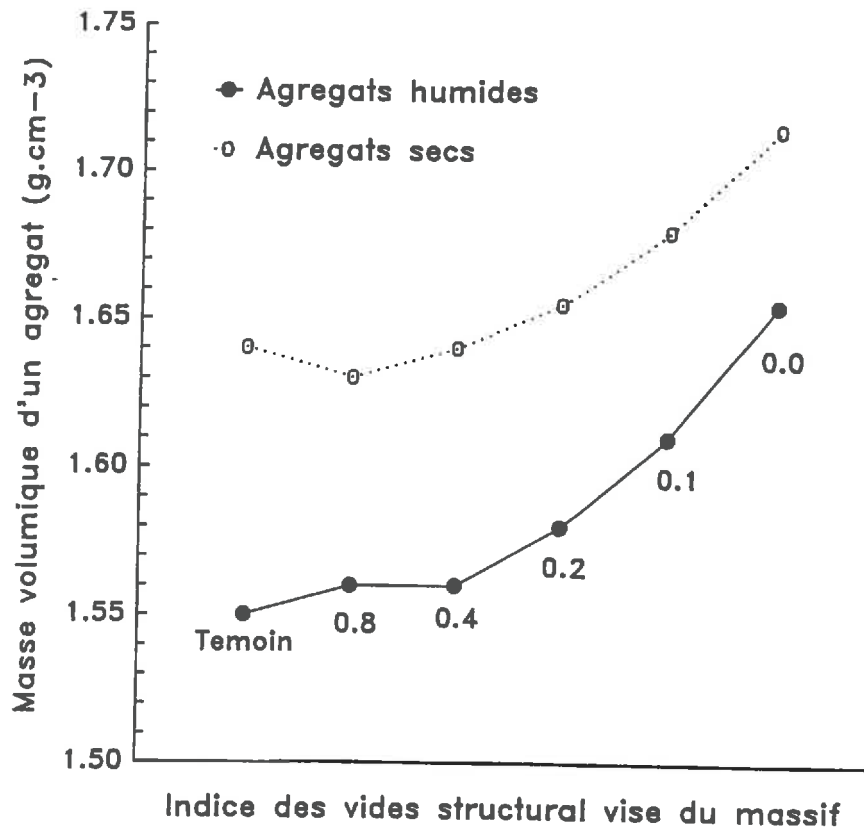


Figure 6.14 - Mesures de masse volumique faites sur des agrégats issus de massifs compactés à différences indices des vides. Méthode du pétrole

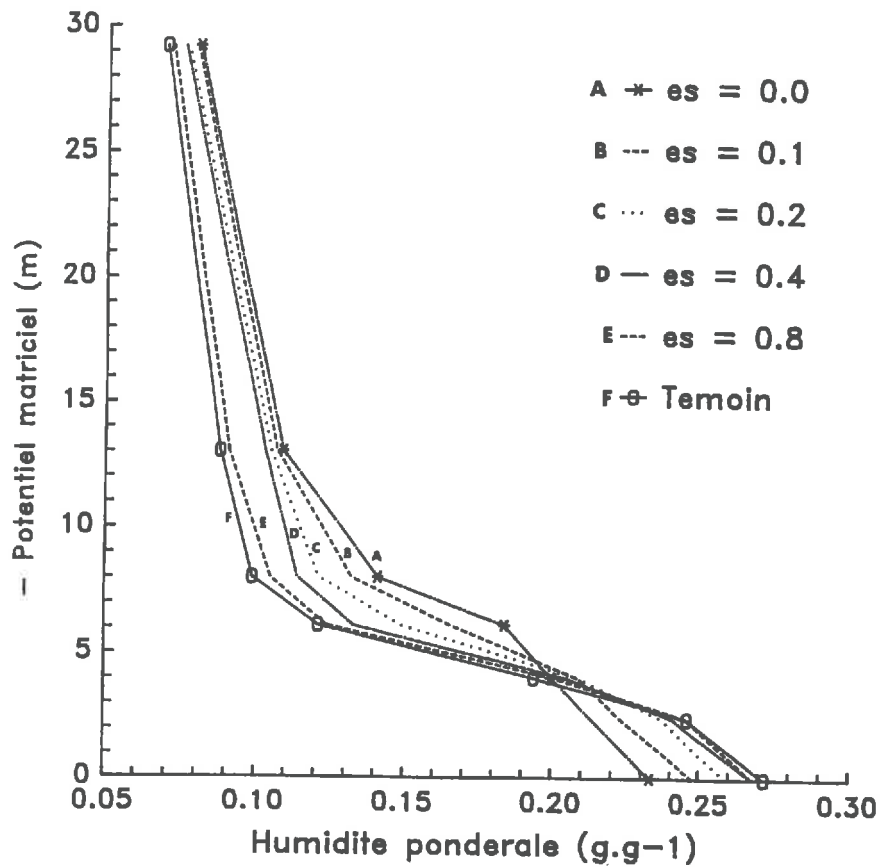


Figure 6.15 - Courbes de rétentions obtenues avec des agrégats issus de massifs compactés à différences indices des vides. Presse à membrane

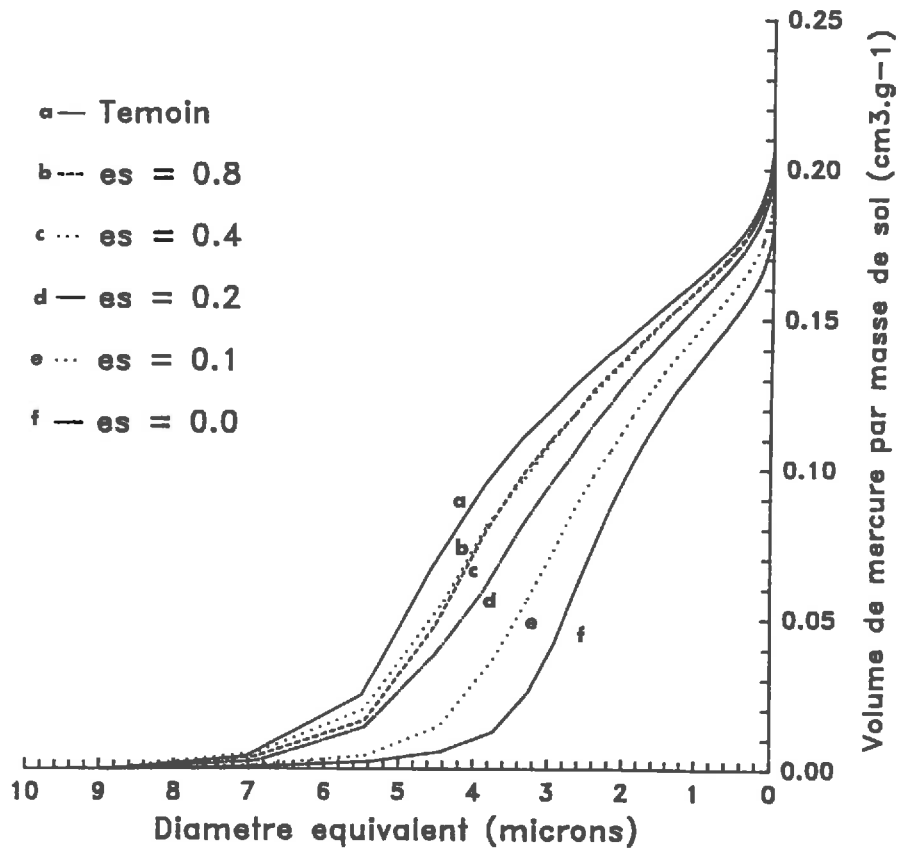
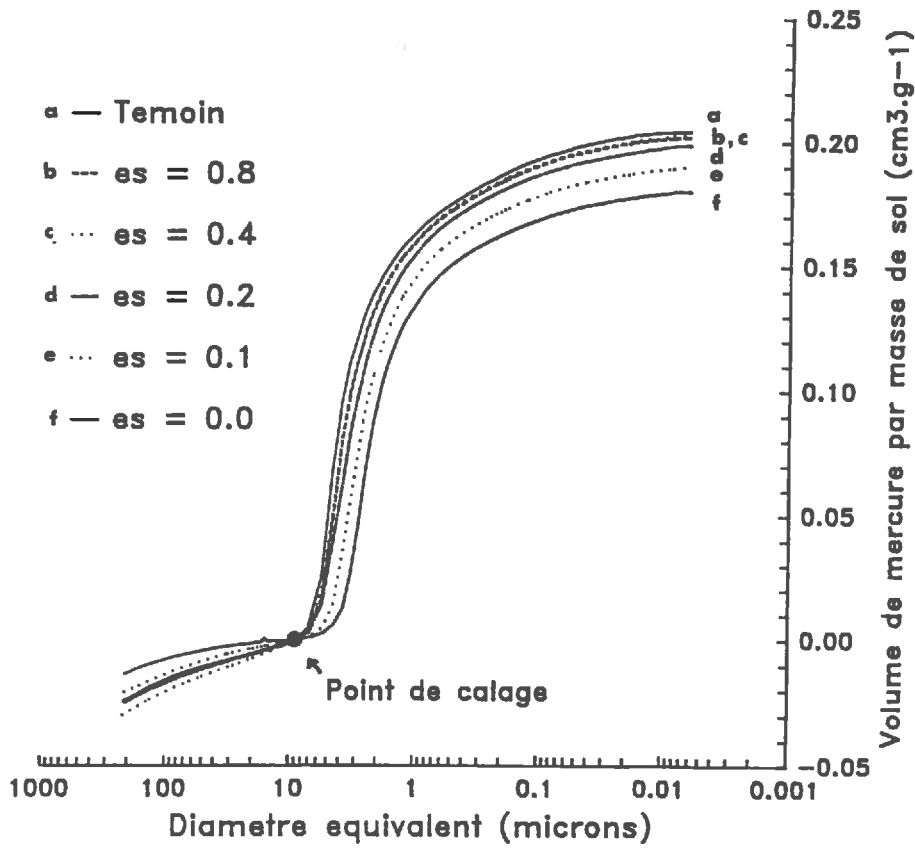


Figure 6.16 - Courbes porosimétriques obtenues sur des agrégats issus de massifs compactés à différences indices des vides.

Les courbes de rétention des agrégats présentent des différences comparables à celles obtenues sur les massifs en dessous du point d'entrée d'air des agrégats (Fig. 6.15). Les courbes sont classées, même dans le cas des agrégats pour lesquels il serait difficile de constater des différences de masse volumique avec la méthode du pétrole. Les courbes se croisent pour une valeur de ψ_m d'environ -4 m. Pour une valeur de ψ_m d'environ -6 m, les différences de teneur en eau pondérale sont environ le double des différences de teneur en eau à saturation.

Qualitativement, les courbes porosimétriques sont en accord les courbes de rétention (Fig. 6.16).

Conclusion sur le compactage des massifs d'agrégats

Le compactage des massifs d'agrégats a modifié l'organisation *interne* des agrégats. Cette modification s'expliquerait par un resserrement des goulots d'étranglement des pores lacunaires: étant donné la précision des mesures de masse volumique faites au pétrole on ne pourrait alors pas savoir *a priori*, pour le sol étudié, si deux agrégats de même texture et de même porosité auraient ou non les mêmes propriétés de rétention.

Ce résultat rend difficile la comparaison et l'interprétation des propriétés hydrodynamiques des échantillons. Un meilleur contrôle des conditions de compactage des massifs aurait été souhaitable: la fabrication des échantillons aurait pu être caractérisée par la mesure des forces de pression exercées. Une cinétique de compactage plus lente aurait pu moins modifier l'espace poral textural. Cependant, il faut noter que le tassement textural des agrégats dans des massifs peu compactés (masse volumique moyenne 1.1 g.cm^{-3}) a déjà des conséquences sur la relation $\psi_m(\theta)$ qui peuvent être mises en évidence. Il faudrait donc savoir si ce phénomène peut avoir des conséquences aussi importantes pour d'autres sols.

314. l'hypothèse de stabilité de l'organisation des pores texturaux

Par rapport à d'autres sols, la texture du sol de Montluel correspond à une forte sensibilité au tassement; quelques observations de l'organisation interne des agrégats montrent ainsi que l'argile est répartie de façon assez discontinue autour des grains du squelette (Photos 6 et 7).

Quelques études concernent les propriétés de rétention d'assemblages texturaux soumis au compactage. En laboratoire, Fies et Zimmer (1982) mettent en évidence une diminution irréversible de la porosité texturale (jusqu'à 15 %) pour un mélange sableux (moins de 10 % d'argile) sous l'effet du compactage (oedomètre, pressions entre 0.5 et 10 kg.cm^2 , deux humidités). Pour un matériau limoneux (20 % d'argile) Touret (1983) n'observe pas de variation significative de la porosité texturale entre des échantillons compactés statiquement (oedomètre) mais constate que la forme de la courbe porosimétrique est modifiée. Grimaldi (1981) fait les mêmes observations à propos des courbes de rétention d'échantillons limono-argileux (20 % d'argile) compactés dynamiquement (test Proctor). Un faible tassement textural pourrait donc passer "inaperçu" quand on mesure la porosité texturale, tout en ayant un effet important sur la courbe de rétention. Cela s'expliquerait pas un rapprochement des

goulots d'étranglement des pores lacunaires (Grimaldi 1981, Fiès et Zimmer 1982, Touret 1983).

Il existe plusieurs autres études (n'utilisant pas le concept de porosité texturale) qui montrent qu'une petite variation de la masse volumique du sol peut se traduire par une modification de la courbe de rétention qui ne peut être expliquée simplement avec la variation de porosité (Croney et Coleman 1954, Box et Taylor 1961, Chang 1968, Chang et Warkentin 1968).

32. ANALYSE DES COURBES DE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

Les courbes $K(\omega)$ sont représentées sur la figure 6.17 .

(a) La relation $K(\omega)$ de l'échantillon 1 a une forme convexe, qui ne présente pas de rupture de pente marquée. La pente s'accroît pour les humidités inférieures à 0.10 g.g^{-1} .

(b) La relation $K(\omega)$ de l'échantillon 2 ne présente pas non plus de rupture de pente (dans la gamme tensiométrique où elle a été déterminée). La pente de la courbe est assez forte au dessus de 0.22 g.g^{-1} (environ) et elle passe au dessus de la courbe de l'échantillon 1 . En dessous de 0.22 g.g^{-1} , la pente tend à diminuer et les valeurs de conductivité sont un peu inférieures à celles de l'échantillon 1 .

(c) La courbe de conductivité hydraulique de l'échantillon 3 présente deux ruptures de pente. Au dessus de 0.22 g.g^{-1} la pente est forte. Entre 0.12 g.g^{-1} et 0.22 g.g^{-1} la pente est plus faible. En dessous de 0.12 g.g^{-1} , il semble la pente augmente à nouveau.

Pour l'échantillon 3 , la forte pente de la relation $K(\omega)$ au dessus du point d'entrée d'air des agrégats peut s'expliquer par un écoulement d'eau dans les pores structuraux. Mais la pente de cette relation est encore forte jusqu'à une humidité qui est 0.02 g.g^{-1} en dessous de ω^{lac} . Cette petite différence pourrait s'expliquer par des ménisques d'eau entre les agrégats: quand la teneur en eau diminue, ces ménisques disparaîtraient rapidement et auraient une influence importante sur la surface de contact entre les agrégats.

Pour les faibles humidités (au voisinage de 0.10 g.g^{-1}) l'augmentation de pente des courbes de conductivité hydraulique (échantillons 1 et 3) pourrait s'expliquer par la vidange d'un grand nombre des pores lacunaires, mais cela est difficile à vérifier avec nos données.

Enfin, pour les humidités inférieures au point d'entrée d'air des agrégats, il semble bien que l'écoulement de l'eau soit limité par les surfaces de contact entre les agrégats: les relations $K(\omega)$ des échantillons à structure agrégée sont inférieures à celle de la structure quasi-continue, et les courbes $K(\omega)$ des échantillons sont *approximativement* parallèles. En pratique, l'écart observé entre les courbes $K(\omega)$ n'est cependant pas très important: il est au maximum d'un ordre de grandeur.

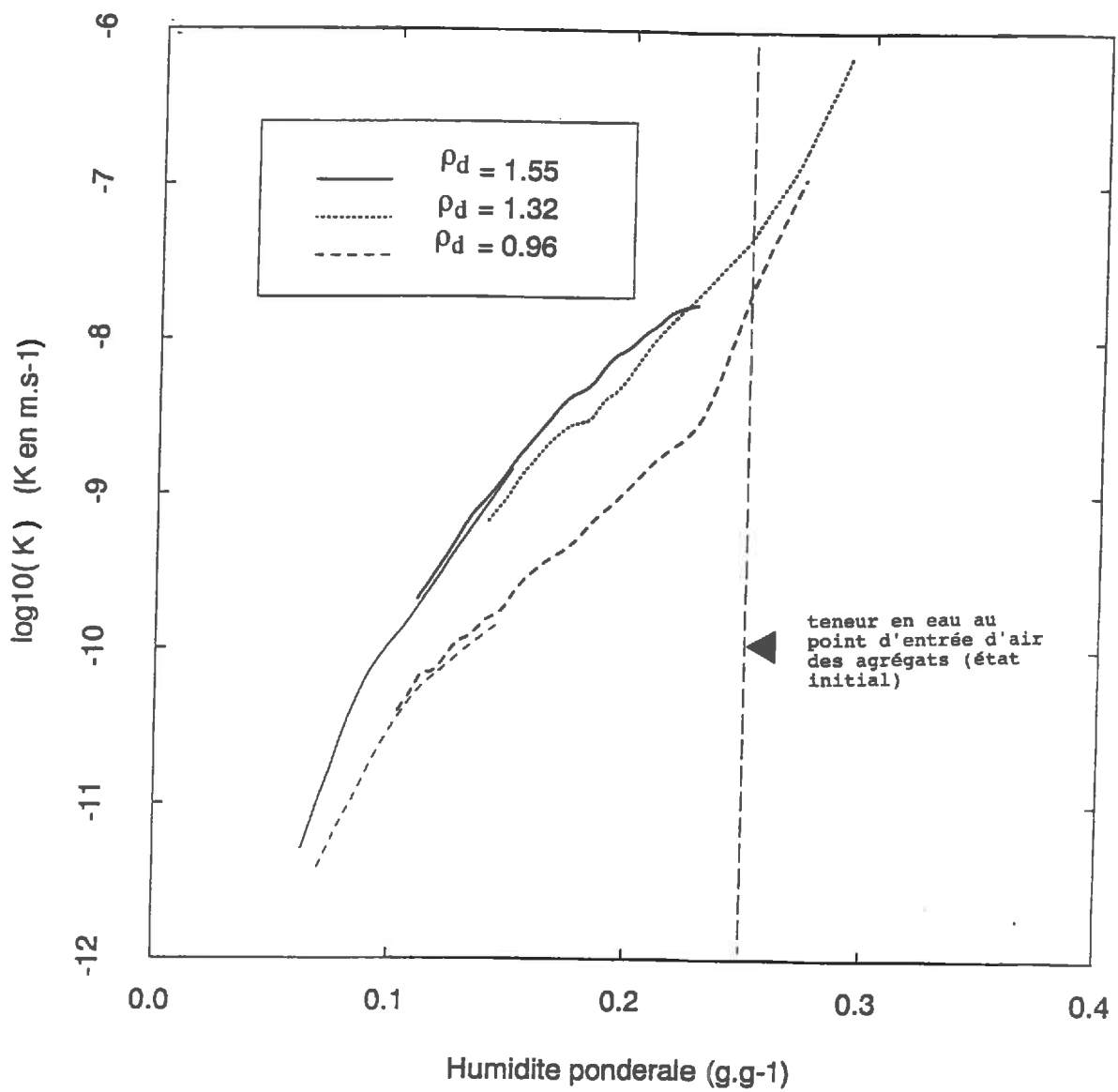


Figure 6.17 - Courbes de conductivité hydraulique des massifs d'agrégats: échantillon 1 (trait plein), échantillon 2 (pointillé) et échantillon 3 (tirets). La conductivité hydraulique est normalisée à 20°C.

4. ANALYSE DE MODELES DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

41. MODELES CAPILLAIRES A UNE DIMENSION

Les modèles capillaires à une dimension reposent sur des hypothèses physiques peu réalistes (chapitre 1). Les résultats expérimentaux obtenus montrent que les propriétés hydrodynamiques ne peuvent pas être expliquées uniquement en assimilant le sol à un faisceau de pores cylindriques: ainsi, l'interprétation des courbes de rétention repose sur l'existence de goulots d'étranglement dans les pores lacunaires, et l'interprétation des courbes de conductivité hydraulique est basée sur l'existence de surfaces de contact entre les agrégats.

Ces modèles sont cependant souvent utilisés en science du sol, et simples à mettre en oeuvre. Nous nous proposons donc de tester ces modèles, en suivant les recommandations de leurs auteurs. Les deux catégories de modèles capillaires à une dimension sont:

(a) Les modèles qui assimilent le comportement du sol à celui d'un tube capillaire unique et de rayon moyen équivalent (Averjanov 1950, Mualem 1978). Ces modèles peuvent être déjà rejetés car ils ne sont pas capable de rendre compte des changements de pente et de concavité de la relation $K(\omega)$ de l'échantillon 3 .

(b) Les modèles qui assimilent le comportement du sol à celui d'un faisceau de tubes capillaires parallèles et de rayons équivalents (Burdine 1953, Childs et Collis-George 1950, Mualem 1976). Après une étude de sensibilité de ces modèles, nous allons les comparer aux données expérimentales.

La mise en oeuvre des modèles de Burdine (1953), Childs et Collis-George (1950) et Mualem (1976) est la suivante:

(a) La forme intégrale des modèles est utilisée. Ceci permet de travailler avec une forme quelconque de la courbe de rétention. Le nombre de valeurs tabulées décrivant la courbe de rétention (1000) est bien supérieur à celui recommandé par Bruce (1972).

(b) Les modèles doivent être calés sur une valeur expérimentale de conductivité hydraulique. Classiquement, la conductivité hydrodynamiques à saturation est choisie. Or, pour un sol structuré, cette valeur est difficile à déterminer, et il est préférable de prendre une autre valeur (Van Genuchten et Nielsen 1985). Pour le calage, une valeur conductivité hydraulique correspondant à une humidité un peu inférieure au point d'entrée d'air des agrégats (0.20 g.g^{-1}) a été choisie.

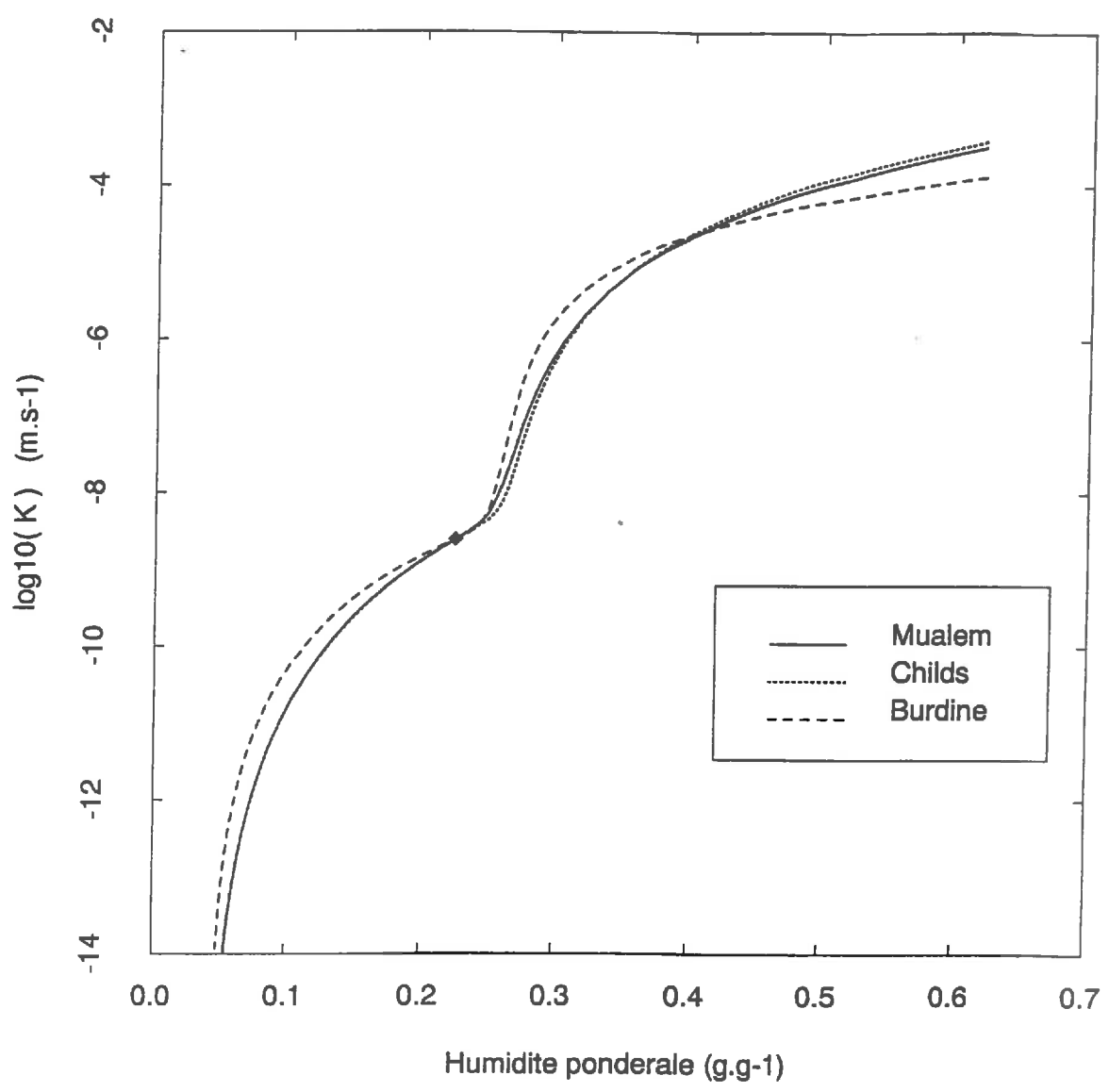


Figure 6.18 - Analyse de sensibilité de modèles capillaires à une dimension. Comparaison des formes intégrales des modèles de Mualem (1976), Childs et Collis-George (1950) et de Burdine (1953). La courbe de rétention est celle de l'échantillon 3 . La valeur de λ est 0.5 . Le point de calage est arbitraire (diamant).

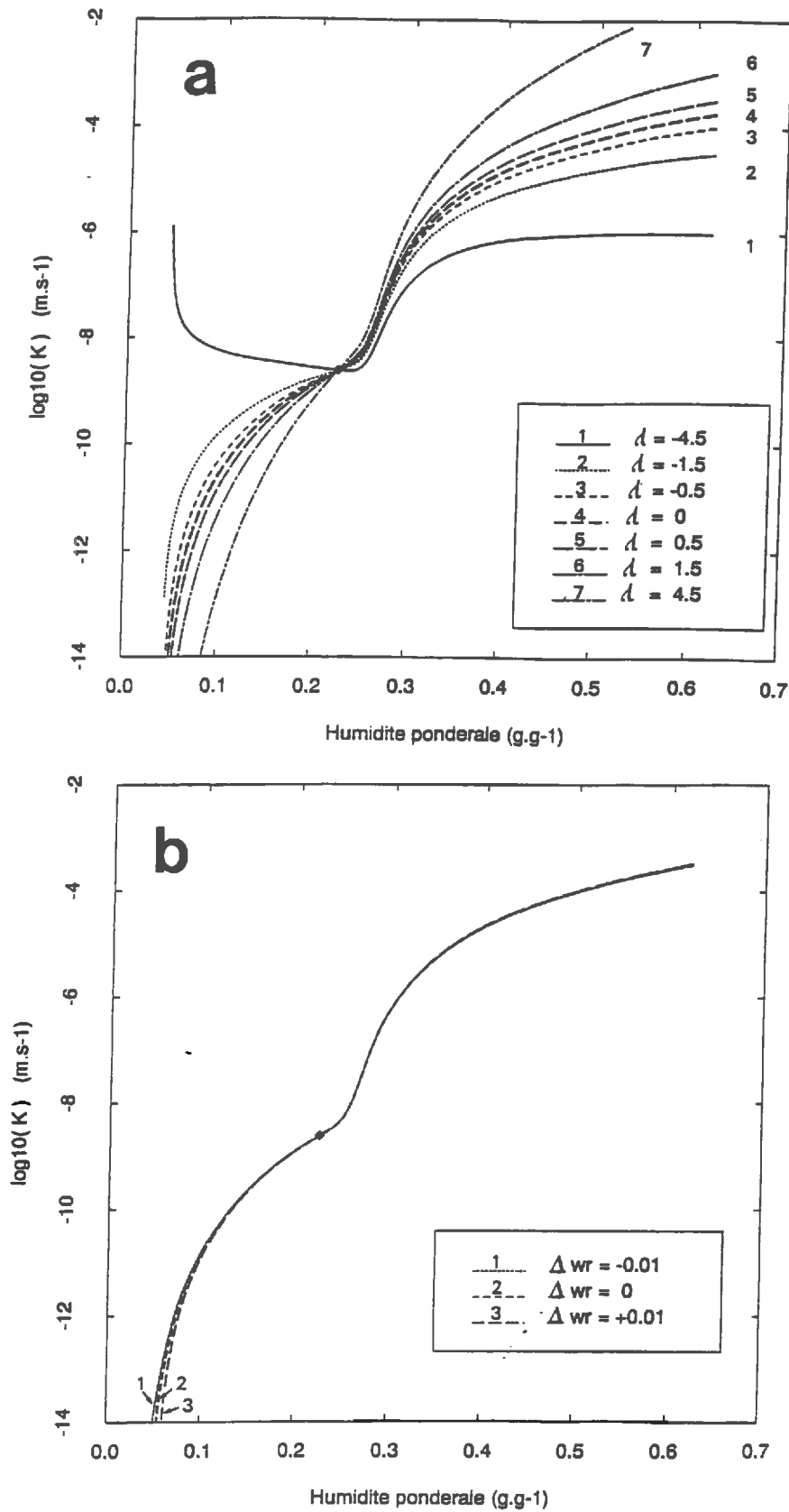


Figure 6.19 - Analyse de sensibilité du modèle de Mualem (1976). La courbe de rétention est celle de l'échantillon 3. Le point de calage est arbitraire (diamant).

(a) sensibilité à λ ; (b) sensibilité à un écart sur ω_r

(c) Les modèles contiennent alors deux paramètres: θ_r ("teneur en eau résiduelle") et λ (coefficient tenant compte de la tortuosité, des contacts entre les pores, de la forme de pores). En accord avec Mualem (1976) θ_r est défini comme la teneur en eau correspondant à $\psi_m = -140 \text{ m}$, et λ est fixé égal à 0.5.

411. Analyse de sensibilité des modèles

On étudie la sensibilité des modèles à θ_r et à λ , en utilisant la courbe de rétention de l'échantillon 3 (en dessous du point d'entrée d'air des agrégats, les résultats seraient peu différents avec les courbes de rétention des échantillons 1 et 2). La valeur de K_s est choisie arbitrairement.

Si on utilise les mêmes valeurs de λ et de θ_r , les courbes de conductivité hydrodynamiques calculées à partir des modèles de Burdine (1953), de Childs et Collis-George (1950) et de Mualem (1976) sont voisines (Fig. 6.18): les écarts entre les trois relations $K(\omega)$ sont en général inférieurs à 0.5 ordre de grandeur (ils atteignent 1 ordre de grandeur aux plus faibles humidités représentées). Dans la littérature, une difficulté pour choisir le "meilleur" modèle est le fait que les différents modèles sont comparés en attribuant à chacun différentes valeurs de λ . Par la suite, seul le modèle de Mualem (1976) sera considéré.

Le modèle de Mualem (1976) est très sensible au paramètre λ : quand on fait varier ce paramètre sur une gamme correspondant aux valeurs indiquées dans la littérature, la relation $K(\omega)$ change de plusieurs ordres de grandeur (Fig. 6.19a). Ceci traduit le rôle importante joué dans le modèle par la fonction empirique introduite pour rendre compte des effets de tortuosité et de surface de contact des pores. En accord avec Mualem (1976) on conserve par la suite la valeur $\lambda = 0.5$.

Le modèle de Mualem (1976) est peu sensible à une incertitude sur θ_r de 0.01 g.g^{-1} dans la gamme des teneurs en eau représentée: au dessus de 0.10 g.g^{-1} les relations $K(\omega)$ ne changent pas; aux plus faibles humidités la relation $K(\omega)$ change de moins de 1 ordre de grandeur (Fig. 6.19b).

412. Comparaison avec les données expérimentales

Quand il est ajusté sur une valeur expérimentale de conductivité hydraulique (Fig. 6.20), le modèle de Mualem est plutôt en bon accord avec les relations $K(\omega)$ des trois massifs d'agrégats, compte tenu de la précision expérimentale sur K (± 0.25 ordre de grandeur): les écarts sur la conductivité hydraulique sont inférieurs à un ordre de grandeur.

Par contre, si on n'ajuste pas les modèles capillaires testés sur une valeurs expérimentale de conductivité hydraulique, on trouve qu'ils surestiment très fortement les valeurs expérimentales de conductivité hydraulique: pour les trois échantillons, l'écart sur les valeurs de conductivité hydraulique sont compris entre 4 et 5 ordres de grandeur (Tab. 6.5).

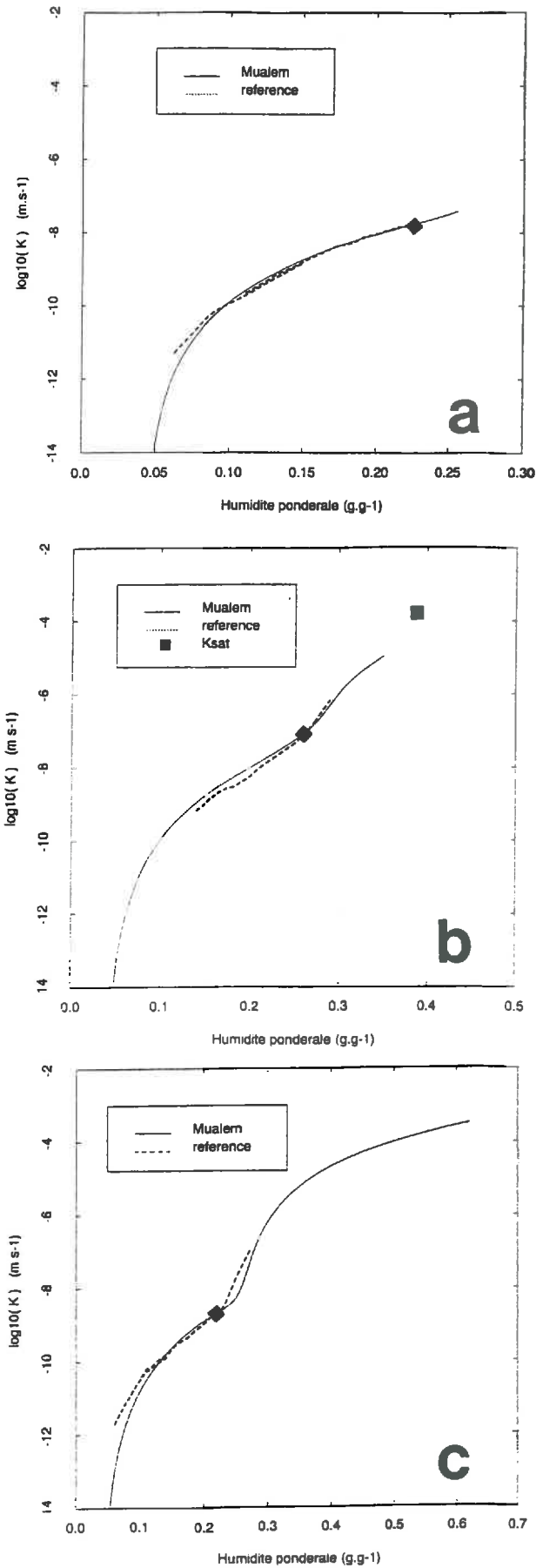


Figure 6.20 - Comparaison entre la prévision du modèle de Mualem (1976) et les données expérimentales. Le modèle est calé sur une valeur de conductivité (diamant). (a) échantillon 1 ; (b) échantillon 2 ; (c) échantillon 3

Tab. 6.5 - Rapport de la conductivité hydraulique expérimentale (pour une humidité de 0.22 g.g^{-1}) et de la conductivité hydrauliques estimée par les modèles capillaires (sans calage).

	échantillon 1	échantillon 2	échantillon 3
Mualem	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$9 \cdot 10^{-4}$
Childs	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$
Burdine	$2 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$

42. MODELE DE CONTACT ENTRE LES AGREGATS

Quand il n'y a plus d'eau dans la porosité structurale, le rôle limitant des surfaces de contact entre les agrégats peut être comparé à des modèles simples comme le modèle de Landauer (1952) ou le modèle de section efficace.

Cependant, pour pouvoir appliquer ces modèles correctement, il faudrait que la conductivité des agrégats dans les massifs soit toujours la même. Ceci n'est pas vrai pour les échantillons étudiés, qui ont subis un tassement textural: pour une même teneur en eau pondérale, la conductivité hydraulique des agrégats de l'échantillon 1 doit être plus faible que celle des agrégats des échantillons 2 et 3. Cela joue donc en sens inverse de l'effet limitant des surfaces de contact entre les agrégats.

Pour tester l'influence de la surface de contact entre les agrégats dans les massifs, une expérience complémentaire de caractérisation hydrodynamique a été faite avec la méthode de Wind (annexe G): elle concerne un échantillon (*échantillon 4*) dont la masse volumique moyenne (1.06 g.cm^{-3}) est intermédiaire entre celles des échantillons 2 et 3 (Fig. 6.21).

Un domaine de teneur en eau limité a été défini de façon arbitraire (entre 0.15 et 0.20 g.g^{-1}). La borne supérieure de ce domaine est assez éloignée du point d'entrée d'air des agrégats, et on suppose que la présence d'eau sous forme de ménisques ne modifie plus la surface de contact entre les agrégats. Sur ce domaine les courbes de conductivité hydraulique des échantillons sont approximativement parallèles et pratiquement linéaires: elles ont été ajustées par des droites (Tab. 6.6). En prenant comme référence l'échantillon 1 (structure quasi-continue), on calcule pour les trois autres échantillons le rapport entre leur conductivité hydraulique (K_i) et celle de l'échantillon 1 (K_1); ce rapport est comparé au rapport de la fraction volumique des agrégats dans le massif (x_i) et celle des agrégats dans l'échantillon 1 ($x_1 = 0.94$). La relation entre les conductivités hydrauliques relative (K_i / K_1) et les fractions volumiques relatives (x_i / x_1) est représentée sur la figure 6.22.

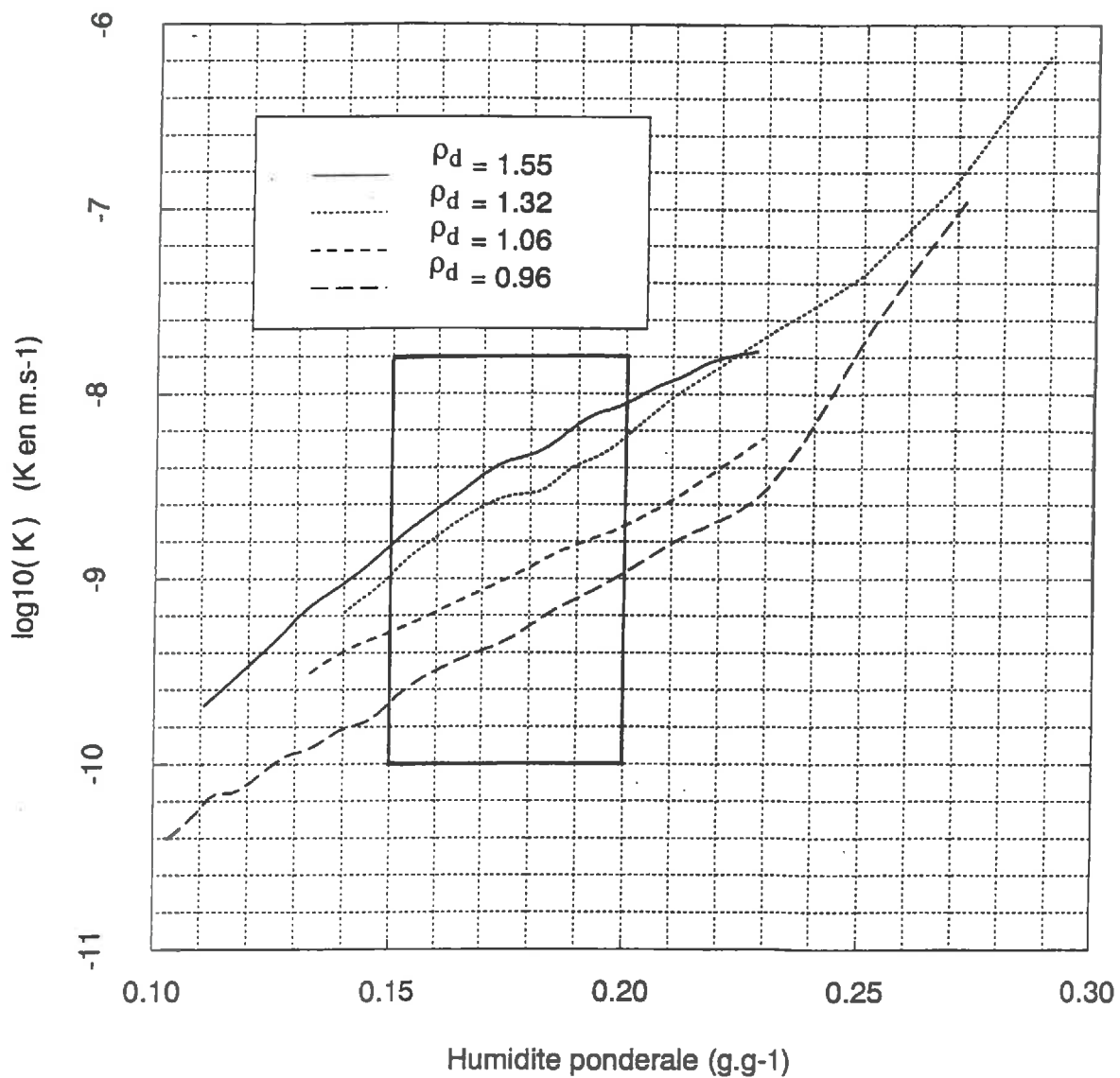


Figure 6.21 - Courbes de conductivité hydraulique des massifs d'agrégats: échantillon 1 ($\rho_d = 1.55$), échantillon 2 ($\rho_d = 1.32$), échantillon 3 ($\rho_d = 0.96$)(tirets) et échantillon 4 ($\rho_d = 1.06$).

La fenêtre correspond au domaine utilisé pour estimer l'influence des surfaces de contact entre les agrégats. La conductivité hydraulique est normalisée à 20°C.

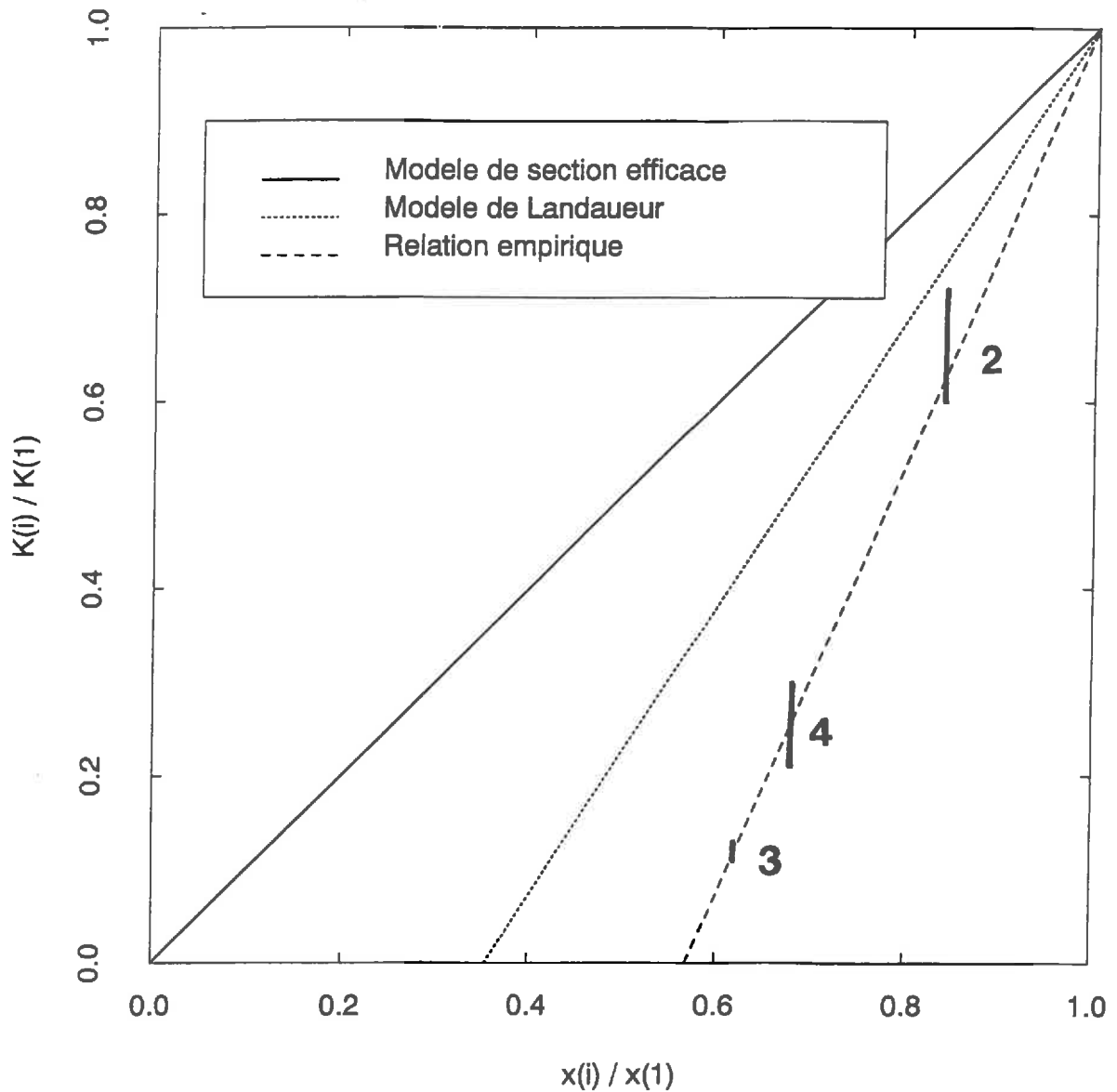


Figure 6. 22 - Influence des surfaces de contact entre les agrégats sur la conductivité hydraulique. Gamme des humidités pondérales entre 0.15 et 0.20 $\text{g} \cdot \text{g}^{-1}$. $x_{(i)}$ est la fraction volumique occupée par les agrégats dans l'échantillon " i ". $K_{(i)}$ est la conductivité hydraulique de l'échantillon " i ". Le numéro " i " des échantillons est en paramètre.

Le modèle de section efficace correspond à l'équation 2.1 . Le modèle de Landaeur correspond à l'équation 2.13 .

Dans la pratique, les écarts entre les conductivités hydrauliques des échantillons ne sont pas très importants: ils sont au maximum d'un ordre de grandeur. On constate que les conductivités hydrauliques relative (K_i / K_1) tendent vers zéro pour des fractions volumiques relatives (x_i / x_1) qui tendent approximativement vers 0.55, ce qui est représenté arbitrairement par une droite sur la figure 6.22; cette valeur limite de 0.55 correspond à une porosité structurale de l'ordre de 0.42, qui est proche des porosités obtenues un empilement aléatoire peu compacté de particules sphériques (Fiès 1971, Chrétien 1986).

Par comparaison, le modèle de section efficace (éq. 2.1) et le modèle de Landaeur (éq. 2.13) prévoient un rôle de la surface de contact entre les agrégats bien moins limitant.

Tab. 6.6 - Ajustement des relations $\log(K)$ en fonction de ω dans la gamme des humidités comprises entre 0.15 et 0.20 g.g^{-1} . La fraction volumique occupée par les agrégats dans un échantillon est x^t .

Echantillon	ρ_d	x^t	Origine	Pente
1	1.55	0.94	-11.0	14.9
2	1.32	0.84	-10.9	13.3
4	1.06	0.68	-11.1	11.9
3	0.96	0.62	-11.6	13.3

5. CONCLUSION DU CHAPITRE

Dans ce chapitre, nous avons commencé par déterminer et par analyser le sens physique des propriétés hydrodynamiques des trois massifs d'agrégats étudiés:

(a) Pratiquement, seule la méthode de référence a pu être mise en oeuvre, pour des valeurs de ψ_m supérieures à -30 m. La méthode inverse ne donne pas de résultats satisfaisants, probablement en raison du manque de flexibilité du modèle analytique $K(\theta)$ utilisé. Pour des humidités supérieures au point d'entrée d'air des agrégats, seules quelques valeurs de conductivité hydraulique ont pu être calculées. Par ailleurs, un bon accord entre la méthode de référence et la méthode simplifiée de Wind (1968) a été trouvé, qui confirme l'intérêt pratique de cette dernière méthode.

(b) Pour les conditions des calculs, on peut négliger le flux de vapeur d'eau et le flux de la phase solide devant le flux d'eau en phase liquide. Dans le calcul des gradients

verticaux de potentiel hydrique, une hypothèse qui n'a pas pu être vérifiée est que les gradients de potentiel osmotique sont négligeables. Sous réserve de cette hypothèse, les conductivités hydrauliques calculées peuvent être assimilées à la conductivité hydraulique au sens de Darcy (c'est-à-dire à la conductivité de l'eau liquide par rapport à la phase solide).

(c) Le potentiel de pression dans le sol est négligeable devant le potentiel matriciel seulement pour des humidités inférieures au point d'entrée d'air des agrégats. En conséquence, les courbes de rétentions déterminées expérimentalement ne sont probablement pas la courbe de rétention au sens où elle a été définie (relation entre le potentiel matriciel et la teneur en eau) pour les humidités supérieures au point d'entrée d'air des agrégats.

Ensuite, nous avons cherché à interpréter l'allure des propriétés hydrodynamiques des échantillons étudiés en nous basant sur l'analyse des systèmes de porosité:

(a) Pour l'échantillon 3, qui est le moins compacté, un changement d'allure des propriétés hydrodynamiques est mis en évidence au voisinage du point d'entrée d'air des agrégats; cela s'explique par la transition entre une porosité structurale fonctionnelle et non fonctionnelle vis-à-vis de la rétention de l'eau et de la conductivité hydraulique. Les propriétés hydrodynamiques de l'échantillon 2 présentent un changement d'allure comparable, mais moins contrasté; pour cet échantillon, il est d'ailleurs probable que la distribution de taille des pores est trimodale (suite à une fissuration des agrégats lors du compactage).

(b) Les différences constatées entre les courbes de rétention des échantillons $\psi_m(\omega)$ pour les humidités inférieures au point d'entrée d'air des agrégats, sont interprétées par un ressèment des étranglements des pores lacunaires du au compactage. Cette explication est confirmée par des mesures complémentaires (masses volumiques, courbe de rétention, porosimétrie à mercure) faites sur des agrégats issus de massifs compactés à différents indices des vides. En pratique, ce phénomène de compactage textural peut ne pas être décelable par une mesure de la masse volumique des agrégats, alors qu'il a des conséquences importantes sur la rétention de l'eau par le sol.

(c) Les courbes de conductivité hydraulique $K(\omega)$ des massifs ont été analysées plus en détail pour les humidités pondérales inférieures au point d'entrée d'air des agrégats (0.25 g.g^{-1}). Pour l'échantillon 3, pour les humidités comprises entre 0.22 et 0.25 g.g^{-1} , l'allure de la relation $K(\omega)$ s'expliquerait par la présence de ménisques d'eau entre les agrégats, qui auraient une influence notable sur la conductivité hydraulique du massif. Pour les humidités inférieures à 0.20 g.g^{-1} , les relations $K(\omega)$ des échantillons sont approximativement parallèles, et leur classement s'interprète par un effet limitant des surfaces de contact entre les agrégats sur la conductivité hydraulique des massifs. Les résultats nous semblent cohérents avec la porosité structurale maximale obtenue avec un empilement aléatoire de particules sphériques (Fiès 1971, Chrétien 1986); ils montrent que l'effet limitant des surfaces de contact entre les agrégats est sous-estimé par deux modèles classiques: un modèle de section efficace (Bruckler 1979) et un modèle de

milieu effectif (Landaueur 1952).

Les résultats obtenus et leur interprétation (tassement textural, rôle limitant des surfaces de contact entre les agrégats sur la conductivité hydraulique) illustrent l'empirisme des modèles de prévision de la conductivité hydraulique du sol qui assimilent l'espace poral du sol à un faisceau de tubes capillaires cylindriques. Pour les échantillons étudiés, ce type de modèle (Mualem 1976, Childs et Collis-George 1950, Burdine 1953), s'il n'est pas ajusté sur une valeur expérimentale de conductivité hydraulique, surestime la conductivité hydraulique de 4 à 5 ordres de grandeurs. Par contre, quand il est ajusté arbitrairement sur une valeur expérimentale de conductivité hydraulique, ce type de modèle couplant empiriquement la relation $\psi_m(\omega)$ et la relation $K(\omega)$ ne peut être remis en cause, compte tenu de la précision sur les valeurs expérimentales de conductivité hydraulique (biais relatif inférieur à 60% environ).

CONCLUSION GENERALE

A l'échelle macroscopique, la principale difficulté de la modélisation mécaniste des transferts d'eau dans le sol est la connaissance des propriétés hydrodynamiques du sol (courbe de rétention et relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau). Or il existe peu d'études expérimentales ou théoriques établissant un lien satisfaisant entre les propriétés hydrodynamiques du sol et des propriétés pourtant très générales des sols qui sont leur caractère déformable et hétérogène. Ainsi, l'objectif de cette étude était d'établir et de comprendre les relations existant entre l'espace poral d'un sol hétérogène (en considérant cette hétérogénéité dans un sens restreint: distribution plurimodale de taille des pores) et ses propriétés hydrodynamiques. Pour simplifier l'étude, nous nous sommes limités au cas des sols peu déformables et à des conditions d'écoulement telles que la loi de Darcy s'applique.

La conductivité hydraulique du sol est difficile à déterminer expérimentalement, et plusieurs auteurs ont cherché à modéliser cette grandeur, en se basant sur une représentation plus ou moins complexe de l'espace poral du sol. Quand ils sont confrontés à des données expérimentales, les modèles proposés présentent souvent des biais par rapport aux données expérimentales. Par rapport à ces difficultés pour la prévision quantitative de la conductivité hydraulique du sol, une méthode simple d'analyse a été proposée. Cette méthode constitue tout au plus une référence pour rechercher des discontinuités dans l'allure des propriétés hydrodynamiques du sol; elle est basée sur une analyse compartimentale de la porosité du sol (Stengel 1979, Fiès 1978). Ainsi, pour un sol à structure fragmentaire, notre hypothèse de départ était que les propriétés hydrodynamique présentent un changement d'allure qui pourrait être mis en relation avec la présence d'eau ou non dans l'espace poral structural; un indicateur de cette transition serait la teneur en eau au point d'entrée d'air des éléments texturaux.

En raison de l'importante variabilité des propriétés hydrodynamiques du sol et des difficulté pour contrôler au mieux les conditions de mesure *in situ*, nous avons choisi de travailler au laboratoire. Il nous a également paru nécessaire de commencer par étudier un modèle physique géométriquement simple de sol hétérogène: un massif d'agrégats compacté à un indice des vides donné.

Dans un premier temps, nous avons recherché une méthode la plus précise possible et non destructive pour la caractérisation hydrodynamique au laboratoire d'un échantillon de sol unique (pour éviter de prendre en compte la variabilité inter-échantillons) sur une gamme d'humidité la plus large possible. Le dispositif considéré correspond à une colonne de sol initialement saturée et soumise à une demande évaporative à la surface. L'optimisation des mesures a conduit à proposer une colonne de 6 cm de haut et de 10 cm de diamètre, les mesures de potentiel hydrique étant faites tous les 10 mm de profondeur et les mesures d'humidité tous les 5 mm . Par des simulations d'expérience, nous avons commencé par évaluer la précision numérique de trois méthodes de caractérisation hydrodynamique:

(a) *Une méthode directe "de référence" (Vachaud et al. 1978)*

En conditions transitoires, il est souvent considéré que cette méthode est la plus précise, mais il existe peu d'études sur sa précision. Pour des incertitudes petites en pratique sur les humidités ($\sigma = 0.01 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$) et sur les potentiels matriciels ($\sigma = 2.5 \text{ mm}$) les simulations montrent que la méthode doit être utilisée avec prudence: il faut que les variations de stock d'eau et que les différences de potentiel hydrique utilisées dans les calculs soient significativement différentes de zéro avec un niveau de probabilité supérieur ou égal à 0.99 ; avec un critère moins sévère les valeurs calculées de conductivité hydraulique ne sont pas réalistes. Dans les conditions expérimentales étudiées, il serait ainsi impossible de déterminer la conductivité hydraulique d'un sol à texture sableuse. Pour un sol à texture limoneuse, il serait possible de calculer des valeurs moyennes de conductivité hydraulique avec un biais relatif inférieur à 60 % .

(b) *Une méthode inverse (Zachmann et al. 1971)*

La méthode précédente appliquée à des conditions d'évaporation ne permet pas d'obtenir des valeurs de conductivité hydraulique en conditions trop humides, tant que les gradients de potentiel total de l'eau sont trop petits pour pouvoir être mesurés. C'est la raison principale qui a conduit à tester une méthode inverse. Si les méthodes inverses sont souvent utilisées pour la caractérisation hydrodynamique du sol, il nous semble que la question de l'unicité de la solution est souvent abordée de façon incomplète. Notre étude numérique a montré qu'une analyse détaillée de la relation entre le critère à minimiser et les paramètres estimés était indispensable pour résoudre un cas très simple en pratique. Elle a aussi montré que l'utilisation des méthodes inverses était très risquée tant qu'une forme analytique simple et suffisamment souple pour décrire la conductivité hydraulique du sol n'était pas connue. Pour les expériences réelles, une méthode inverse n'a pas pu être mise en oeuvre de manière satisfaisante.

(c) *Une méthode simplifiée (Wind 1968)*

En raison de la lourdeur du dispositif impliqué par la méthode directe "de référence", il paraît utile d'évaluer conjointement à cette méthode les performances de méthodes "simplifiées". Ainsi une méthode simple (Wind 1968) a été testée: l'étude numérique a montré que la méthode de Wind devait être aussi précise que la méthode "de référence", pour caractériser des échantillons de sol rigides et entièrement uniformes. Ce résultat a été confirmé expérimentalement, pour des échantillons de sol peu déformables (variation de masse volumique moyenne pendant une expérience inférieure à $0.05 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$) et assez uniformes (écarts de masse volumique dans un échantillons inférieurs à $0.10 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$).

Ensuite, nous avons mis en oeuvre le dispositif expérimental de caractérisation hydrodynamique, ce qui a nécessité des mises au point métrologiques. Les potentiels hydriques dans le sol ont été mesurés par tensiométrie; la précision des mesures ($\pm 2 \text{ mm}$) et le fonctionnement des capteurs sont très satisfaisants par rapport aux données de la

littérature. Pour les mesures locales d'humidité et de masse volumique, un dispositif de scrutation gamma double-source a été mis en oeuvre. La précision des mesures est d'environ $\pm 0.02 \text{ g.cm}^{-3}$ pour les masses volumiques et $\pm 0.015 \text{ cm}^3.\text{cm}^{-3}$ pour les humidités. Les mesures de masse volumique ont servi à tester les hypothèses d'uniformité et de rigidité des échantillons de sol étudiés.

Le dispositif expérimental été utilisé pour caractériser une série de quatre massifs d'agrégats d'un même sol à texture limoneuse (11 % d'argile) et peu gonflant. Pour ces échantillons, nous avons essayé de vérifier les hypothèses physiques impliquées dans la caractérisation hydrodynamique du sol: il a été possible de calculer la conductivité hydraulique dans la gamme de potentiel matriciel comprise entre 0 et -30 m sans avoir à tenir compte du transfert de vapeur d'eau et du retrait du sol; une hypothèse qui n'a pas pu être vérifiée est que l'on peut négliger les gradients de potentiel osmotique dans le sol. Sous réserve de cette hypothèse, l'allure des propriétés hydrodynamiques des massifs a été mise en relation avec l'analyse des systèmes de porosité. L'interprétation des résultats concerne trois aspects:

(a) La vidange des pores structuraux au cours du dessèchement des massifs

Pour les massifs d'agrégats à structure non continue, les propriétés hydrodynamiques présentent des changements d'allure au voisinage du point d'entrée d'air des agrégats. En particulier, pour un massif d'agrégats peu compacté (masse volumique sèche moyenne 0.96 g.cm^{-3}) la pente de relation entre la conductivité hydraulique et l'humidité change au voisinage du point d'entrée d'air des agrégats, ce qui s'interprète par la transition entre un espace poral structural conducteur et non conducteur pour l'eau. Toutefois, cette transition se produit pour une humidité un peu inférieure à l'humidité au point d'entrée d'air des agrégats (écart de 0.02 g.g^{-1}); cela a été interprété par la présence de ménisques entre les agrégats ayant une influence encore importante sur les surfaces de contact entre ces agrégats.

(b) L'influence du tassement sur la courbe de rétention d'un sol en dessous du point d'entrée d'air des agrégats

Les courbes de rétention des massifs d'agrégats ne se rejoignent pas pour des humidités pondérales où il n'y aurait en principe pas d'eau dans les pores structuraux. En pratique, les différences constatées sont fortes. Des expériences complémentaires permettent d'interpréter cette différence entre les courbes de rétention par un tassement textural (rétrécissement des goulots d'étranglement des pores lacunaires).

(c) Le rôle de la structure du sol sur la conductivité hydraulique en dessous du point d'entrée d'air des agrégats

Un peu en dessous du point d'entrée d'air des agrégats, les courbes de conductivité hydraulique des massifs d'agrégats présentent un classement et sont approximativement parallèles. Le rapport des conductivités hydrauliques d'un massif à structure fragmentaire et celui d'un massif à structure continue (gamme d'humidité entre 0.15 et 0.20 g.g^{-1}) semble s'annuler pour une fraction volumique des agrégats du massif

d'environ 0.55 , ce qui correspond aux plus petites porosités obtenues sur des empilements de particules sphériques. Par comparaison avec ces résultats, le parallélisme des relations conductivité hydraulique - humidité pondérale était prévu par des modèles simples (Bruckler 1979, Landaueur 1952); mais il semble que ces modèles sous-estiment l'effet limitant des surfaces de contact entre les agrégats sur la conductivité hydraulique.

Il nous semble que cette étude expérimentale faite sur une série de massifs d'agrégats d'un même sol aide un peu à mieux comprendre les relations entre l'espace poral du sol et ses propriétés hydrodynamiques. Le schéma d'interprétation proposé illustre l'empirisme des modèles capillaires classiques. Cependant, on remarquera qu'il n'a pas été possible pour nos données expérimentales de rejeter le modèle de Mualem (1976) si celui-ci est ajusté arbitrairement sur une valeur de conductivité hydraulique. Cette étude montre la difficulté pour la mise en oeuvre d'une modélisation déterministe de la conductivité hydraulique, qui nécessiterait probablement l'utilisation de méthodes lourdes d'analyse d'image pour décrire l'espace poral du sol (en tenant compte de son histoire hydrique et mécanique). Une modélisation déterministe paraît toutefois utile pour plusieurs raisons. Un objectif serait (au moins) de prévoir qualitativement l'allure des propriétés hydrodynamiques du sol; on pourrait alors rechercher une typologie des propriétés de transfert d'eau dans les sols. On pourrait aussi s'aider de ces modèles pour rechercher des formes analytiques simples, pouvant être couplées à des méthodes inverses. Un autre objectif serait de mieux comprendre les limites de l'approche macroscopique (étude des écoulements d'eau dans les macropores, étude des milieux poreux faiblement connectés...).

Pour des raisons de temps, nous avons seulement étudié quatre échantillons au laboratoire. Par rapport à la complexité des phénomènes naturels, il nous semble que ce type d'étude sur des modèles physiques simplifiés de milieu poreux et en conditions contrôlées, est nécessaire pour mettre en évidence des particularités du fonctionnement hydrodynamique du sol. Il est clair cependant, que ce travail doit se faire en parallèle avec des études *in situ*, afin de mieux savoir dans quelles limites on peut passer de l'échelle macroscopique à l'échelle du terrain.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Alexander L., Skaggs R.W. 1987

Predicting unsaturated hydraulic conductivity from soil texture.
J. of Irrig. and Drainage Eng., 113:184-197.

Anderson J.L., Bouma J. 1973

Relationships between saturated hydraulic conductivity and morphometric data of an argillic horizon.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 37:408-413.

Angulo R. 1989

Caractérisation hydrodynamique de sols déformables partiellement saturés. Etude expérimentale à l'aide de la spectrométrie gamma double-source.
Thèse de doctorat, I.N.P.G., Grenoble, 209 p.

Aucher M. 1985

La cavitation
La Recherche, N°168, Vol. 16, pp 406-414

Auriault J.L., Lebaigne E., Bonnet G. 1989

Dynamics of two immiscible fluids flowing through deformable porous media.
Transport in Porous Media, 4:105-128.

Averjanov S.F. 1950

About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation.
English Collection, 7:19-21.

Bachmat Y., Bear J. 1986

Macroscopic modelling of transport phenomena in porous media: 1. The continuum approach.
Transport in Porous Media, 1:213-240.

Bard Y. 1974

Nonlinear parameter estimation.
In Academic press, New-York, USA, 341 p.

Barnes C.J. 1989

Solute and water movement in unsaturated soils.
Water Resour. Res., 25:38-42.

Bear J., Bachmat Y. 1986

Macroscopic modelling of transport phenomena in porous media: 2. Application to mass, momentum and energy transport.
Transport in Porous Media, 1:241-269.

Belmans C., Wesseling J.G., Feddes R.A. 1983

Simulation model of the water balance of a cropped soil: SWATRE.
J. of Hydrol., 63:271-286.

Berthelot M. 1850

Sur quelques phénomènes de dilatation forcée des liquides
Annales de Chimie et de Physique, 30: 232-237

Beuving J. 1984

Vocht- en doorlatendheidskarakteristieken, dichtheid en samenstelling van bodemprofielen in zand-, zavel-, klei- en veengrond.
Report 10, I.C.W., Wageningen, Pays-Bas.

Bloemen G.W. 1980

Calculation of hydraulic conductivities of soils from texture and organic matter content.
Z. Pflanzenernaehr. Bodenkd., 143:581-605.

Boels D., Van Gils J.B.H.M., Veerman G., Wit K.E. 1978

Theory and system of automatic determination of soil moisture characteristics and unsaturated hydraulic conductivities.
Soil Sci., 126:191-199.

Bouma J. 1973

Use of physical methods to expand soil survey interpretations of soil drainage conditions.
Soil Sci. Soc. Am. J., 37:413-420.

Bouma J. 1977

Soil survey and the study of water in unsaturated soils.
Soil Survey Papers N°13, Soil Survey Institute, Wageningen, The Netherlands, 108 p.

Bouma J. 1983

Use of soil survey data to select measurement techniques for hydraulic conductivity.
Agric. Water Management, 6:177-190.

Bouma J. 1985

Soil variability and soil survey
In Pudoc Wageningen (éd.), Proceedings of a workshop of the ISSS and the S.S.S.A., Las Vegas (30 Novembre 1984), p.130-148.

Bouwer H., Rice R.C. 1984

Hydraulic properties of stony vadose zones.
Gronwater, 22:696-705.

Bowen R.M. 1980

Incompressible porous media models by use of the theory of mixtures.
J. Eng. Sci., 18:1129-148.

Box J.E., Taylor S.A. 1961

Influence of soil bulk density on matric potential.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 26:119-122.

Brailsford A.D. 1986

A phenomenological classification of the electrical conductivity of dispersed soil electrolyte systems.
Solid State Ionics, 21:159-169.

Brandyk T., Wesseling J.G. 1985

Steady state capillary rise in some soil profiles.
Z. Pflanzenernaehr. Bodenkd., 148:54-65.

Bresler E., Russo D., Miller R.D. 1978

Rapid estimate of unsaturated hydraulic conductivity function.
Soil Sci. Soc. Am. J., 42:170-172.

Bridge J, Collis-George N. 1973

A dual source gamma ray traversing mechanism suitable for the non-destructive simultaneous measurement of bulk density and water content in columns of swelling soil.
Aust. J. Soil. Res., 11:83-92.

Briggs L.J. 1950

Limiting negative pressure of water
Journal of applied physics, 21: 721-722

Brooks R.H., Corey A.T. 1964

Hydraulic properties of porous media.
Hydrology paper N° 3, Colorado State Univ., Fort Collins, USA.

Brooks R.H., Corey A.T. 1966

Properties of porous media affecting fluid flow.
J. Irr. Drain., Div. Proc. Amer. Soc. Civil Engrs, 4855:61-88

Bruce R.R. 1972

Hydraulic conductivity evaluation of the soil profile from soil water retention relations.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 36:555-561.

Bruce R.R., Luxmoore R.J. 1986

Water retention: field methods.
In A. Klute (éd.), *Methods of soil analysis. Part 1. Agronomy monograph N°9* (2nd edition), pp. 663-686.

Bruckler L. 1979

L'imbibition et la germination des semences en conditions sèches: influence des caractères physiques du lit de semence.
Thèse de docteur ingénieur, I.N.A.P.G., Paris-Grignon, 125 p.

Bruckler L. 1983

Analyse théorique des erreurs de mesure de teneur en eau et de masse volumique par atténuation gamma.
Bull. G.F.H.N., 13:7-33.

Bruckler L. 1983b

Rôle des propriétés physiques du lit de semences sur l'imbibition et la germination: II. Contrôle expérimental d'un modèle d'imbibition des semences et possibilités d'applications.
Agronomie, 3:223-232.

Bruckler L. 1984

Utilisation des micropsychromètres pour la mesure du potentiel hydrique du sol en laboratoire et in situ.
Agronomie, 4:171-182.

Buckingham E. 1907

Studies of the movement of soil moisture.
Bur. of Soil Bull. N°38, Us. Dep. of Agric. (USDA), Washington DC

Burdine N.T. 1953

Relative permeability calculations from pore-size distribution data.
Trans. Am. Inst. Min. Engrs, 198:71-78.

Burger H.C. 1919

Das leitvermögen verdünnter mischkristalfreier legierungen.
Physical Zeitung, 20:73-75.

Carman P.C. 1939

Permeability of saturated sands, soils and clays.
J. Agr. Sci., 29:262-273.

Carrera J., Neuman S.P. 1986

Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions.
Water Resour. Res., 22:199-242.

Carsel R.F., Parrish R.S. 1988

Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics.
Water Resour. Res., 24:755-769.

Cary J.W. 1964

An evaporation experiment and its irreversible thermodynamics.
Intern. J. Heat Mass Transfer, 7:531-537.

Cassel D.K., Klute A. 1986

Water potential: tensiometry.
In A. Klute (ed.), *Methods of soil analysis. Part 1. Agronomy monograph N°9 (2nd edition)*, pp. 563-596.

Chang R.K. 1968

Component potentials and hysteresis in water retention by compacted clay soil aggregates.
Soil Sci., 105:172-176.

Chang R.K., Warkentin B.P. 1968

Volume change of compacted clay soil aggregates.
Soil Sci., 105:106-111.

Chanzy A. 1991

Modélisation simplifiée de l'évaporation d'un sol nu utilisant l'humidité et la température de surface accessibles par télédétection.
Thèse de doctorat, I.N.A.P.G., Paris-Grignon, 221 P.

Childs E.C. 1969

An introduction to the physical basis of soil water phenomena
John Wiley and sons (éd.), New York, 433 p.

Childs E.C., Collis-George N. 1950

The permeability of porous materials.
Proc. Roy. Soc. A., 201: 392-405.

Chrétien J. 1986

Rôle du squelette dans l'organisation des sols.
Thèse de doctorat, IST, Dijon, 412 p.

Clapp B.B., Hornberger G.M. 1978

Empirical equation for some soil hydraulic properties.
Water Resour. Res., 14:601-604.

Constanz J. 1982

Temperature dependance of unsaturated hydraulic conductivity.
Soil Sci. Soc. Am. J., 46:466-470.

Coppola M., Reiniger P. 1974

Influence of the chemical composition on the gamma-ray attenuation by soils.
Soil Sci., 117:331-335.

Corey G.L., Corey A.T. 1967

Similitude for drainage of soils.
J. of the Irrig. and Drainage Div., Proc. of the Am. Soc. Civ. Eng., 3:3-23.

Corey J.C., Peterson S.F., Wakat M.A. 1971

Measurement of attenuation of ^{137}Cs and ^{241}Am gamma rays for soil density and water content determination.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 35:215-219.

Cosby B.J., Hornberger G.M., Clapp R.B., Ginn T.R. 1984

A statistical exploration of the relationships of soil moisture characteristics to the physical properties of soils.

Water Resour. Res., 6:682-690.

Crausse P. 1983

Etude fondamentale des transferts couplés de chaleur et d'humidité en milieu poreux non saturé.

Thèse de doctorat d'état, E.N.S.E.E.I.H.T. (2 tomes).

Croney D., Coleman J.D. 1954

Soil structure in relation to soil suction (pF).

J. of Soil Sci., 5:75-84.

Cruziat P., Tyree M.T. (1990)

La montée de la sève dans les arbres

La Recherche, N°220, Vol. 21, pp 406-414

Cvetkovic V.D. 1986

A continuum approach to high velocity flow in a porous medium.

Transport in Porous Media, 1:63-97.

Daian J.F. 1971

On a system of automatic scanning and recording of fluid pressures with particular application to the study of water balance made in situ.

C. R. Acad. Sci., 272:348-350.

Dane J.H., Hruska S. 1983

In-situ determination of soil hydraulic properties during drainage.

Soil Sci. Soc. Am. J., 47:619-624.

Darcy H. 1856

Les fontaines publiques de la ville de Dijon.

Dalmont (éd.), Paris.

Darrozes J.S., Chahine G.L. 1983

Les recherches sur le phénomène de cavitation effectuées à l'école nationale supérieure de techniques avancées

Science et techniques de l'armement, Tome 57, Fasc. 1, 172 p.

De Cockborne A.M. 1980

Transfert des nitrates, en milieu poreux saturé, en présence d'une porosité structurale.

Thèse de doctorat, I.N.P.G., Grenoble, 93 p.

De Vriès D.A. 1963

Thermal properties of soils.

In Van Wijk (éd.), Physics of plant environment, North-Holland Publ. Cy., Amsterdam, p 210-235.

Dullien F.A.L. 1975

Single phase flow through porous media and pore structure.

The Chemical Engineering Journal, 10:1-34.

Faure A. 1978

Comportement des sols au compactage: rôle de l'argile et conséquences sur l'arrangement des grains.

Thèse de doctorat ès sciences, U.S.M.G., Grenoble, 179 p.

Faure A. 1981

Réflexions sur le concept d'espace poral.

Science du Sol, Bull. de l'A.F.E.S., 2:161-167.

Fiès J.C. 1971

Recherche d'une interprétation texturale de la porosité des sols.

Agronomie, 22:655-685.

Fiès J.C. 1978

Porosité d'un sol: étude de son origine texturale.

Thèse de doctorat, ULP, Strasbourg, 145 p.

Fiès J.C. 1981

Densité texturale de sols naturels: 2. Eléments d'interprétation.

Agronomie, 1:659-666.

Fiès J.C. 1982

Etude des écoulements en milieux saturés en relation avec la morphologie de l'espace poral du sol.

Rapport final, Recherche financée par la DGRST, I.N.R.A., Montfavet, juillet 1982, 68 p.

Fiès J.C. 1984

Analyse de la répartition du volume des pores dans les assemblages argile-squelette: comparaison entre un modèle d'espace poral textural et les données fournies par la porosimétrie à mercure.

Ann. Agron., 4:891-899.

Fiès J.C., Zimmer D. 1982

Etude expérimentale de modifications de l'assemblage textural d'un matériau sablo-argileux sous l'effet de pressions.

Bull. G.F.H.N., 12:39-54.

Flühler H., Ardakani M.S., Stolzy L.H. 1976

Error propagation in determining hydraulic conductivities from successive water content and pressure head profiles.

Soil Sci. Soc. Am. J., 40:830-836.

Fritton D.D. 1969

Resolving time, mass absorption coefficient and water content with gamma-ray attenuation.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 33:651-655.

Gardner W.H., Campbell G.S., Calissendorf C. 1972

Systematic and random errors in dual gamma energy soil bulk density and water content measurements.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 36:393-398.

Gipouloux O., Caltagirone J.P., Morel P. 1991

Approche numérique du comportement de la loi de Darcy en fonction du nombre de Reynolds.

C. R. Acad. Sci. Paris, série II, 313:1493-1498.

Giraud G. 1983

Simulations en percolation par des mélanges d'objets conducteurs et isolants.
Thèse de docteur ès-science, Univ. De Provence, 181 p.

Graton L.C., Fraeser H.J. 1935

Systematic packing of sphere with particular relation to porosity and permeability.
J. Geology, 43:785-909.

Gray W.G., O'Neill K. 1976

On the general equations for flow in porous media and their reduction to Darcy's law.
Water Resour. Res., 12:148-154.

Grimaldi M. 1981

Contribution à l'étude du tassement des sols: évolution de la structure d'un matériau limoneux soumis à des contraintes mécaniques et hydriques.
Thèse de docteur ingénieur, E.N.S.A.R., Rennes, 157 p.

Groenevelt P.H. 1974

The use of a dual gamma scanner to observe the shrinkage of clay.
Geoderma, 11:287-295.

Groenevelt P.H., De Swart J.G., Cisler J. 1969

Water content measurement with 60 keV gamma ray attenuation.
Bull. of the IASH, XIV, 2:67-78.

Groenevelt P.H., Bolt G.H. 1972

Water retention in soils
Soil Sci., 113:238-245.

Guérif J. 1988

Mécanismes du compactage.
C. R. Acad. Agric. Fr., 74:9-28.

Gupta S.C., Larson W.E. 1979

Estimating soil water retention characteristics from particle size distribution, organic matter percent and bulk density.
Water Resour. Res., 15:1633-1635.

Guyon E., Roux S. 1987

Les matériaux hétérogènes.
La Recherche, 191:1050-1058.

Habib J. 1973

Les écoulements de filtration dans le kaolin et la loi de Darcy.
Ann. Agron., 24:615-637.

Halbertsma J., Veerman G., Tamari S. 1988

A directory of FORTRAN programs for the calculation of soil hydraulic properties: user manual.
Nota 1886, I.C.W., Wageningen, Pays-Bas, 80 p.

Hale D.K. 1976

Review - The physical properties of composite materials.
J. of Materials Science, 11:2105-2141.

Hillel D. 1971

Soil and water.
Academic press (éd.), New York and London, p.288.

Hillel D., Baker R. 1989

A descriptive theory of fingering during infiltration into layered soils.
Soil Sci., 146:51-56.

Hills R.G., Hudson D.B., Porro I., Wierenga P.J. 1989

Modeling one dimensional infiltration into very dry soils: 2. Estimation of the soil water parameters and model predictions.
Water Resour. Res., 25:1271-1282.

Hopmans J.W., Dane J.H. 1986a

Temperature dependence of soil hydraulic properties.
Soil Sci. Soc. Am. J., 50:4-9.

Hopmans J.W., Dane J.H. 1986b

Temperature dependence of soil water retention curve.
Soil Sci. Soc. Am. J., 50:562-567.

Houpeurt A. 1974

Mécanique des fluides dans les milieux poreux. Critiques et recherches.
Technip (éd.), Paris, 385 p.

Hubert A. 1978

Etude bibliographique: Relations entre la conductivité hydraulique et la structure des milieux poreux.
Ann. Agron., 29:475-498.

Irmay S. 1954

On the hydraulic conductivity of unsaturated soils.
Trans. Am. Geophys. Union, 35:463-467.

Karvonen T. 1988

A model for predicting the effects of drainage on soil moisture, soil temperature and crop yield.
Thèse de doctorat, Univ. of Technology, Helsinki, Finlande, 215 p.

Keren R., Singer M.J. 1988

Effect of low electrolyte concentration on hydraulic conductivity of sodium/calcium Montmorillonite-sand system.
Soil Sci. Soc. Am. J., 52:368-373.

Kheyrabi D., Monnier G. 1968

Etude expérimentale de l'influence de la composition granulométrique des terres sur leur stabilité structurale.
Ann. Agron., 19:129-152.

Kirkpatrick S. 1973

Percolation and conduction.
Review of Modern Physics, 45:574-588.

Klute A. 1972

The determination of the hydraulic conductivity and diffusivity of unsaturated soils.
Soil Sci., 113:264-276.

Klute A., Wilkinson G.E. 1958

Some tests of the similar media concept of capillary flow: I. Reduced capillary conductivity and moisture characteristic data.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 22:278-281.

Klute A., Gardner W.R. 1962

Tensiometer response time.

Soil Sci., 93:204-207.**Klute A., Dirksen C. 1986**

Hydraulic conductivity and diffusivity: Laboratory methods.

In A. Klute (éd.), *Methods of soil analysis. Part 1. Agronomy monograph N°9 (2nd edition)*, pp. 687-734.**Kool J.B., Parker J.C., Van Genuchten M.T. 1985**

Determining soil hydraulic properties from one-step outflow experiments by parameter estimation: I. Theory and numerical studies.

Soil Sci. Soc. Am. J., 49:1348-1354.**Kool J.B., Parker J.C. 1987**

Estimating soil hydraulic properties from transient flow experiments: SFIT user's guide.

Report, Electric Power Research Institute, Pao Alto, Californie, USA, Août 1987.**Kozeny J. 1927**

Über kapillare leitung des wassers in bodem.

Sitzber Akad. Wiss. Wien Math. Naturw., Abt. Ila, 136:271-306.**Kriz G.J. 1969**

Temperature effects on gamma-ray attenuation equipment.

Trans. of the ASAE, 6:870-875.**Kunze R.J., Uehara G., Graham K. 1968**

Factors important in the calculation of hydraulic conductivity.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 32:760-765.**Laliberte G.E., Brooks R.H. 1967**

Hydraulic properties of disturbed soil materials affected by porosity.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 451-454.**Landaueur R. 1952**

The electrical resistance of binary metallic mixtures.

J. of Applied Physics, 23:779-784.**Landaueur R. 1978**

Electrical conductivity in inhomogeneous media.

Am. Inst. of Physics Conf. Proc., 40:2-45.**Lenormand R. 1981**

Déplacements polyphasiques en milieu poreux sous l'influence des forces capillaires. Etude expérimentale et modélisation de type percolation.

Thèse de doctorat, INPT, Toulouse, 327 p. (plus annexes).**Lenormand R., Zarccone C. 1989**

Capillary fingering: percolation and fractal dimension.

Transport in Porous Media, 4:599-612.**Letey J., Kemper W.D., Noonan L. 1969**

The effect of osmotic pressure gradients on water movement in unsaturated soil.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 33:15-18.

Long F.L. 1982

A new solid state device for reading tensiometers.
Soil Sci., 133:131-132.

Lowery B., Datiri B.C., Andraski B.J. 1986

An electrical readout system for tensiometers.
Soil Sci. Soc. Am. J., 50:494-496.

Mansell R.S., Hammond L.C., Mc Curdy R.M. 1973

Coincidence and interference corrections for dual-energy gamma ray measurements of soil density and water content.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 37:500-504.

Marchant J. 1977

Effective-medium theory applied to resistor networks: an electrical network theory interpretation.
J. Phys. C. Solid State Phys., 12:517-520.

Marquardt D.W. 1963

An algorithm for least-squares estimation on non-linear parameters.
J. Soc. Ind. Appl. Math., 11:431-441.

Marshall T.J. 1958

A relation between permeability and size distribution of pores.
J. Soil Sci., 9:1-8.

Maxwell J.C. 1873

A treatise on electricity and electromagnetism.
Dover (éd.), Vol. 1, reprint 1954, New-York, USA.

Mc Garry D., Malafant K.W. 1987

The analysis of volume change in unconfined units of soils.
Soil Sci. Soc. Am. J., 51:290-297.

Mc Lachlan D.S. 1988

Measurement and analysis of a model dual-conductivity medium using a generalized effective-medium theory.
J. Phys. C. Solid State Phys., 21:1521-1532.

Milburn J.A. 1979

Water flow in plants
Longman (éd.), London and New York

Miller E.E., Miller R.D. 1956

Physical theory for capillary flow phenomena.
J. Appl. Phys., 27:324-332.

Miller R.J., Low P.F. 1963

Threshold gradient for water flow in clay system.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 27:605-609.

Millington R.J., Quirk J.P. 1961

Permeability of porous solids.
Trans. of the Faraday Soc., 57:1200-1206.

Monnier G., Stengel P., Fiès J.C. 1973

Une méthode de mesure de la densité de petits agglomérats terreux. Application à l'analyse des systèmes de porosité.
Ann. Agron., 24:533-545.

Mualem Y. 1976

A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media.
Water Resour. Res., 12:513-522

Mualem Y. 1976b

Hysteretical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media.
Water Resour. Res., 12:1248-1254.

Mualem Y. 1978

Hydraulic conductivity of unsaturated porous media: Generalized macroscopic approach.
Water Resour. Res., 14:325-334.

Mualem Y. 1986

Hydraulic conductivity of unsaturated soils: Prediction and formulas.
In A. Klute (éd.), *Methods of soil analysis. Part 1. Agronomy monograph N°9 (2nd edition)*, pp. 799-823.

Nguyen-Tan H. 1978

Écoulements non permanents dans des massifs de milieux poreux non saturés avec effet d'hystérésis.
Thèse de doctorat d'état, INPT, Toulouse.

Nielsen D.R., Don Kirkham, Perrier E.R. 1960

Soil capillary conductivity: comparison of measured and calculated values.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 24:157-160.

Niklasson G.A., Granqvist C.G., Hunderi O. 1981

Effective medium models for the optical properties of inhomogeneous materials.
Applied Optics, 20:26-30.

Nimmo J.R., Miller E.E. 1986

The temperature dependence of isothermal moisture vs. potential characteristics of soils.
Soil Sci. Soc. Am. J., 50:1105-1113.

Nimmo J.R., Rubin J., Hammermeister 1987

Unsaturated flow in a centrifugal field: measurement of hydraulic conductivity and testing of Darcy's law.
Water Resour. Res., 23:124-134.

Nofziger D.L. 1978

Errors in gamma-ray measurements of water content and bulk density in nonuniform soils.
Soil Sci. Soc. Am. J., 42:845-850.

Olsten H.W. 1965

Deviation from Darcy's law in saturated clays.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 29:135-140.

Parker J.C., Kool J.B., Van Genuchten M.T. 1985

Determining soil hydraulic properties from one-step outflow experiments by parameter estimation: II. Experimental studies.
Soil Sci. Soc. Am. J., 49:1354-1359.

Passerat de Silans A. 1986

Transferts de masse et de chaleur dans un sol stratifié soumis à une excitation atmosphérique naturelle. Comparaison modèle - expérience.
Thèse de doctorat, I.N.P.G., Grenoble, 205 p.

Philip J.R. 1969a

Hydrostatics and hydrodynamics in swelling soils
Water Resour. Res., 5:1070-1077.

Philip J.R. 1969b

Hydrostatics and hydrodynamics in swelling soils
Water Resour. Res., 6:1248-1251.

Philip J.R. 1972

Flow in porous media.
Proc. Int. Congr. Theor. Appl. Mech., 13th, Moscou, p.279-294.

Philip J.R., De Vries D.A. 1957

Moisture movement in porous materials under temperature gradient.
Trans. Am. Geophys. Union, 38:222-232.

Phogat V.K., Aylmore L.A.G., Schuller R.D. 1991

Simultaneous measurement of the spatial distribution of soil water content and bulk density.
Soil Sci. Soc. Am. J., 55:908-915.

Poulovassilis A., Tzimas E. 1975

The hysteresis in the relationship between hydraulic conductivity and soil water content.
Soil Sci., 120:327-330.

Purcell W.R. 1949

Capillary pressures: their measurements using mercury and the calculation of permeability therefrom.
Pet. Trans. Am. Inst. Min., Metall. Pet. Eng., 186:39-48.

Raats P.A.C., Klute A. 1968a

Transport in soils: the balance of mass.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 32:161-166.

Raats P.A.C., Klute A. 1968b

Transport in soils: the balance of momentum.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 32:452-456.

Reginato R.J. 1973

Gamma radiation measurements of bulk density changes in a soil pedon following irrigation.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 38:24-29.

Reichardt K., Libardi P.L., Nielsen D.R. 1975

Unsaturated hydraulic conductivity determination by a scaling technique.
Soil Sci., 120:165-168.

Renault P. 1988

Etude et modélisation du coefficient de diffusion en phase gazeuse en fonction de la morphologie de l'espace poral textural des sols cultivés.
Thèse de doctorat, INPT, Toulouse, 197 p.

Rice R. 1969

A fast-response, field tensiometer system.
Trans. ASAE, 12:48-50.

Richards L.A. 1931

Capillary conduction of liquids in porous medium.
Physics, 1:318-333.

Rijtema P.E. 1965

An analysis of actual evapotranspiration.
Centre for agricultural publications and documentation (éd.), Wageningen, The Netherlands.

Ritchie J.T. 1972

Model for predicting evaporation from a row crop with incomplete cover.
Water Resour. Res., 8:1204-1213.

Rose D.A. 1963a

Water movement in porous materials: 1. Isothermal vapour transfer.
British J. of Appl. Physics, 14:256-262.

Rose D.A. 1963b

Water movement in porous materials: 2. The separation of the components of water movement.
British J. of Appl. Physics, 14:491-496.

Rossi-Pisa P. 1978

Unsaturated hydraulic conductivity of sandy soil columns packed to different bulk densities and water uptake by plant roots.
Nota 1066, I.C.W., Wageningen, Pays-Bas.

Rothman D.H. 1988

Cellular-automaton fluids: a model for flow in porous media.
Geophysics, 53:509-518.

Rumpf H., Gupte A.R. 1971

Einflüsse der Porosität und Korngrößenverteilung im Widerstandsgesetz der Porenströmung.
Chemie Ing. Techn., 43:367-375.

Samuelli J.J., Pignoret J., Sarazin A. 1968

Instrumentation électronique en physique nucléaire.
Masson (éd.), Paris, 280 p.

Saxton K.E., Rawls W.J., Romberger J.S., Papendick R.I. 1986

Estimating generalized soil-water characteristics from texture.
Soil Sci. Soc. Am. J., 50:1031-1036.

Scheidegger A.E. 1957

The physics of flow through porous media.
The Mac Millan Cie (éd.), New York, 236 p.

Schuh W.M., Sweeney M.D. 1986

Particle-size distribution method for estimating unsaturated hydraulic conductivity of sandy soils.
Soil Sci., 142:247-254.

Schuh W.M., Cline R.L. 1990

Effect of soil properties on unsaturated hydraulic conductivity pore-interaction factors.
Soil Sci. Soc. Am. J., 54:1509-1518.

Sharma M.L., Uehara G. 1968

Influence of soil structure on water relations in low humic latosols: I. Water retention. II. Water movement.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 32:765-774.

Simmons C.S., Nielsen D.R., Biggar J.W. 1979

Scaling of field-measured soil water properties.
Hilgardia, 47:1-173.

Smiles D.E., Barnes C.J., Gardner W.R. 1985

Water relations of saturated bentonite: some effects of temperature and solution salt concentration.
Soil Sci. Soc. Am. J., 49:66-69.

Sposito G. 1975

A thermodynamic integral equation for the equilibrium moisture profile in swelling soil.
Water Resour. Res., 11:499-500.

Stauffer D. 1985

Introduction to percolation theory.
Taylor & Francis (éd.), 4 John St., London, GB, 124 p.

Stengel P. 1979

Utilisation de l'analyse des systèmes de porosité pour la caractérisation de l'état physique du sol in situ.
Ann. Agron., 30:27-51.

Stengel P. 1981

Relation entre le retrait et le potentiel de l'eau dans les mélanges smectite-limon.
C. R. Acad. Sci. Paris, série II, 293:465-468.

Stengel P. 1983

Analyse de la porosité.
Rapport, séminaire CEE-Agrimed, I.N.R.A. science du sol, Montfavet.

Stolte J., Veerman G. 1990

Vergelijking van de verdampingsmethode, korstenmethode en hangende waterkolom voor bepaling van doorlatendheids- en waterretentiekenmerken.
Rapport 74, Staring Centrum, Wageningen, Pays-Bas, 38 p.

Stroosnijder L., De Swart J.G. 1973

Comments on "Errors in soil bulk density and water content measurements with gamma ray attenuation".
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 37:485-486.

Stroosnijder L., De Swart J.G. 1974

Column scanning with simultaneous use of ^{241}Am and ^{137}Cs gamma radiation.
Soil Sci., 118:61-69.

Swartzendruber D. 1968

The applicability of Darcy's law.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 32:11-18.

Talsma T. 1977

Measurement of the overburden component of total potential in swelling field soils.
Aust. J. Soil Res., 15:95-102.

Tamari S. 1988

Comparison of two procedures for the determination of soil hydraulic properties: III. Numerical experiments.

Nota 1889, I.C.W., Wageningen, Pays-Bas, 91 p.

Taylor S.A., Cary J.W. 1964

Linear equations for the simultaneous flow of matter and energy in a continuous soil system.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 28:167-172.

Ten Berge H.F.M., Bolt G.H. 1988

Coupling between liquid flow and heat flow in porous media: a connection between two classical approaches.

Transport in Porous Media, 3:35-49.

Tessier D. 1984

Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux.

Thèse de docteur ès sciences, Univ. Paris VII, 361 p.

Thirriot C. 1982

L'infiltration dans les sols vue à travers l'image des modèles capillaires.

Eau du Québec, 15:124-130.

Thony J.L. 1970

Etude expérimentale des phénomènes d'hystérésis dans les écoulements en milieux poreux non saturés.

Thèse de docteur ingénieur, I.N.P.G., Grenoble, 140 p.

Thony J.L., Vachaud G., Vauclin M. 1988

Analyse critique de mesures tensiométriques par capteur de pression portatif.

Bull. G.F.H.N., 24:37-60.

Thut H.F. 1932

Demonstration of the lifting power of evaporation.

Ohio J. Sci., 28:292-298.

Topp G.C. 1970

Soil water content from gamma ray attenuation: a comparison of ionization chamber and scintillation detectors.

Can. J. Soil Sci., 50:439-447.

Topp G.C., Miller E.E. 1966

Hysteretic moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass bead media.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 30: 156-162.

Topp G.C., Miller E.E. 1969

Soil water hysteresis measured in a sandy loam compared with the hysteretic domain model.

Soil Sci. Soc. Am. Proc., 33: 645-651.

Touma J. 1984

Etude critique de la caractérisation hydrodynamique des sols non saturés. 1. Rôle de l'air. 2. Influence de l'écoulement multidimensionnel de l'eau.

Thèse de doctorat, I.N.P.G., Grenoble, 190 p.

Touret O. 1983

Tassement textural: étude expérimentale sur un matériau limoneux des modifications de l'espace poral consécutives à l'application d'une pression et à la réalisation de cycles d'humectation-dessiccation.

Rapport de stage, Station de science du sol, I.N.R.A. Avignon, 20 p.

Towner G.D. 1980

Theory of time response of tensiometers.
J. of Soil Sci., 31:607-621.

Tua P.F., Bernasconi J. 1988

Monte Carlo simulations of two-dimensional randomly diluted networks of nonlinear resistors.
Physical Review, B, 37:1986-1988.

Vachaud G. 1968

Contribution à l'étude des problèmes d'écoulement en milieux poreux non saturés.
Thèse de doctorat, I.N.P.G., Grenoble, 163 p.

Vachaud G., Dancette C., Sonko S., Thony J.L. 1978

Méthodes de caractérisation hydrodynamique in situ d'un sol non saturé.
Ann. Agron., 29:1-36.

Vallès V. 1985

Etude et modélisation des transferts d'eau et de sels dans un sol argileux. Application au calcul des doses d'irrigation.
Thèse de doctorat, I.N.P.T., Toulouse, 143 p.

Van Boheemen P.J.M., Humbert H. 1984

Sprinkling of grasslands: II. Fundamentals of soil water flow at the experimental field.
Nota 1540, I.C.W., Wageningen, Pays-Bas.

Van Brakel J. 1974

Pore space models for transport phenomena in porous media: review and evaluation with special emphasis on capillary liquid transport.
Powder Technology, 11:205-236.

Van Genuchten M.T. 1980

A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.
Soil Sci. Soc. Am. J., 44:892-898.

Van Genuchten M.T., Nielsen D.R. 1985

On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils.
Ann. Geophysicae, 3:615-628.

Vauclin M. 1971

Effets dynamiques sur la relation succion-teneur en eau lors d'écoulements en milieu saturé.
Thèse de docteur ingénieur, U.S.M.G., Grenoble, 113 p.

Vauclin M. 1983

Méthodes d'étude de la variabilité spatiale des propriétés d'un sol.
In I.N.R.A. Publ. (éd.), Les Colloques de l'I.N.R.A. N°15 (Variabilité spatiale des processus de transfert dans les sols), Avignon (juin 1982), p.30-41.

Vauclin M. 1987

Hydrodynamique dans les sols partiellement saturés déformables.
Séminaire du département de Science du Sol, I.N.R.A., L'Isle sur Sorgue, Octobre 1987, pp. 63-113.

Watanabe H. 1989

Drag coefficient and voidage function on fluid flow through granular packed beds.
Int. J. of Eng. Fluid Mechanics, 2:93-108.

Watson K.K. 1965

Some operating characteristics of a rapid response tensiometer system.
Water Resour. Res., 1:577-586.

Watson K.K. 1966

An instantaneous-profile method for determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials.
Water Resour. Res., 2:709-715.

Watson K.K., Jackson R.D. 1967

Temperature effects in a tensiometer-pressure transducer system.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 31:156-160.

Weeks L.V., Richards S.J., Letey J. 1968

Water and salt transfer in soil resulting from thermal gradients.
Soil Sci. Soc. Am. Proc., 32:193-196.

Whitaker S. 1986a

Flow in porous media: 1. A theoretical derivation of Darcy's law.
Transport in Porous Media, 1:3-25.

Whitaker S. 1986b

Flow in porous media: 2. The governing equation of immiscible two-phase flow.
Transport in Porous Media, 1:105-125.

Whitaker S. 1986c

Flow in porous media: 3. Deformable media.
Transport in Porous Media, 1:127-154.

Williams J., Prebble R.E., Williams W.T., Hignett C.T. 1983

The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristics.
Aust. J. Soil Res., 21:15-32.

Willye M.R.J., Gardner G.H.F. 1958

The generalized Kozeny-Carman equation: II. A novel approach to problems of fluid flow.
World Oil Prod. Sect., 146:210-228.

Wind G.P. 1968

Capillary conductivity data estimated by a simple method.
In P.E. Rijtema et H. Wassink (éd.), *Water in the unsaturated zone*, vol. 1, Proc. of the Wageningen symp., Juin 1966, IASH Gentbrugge / UNESCO Paris.

Witono H. 1988

Couplage des mesures hyperfréquence en bande C et de modèles de transfert d'eau et de chaleur pour l'estimation du bilan hydrique sur sol nu.
Thèse de docteur ingénieur, E.N.S.A.R., Rennes, 240 p.

Wood B.S.C., Collis-George N. 1980

Moisture content and bulk density measurements using a dual-energy beam of gamma radiation.
Soil Sci. Soc. Am. J., 44:662-663.

Wosten J.H.M. 1987

Beschrijving van de waterretentie- en doorlatendheidskarakteristieken uit de sturingreeks met analytische functies.
Report 2019, STIBOKA, Wageningen, Pays-Bas.

Wosten J.H.M., van Genuchten M.T. 1988

Using texture and other soil properties to predict the unsaturated hydraulic functions.
Soil Sci. Soc. Am. J., 52:1762-1770

Yeh W.W.G. 1986

Review of parameter identification procedures in groundwater hydrology: the inverse problem.
Water Resour. Res., 22:95-108.

Yuster S.T. 1951

Theoretical considerations of multiphase flow in idealized capillary systems.
World Petrol. Congress Proc. 3rd, 2:437-445.

Zachmann D.W., Duchateau P.C., Klute A. 1981

The calibration of the Richards flow equation for a draining column by parameter identification.
Soil Sci. Soc. Am. J., 45:1012-1015.

Zachmann D.W., Duchateau P.C., Klute A. 1982

Simultaneous approximation of water capacity and soil hydraulic conductivity by parameter identification.
Soil Sci., 134:157-163.

Zeep H., Beltz A. 1992

Sensitivity and problems in modelling soil moisture conditions.
J. of Hydrol., 131:227-238.

ANNEXES

ANNEXE A - QUELQUES MODELES DE PREVISION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

1. MODELE DU "MILIEU EFFECTIF" DE LANDAUEUR (1952)

On considère un milieu composé par plusieurs sortes de particules conductrices qui correspondent à différentes phases (I) et qui occupent tout l'espace. On cherche à connaître la conductivité électrique du milieu. On fait les hypothèses suivantes:

- (a) les particules sont homogènes
- (b) les particules sont assez grosses pour pouvoir appliquer la théorie macroscopique de la conductivité
- (c) le contact entre les particules est parfait (il n'y a pas de perte de charge au niveau des contacts)
- (d) le milieu est isotrope (pas de corrélation spatiale dans la distribution des particules)
- (e) les particules ont une forme voisine de la sphère

Les variables sont:

- κ_m : conductivité (électrique) du mélange
- κ_i : conductivité (électrique) de la phase I
- x_i : fraction volumique occupée par la phase I
- N_i : nombre de particules de la phase I
- a_i : rayon des particules de la phase I

On considère le voisinage de chaque particule comme un milieu uniforme (hypothèse du milieu effectif). Soit E_m un champ (électrique) moyen existant dans ce milieu effectif.

Le moment dipolaire d'une particule de la phase I est calculé en lui attribuant une forme sphérique (d'autres formules existent pour des cylindres ou des ellipses). On a:

$$\mu_i = a_i^3 E_m (\kappa_i - \kappa_m) / (\kappa_i + 2 \kappa_m) \quad (\text{A.1})$$

On obtient la polarisation de la phase I:

$$P_i = N_i \mu_i = x_i E_m (\kappa_i - \kappa_m) / (\kappa_i + 2 \kappa_m) \quad (\text{A.2})$$

D'après un théorème de la théorie des flux appliqué au milieu effectif, les polarisations des phases s'annulent entre elles:

$$\sum_i P_i = 0 \quad (\text{A.3})$$

On en déduit:

$$\sum_i x_i (\kappa_i - \kappa_m) / (\kappa_i + 2 \kappa_m) = 0 \quad (\text{A.4})$$

Pour un mélange binaire tel que $\kappa_a \neq 0$ et $\kappa_b = 0$, on a:

$$\kappa_m = \kappa_a (3 x_a - 1) / 2 \quad (\text{A.5})$$

2. APPROCHE EMPIRIQUE DE RUMPF ET GUPTE (1971)

En étudiant des milieux poreux artificiels et en faisant des hypothèses sur les phénomènes physiques mis en jeu des auteurs se sont aidé de l'analyse dimensionnelle pour d'établir la liste de nombres sans dimension suffisant pour caractériser l'écoulement. Puis ils ont cherché à établir des relations expérimentales entre ces nombres sans dimension. Des régimes d'écoulement sont définis empiriquement où les relations ont des formes simples. Pour chaque régime d'écoulement la description analytique des relations entre les nombres sans dimension conduit à une formule empirique entre la conductivité hydraulique du milieu poreux et des grandeurs macroscopiques sans dimension qui caractérisent sa structure.

Rumpf et Gupta (1971) étudient des empilements uniformes et aléatoires de particules sphériques ($0.35 < \varepsilon < 0.70$). Pour de faibles nombres de Reynolds ($10^{-2} < R_e < 10^{+2}$) ils proposent une relation:

$$\kappa_s = D_{\text{eff}}^2 \phi(\varepsilon) / (5.6 E) \quad (\text{A.6})$$

κ_s : perméabilité à saturation (m^2)

ε : porosité (-)

$\phi(\varepsilon)$: fonction empirique de ε (-)

D_{eff} : diamètre moyen "effectif" des particules (m)

E : facteur d'étalement de la distribution des particules

Il existe plusieurs définitions empiriques pour les termes $\phi(\varepsilon)$ et D_{eff} (Dullien 1975). Rumpf et Gupta (1971) proposent:

$$\phi(\varepsilon) = \varepsilon^{5.5} \quad (\text{A.7a})$$

$$D_{\text{eff}} = (D_i)^3 / (D_i)^2 \quad (\text{A.7b})$$

Il trouvent que E varie peu (environ 5 %) entre une distribution de particules homogène et une distribution étalée ($D_{\text{max}}/D_{\text{min}} = 7$).

3. MODELES UTILISANT LA NOTION DE RAYON HYDRAULIQUE

32. FORMULE DE KOZENY (1927) - CARMAN (1939)

Kozeny (1927) et Carman (1939) supposent que le sol saturé conduit l'eau comme un tube capillaire unique saturé (de rayon moyen R et de coefficient de forme C).

La loi de Poiseuille donne:

$$q_{\text{tub}} = - R^2 / (C \mu) \Delta P / \Delta l' \quad (\text{A.8})$$

La loi de Darcy donne:

$$q = - K_s / (\rho_w g) \Delta P / \Delta l \quad (\text{A.9})$$

On fait l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer:

$$\varepsilon = q / q_{\text{tub}} \quad (\text{A.10})$$

On définit la tortuosité par:

$$T = \Delta l' / \Delta l \quad (\text{A.11})$$

La perméabilité est donc:

$$\kappa_s = \varepsilon R^2 / (C T) \quad (\text{A.12})$$

Kozeny (1927) et Carman (1939) définissent R ("rayon hydraulique") par:

$$R = V_p / S \quad (\text{A.13a})$$

$$V_p = \varepsilon V_t \quad (\text{A.13b})$$

$$S = A_s V_s = A_s (1-\varepsilon) V_t \quad (\text{A.13c})$$

R : "rayon hydraulique" (m)
 V_p : volume des pores (m^3)
 S : surface des interfaces pores-solide (m^2)
 ε : porosité (-)
 V_t : volume total (m^3)
 V_s : volume de solide (m^3)
 A_s : surface spécifique des particules solides (m^2)

Ainsi:

$$R = \varepsilon / (A_s (1-\varepsilon)) \quad (A.14)$$

On obtient:

$$\kappa_s = \phi(\varepsilon) / (CT A_s^2) \quad (A.15a)$$

$$\phi(\varepsilon) = \varepsilon^3 / (1-\varepsilon)^2 \quad (A.15b)$$

Cette formule n'est qu'un cas particulier de la relation empirique de Rumpf et Gupte (1971).
 En effet: $A_s = 1 / D_{eff}$.

32. FORMULE DE MUALEM (1978)

Pour décrire la relation $K(\theta)$ Mualem (1978) applique la procédure de Kozeny (1927) pour un sol non saturé. Les termes (q / q_{tub}) et S dépendent alors de la teneur en eau (θ) . En supposant qu'une partie de l'eau est immobile (θ_r) , Mualem (1978) remplace ε par $(\theta - \theta_r)$ et A_s par $A_w(\theta - \theta_r)$ dans la formule de Kozeny (il admet dans son calcul que CT change peu). La fonction $A_w(\theta - \theta_r)$ est exprimée empiriquement:

$$A_w(\theta - \theta_r) = A_s (\theta - \theta_r)^m \quad (A.16)$$

On obtient une relation identique à la relation empirique d'Averjanov (1950) qui attribuait une valeur fixe pour n :

$$K(S_e) = K_s S_e^n \quad (\text{avec } n = 3 - 2m) \quad (A.17a)$$

$$S_e = (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r) \quad (A.17b)$$

4. MODELES DE FAISCEAUX DE CAPILLAIRES A UNE DIMENSION

Dans cette approche classique en science du sol le sol est décrit comme un (deux) faisceau(x) de tubes capillaires parallèles et rigides. Le calcul de $K(\theta)$ nécessite la connaissance de la fonction de répartition des rayons des capillaires.

41. DISTRIBUTION DE TAILLE DES PORES

La distribution de taille des pores est obtenue en interprétant la courbe expérimentale du sol ($\psi_m(\theta)$) à partir d'un modèle qui assimile le sol à un faisceau unique de tubes capillaires cylindriques (modèle de Purcell 1949).

La loi de Laplace sert à calculer le rayon des pores (r_i) qui perdent leur eau au cours d'une variation infinitésimale de potentiel matriciel (de ψ_{mi} à $\psi_{mi} + d\psi_{mi}$):

$$r_i = -2 \sigma \cos(\alpha) / \psi_{mi} \quad (\text{A.18})$$

Pour la même variation infinitésimale ($d\psi_{mi}$), le sol perd une petite quantité volumique d'eau ($d\theta_i$). La densité de probabilité des pores de rayon r_i est:

$$f(r_i) = d\theta_i / dr_i \quad (\text{A.19})$$

42. CALCUL DE $K(\theta)$ POUR DES CONNECTIONS IDEALES

Burdine (1953) calcule la relation $K(\theta)$ à partir du modèle précédent.

Pour une humidité donnée (θ), on considère le plus grand rayon des pores conducteurs (R). La conductivité globale est la somme des conductivités élémentaires de tous les tubes de rayon r_i ($R_{\min} < r_i < R$) qui sont en parallèle.

La conductivité du tube de rayon r_i est donnée par la loi de Poiseuille:

$$dK = (\rho_w g / \mu) (1 / (c(r_i, R) t(r_i, R))) r_i^2 f(r_i) dr_i \quad (\text{A.20})$$

dK : conductivité élémentaire

r_i : rayon équivalent

c : coefficient de forme

t : tortuosité

On obtient r_i^2 et $f(r_i) dr_i$ avec le modèle de distribution des pores. Pour simplifier on pose arbitrairement que c et t sont uniquement des fonctions de R (et donc de θ).

Par intégration:

$$K(\theta) = MB(\theta) \int_{\theta_r}^{\theta} (1 / \psi_m(u)^2) du \quad (A.21\alpha)$$

$$MB(\theta) = (\rho_w g / \mu) 2 \sigma \cos(\alpha)^2 / (c(\theta) t(\theta)) \quad (A.21b)$$

43. CALCUL DE $K(\theta)$ POUR DES CONNECTIONS ALEATOIRES

La relation $K(\theta)$ est calculée en décrivant le sol comme l'assemblage de deux faisceaux identiques mis bout à bout, avec des connexions aléatoires.

Pour une humidité donnée (θ) on considère le plus grand rayon des pores conducteurs (R). Soit l'assemblage série de deux pores de rayon r_1 ($R_{\min} < r_1 < R$) et r_2 ($R_{\min} < r_2 < R$), de densité de probabilité $f(r_1)$ et $f(r_2)$. La conductivité globale est la somme des conductivités élémentaires de tous les assemblages série élémentaires.

On définit un tube cylindrique équivalent (même conductivité) pour l'assemblage série de deux pores. La conductivité du tube équivalent est donnée par la loi de Poiseuille:

$$d^2K = (\rho_w g / \mu) a(r_1, r_2, R) / (c(r_1, r_2, R) t(r_1, r_2, R)) r_i^2 f(r_1) f(r_2) dr_1 dr_2 \quad (A.22)$$

d^2K : conductivité élémentaire

r_i : rayon équivalent à l'assemblage série (r_1, r_2)

a : aire de contact

c : facteur de forme

t : tortuosité

Pour simplifier on pose arbitrairement que a , c et t sont seulement des fonctions de R (et donc θ). Il reste à définir le rayon équivalent (r_i) à partir d'une hypothèse sur l'assemblage série (r_1, r_2).

Childs et Collis-George (1950) considère la conductivité de l'assemblage (r_1, r_2) est limitée par celle du plus petit pore.

$$r_i = r_1 \quad \text{si } r_1 < r_2 \quad (A.23a)$$

$$r_i = r_2 \quad \text{si } r_1 > r_2 \quad (A.23b)$$

Par intégration (Mualem 1976):

$$K(\theta) = MC(\theta) \int_{\theta_r}^{\theta} ((\theta - u) / \psi_m(u)^2) du \quad (\text{A.24a})$$

$$MC(\theta) = 2 (\rho_\omega g / \mu) 2 \sigma \cos(\alpha)^2 a(\theta) / (c(\theta) t(\theta)) \quad (\text{A.24b})$$

Mualem (1976) considère que dans l'assemblage (r_1, r_2) les longueurs des tubes sont inversement proportionnelles à leur rayon (Fatt) et trouve: $r_i = r_1 r_2$

Par intégration (Mualem 1976):

$$K(\theta) = MM(\theta) \left(\int_{\theta_r}^{\theta} (1 / \psi_m(u)) du \right)^2 \quad (\text{A.25a})$$

$$MM(\theta) = (\rho_\omega g / \mu) 2 \sigma \cos(\alpha)^2 a(\theta) / (c(\theta) t(\theta)) \quad (\text{A.25b})$$

44. EXPRESSIONS ANALYTIQUES DE $K(\theta)$

En décrivant la courbe de rétention $(\psi_m(\theta))$ par une fonction analytique (Brooks et Corey 1964, Van Genuchten 1980), les expressions intégrales de $K(\theta)$ conduisent à des formes analytiques (Mualem 1986).

ANNEXE B - INVERSE D'UNE LOI NORMALE

1. Position du problème

Soit X une variable aléatoire, dont la fonction de densité de probabilité f est définie sur \mathbb{R} . Soit la variable aléatoire $Y = 1 / X$. On recherche les propriétés de g , qui est la fonction de densité de probabilité de Y . g est définie sur \mathbb{R}^* . Par un développement limité au premier ordre, on montre que:

$\forall y \in \mathbb{R}^*$,

$$P [Y \leq y + dy] = P \left[\frac{1}{X} \leq y + dy \right] \quad (1a)$$

$$= P \left[X \geq \frac{1}{y + dy} \right] \quad (1b)$$

$$= P \left[X \geq \frac{1}{y \left(1 + \frac{dy}{y} \right)} \right] \quad (1c)$$

$$= P \left[X \geq \frac{1}{y} \left[1 - \frac{dy}{y} \right] \right] \quad (1d)$$

$$= 1 - P \left[X \leq \frac{1}{y} - \frac{dy}{y^2} \right] \quad (1e)$$

$$= 1 - P \left[X \leq \frac{1}{y} \right] + \frac{dy}{y^2} P \left[X = \frac{1}{y} \right] \quad (1f)$$

On en déduit:

$$P [Y = y] = \lim_{dy \rightarrow 0} \left[\frac{P [y \leq Y \leq y+dy]}{dy} \right] \quad (2a)$$

$$= \lim_{dy \rightarrow 0} \left[\frac{P [Y \leq y+dy] - P [Y \leq y]}{dy} \right] \quad (2b)$$

$$= \frac{1}{y^2} P \left[X = \frac{1}{y} \right] \quad (2c)$$

Ainsi:

$$g(y) = \frac{1}{y^2} f\left[\frac{1}{y}\right] \quad (3)$$

2. Cas de la loi normale

Soit X , une loi normale de moyenne μ et d'écart-type σ . On suppose que μ est strictement positif. D'après l'équation (3), on a:

$$\mu > 0, \sigma > 0, \forall y \in \mathbb{R}^*,$$

$$g(y) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \frac{1}{y^2} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{1/y - \mu}{\sigma} \right]^2} \quad (4)$$

La dérivée de g est:

$$g'(y) = -g(y) \left[\frac{2\sigma^2 y^2 + \mu y - 1}{\sigma^2 y^3} \right] \quad (5)$$

La fonction dérivée g' tend vers 0 quand y tend vers 0. Par ailleurs, $g'(y)$ s'annule pour deux valeurs de y de signe opposé:

$$y^+ = \frac{-\mu + \sqrt{\mu^2 + 8\sigma^2}}{4\sigma^2} > 0 \quad (6a)$$

$$y^- = \frac{-\mu - \sqrt{\mu^2 + 8\sigma^2}}{4\sigma^2} < 0 \quad (6b)$$

On montre alors que la fonction g est *bimodale* (y^- et y^+ sont deux maxima). La fonction g est croissante sur $]-\infty, y^-]$, décroissante sur $[y^-, 0[$, croissante sur $]0, y^+]$, et enfin décroissante sur $[y^+, +\infty[$. Pour illustrer cette variation, trois fonctions g ont été simulées, pour une même valeur de μ ($\mu = 1$) et pour différentes valeurs de σ ($\sigma = 0.1, 1$ et 10); chaque simulation correspond à 50 000 tirages aléatoires (Figure B.1).

3. Etude du mode positif y^+

Si X était une constante ($X = \mu$), et non pas une variable aléatoire, alors Y serait égal à $1/\mu$. C'est pourquoi on se propose de comparer y^+ et $y^0 = 1/\mu$. On a:

$$y^+ - y^0 = \frac{-4\sigma^2 - \mu^2 + \mu\sqrt{\mu^2 + 8\sigma^2}}{4\mu\sigma^2} \quad (7)$$

On vérifie que la différence $y^+ - y^0$ est toujours *négative*. Les limites de y^+ par rapport à σ/μ sont les suivantes:

$$\lim_{\sigma/\mu \rightarrow 0} y^+ = y^0 \quad (8a)$$

$$\lim_{\sigma/\mu \rightarrow +\infty} y^+ = \frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \quad (8b)$$

Pour $\sigma = 1$, quelques valeurs de y^+ et de y^0 sont indiquées dans le tableau ci-dessous:

μ	y^0	y^+	y^+ / y^0
0	$+\infty$	0.707	0
0.1	10	0.682	0.068
0.5	2	0.593	0.296
1	1	0.5	0.5
2	0.5	0.366	0.732
5	0.25	0.186	0.744
10	0.1	0.0981	0.981

4. Conclusion

La fonction (g) de densité de probabilité de la loi $Y = 1 / \mathcal{N}(\mu, \sigma)$ est bimodale (avec deux modes de signe opposé). La variable aléatoire Y ne peut être approximée par une loi normale (de moyenne $1 / \mu$) que dans le cas où le rapport σ / μ est petit. Si par contre ce rapport est grand, le mode positif de g est inférieur à $1 / \mu$ (μ étant supposé positif).

Le fait d'approximer une fonction quelconque de lois normales par une loi normale (voir chapitre 5, pour le calcul d'incertitude sur les mesures par atténuation gamma) implique que les écart-types sont petits devant les moyennes. Cette approximation ne convient pas pour décrire la distribution des valeurs de conductivités hydrauliques simulées au chapitre 3. On remarquera que Flhüler et al. (1976) font pourtant cette approximation quand ils analysent les performances de la méthode du profil instantané (ils critiquent d'ailleurs cette approximation à la fin de leur article).

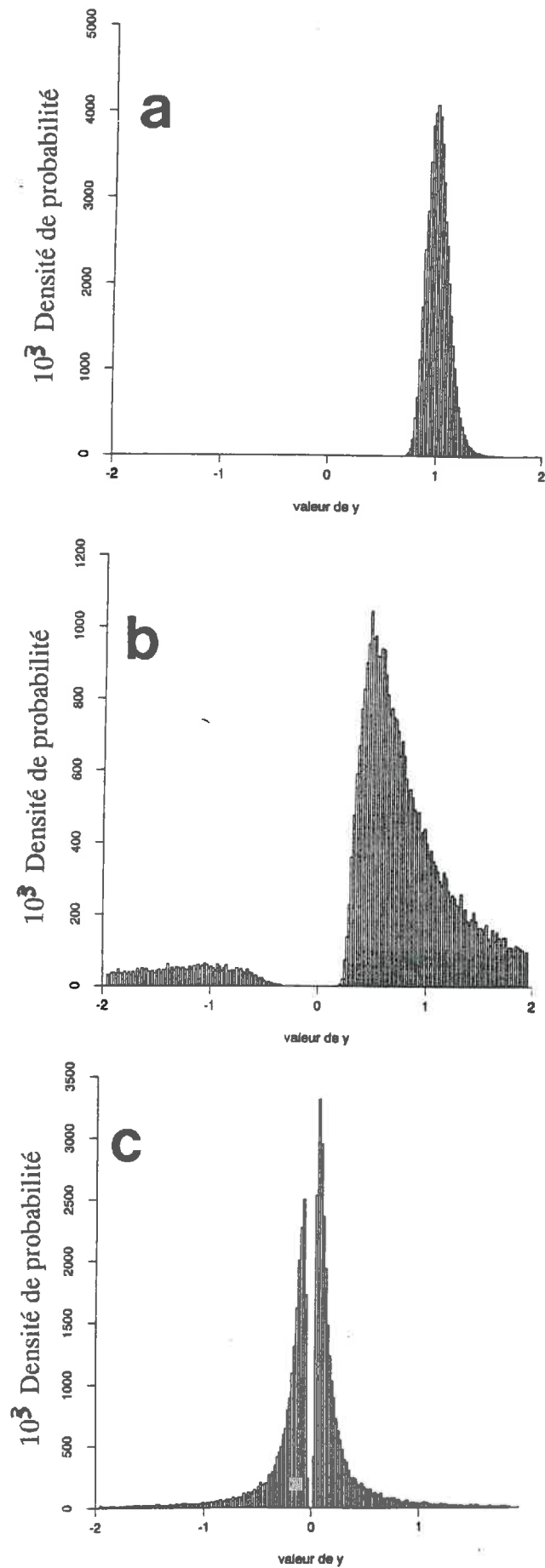


Figure B.1 - Simulation de la fonction de densité de probabilité de l'inverse d'une loi normale, de moyenne $\mu = 1$ et d'écart-type: (a) $\sigma = 0.1$ (b) $\sigma = 1$ (c) $\sigma = 10$

ANNEXE C - MESURES TENSIONNOMETRIQUES

1. THEORIE

Un tensiometre est constitue d'un circuit hydraulique rigide reliant une bougie poreuse à un manometre. Quand la bougie poreuse est mise en contact avec le sol, la pression de l'eau liquide dans le sol est transmise jusqu'au manometre par l'intermediaire de la bougie tant que celle-ci ne laisse pas passer d'air dans le circuit hydraulique. On suppose que la pression est transmise instantanement.

Avec un manometre differentiel la mesure tensionnometrique correspond à:

$$\tau_m = (P_\omega - P_a) / (\rho_\omega g) \quad (C.1)$$

τ_m : mesure tensionnometrique (m)

P_a : pression atmospherique (Pa)

P_ω : pression de l'eau dans le tensiometre (Pa)

Generalement la bougie poreuse est permeable aux solutes (sauf cas du tensiometre osmotique). Si le tensiometre est en equilibre thermique avec le sol et si l'eau est supposee incompressible, on montre par la thermodynamique que la mesure tensionnometrique est egale à (Talsma 1977, Vauclin 1987):

$$\tau_m = \psi_m + \psi_p + \psi_a \quad (C.2)$$

Dans le cadre de nos hypotheses (milieu rigide et pression de l'air dans le sol egale à la pression atmospherique), le tensiometre permet donc de mesurer le potentiel matriciel.

Si la colonne d'eau contenue dans le tensiometre est coupee par une phase gazeuse (air et vapeur d'eau) on ne peut plus mesurer la pression absolue de l'eau dans le sol en dessous de la pression de vapeur saturante de l'eau (p_v). En d'autres termes le potentiel matriciel de l'eau dans le sol ne peut pas etre mesure en dessous de -9.6 m ($P_a = 1$ bar et $p_v = 40$ mb).

Si on est en régime transitoire la transmission de la pression de l'eau du sol vers le manomètre s'effectue toujours avec un retard et s'accompagne d'un échange d'eau entre le sol et le tensiomètre (ce qui perturbe l'écoulement dans le sol). Ces deux problèmes compliquent l'interprétation des mesures.

2. MATERIEL ET METHODE

La chaîne de mesure doit répondre à plusieurs objectifs: (i) on veut une bonne résolution verticale; (ii) le temps de réponse et la quantité d'eau échangée avec le sol doivent être les plus petits possible (conditions transitoires); (iii) la précision doit être la meilleure possible au voisinage de la saturation (les gradients de potentiel total étant très petits); (iv) la gamme de mesure doit être la plus large possible; (v) le système doit être automatisé.

Le choix d'un capteur de pression par rapport au manomètre à mercure classique est justifié par une faible respiration de la membrane (ce qui tend à diminuer le temps de réponse) et par une automatisation simple à mettre en oeuvre (Thony 1970, Strebel *et al.* 1973, Long 1982). Par rapport au système de scanivalve (Rice 1969, Daian 1971, Watson 1965, Boels *et al.* 1978) l'utilisation d'un capteur de pression associé à chaque tensiomètre simplifie les problèmes de purge et de temps de réponse; par contre le scanivalve permet un réétalonnage régulier du capteur de pression par rapport à deux niveaux d'eau de référence.

Ainsi, la chaîne de mesure comprend essentiellement un microtensiomètre raccordé à un capteur de pression:

(a) Le circuit hydraulique du microtensiomètre est le plus simple et le moins rugueux possible pour éviter de piéger des bulles d'air au moment de la purge. La bougie du tensiomètre est cylindrique, avec un diamètre extérieur de 2 mm, et une longueur de 20 mm (bougie N°4, Nardeux). Elle est en céramique poreuse et son point d'entrée d'air est inférieur à -14 m (d'après le constructeur).

(b) Le capteur de pression utilisé est piézorésistif (modèle CZ 5022/2, Schlumberger). Sa tension de sortie est amplifiée (modèle CA 6000, Schlumberger) et numérisée (centrale SAM 60 A - SN 5510, AOIP).

(c) On dispose de six voies de mesures, les capteurs de pression étant protégés par un boîtier dans lequel est installé un capteur de température (sonde platine).

Un boîtier métallique protège les capteurs de pression, mécaniquement et électriquement (bruit de fond divisé par 10). Pour la chaîne de mesure complète, le bruit de fond est de +/-

0.1 mV (soit ± 1 mm environ compte tenu de la sensibilité du capteur). Le temps de chauffe des instruments est de quelques heures, au niveau de précision requis.

La purge des tensiomètres et des capteurs de pression est faite soigneusement, avec de l'eau bouillie tiède (conservée dans des flacons hermétiques), éventuellement plusieurs fois de suite.

3. ETALONNAGE DU CAPTEUR DE PRESSION ET PRECISION

31. DROITE D'ETALONNAGE

A une date donnée on procède à l'étalonnage d'un capteur de pression en le purgeant et en le raccordant par un capillaire remplis d'eau à un manomètre hydrostatique: colonne d'eau pour la gamme de τ_m entre 0 et -2 m), et colonne de mercure pour la gamme de τ_m entre 0 et -9 m.

La courbe d'étalonnage est linéaire. Les écarts observés par rapport à la régression correspondent à la précision de lecture du manomètre hydrostatique, soit environ: ± 2 mm dans la gamme de τ_m entre 0 et -2 m, et ± 10 mm dans la gamme de τ_m entre 0 et -9 m.

$$\tau_m = \beta_0 + \beta_1 V \quad (C.3)$$

τ_m : mesure tensiométrique (m)

V : signal (V)

β_0 : origine (m)

β_1 : pente (m.V⁻¹)

La sensibilité du capteur de pression (β_1) est de 7 à 8 m.V⁻¹ .

Si l'étalonnage est réalisé sans que le capteur de pression soit purgé (il contient donc de l'air) la droite d'étalonnage est un peu décalée (translation d'environ 10 mm). En somme l'existence d'une interface "air-solide" ou "eau-solide" au niveau de la membrane du capteur de pression modifie peu son comportement.

32. CORRECTION DES DERIVE THERMIQUES ET STABILITE A LONG TERME

Les dérives liées à l'effet de la température sur l'électronique des capteurs de pression sont bien connues (Watson et Jackson 1967, Lowery *et al.* 1986).

Les capteurs de pression sont purgés et on leur impose une charge constante pendant plusieurs jours (d'abord 0 m et ensuite -2 m). Pour une amplitude imposée, le signal enregistré pour chaque capteur est assez bien corrélé avec la température (enregistrée dans le boîtier des capteurs). De façon secondaire, on note un léger déphasage (environ deux heures) et une faible hystérésis.

Une méthode empirique de correction des dérives thermiques de chaque capteur de pression est appliquée: l'origine et la pente des droites d'étalonnage sont décrites en fonction de la température par deux relations linéaires. Une correction analogue est proposée par Lowery *et al.* (1986)

$$\beta_0 = \beta_{00} + \beta_{01} T \quad (\text{C.4a})$$

$$\beta_1 = \beta_{10} + \beta_{11} T \quad (\text{C.4b})$$

T : température (°C)

Ainsi l'étalonnage du capteur de pression est défini par les quatre coefficients β_{00} , β_{01} , β_{10} et β_{11} . En appliquant cette correction de température, on obtient une bonne stabilité du signal pour chaque capteur. Convertie en succions, la stabilité du signal est de l'ordre de ± 2 mm sur plusieurs jours, dans des conditions où l'amplitude thermique mesurée est de l'ordre de 10 °C .

Sur plusieurs mois, la stabilité du signal est de ± 50 mm . Cette dérive à long terme concerne essentiellement l'origine de la droite d'étalonnage (terme β_{00}).

4. TEMPS DE REPONSE DU DISPOSITIF TENSIOMETRIQUE

41. ANALYSE DES FACTEURS AFFECTANT LE TEMPS DE REPONSE

D'une part le temps de réponse de la mesure tensiométrique peut être limité par la conductivité hydraulique du sol, cet effet étant difficilement contrôlable. D'autre part plusieurs caractéristiques de la chaîne de mesure peuvent être optimisées pour diminuer le temps de réponse (Watson 1965):

- (a) La conductivité hydraulique de la bougie est déterminée par sa conductance et par sa surface (qui doivent être grandes).
- (b) La sensibilité du manomètre est déterminée par la respiration de la membrane du capteur de pression (qui doit être petite) et par sa surface (qui doit être grande).
- (c) Le circuit hydraulique doit être moins déformable possible.

Enfin il faut limiter au maximum la présence d'air dans le circuit hydraulique. Le temps de réponse augmente, de façon complexe, avec la taille et le nombre des inclusions de gaz (Cassel et Klute 1986, Thony *et al.* 1988). Dans la pratique, il faut: utiliser un circuit le plus étanche possible à l'air, et purger le circuit avec de l'eau la mieux dégazée possible.

42. Test d'étanchéité et de qualité de la purge

Ce test est très utile pour juger à la fois de l'étanchéité du système et de la qualité de la purge. Une chaîne de mesure est purgée et mise en place. On expose ensuite la bougie du tensiomètre à l'air et on mesure le signal de sortie toutes les minutes. Les potentiels matriciels sont calculés à partir de la droite d'étalonnage (établie dans la gamme 0 à -9 m).

Au départ la valeur de τ_m évolue avec le temps de façon quasi linéaire. Mais pour des conditions identiques d'évaporation potentielle, il n'est pas rare de trouver des vitesses d'évolution variant du simple au double entre les tensiomètres. Après 3 à 5 purges successives, les tensiomètres les moins "rapides" se comportent comme les autres.

Par la suite, un brusque changement d'évolution de τ_m traduit une fuite du système. Le tensiomètre est alors remplacé.

En général, τ_m évolue plus lentement à partir de -8 à -9 m, et il tend asymptotiquement vers une valeur comprise entre -9 et -10 m (on observe l'apparition progressive de bulles d'air de plus en plus grosses, à la jonction entre le tensiomètre et le capteur de pression).

Dans certains cas, l'évolution de τ_m est rapide et régulière jusqu'à des valeurs calculées de τ_m qui sont inférieures à -10 m (jusqu'à -14 m). Il se produit alors une retombée brutale de la valeur calculée, qui se stabilise à environ -9.5 à -9.7 m (on observe alors une grosse bulle d'air tantôt à la base du tensiomètre, tantôt du côté de la bougie). Nous interprétons ces résultats par un état métastable de l'eau sous tension dans les capillaires tensiométriques, qui traduiraient alors de très bonnes conditions de purge (paragraphe 5).

43. TESTS SUR LE TEMPS DE REPONSE

Seules certaines caractéristiques géométriques de la chaîne de mesures sont prises en compte dans les modèles classiques du temps de réponse du tensiomètre (Klute et Gardner 1962, Watson 1965, Vachaud et Sormail 1969, Towner 1984). On suppose que la conductivité hydraulique du sol est constante et qu'il n'y a pas d'air dans le circuit hydraulique. Ces hypothèses nous paraissent très restrictives, et nous avons cherché à évaluer le temps de réponse des tensiomètres expérimentalement, dans le cas idéal d'un échelon.

On impose un échelon de succion à un tensiomètre en l'enfonçant dans un échantillon de sol limoneux (Poirson) agrégé (peu compacté) porté à un potentiel matriciel connu. Le signal de

sortie est mesuré toutes les 30 s. Pour différents échelon, la dynamique de réponse du microtensiomètre nous semble très satisfaisante (figure et tableau). Ainsi plus de 95 % d'un échelon de -7 m est parcouru en quelques minutes.

5. PROBLEME DU VOLUME DE MESURE

En conditions transitoires le volume de mesure pris en compte par le tensiomètre est difficile à définir. En admettant que la bougie tensiométrique n'échange pratiquement pas d'eau avec le sol, le tensiomètre enregistrerait *a priori* une valeur intermédiaire des potentiels matriciels de la surface de contact entre le sol et la bougie. La réalité est certainement compliquée par le fait que la bougie tensiométrique en contact avec le sol crée un "bulbe" d'humectation.

6. ETAT METASTABLE DE L'EAU SOUS TENSION DANS UN TENSIONNOMETRE

Certains résultats expérimentaux qui ont été obtenus traduisent un comportement des tensiomètres que nous n'avons pas trouvé décrit dans la littérature concernant l'utilisation du tensiomètre en science du sol. Il est donc important de chercher à expliquer ce comportement, pour savoir si les microtensiomètres utilisés fonctionnent correctement ou non.

6.1. RESULTATS EXPERIMENTAUX

Le "test d'étanchéité" est utile pour juger à la fois de l'étanchéité du système et de la qualité de la purge. Une chaîne de mesure est purgée et mise en place; on expose ensuite la bougie du tensiomètre à l'air et on mesure le signal de sortie toutes les minutes. Les potentiels matriciels sont calculés à partir de la droite d'étalonnage (établie dans la gamme 0 à -9 m). Au départ la valeur de τ_m évolue avec le temps de façon quasi linéaire. En général, τ_m évolue plus lentement à partir de -8 à -9 m, et il tend asymptotiquement vers une valeur comprise entre -9 et -10 m. Dans certains cas, l'évolution de τ_m est rapide et régulière jusqu'à des valeurs calculées de τ_m inférieures à -10 m, jusqu'à -14 m. Il se produit alors une remontée brutale de la valeur calculée, qui se stabilise à environ -9.5 à -9.7 m. On observe alors une grosse bulle d'air tantôt à la base du tensiomètre, tantôt du côté de la bougie.

Au cours des expériences, un comportement identique a été observé pour certains tensiomètres: durant plusieurs heures, les valeurs calculées de potentiel matriciel étaient inférieures à -10 m. Les courbes de rétention déterminées ne paraissent pas incohérentes pour ces valeurs de potentiel matriciel extrapolées.

62. THEORIE SIMPLIFIEE DE LA CAVITATION

Bien que l'étalonnage des capteurs de pression corresponde à une gamme de potentiel matriciel supérieure à -9 m, nous pensons que les valeurs de potentiel matriciel inférieures à -10 m sont correctes et nous proposons de les interpréter par un état métastable de l'eau sous tension dans le tensiomètre.

Comme le rappellent Darrozes et Chahine (1983), il est bien connu qu'il existe deux procédés élémentaires pour transformer un liquide en vapeur: à pression constante, il suffit de chauffer le liquide afin d'élever sa température au delà d'une certaine valeur: c'est le phénomène d'*ébullition*; à température constante, il suffit de diminuer la pression du liquide afin de porter sa valeur en dessous d'un certain seuil (pression de vapeur saturante): c'est le phénomène de *cavitation*.

Quand on suit un régime transitoire, la cavitation de l'eau est le principal inconvénient de la mesure tensiométrique:

(a) Lorsque l'eau dans la canne tensiométrique commence à se vaporiser au fur et à mesure que le potentiel de l'eau diminue, la transmission de la succion entre la bougie du tensiomètre et le manomètre est amortie. Le temps de réponse du tensiomètre augmente considérablement. Ce phénomène est bien connu expérimentalement. En raison de sa complexité, il n'est pas pris en compte dans les modèles classiques du temps de réponse du tensiomètre.

(b) Puis il apparaît une bulle de vapeur suffisamment grosse pour rompre la continuité de la colonne d'eau liquide dans la canne tensiométrique. Une augmentation de la succion au niveau de la bougie du tensiomètre a pour seules conséquences une dilatation de la bulle de vapeur et une vaporisation de l'eau. Dans ces conditions, on enregistre du côté du manomètre une valeur qui n'a plus rien à voir avec la succion du sol. Avec un capteur de pression différentiel, cette valeur limite serait égale - si on était à l'équilibre - à la pression atmosphérique moins la pression de vapeur saturante de l'eau (soit 0.4 m à 20°C) et moins la pression hydrostatique de la colonne d'eau liquide restant dans la canne tensiométrique.

(c) Ensuite le tensiomètre continue à perdre de l'eau. C'est généralement lorsque qu'il n'y a plus assez d'eau pour saturer les pores de la bougie en céramique qu'il se produit une entrée d'air: le tensiomètre "décroche".

Bien que la définition de la cavitation soit simple, la nucléation (c'est-à-dire la façon dont la phase vapeur apparaît au sein d'un liquide) est complexe. En particulier, ce phénomène fait intervenir la tension superficielle des interfaces "liquide - vapeur". Une analyse théorique de la nucléation a été proposée par Rayleigh (1917) et Plesset (1948). Nous reprenons ici en partie la présentation de cette théorie par Darrozes et Chahine (1983).

On considère une bulle sphérique de gaz (air par exemple) dans un milieu liquide (eau) au repos à l'infini, et tel qu'à l'infini le niveau de pression diminue au cours du temps. Les hypothèses suivantes sont faites pour décrire l'évolution de la bulle de gaz: (a) l'eau est incompressible; (b) le gaz est un gaz parfait; (c) la bulle est sphérique; (d) on est en conditions d'équilibre quasi-statique; (e) le rayon de la bulle correspond à l'équilibre de la bulle dans son milieu; (f) le gaz suit une loi d'évolution isotherme.

On définit les variables suivantes (l'indice "(o)" correspond à l'instant initial):

t	: temps
a(t)	: rayon de la bulle (varie au cours du temps)
P _{∞(t)}	: pression à l'infini (varie au cours du temps)
P _{b(t)}	: pression de gaz et de vapeur d'eau dans la bulle
P _{g(t)}	: pression résiduelle du gaz dans la bulle
p _v	: pression de vapeur saturante
σ	: tension superficielle (interface "liquide-vapeur")

En appliquant la loi de Laplace:

$$P_{b(t)} = P_{\infty(t)} + 2\sigma / a(t) \quad (C.5)$$

D'après la loi d'évolution du gaz dans la bulle sphérique:

$$P_{g(t)} a(t)^3 = P_{g(o)} a(o)^3 \quad (C.6)$$

On suppose que la bulle est saturée en vapeur d'eau:

$$P_{b(t)} = P_{g(t)} + p_v \quad (C.7)$$

Les équations précédentes conduisent à une forme simplifiée de l'équation de Rayleigh-Plesset, qui traduit l'évolution du rayon de la bulle de gaz en fonction de la pression du milieu à l'infini:

$$[P_{\infty(o)} - p_v + 2\sigma / a(o)] [a(o) / a(t)]^3 = P_{\infty(t)} - p_v + 2\sigma / a(t) \quad (C.8)$$

Cette équation montre d'une part que le grossissement de la bulle dépend des conditions initiales (a(o) et P_{∞(o)}). D'autre part cette relation entre la pression à l'infini et le rayon de la bulle admet un minimum:

$$a_c = [3 a(o)^3 (P_{\infty(o)} - p_v + 2\sigma / a(o)) / (2\sigma)]^{1/2} \quad (C.9a)$$

$$P_c = p_v - 4\sigma / (3 a_c) \quad (C.9b)$$

a_c : rayon "critique" des germes de cavitation

P_c : pression "critique" d'apparition de la cavitation

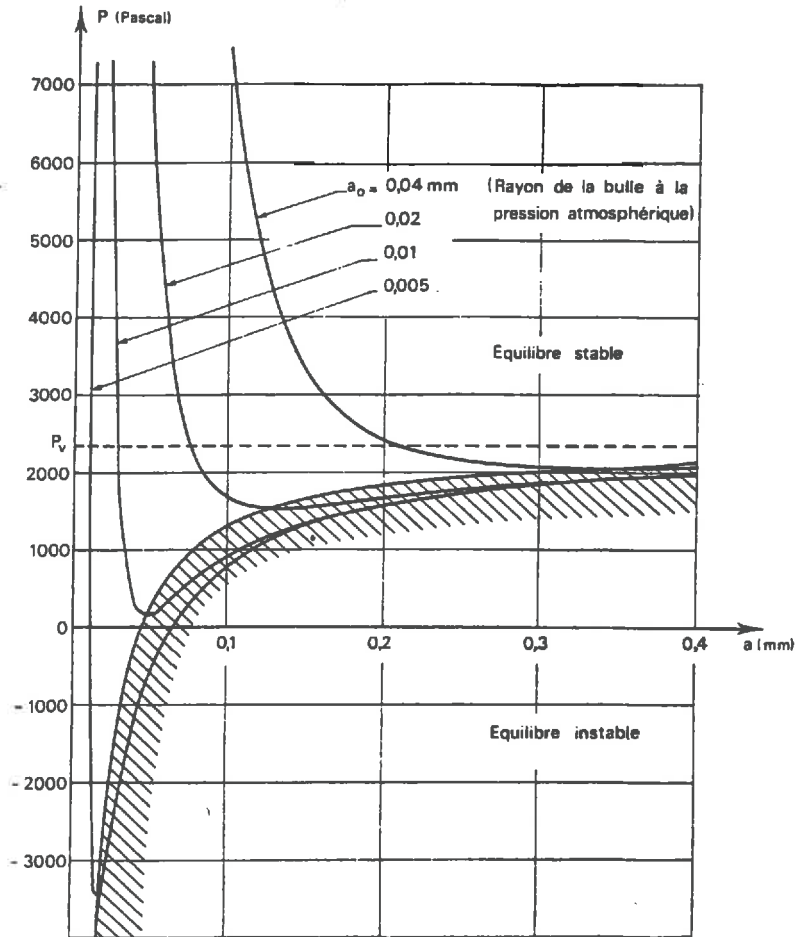


Figure C.1 - Application de l'équation simplifiée de Rayleigh-Plesset: évolution du rayon (a) d'une bulle de gaz sphérique dans un liquide dont la pression (P) varie. Initialement, la bulle a un rayon a_0 et est à la pression atmosphérique. P_v est la pression de vapeur saturante (Darrozes et Chahine 1983).

Tableau C.1 - Valeurs critiques du rayon et de la pression des germes de cavitation, calculées avec l'équation simplifiée de Rayleigh-Plesset (équation C.9).

rayon initial a_0 (μm)	rayon critique a_c (μm)	pression critique P_c (hPa)
100	1400	23
10	48	3.2
1	2.2	-420
0.1	0.18	-5400

$$P_0 = 10^5 \text{ Pa} ; T = 20 \text{ } ^\circ\text{C} ; p_v = 23.37 \text{ hPa} ; \sigma = 72.75 \cdot 10^{-3} \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}$$

La formule simplifiée de Rayleigh-Plesset traduit donc le fait que lorsque le rayon de la bulle dépasse sa valeur "critique", la pression à l'infini ne peut plus diminuer: la tension superficielle à l'interface "bulle - liquide" est trop faible pour équilibrer la résultante des autres pressions. Le rayon de la bulle croit alors indéfiniment et la pression à l'infini tend vers la pression de vapeur saturante (Fig. C.1). En d'autres termes, dans les conditions d'application de cette formule la pression "critique" est la pression qu'il faut atteindre pour que la bulle devienne instable et qu'apparaisse la cavitation.

Pour des conditions initiales normales de température et de pression quelques valeurs critiques sont calculées en fonction du rayon initial de la bulle (Tab. C.1). Ainsi, pour un rayon initial de la bulle inférieur à 1μ , la bulle ne cavite pas tant que l'on n'a pas atteint une valeur de pression à l'infini négative, ce qui correspond à une traction. Un manomètre différentiel enregistrerait alors une différence de pression supérieure à $(P_0 - P_c)$ correspondant à un potentiel matriciel de l'eau dans le sol de -14.2 m .

Si l'eau d'un tensiomètre est suffisamment bien purgée pour qu'il n'y ait pas au départ de bulles de gaz (gaz non dissous, vapeur d'eau) trop grandes, cette eau pourrait donc être portée à une valeur de pression négative, tant que la tension superficielle à l'interface "bulle - eau liquide" assure la cohésion de ces bulles et "retarde" le phénomène de cavitation. Cette situation correspond à un "état métastable de l'eau sous tension".

Pour plusieurs raisons, la formule simplifiée de Rayleigh-Plesset ne peut être utilisée pour faire des calculs précis:

(a) Dans la pratique les bulles de gaz non dissous au sein d'un liquide ont des dimensions et des formes variées, mal connues. Elles sont surtout présentes au voisinage de particules solides en suspension et là où le récipient présente des anfractuosités. Pour limiter dès le départ la présence de ces "germes de cavitation" il faut utiliser une eau pure et un circuit hydraulique le moins rugueux possible.

(b) Des phénomènes physiques sont négligés, notamment les termes d'inertie intervenant quand les bulles grossissent (qui peuvent retarder la cavitation), la diffusion de gaz (qui peut se produire de l'eau liquide vers la bulle, et accélérer son grossissement), les échanges thermiques.

(c) L'expérience montre que les bulles de gaz qui ont atteint leur rayon critique explosent très brutalement: le gaz dans la bulle suivrait alors une loi de détente plus proche d'une adiabatique que d'une isotherme.

63. PREUVES EXPERIMENTALES D'UN RETARD A LA CAVITATION

Selon Aucher (1985) "il est reconnu depuis longtemps qu'un liquide parfaitement pur et dégazé peut subir à la température ordinaire des dépressions considérables (-10000 m pour l'eau) sans manifester le moindre signe de décohésion".

Dès 1850, Berthelot décrit qualitativement le phénomène de cavitation de plusieurs liquides. Un liquide est enfermé dans un tube en verre épais, fermé hermétiquement. En chauffant le tube les bulles de gaz contenues dans le liquide se dissolvent car le liquide est mis sous pression (la dilatation du verre est plus lente que celle du liquide). Si alors on refroidit le tube, ce qui met le liquide sous tension, on n'observe pas d'apparition de bulles de gaz même si l'on passe en dessous de la température initiale. A ce moment le moindre choc fait réapparaître instantanément des bulles de gaz, "avec un léger bruit et une secousse plus ou moins notable". Cette microexplosion et le bruit qui accompagnent la cavitation du liquide lorsqu'il est dans un état métastable est caractéristique (phénomène appelé "collapse") et se produit en 10^{-4} à 10^{-5} secondes (Aucher 1985).

Briggs (1950) remplit un tube horizontal en forme de Z avec de l'eau pure et dégazée. Il soumet ensuite la colonne d'eau à une force centrifuge et constate que la colonne garde sa cohésion pour des énergies potentielles calculées qui sont de -2800 m à 10 °C et -2500 m à 30 °C.

Thut (1932), à la suite des expériences de Askenasy (1895), effectue des expériences analogues à celle du "test d'étanchéité" des tensiomètres: un bloc poreux est raccordé à un tube en verre. L'ensemble est saturé soigneusement avec de l'eau bouillie, puis installé verticalement de telle sorte que l'extrémité libre du tube en verre plonge dans un récipient contenant du mercure. Quand on laisse l'eau s'évaporer à la surface du bloc poreux, on constate que l'ascension de la colonne de mercure dans le tube peut atteindre 1.90 m .

Enfin, certains auteurs font appel à l'existence d'un état métastable de la sève sous tension dans les plantes pour expliquer son ascension dans les vaisseaux du xylème (Milburn 1979, Cruiziat et Tyree 1990).

64. CONCLUSION SUR L'ETAT METASTABLE DE L'EAU SOUS TENSION

Des expériences parfois anciennes et une théorie simplifiée tendent à confirmer l'interprétation proposée pour les mesures tensiométriques. Dans ce cas les tensiomètres pour lesquels les valeurs calculées de succion (par extrapolation de la droite d'étalonnage) descendent en dessous de -10 m fonctionnent très bien. Il peuvent donc servir de référence pour savoir quand les autres tensiomètres sont en retard à cause du grossissement des bulles d'air dans le tensiomètre.

La cohérence des résultats obtenus, en particulier la comparaison avec une courbe de rétention obtenue sur presse de Richards dans la gamme de succions 0 à -13 m, fait penser que la droite d'étalonnage des capteurs de pression (réalisée dans la gamme 0 à -9 m) peut être extrapolée. Dans ce cas on peut déterminer la conductivité hydraulique du sol pour des succions dépassant -10 m, tant que le temps de réponse des tensiomètres n'est pas un facteur limitant (d'une part à cause de la conductivité hydraulique du sol, mais aussi car les bulles de gaz contenues dans l'eau de la canne tensiométrique se dilatent de toute façon).

Enfin, il faudrait étalonner les capteurs de pression pour des potentiels matriciels inférieurs à -10 m. Le capteur de pression utilisé étant différentiel, on pourrait l'étalonner en créant une pression pneumatique du côté de la membrane en contact avec l'atmosphère. Cela doit être fait avec précaution pour ne pas détériorer le capteur.

ANNEXE D - MESURE DES TENEURS EN EAU ET DES MASSES VOLUMIQUES PAR ATTENUATION GAMMA

1. THEORIE

11. EMISSION DE PHOTONS GAMMA PAR UNE SOURCE RADIOACTIVE

111. Décroissance de l'émission radioactive

Soit I le nombre de photons gamma émis par une source radioactive par unité de temps et par unité de surface (intensité). I décroît dans le temps en suivant en loi exponentielle:

$$I(t) = I_0 2^{-t/T} \quad (D.1)$$

I_0 : intensité initiale de la source (photons.s⁻¹.m⁻²)

T : période du radioélément (s)

112. Emission radioactive sur des temps courts

Pendant une durée courte par rapport à la période du radio-élément, I est une variable aléatoire par rapport au temps qui suit une loi de Poisson:

$$I(t) = I \quad \text{pour } t \ll T \quad (D.2a)$$

$$\sigma^2_{I(t)} = I \quad (D.2b)$$

Soit N le nombre d'impulsions par secondes due à des photons gamma enregistrés par la chaîne de mesure (taux de comptage gamma). Par la suite nous utiliserons cette grandeur mesurée (N) à la place de l'intensité (I), car elles sont théoriquement proportionnelles.

12. ATTENUATION DE PHOTONS GAMMA PAR LA MATIERE

121. Interactions des photons gamma avec la matière

Quand des photons gamma traversent la matière il existe plusieurs sortes d'interactions qui tendent à faire perdre leur énergie aux photons. Pour des énergies inférieures à 1 MeV les deux formes d'interaction dominantes sont:

(a) *L'effet photoélectrique*: les photons sont absorbés par un électron auquel ils cèdent leur énergie.

(b) *L'effet Compton*: à la suite d'un choc élastique avec un électron, les photons incidents sont remplacé par des photons diffusé (de moindre énergie et de trajectoire différente).

122. Loi de Beer

L'atténuation d'un faisceau monoénergétique et parallèle de photons gamma traversant un volume de matière homogène est exprimée par la loi de Beer. Les photons comptés en sortie sont les photons qui n'ont pas eu d'interaction avec la matière (photons de même énergie que les photons incidents):

$$N = N_i e^{-\mu d} \quad (D.3)$$

N : taux de comptage en sortie (cp.s⁻¹)

N_i : taux de comptage en entrée (cp.s⁻¹)

μ : coefficient d'absorption massique (cm².g⁻¹)

d : masse volumique (g.cm⁻³)

l : épaisseur traversée (cm)

Pour un volume de sol humide on a (Gardner *et al.* 1972):

$$N = N_r e^{-l(\mu_s \rho_d + \mu_w \rho_w \theta)} \quad (D.4)$$

N : taux de comptage en sortie (cp.s⁻¹)

N_r : taux de comptage de "référence" (cp.s⁻¹)

μ_s : coefficient d'absorption massique du sol sec (cm².g⁻¹)

μ_w : coefficient d'absorption massique de l'eau (cm².g⁻¹)

ρ_d : masse volumique de sol (g.cm⁻³)

ρ_w : masse volumique de l'eau (g.cm⁻³)

θ : humidité volumique (cm³.cm⁻³)

l : épaisseur de sol traversée (cm)

Dans cette expression, le taux de comptage de "référence" est le taux de comptage à travers la cellule de mesure seule. L'absorption des photons gamma par l'air est négligée.

123. Atténuation gamma mono-source

A partir de l'équation précédente, θ (ou ρ_d) est déterminé si on connaît 6 termes: l , N , N_r , μ_s , μ_ω , ρ_d (ou θ).

$$\theta = \frac{\text{Log}(N_r/N)/l - \mu_s \rho_d}{\rho_\omega \mu_\omega} \quad (\text{D.5a})$$

$$\rho_d = \frac{\text{Log}(N_r/N)/l - \mu_\omega \rho_\omega \theta}{\mu_s} \quad (\text{D.5b})$$

124. Atténuation gamma double-source

Pour deux faisceaux gamma d'énergie différente (Américium et le Césium) on applique deux fois la loi de Beer. A partir des deux équations, θ et ρ_d sont déterminés si on connaît 9 termes: l , N_{am} , N_{ram} , N_{cs} , N_{rcs} , μ_{sam} , $\mu_{\omega am}$, μ_{scs} , $\mu_{\omega cs}$:

$$N_{am} = N_{ram} e^{-l(\mu_{sam} \rho_d + \mu_{\omega am} \rho_\omega \theta)} \quad (\text{D.6a})$$

$$N_{cs} = N_{rcs} e^{-l(\mu_{scs} \rho_d + \mu_{\omega cs} \rho_\omega \theta)} \quad (\text{D.6b})$$

Ainsi:

$$\theta = \frac{\mu_{sam} \text{Log}(N_{cs}/N_{rcs}) - \mu_{scs} \text{Log}(N_{am}/N_{ram})}{\rho_\omega l (\mu_{scs} \mu_{\omega am} - \mu_{sam} \mu_{\omega cs})} \quad (\text{D.7a})$$

$$\rho_d = \frac{\mu_{\omega cs} \text{Log}(N_{am}/N_{ram}) - \mu_{\omega am} \text{Log}(N_{cs}/N_{rcs})}{l (\mu_{scs} \mu_{\omega am} - \mu_{sam} \mu_{\omega cs})} \quad (\text{D.7b})$$

125. Coefficients d'absorption massique

Théoriquement les coefficients d'absorption massique (μ_s et μ_ω) dépendent seulement de la composition chimique du milieu et de l'intensité du rayonnement gamma (Coppola et Reiniger 1974, Reginato 1973). Dans la pratique (la collimation n'est jamais parfaite, problèmes d'électronique) ce sont des coefficients expérimentaux qui doivent être obtenus par un étalonnage (Groenvelt *et al.* 1969, Stroosnijder et De Swart 1974).

2. MATERIEL ET METHODE

21. CHOIX DES SOURCES RADIOACTIVES

Pour des raisons de précision de la mesure, de période de décroissance radioactive, de sécurité et de coût, les deux sources radioactives utilisées sont: l'américium (^{241}Am , pic d'émission à 60 keV, période 30 ans) et le césium (^{137}Cs , pic d'émission à 662 keV, période 458 ans).

Nous admettons que la dérive de ces sources radioactives au cours du temps affecte peu les coefficients d'absorption massique expérimentaux en l'espace d'une année. Par contre nous déterminons pour chaque expérience le profil de comptage gamma de référence.

22. CHAINE DE MESURE

L'échantillon de sol est fixe. Les radioéléments contenus dans un château de plomb et le détecteur gamma se déplacent verticalement de part et d'autre de l'échantillon. Les deux sources ^{241}Am et ^{137}Cs sont alignées par rapport à l'axe de scrutation. Le pas minimum de déplacement du bâtis supportant les sources radioactives et le détecteur est de 0.23 mm.

Pour une cote de référence, l'axe de scrutation gamma est matérialisé par un faisceau laser de diamètre 0.3 mm (Decock, Grenoble). Les échantillons sont positionnés en alignant les deux marques diamétralement opposées faites sur les cellules de mesure avec le faisceau laser.

La chaîne de mesure est constituée de deux parties:

(a) Un dispositif d'enregistrement des spectres gamma:

- les sources radioactives et des collimateurs en plomb
- un détecteur gamma NaI (Quartz & Silice)
- un système photomultiplicateur (Quartz & Silice)
- un amplificateur à conversion de pôle zéro (modèle 2012, Canberra)
- un analyseur multicanaux (modèle 8075, Canberra)
- une carte et un logiciel de traitement des spectres gamma (CIC, Canberra)

(b) Un dispositif de déplacement vertical du bâtis:

- une carte de conversion numérique-analogique (port programmable 8255)
- une carte de puissance commandant un moteur triphasé
- un détecteur de proximité (trigger de Schmidt)

23. ACQUISITION DES COMPTAGES GAMMA

231. Spectres gamma bruts

Une mesure correspond à un spectre d'émission gamma enregistré pendant un temps prédéfini. Les spectres gamma enregistrés sont discrétisés en 2048 canaux (Corey *et al.* 1971, Angulo 1989). Ce nombre de canaux choisis est cohérent également avec la précision requise pour tenir compte des dérives due à l'électronique.

232. Comptages gamma, fenêtres de comptage

Contrairement à la théorie, les pics d'émission gamma enregistrés ont une largeur non nulle qui traduit des phénomènes aléatoires liés à l'électronique de la chaîne de comptage (nature du détecteur en particulier). Ces pics ont une forme approximativement gaussienne (Samuelli *et al.* 1968).

Pour un pic d'émission gamma nous définissons une fenêtre de comptage en nous basant sur les spectres enregistrés (Fig. D.1). L'intégrale du spectre dans cette fenêtre correspond à un comptage gamma brut.

(a) Vers les faibles énergies, on prend comme largeur le nombre de canaux qui séparent le maximum et le minimum en dessous duquel les photons Compton deviennent dominant (ΔL_{\min} sur le graphique).

(b) Vers les fortes énergies, on prend le plus grand nombre de canaux, avec une marge pour les dérives du pic liées à l'électronique (ΔL_{\max} sur le graphique).

Pour éviter toute déformation, les cellules destinées aux mesures ont été fabriquées en acier (leur épaisseur est de 1 mm dans l'axe du faisceau gamma). On remarquera qu'elles absorbent 75 % de l'émission ^{241}Am et 20 % de l'émission ^{137}Cs .

233. Correction de bruit de fond

Un spectre de bruit de fond est obtenu quand les sources sont fermées (temps de comptage: 24 hr). Par la suite, pour chaque spectre gamma enregistré, on retranche canal par canal le comptage de bruit de fond.

234. Problème de la correction Compton

Si on voulait suivre l'évolution de la masse volumique et de la teneur en eau en conditions transitoires, il faudrait mesurer simultanément l'atténuation des pics d'émission de ^{241}Am et de ^{137}Cs . Pour ^{241}Am une correction des photons Compton issus de ^{137}Cs serait nécessaire ce qui pose deux problèmes. D'une part, cette correction augmente l'incertitude sur les

comptages ^{241}Am . D'autre part, cette correction simple en théorie doit être déterminée expérimentalement dans la pratique (Wood et Collis-George 1980, Angulo 1989).

Nous n'utiliserons la scrutation gamma double source qu'en conditions stationnaires. Les comptages ^{241}Am seront effectués avec la source de ^{137}Cs fermée, ce qui rend inutile la correction Compton.

3. COLLIMATION, VOLUME DE MESURE

Les collimateurs sont en plomb et cylindriques. Leur diamètre est de 5 mm. Leur longueur est de 30 mm pour ^{241}Am et de 150 mm pour ^{137}Cs du côté des sources; elle est de 30 mm du côté du détecteur. Ces longueurs sont compatible avec les recommandations de la littérature (Groenvelt *et al.* 1969, Gardner *et al.* 1972, Bridge et Collis-George 1973).

La résolution verticale du dispositif est étudiée en effectuant des comptages gamma à travers une cellule de mesure vide. A l'interface acier-air, la zone de variation du comptage gamma se situe dans une tranche verticale d'épaisseur voisine à celle du collimateur (5 mm), ce qui indique une bonne collimation (Groenvelt *et al.* 1969). Ainsi la résolution verticale de la scrutation gamma est de l'ordre de grandeur des agrégats (le volume de mesure correspondant à au moins 30 agrégats).

Si on admet que le comptage gamma à l'interface air-acier est la moyenne du comptage dans l'acier et dans l'air (Nofziger 1978), on constate que l'écart entre la position de cette interface et le repère vertical (repère zéro de la figure) correspond est inférieur à 0.44 mm (2 pas de déplacement verticaux élémentaires du bâtis). Cette erreur englobe: l'erreur de positionnement des sources radioactives par rapport au repère vertical (biais surtout), le biais de positionnement du faisceau Laser par rapport à l'axe réel de scrutation, et l'incertitude sur le positionnement de la cellule par rapport au faisceau laser.

4. CORRECTION DES DERIVES LIEES A L'ELECTRONIQUE

4.1. TEMPS MORT DE L'ELECTRONIQUE

Tous les photons gamma qui parviennent au détecteur ne sont pas codés en impulsions à cause du temps mort de la chaîne électronique de comptage (surtout le temps mort du codeur). La proportion de photons gamma non codés augmente avec l'intensité du rayonnement. Une correction de temps mort permet de calculer le taux de comptage réel par rapport au taux de comptage mesuré (Fritton 1969):

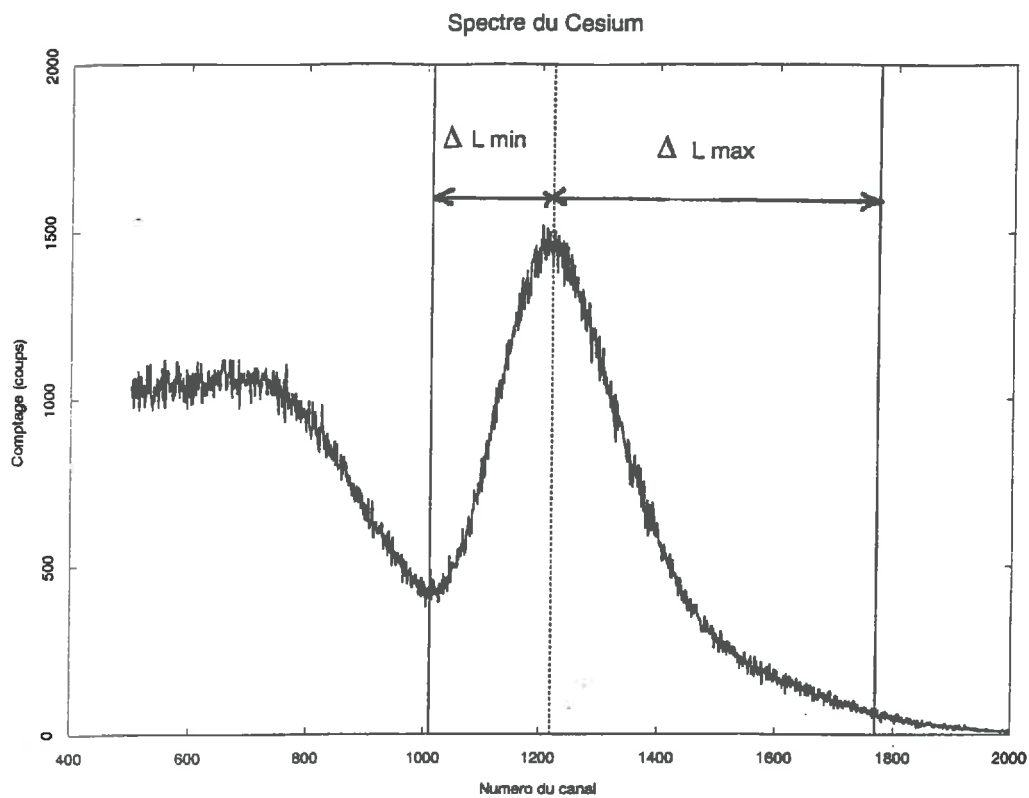


Figure D.1 - Définition de la fenêtre de comptage gamma. Exemple d'un spectre du cesium.

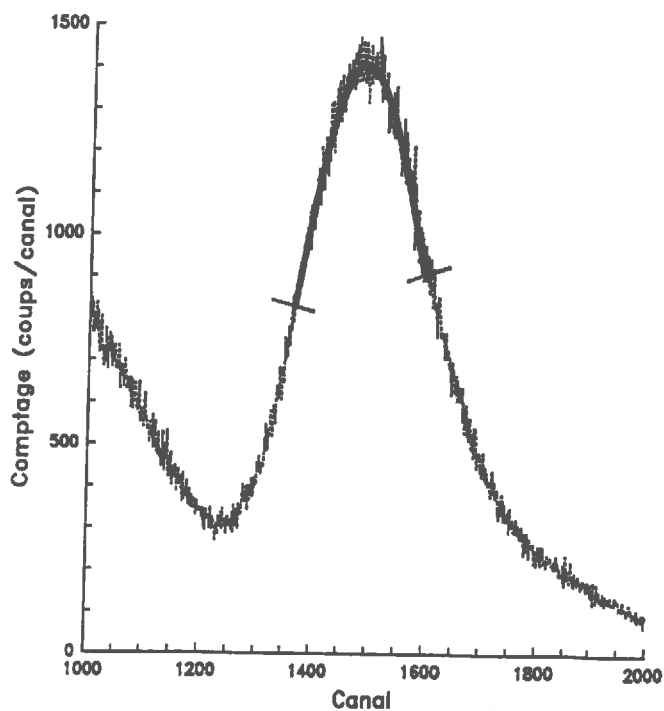


Figure D.2 - Calage d'un pic d'émission gamma par une loi normale. Cette procédure sert à retrouver la position du maximum de chaque pic. Exemple d'un spectre du cesium.

$$N = N' / (1 - \tau N') \quad (D.8)$$

N : taux de comptage réel (cp.s⁻¹)
 N' : taux de comptage mesuré (cp.s⁻¹)
 τ : temps mort de l'électronique (s)

Le temps mort de l'électronique est déterminé par la technique de Groenvelt (1974), qui ne nécessite que deux morceaux d'un même absorbant. Le calcul est obtenu sans approximation à partir de la loi de Beer (contrairement à ce qu'affirme Groenvelt 1974):

$$\tau = \frac{N'_x N'_y - N'_a N'_{xy}}{N'_x N'_y (N'_a + N'_{xy}) - N'_a N'_{xy} (N'_x + N'_y)} \quad (D.9)$$

N'_a : taux de comptage mesuré dans l'air (cp.s⁻¹) (cp.s-1)
 N'_x : taux de comptage mesuré dans le morceau X (cp.s⁻¹)
 N'_y : taux de comptage mesuré dans le morceau Y (cp.s⁻¹)
 N'_{xy} : taux de comptage mesuré dans les deux morceaux (cp.s⁻¹)

Le temps mort est de 20 μ s pour ¹³⁷Cs et 2 μ s pour ²⁴¹Am. Ces valeurs élevées par rapport à la littérature (voir par exemple Angulo 1988) sont peut-être dues à l'âge du détecteur (20 ans) et au fait qu'il est d'une marque différente du reste de la chaîne de comptage.

42. EFFET DE LA TEMPERATURE SUR L'ELECTRONIQUE

Les dérives de la chaîne de comptage gamma avec la température sont bien connues et concernent surtout la Très Haute Tension du détecteur gamma (Kriz 1969, Samuelli *et al.* 1968). On recommande souvent de travailler dans une pièce où l'amplitude thermique est inférieure à 1 °C Cette condition était difficile à réaliser dans le laboratoire, l'amplitude thermique étant de l'ordre de 3 °C au cours d'une expérience.

L'effet de la température sur l'électronique se traduit essentiellement par une translation des spectres gamma enregistrés (Kriz 1969, Angulo 1989). Les dérives de la position des pics gamma sont alors corrigées par un logiciel:

- (a) Connaissant approximativement la position du maximum d'un pic d'émission gamma dans un spectre, on sélectionne une partie du spectre symétrique par rapport à ce maximum.
- (b) Dans cette partie du spectre, on cale une loi normale. Ce calage permet de retrouver la position exacte du maximum du pic d'émission.

(c) Le comptage gamma est calculé à partir de ce maximum du pic d'émission, en translatant la fenêtre de comptage.

Des essais montrent que la partie du spectre sélectionnée pour avoir un bon calage doit avoir une demi-largeur égale à Δ_{cal} tel que (Fig. D.2):

(a) $\Delta_{\text{cal}} = 1.5 \Delta L_{\text{min}}$, pour la fenêtre de comptage ^{137}Cs

(b) $\Delta_{\text{cal}} = 2.0 \Delta L_{\text{min}}$, pour la fenêtre de comptage ^{241}Am

Le suivi des comptages ^{137}Cs à travers l'air pendant trois jours montre que cette correction permet de retrouver une loi d'émission au cours du temps parfaitement en accord avec la loi de Poisson théorique, tant que l'amplitude thermique est inférieure à 5°C. Pour ces conditions les dérives de la position du maximum du pic du ^{137}Cs sont de 30 canaux.

Par comparaison, on peut évaluer les conséquences d'une erreur sur la position du maximum d'un pic d'émission gamma à travers l'air et pour un temps de comptage de 600 s:

(a) Pour ^{137}Cs (environ $5 \cdot 10^5$ cp) une erreur de 8 canaux correspond à une erreur de comptage égale à un écart-type (racine carrée du comptage)

(b) Pour ^{241}Am (environ 10^6 cp) une erreur de 1 canal correspond à une erreur de comptage égale à un écart-type (racine carrée du comptage)

Cette procédure de calage permettant de retrouver la position exacte des pics d'émission est appliquée à chaque spectre enregistré.

43. AUTRES SOURCES DE DERIVE DE L'ELECTRONIQUE

Il existe d'autres sources de dérives des comptages liées à l'électronique citées dans la littérature. Ces dérives n'ont pas été mises en évidence dans nos conditions de mesure:

(a) Dérives temporelle lors de la mise en chauffe du système: par précaution le système est laissé en chauffe au moins une journée avant une expérience.

(b) Dérives temporelle liées à un changement brusque d'absorbant (Stroosnijder et De Swart 1974, Groenvelt 1974, Angulo 1989).

(c) Dérives de la position et de la largeur des pics en fonction du taux de comptage quand la compensation du pôle zéro de l'amplificateur gamma est mal réglée (Samuelli *et al.* 1968).

(d) Vieillessement du détecteur (Topp 1970).

5. ETALONNAGE (COEFFICIENTS D'ABSORPTION MASSIQUE)

Les coefficients d'absorption massique de l'eau sont déterminés à partir du comptage à travers une cellule de mesure vide et pleine d'eau (temps de comptage 3600 s). Les valeurs sont proches des valeurs théoriques ce qui montre que la collimation est bonne (Groenvelt *et al.* 1969).

Les coefficients d'absorption massique du sol sont déterminés à partir d'une scrutation (tous les 5 mm avec un temps de comptage de 3600 s) faite à travers une cellule de mesure vide et remplie de façon homogène avec le sol (tamisé à 1 mm). Bien que le sol soit séché à l'air, la correction tenant compte de son humidité est nécessaire. La masse volumique sèche et l'humidité pondérale moyenne du sol sont déterminées gravimétriquement.

6. PRECISION THEORIQUE ET OPTIMISATION DES MESURES

6.1. PRINCIPE DU CALCUL D'INCERTITUDE

Les équations permettant de calculer θ et/ou ρ_d à partir des mesures d'atténuation gamma se mettent sous la forme:

$$Y = f(X_i) \quad (D.10)$$

f : fonction quelconque (connue)

X_i : grandeurs mesurées (variables aléatoires)

Y : θ ou ρ_d (variables aléatoires)

On fait les hypothèses suivantes sur les mesures X_i : elles ne sont pas biaisées, elles sont indépendantes, ce sont des lois normales, et les incertitudes sur les mesures sont petites. Dans ces conditions, on montre par un développement limité à l'ordre 1 que la distribution de Y (θ ou ρ_d) est une loi normale dont la variance est:

$$\sigma^2_Y = \sum_i (\delta Y / \delta X_i)^2 \sigma^2_{X_i} \quad (D.11)$$

Si les X_i ne sont pas des lois normales, l'incertitudes sur Y est majorée avec le calcul précédent. Ce calcul a été explicité par Gardner *et al.* (1972) et par Bruckler (1983). La variance totale se décompose notamment en deux groupes:

(a) Des termes relatifs aux comptages gamma (N_{cs} , N_{am} , N_{rcs} , N_{ram}): on parle d'*erreur minimale*.

(b) Des termes relatifs aux coefficients d'absorptions (μ_{scs} , μ_{ocs} , μ_{sam} , μ_{oam}), à la géométrie du système de mesure (l), à l'état physique du milieu (ρ_d ou θ en scrutation mono-source): on parle d'*erreur résiduelle*.

62. DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES

Les analyses de l'incertitude des mesures d'atténuation gamma (Gardner *et al.* 1972, Mansell *et al.* 1973, Stroosnijder et De Swart 1974, Bruckler 1983, Angulo 1989) montrent que pour déterminer θ ou ρ_d avec un intervalle de confiance (0.95) inférieur à 1 % il faut:

(a) Des comptages de référence (N_r) entre 10^5 et $3 \cdot 10^5$ cps en scrutation mono-source. Dans nos conditions expérimentales, cela correspond à un temps de comptage supérieur à 20 min pour ^{241}Am et à 10 min pour ^{137}Cs .

(b) Des comptages de référence (N_r) entre 10^6 et $3 \cdot 10^6$ cps en scrutation double-source. Dans nos conditions expérimentales, cela correspond à un temps de comptage supérieur à 3 hr pour $^{241}\text{Am} + ^{137}\text{Cs}$.

Ces analyses montrent aussi que pour des valeurs habituelles de θ ou ρ_d il existe une plage de valeurs optimales pour la distance de scrutation par rapport à l'incertitude totale sur θ ou ρ_d :

(a) Epaisseur de 14 à 28 cm en scrutation mono-source ^{137}Cs

(b) Epaisseur de 4 à 7 cm en scrutation mono-source ^{241}Am

(c) Epaisseur de 5 à 12 cm en scrutation double-source $^{137}\text{Cs} + ^{241}\text{Am}$

63. INCERTITUDES SUR LES TERMES DU CALCUL

Les formules de calcul sont données par Bruckler (1983). Les valeurs des paramètres utilisés pour le calcul d'incertitude sont indiqués au Tableau D.1 .

(a) On admet que tous les comptages gamma suivent une loi de Poisson (variance égale à la moyenne).

(b) Le diamètre de scrutation peut être mesuré au pied à coulisse avec un écart-type de 0.05 mm (valeur expérimentale). Mais lors du positionnement de la cellule par rapport à l'axe de scrutation on fait sans doute une erreur supérieure à cette valeur. La valeur choisie pour l'écart-type sur le diamètre de scrutation est la moitié du diamètre du faisceau laser (0.15 mm).

(c) L'écart-type sur les coefficients d'absorption massique est calculé avec la même méthode présentée. Cet écart-type théorique est cohérent par rapport à des déterminations expérimentales indépendantes des coefficients d'absorption. Dans le calcul théorique, la contribution la plus forte à la variance totale est celle du diamètre de scrutation (ce qui est en accord avec Bruckler 1983).

Tableau D.1 - Valeurs utilisées pour les calculs théoriques d'incertitude sur les mesures d'humidité et de densité par atténuation gamma (les écart-types sont indiqués entre crochets).

masse volumique de l'eau (g.cm ⁻³)	1.00 [0]	
gamme des humidités volumiques (m ³ .m ⁻³)	0.05 à 0.40	
gamme des masses volumiques de sol sec (g.cm ⁻³) (1)	0.90 à 1.60 [0.01 à 0.02]	
gamme des épaisseurs de sol scrutées (cm)	2.5 à 25 [0.015]	
gamme des temps de comptage simulés (s) (2)	60 à 6000	
source gamma	137 Cs	241 Am
taux de comptage de référence (cp.s ⁻¹) (2)	700	350
coefficient d'atténuation massique de l'eau (cm ² .g ⁻¹)	0.0846 [0.0003]	0.203 [0.001]
coefficient d'atténuation massique du sol (cm ² .g ⁻¹)	0.0772 [0.0003]	0.272 [0.001]

(1) l'écart-type n'est utilisé que dans les calculs d'incertitude sur les humidités en atténuation gamma mono-source.

(2) on suppose qu'un nombre de photons gamma enregistré (nombre de coups) suit une loi de Poisson (variance = moyenne).

ANNEXE E - COMPLEMENT SUR LA CARACTERISATION HYDRODYNAMIQUE DES ECHANTILLONS

1. METHODE DE REFERENCE HORS DE LA GAMME TENSIOMETRIQUE

Pour les échantillons 1 et 3 qui sont caractérisés par des gradients d'humidité dans le sol assez importants (par rapport à l'échantillon 3), on peut chercher à calculer la conductivité hydraulique en extrapolant les potentiels matriciels à partir des mesures d'humidité et d'une courbe de rétention. Mais il faut être prudent par rapport aux erreurs d'interpolations faites au cours des calculs: ainsi, on trouve que la courbe de rétention calculée qui correspond aux valeurs calculées de conductivité hydraulique n'est plus en bon accord avec la courbe de rétention "réelle" pour des valeurs de ψ_m inférieures à -30 m (Fig. E.1).

2. METHODE DE WIND

21. MISE EN OEUVRE DE L'ALGORITHME UTILISE

D'après les conclusions des simulations numériques (chapitre 3), l'algorithme de Wind modifié est utilisé. Pour estimer la courbe de rétention, 5 à 10 itérations sont nécessaires, au cours desquelles la somme des carrés diminue d'un facteur 100 à 1000. L'accord entre les teneurs en eau moyennes observées et estimées est satisfaisant (Fig. E.2): les écarts sont inférieurs à $0.01 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$. Ces écarts tendent à augmenter pour les plus faibles teneurs en eau, ce qui peut s'expliquer par un manque de souplesse du modèle analytique décrivant la courbe de rétention (le paramètre θ_r ajusté est souvent voisin de la plus petite teneur en eau moyenne); ils pourraient aussi être dus à une surestimation systématique des teneurs en eau près de la surface, quand les gradients de teneurs en eau sont importants.

22. COMPARAISON AVEC UN AUTRE ALGORITHME

L'algorithme utilisé (profils d'humidité "spline", courbe de rétention décrite par la formule de van Genuchten) a été comparé à un autre algorithme lui aussi basé sur la méthode de Wind

(1968). Cet algorithme (Halbertsma *et al.* 1988) considère des profils d'humidité "en escalier" et une courbe de rétention décrite par un polynôme (du sixième ordre maximum). La comparaison des deux algorithmes montre un bon accord (Fig. E.3).

23. CARACTERISATION HYDRODYNAMIQUE DE L'ECHANTILLON 4

Pour l'échantillon 4 ($\rho_d = 1.06 \text{ g.cm}^3$) on utilise la méthode de caractérisation hydrodynamique simplifiée de Wind. L'évolution de l'humidité moyenne et des potentiels matriciels est représentée sur la figure E.4 . Les propriétés hydrodynamiques sont représentées sur la figure E.5 ; elles ont été déterminées pour les humidités inférieures au point d'entrée d'air des agrégats. On constate un écart entre la courbe de rétention de l'échantillon 4 et celle de l'échantillon 3 , les deux courbes tendant à se rejoindre quand la teneur en eau diminue (Fig. E.5a): cet écart pourrait s'expliquer par l'hypothèse d'un tassement textural (chapitre 6).

3. METHODE INVERSE: DESCRIPTION DE LA COURBE DE RETENTION

Quand la relation $K(\theta)$ est décrite par le modèle de Mualem (1976) - van Genuchten (1980) et qu'un seul paramètre (K_s) est ajusté, on constate que l'ajustement est un peu meilleur, et que le minimum est mieux défini, quand la courbe de rétention est décrite par une fonction spline plutôt que par la formule de van Genuchten (Fig. E.6). L'ajustement de la courbe de rétention par la formule de van Genuchten est pourtant satisfaisant pour le cas étudié. Par la suite, la courbe de rétention sera donc décrite par une fonction spline. Par ailleurs, pour les faibles valeurs du paramètre K_s , la somme des carrés diminue. Ceci a déjà été remarqué avec les simulations numériques (chapitre 4).

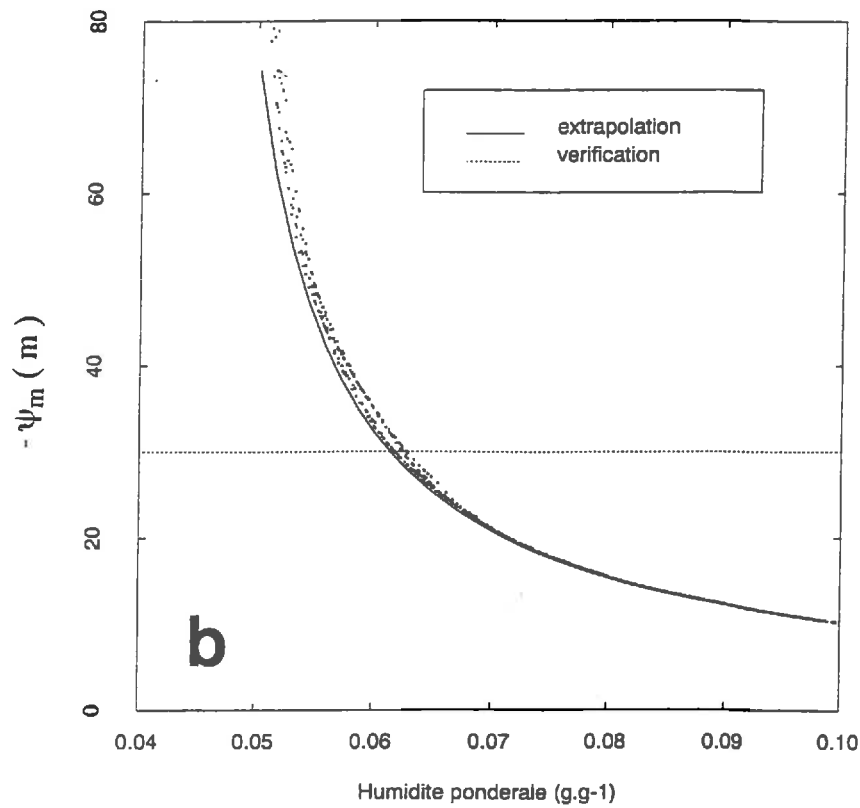
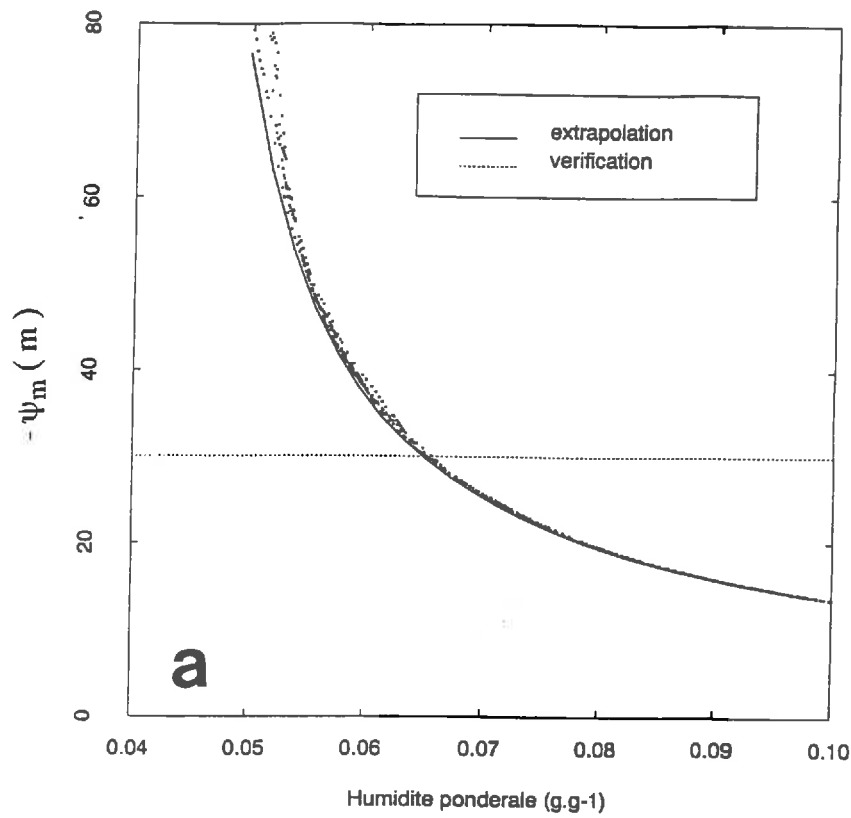


Figure E . 1 - Méthode de référence. Comparaison entre la courbe de rétention extrapolée hors de la gamme de mesure tensiométrique et réestimée à toutes les cotes de calcul. La ligne en pointillé indique la borne inférieure des potentiels qui ont été conservés: (a) échantillon 1 et (b) échantillon 3 .

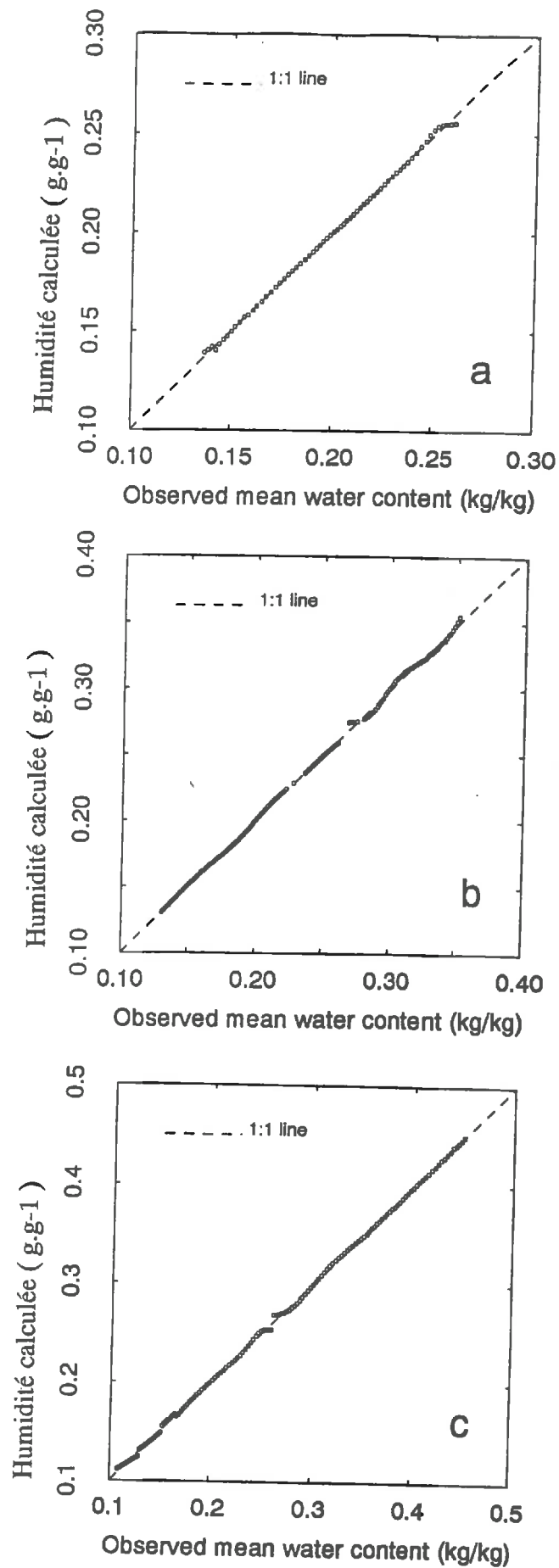


Figure E 2 - Algorithme de Wind modifié: comparaison entre les teneurs en eau moyennes mesurées et estimées. (a) Echantillon 1 (b) Echantillon 2 (c) Echantillon 3

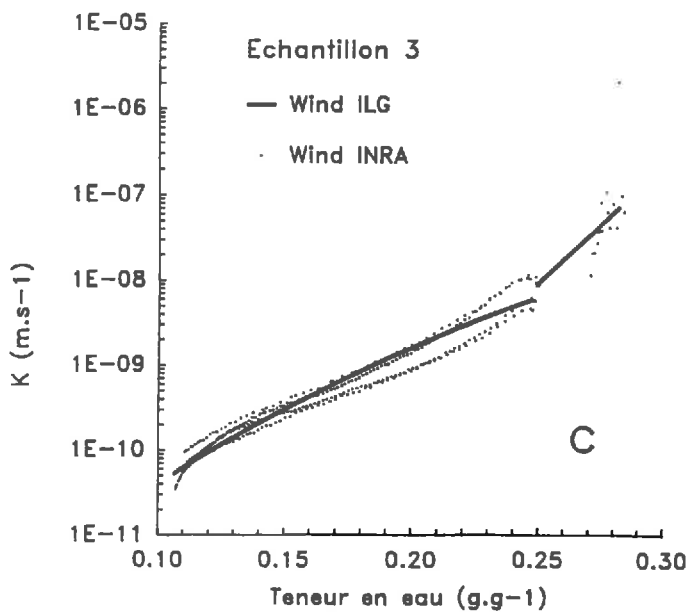
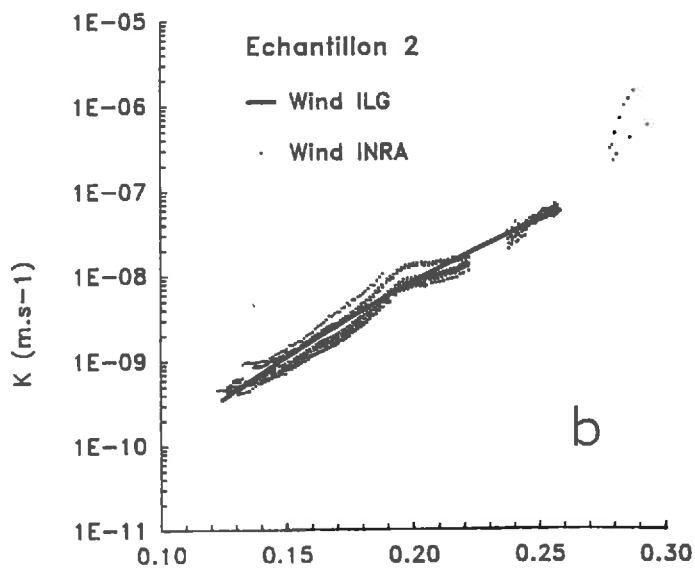
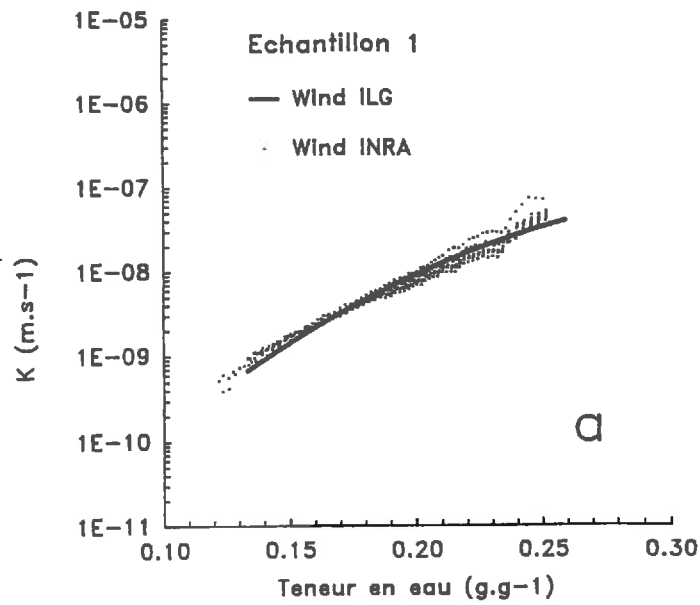


Figure E.3 - Comparaison entre les propriétés hydrodynamiques des échantillons déterminées avec deux algorithmes de la méthode de Wind: algorithme de l'ILG (courbe moyenne: trait) et algorithme utilisé (valeurs: points).

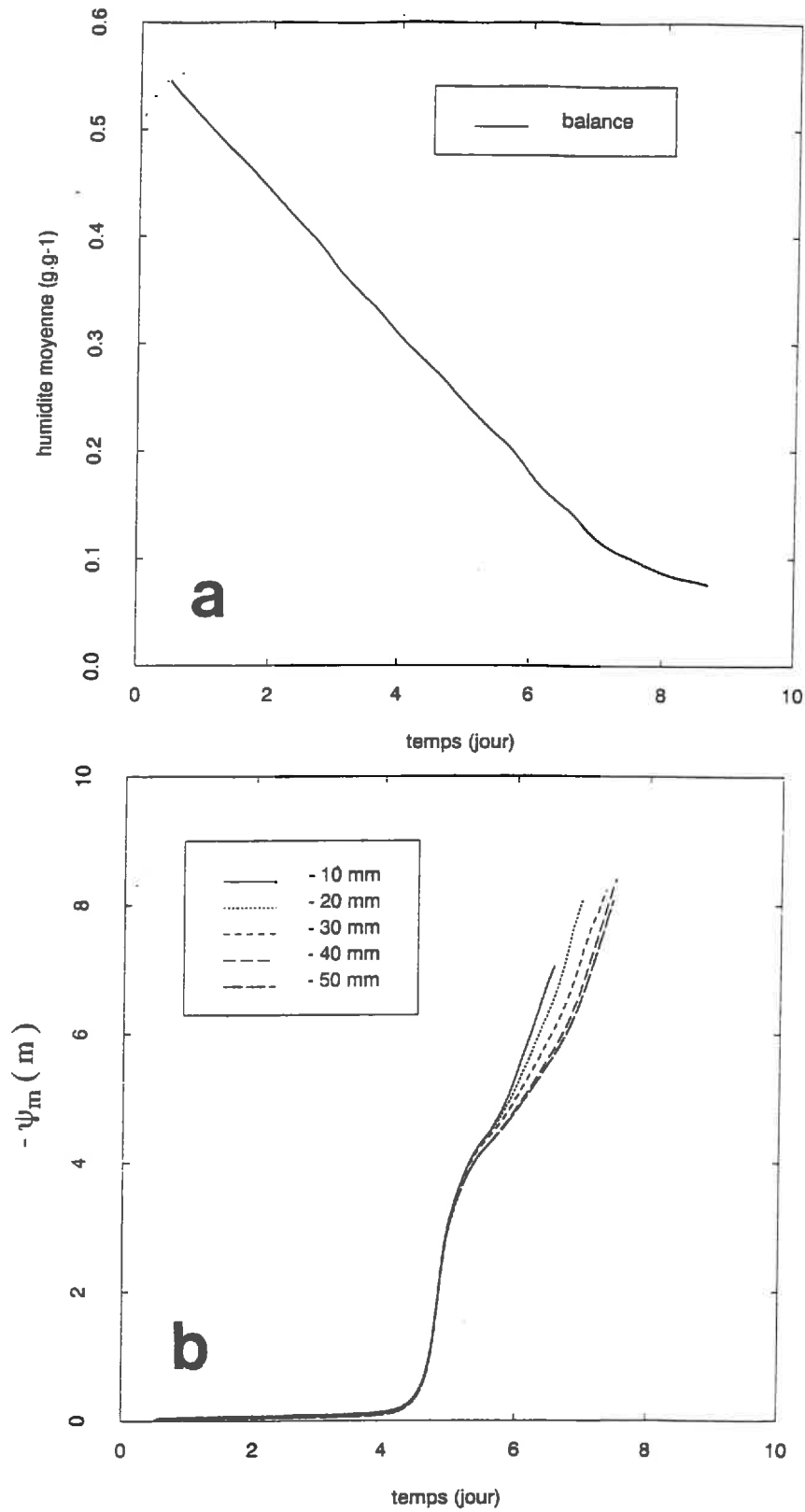


Figure E.4 - Echantillon 4 ($\rho_d = 1.06 \text{ g.cm}^{-3}$): caractérisation hydrodynamique complémentaire avec la méthode de Wind modifiée. Evolution (a) de l'humidité moyenne échantillon et (b) des potentiels matriciels.

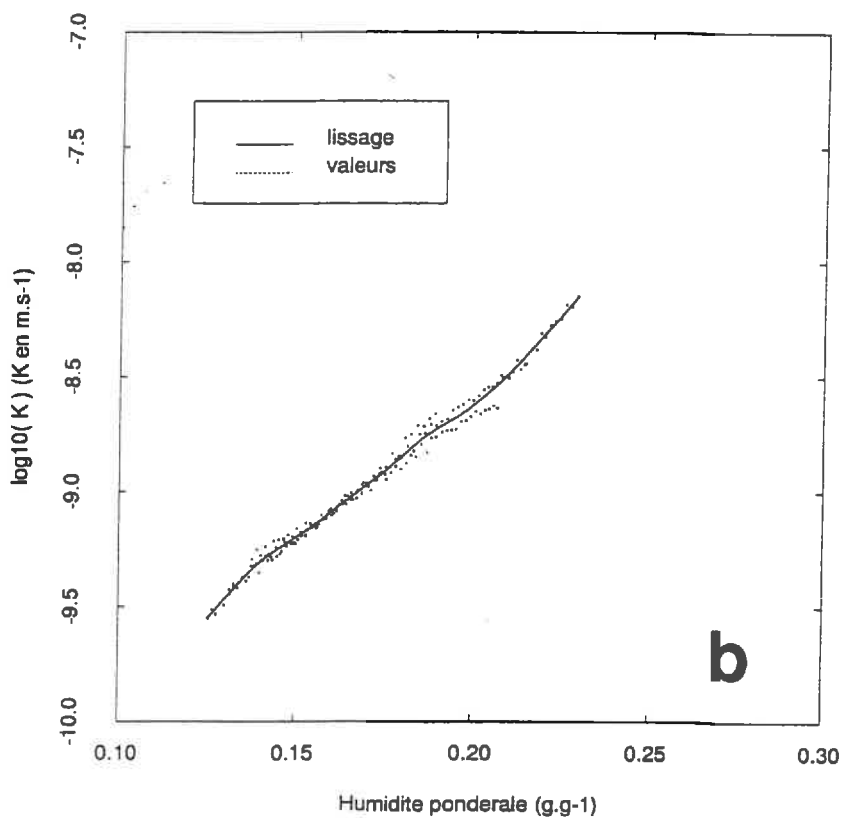
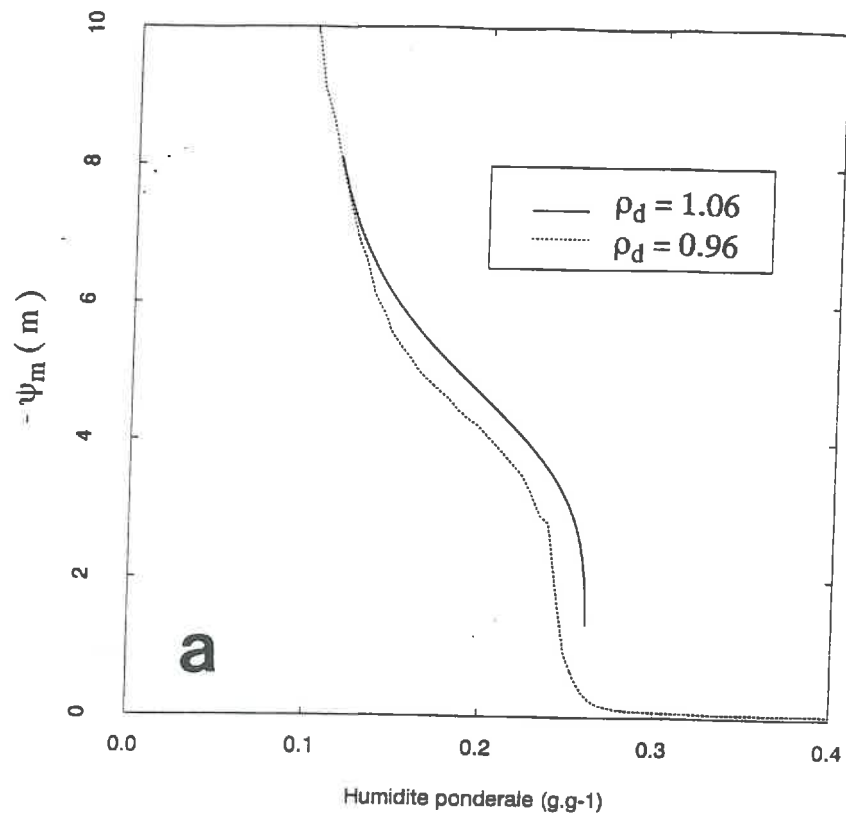
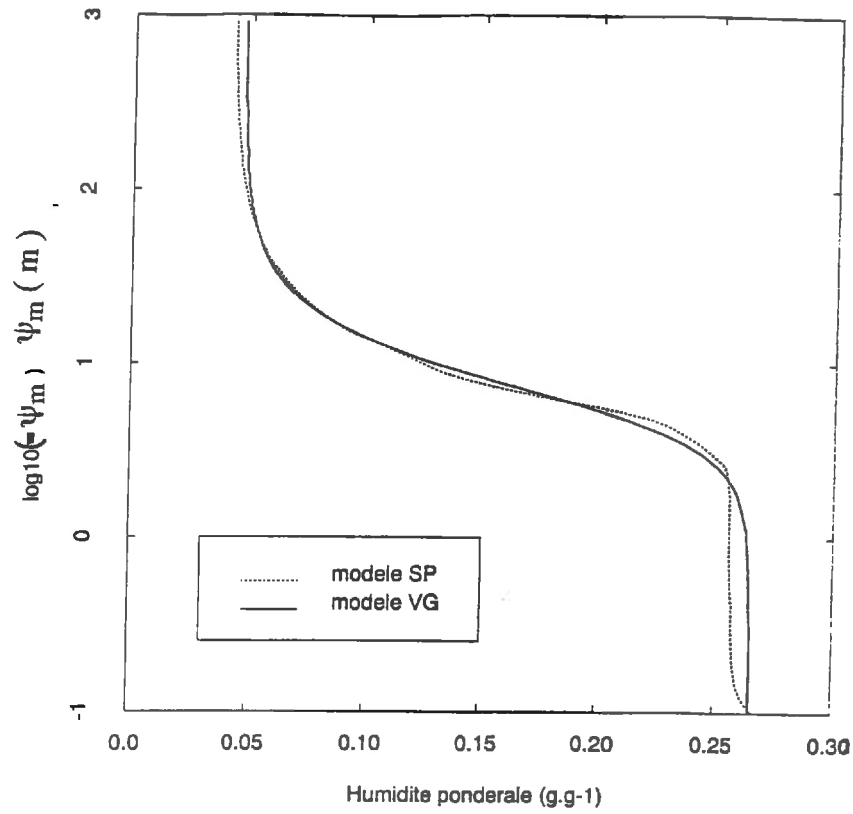
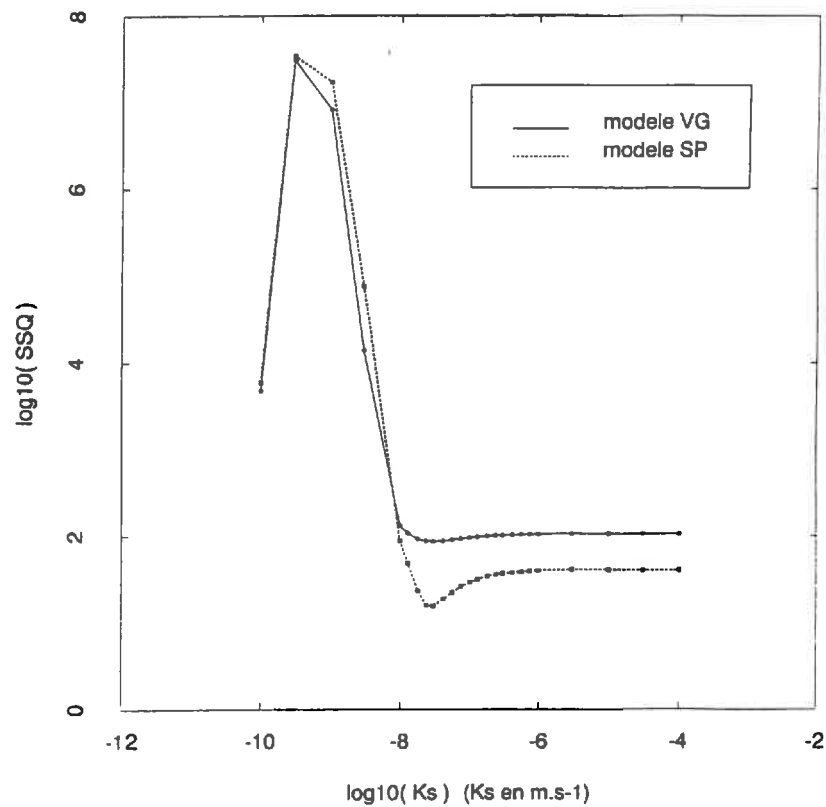


Figure E.5 - Echantillon 4 ($\rho_d = 1.06 \text{ g.cm}^{-3}$): caractérisation hydrodynamique complémentaire avec la méthode de Wind modifiée.

(a) courbe de rétention et comparaison avec celle de l'échantillon 3 ; (b) valeurs calculées de conductivité hydraulique et courbe lissée.



a



b

Figure E.6 - Echantillon 1: essai de caractérisation hydrodynamique par la méthode d'estimation non linéaire. Relation entre le critère à minimiser (SSQ) et la valeur du paramètre recherché (K_s). Modèle $K(\theta)$ de van Genuchten. Somme des carrés non pondérée.

La courbe de rétention est décrite soit par la formule de van Genuchten (trait plein), soit par une fonction spline (pointillé).

ANNEXE F - CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU SOL ETUDIE

1. LOCALISATION

localité	Montluel (Ain)
exploitation	G. Lasso (ferme Fructiver, parcelle A4)
profondeur de prélèvement	entre 0 et 20 cm
date du prélèvement	Août 1988

2. ANALYSES SUR SOL SEC

Humidité à 105 °C 0.8 %

Granulométrie sans décalcification 5 fractions

A (0 - 2 μ)	10.8 %
Lf (2 - 20 μ)	24.7 %
LG (20 - 50 μ)	46.2 %
Sf (50 - 200 μ)	15.6 %
SG (200 - 2000 μ)	2.7 %

Humidité équivalente à 1000 g 19.2 %

Carbone organique (méth. Anne) 0.85 %

Matières organiques 1.46 %

pH eau 6.3

C.E.C. (méthode Metson) 5.0 meq. p. 100

Calcium échangeable 4.0 meq. p. 100

Fer total H.F. 1.28 %

Manganèse total H.F. 433.0 ppm

Magnesium échangeable 0.36 meq. p. 100

Potassium échangeable 0.274 meq. p. 100

Sodium échangeable 0.018 meq. p. 100

La masse volumique de sol sec (pycnomètre) est de 2.678 g.cm⁻³

3. ANALYSES CHIMIQUES SUR EXTRAIT DE PATE SATUREE

Humidité de la pâte saturée 0.34 g.g⁻¹

Cations

K ⁺	0.84 meq.l ⁻¹
Na ⁺	0.32 meq.l ⁻¹
Ca ²⁺	6.6 meq.l ⁻¹
Mg ²⁺	0.94 meq.l ⁻¹
NH ₄ ⁺	0.14 meq.l ⁻¹

Anions

NO ₃ ⁻	4.03 meq.l ⁻¹	(électrode spécifique) *
Cl ⁻	5.07 meq.l ⁻¹	(électrode spécifique)
HCO ₃ ²⁻	1.36 meq.l ⁻¹	(méthode Bourrie, 1976)
SO ₄ ²⁻	ε	(non mesuré)
Si ⁴⁻	ε	(non mesuré)

(*) donnée douteuse

4. MINERALOGIE DES ARGILES (Le Bissonais, 1988)

argiles	grossières 0.2 à 2 μ	fines 0 à 0.2 μ
Illite	21 %	21 %
Kaolinite	18 %	24 %
Minéraux 2/1	27 %	49 %
Quartz, Feldspath	30 %	0 %
Oxydes	2 %	1 %
reste (?)	2 %	5 %

La classe minéralogique des argiles définie par la C.E.C. et le taux de K₂O est "Kaolinitique / Chloritique " selon Le Bissonais (1988)

ANNEXE G - CARACTERISTIQUES DES SIMULATIONS NUMERIQUES

1. PROPRIETES HYDRODYNAMIQUES

Les propriétés hydrodynamiques des deux sols fictifs sont définies avec le modèle de van - Genuchten (1980):

	"limon"	"sable"
θ_s ($m^3.m^{-3}$)	0.411	0.330
θ_r ($m^3.m^{-3}$)	0.073	0.000
α (m^{-1})	0.17	5.24
n (-)	2.580	1.912
K_s ($m.s^{-1}$)	$6.00 \cdot 10^{-8}$	$2.58 \cdot 10^{-5}$
λ (-)	0.500	0.873
ρ_d ($g.cm^{-3}$)	1.55	1.70

2. CONDITION DE SURFACE

La conditions de surface est le flux (E) qui est exprimé en fonction du temps (t) par le modèle empirique suivant:

$$\begin{aligned}
 & * \text{ Pour } t < t_0 & E_{(t)} &= E_0 \\
 & * \text{ Pour } t > t_0 & E_{(t)} &= E_0 \exp [-\beta (t - t_0)]
 \end{aligned}$$

	"limon"	"sable"
E_0 ($m.s^{-1}$)	$9.25 \cdot 10^{-8}$	$2.30 \cdot 10^{-8}$
t_0 (s)	$8.21 \cdot 10^{+4}$	$6.55 \cdot 10^{+5}$
β ($m.s^{-1}$)	$4.63 \cdot 10^{-6}$	$6.00 \cdot 10^{-6}$

3. CONDITION INITIALE

Pour les deux sols fictifs, la condition initiale est l'équilibre: à toutes les cotes, $\psi_{t(z)} = -0.08$ (m)

ANNEXE H - PHOTOGRAPHIES

Photo 1 : Vue générale du bâtis de la scrutation gamma.

Photo 2 : Dispositif de caractérisation hydrodynamique du sol.

Le château de plomb contenant les sources radioactives est à droite sur la photo. Le boîtier des capteurs de pression et l'échantillon sont placés sur une balance électronique. La plaque rugueuse en haut de la photo sert à créer un courant d'air turbulent à la surface du sol.

Photo 3 : Détermination de la conductivité hydraulique à saturation.

Le dispositif permet de travailler à charge constante. La hauteur d'eau imposée en amont est contrôlée par un vase de Mariotte et par un niveau constant (à gauche de la photo). La différence de hauteur d'eau est déterminée avec un cathétomètre.

Photo 4 : Grande presse pour la fabrication des massifs d'agrégats.

Le piston de la presse est en haut de la photo. On commence par compacter les agrégats dans la presse. Puis on enfonce trois cellules destinées à des caractérisations. Après avoir retiré le moule de la presse, ces cellules sont dégagées.

Photo 5 : Aspect d'un massif d'agrégats peu compacté.

Dans ce massif d'agrégats a été prélevé l'échantillon 3 ($\rho_d = 0.96 \text{ g.cm}^{-3}$). L'aspect du massif est assez isotrope, avec parfois des litages de quelques cm de long.

Photos 6 et 7 : Vue d'un agrégat du sol de Montluel au M.E.B..

Les grains de limon (plus sombres) sont recouverts très partiellement par une couche discontinue d'argile (plus claire).



Photo 1

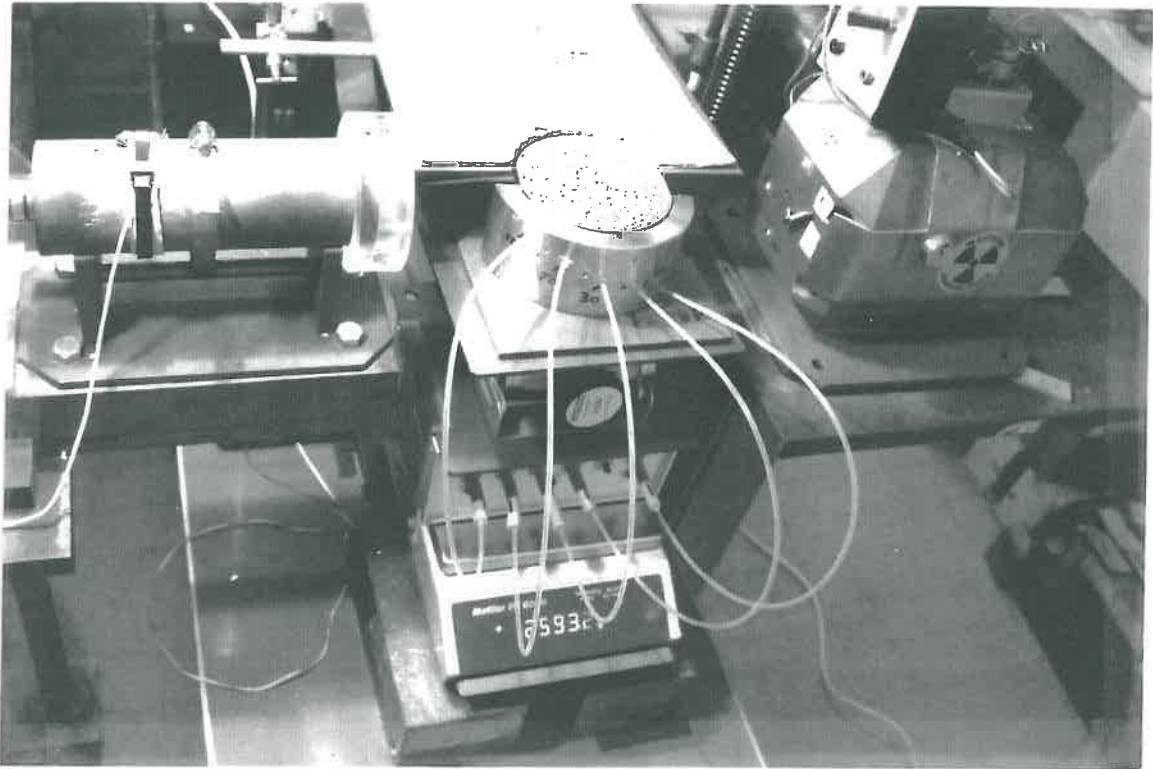


Photo 2

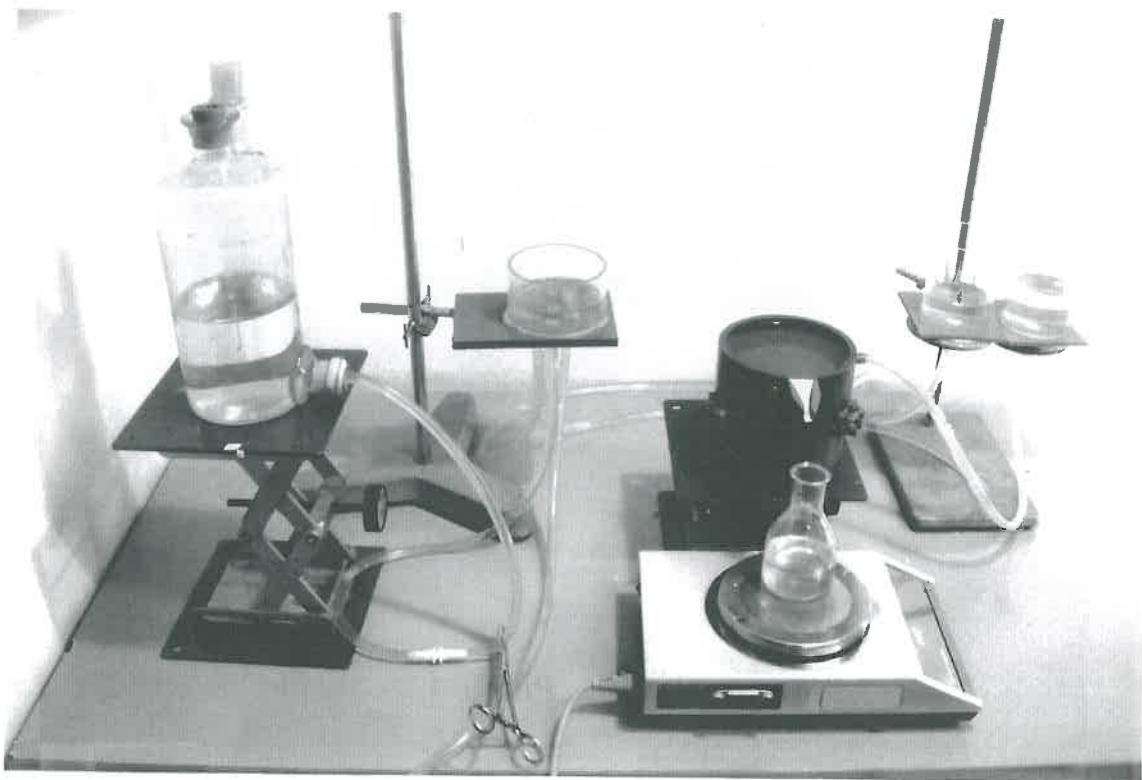


Photo 3

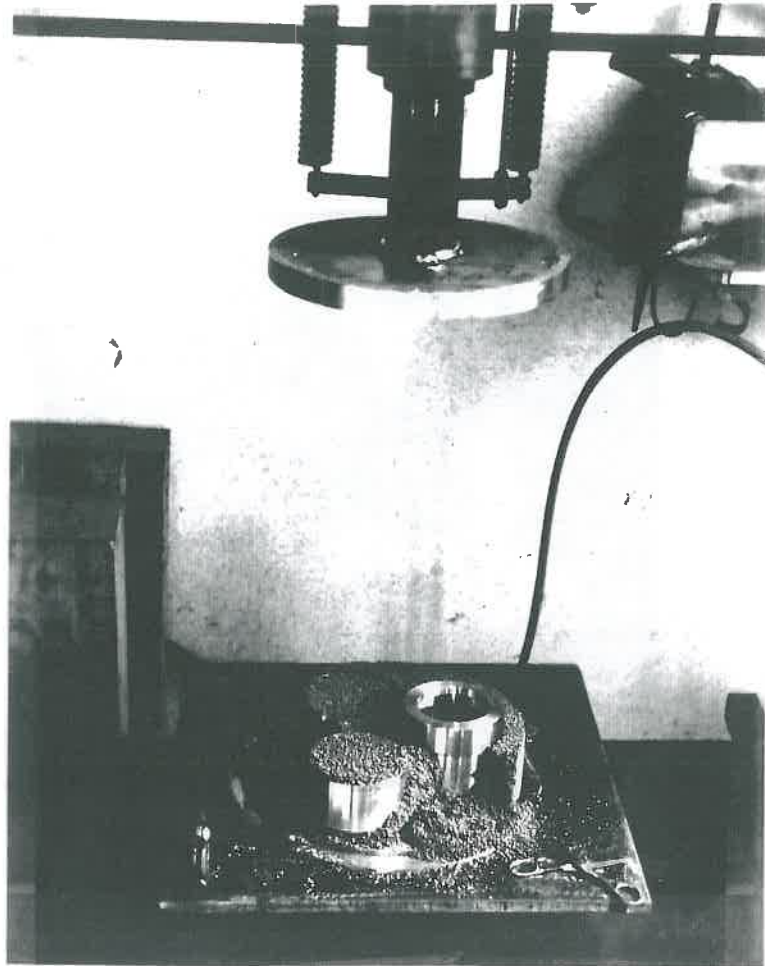


Photo 4

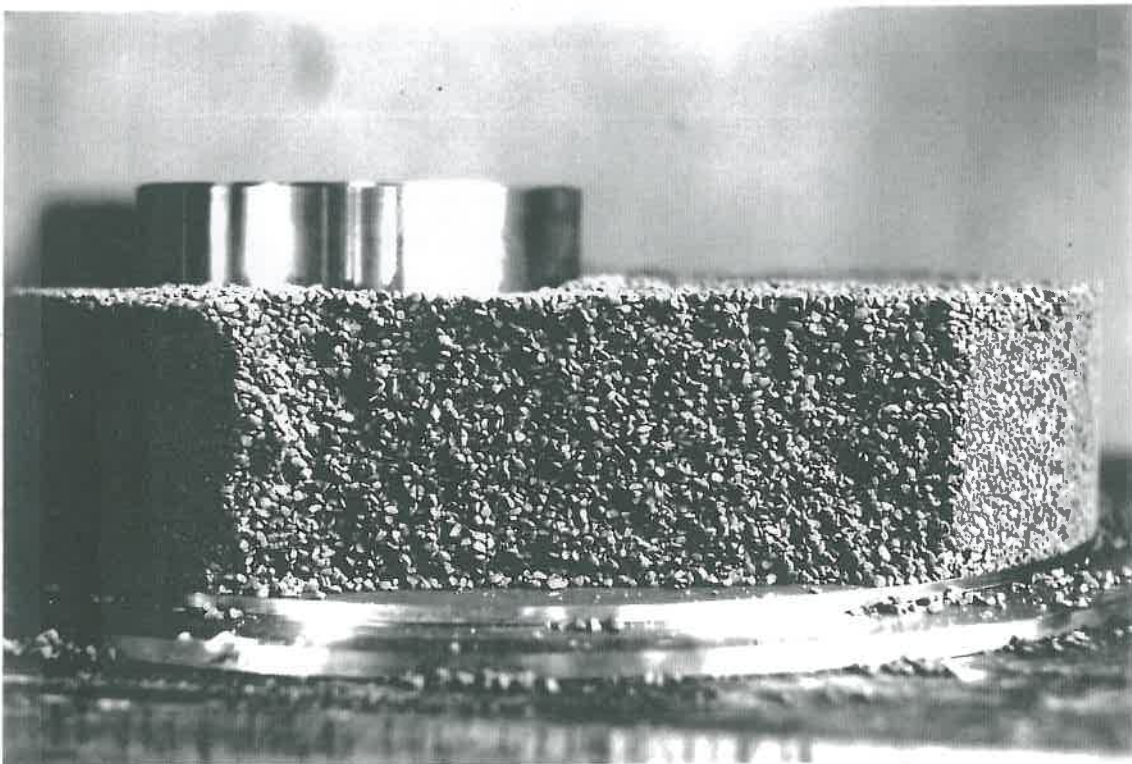


Photo 5

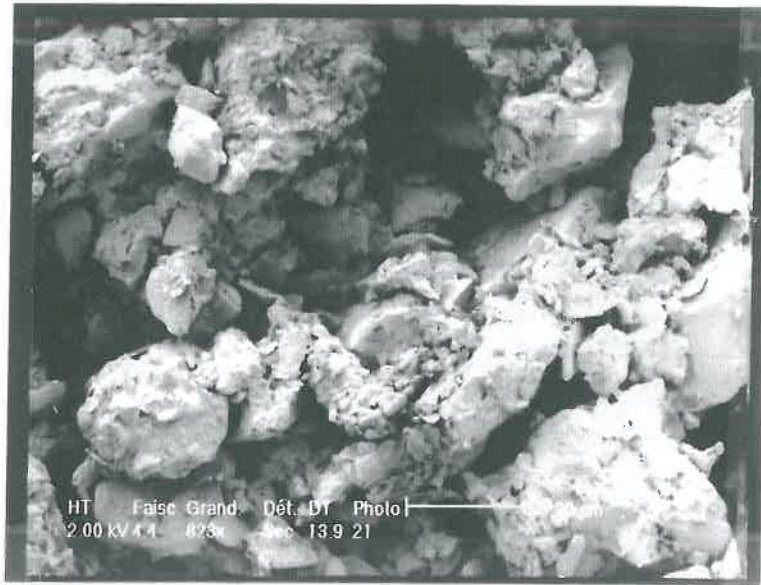


Photo 6



Photo 7