



**HAL**  
open science

# Drainage en périmètre irrigué Prise en compte de l'évaporation dans la modélisation saturée du drainage

Sami Bouarfa

► **To cite this version:**

Sami Bouarfa. Drainage en périmètre irrigué Prise en compte de l'évaporation dans la modélisation saturée du drainage. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Université de Strasbourg, 1995. Français. NNT: 1995STR13246 . tel-00685486

**HAL Id: tel-00685486**

**<https://theses.hal.science/tel-00685486v1>**

Submitted on 5 Apr 2012

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

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

# **Drainage en périmètre irrigué**

## **Prise en compte de l'évaporation dans la modélisation saturée du drainage**

Sami Bouarfa

Texte remanié à partir d'une

Thèse de doctorat de l'université Louis Pasteur de Strasbourg  
Spécialité : Mécanique et Ingénierie  
Soutenue le 21 décembre 1995, devant le jury composé de :  
Président : Joël Humbert  
Rapporteurs : Laurent Bruckler, André Mermoud  
Membres : Philippe Ackerer, Benoît Lesaffre  
Invité : Daniel Zimmer



GROUPEMENT D'ANTONY  
Parc de Tourvoie - 92185 Antony  
Tél. : 01 40 96 61 21

LA RECHERCHE POUR L'INGENIERIE DE L'AGRICULTURE ET DE L'ENVIRONNEMENT

# Avant-propos

---

L'ensemble du travail présenté dans ce mémoire a été réalisé à la Division Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité du Cemagref. Il constitue un prolongement de la démarche adoptée par la division depuis plus de trente années sur la compréhension du fonctionnement du drainage agricole. C'est en grande partie grâce à cette expérience que ce travail a pu être mené.

Parmi les membres de l'équipe, j'exprime tout d'abord ma profonde gratitude à Daniel Zimmer à qui je dois l'essentiel de ma formation. Sa disponibilité, son soutien constant, et son enthousiasme, ont été autant de facteurs qui m'ont aidé à franchir les écueils inhérents à tout travail de recherche.

J'exprime également ma grande reconnaissance à :

- Emile Lorre qui, en son temps à la division, a développé les outils numériques, notamment les modèles SIDRA-2D (pour la partie éléments finis) et PORE, qui ont été à la base de cette étude ;
- Cédric Chaumont, dont l'aide à la mise en place et au suivi de l'expérimentation en cuve m'a été précieuse ;
- Bernard Rebière pour le matériel expérimental dont j'ai pu bénéficier ;
- Marc Scheveiler et Monique Sliwowski pour leur aide à la mise en forme de ce mémoire.

Un grand merci aux stagiaires qui ont participé à cette étude : Lydie Vinsonneau pour le développement d'un SIG à l'échelle du pourtour méditerranéen ; Christian Fournier pour les tests du modèle PORE en nappe fixe ; Laurent Fleury pour son travail sur les relations entre propriétés physiques et hydrodynamiques des sols.

Pour leur relecture, j'adresse tous mes remerciements à Marie-Pierre Arlot ainsi qu'à Benoît Lesaffre qui a également accepté d'examiner ce travail.

J'exprime enfin ma grande reconnaissance à M. Philippe Ackerer qui a accepté de diriger cette recherche, et à MM. Laurent Bruckler, Chef de la Station de Science du Sol de l'INRA d'Avignon, André Mermoud, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Lausanne, et Joël Humbert, Professeur à l'Université Louis Pasteur de Strasbourg, rapporteurs de cette thèse, pour leurs remarques et avis.

*A mes parents,  
à Leïla.*

# Résumé

---

En périmètre irrigué, les flux de remontée capillaires à partir de nappes peu profondes peuvent conduire à la salinisation des sols. Lorsque le drainage naturel du sol est insuffisant, la mise en place d'un drainage artificiel est souvent indispensable pour évacuer une fraction de la dose d'irrigation (fraction de lessivage) pour maintenir un équilibre des sels dans le sol. Le fonctionnement du drainage dans ces conditions est fortement influencé par les flux de remontée capillaires qui alimentent l'évapotranspiration et qui participent aussi au tarissement de la nappe. Cependant, les règles de conception classique du drainage, héritées des régions à climat tempéré, négligent les interactions entre drainage et évapotranspiration. L'objectif de ce travail est d'apporter des éléments de compréhension sur les interactions des flux de remontée capillaire avec le fonctionnement hydraulique du drainage, afin d'en améliorer les règles de conception.

Les mécanismes de prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde sont tout d'abord étudiés en cuve lysimétrique. Cette étude fait apparaître les conséquences des variations journalières de la demande évaporatoire sur les intensités de prélèvement dans la nappe ; elle révèle également la difficulté d'utiliser le concept de porosité de drainage en phase de prélèvement par évaporation dans la nappe. Le fonctionnement de la zone saturée est ensuite modélisé par l'équation de Boussinesq intégrée à l'échelle du système drainant ; l'influence de l'imposition d'une condition à la limite (pluie ou prélèvement par évaporation) au toit de la nappe sur les débits et les hauteurs de nappe à l'interdrain simulés par le modèle est étudiée ; la variabilité de la forme de la nappe et ses conséquences sur les débits drainés sont mis en évidence. Le modèle permet d'entrevoir une nouvelle approche de conception basée sur le calcul de la restitution des réseaux et sur la vérification du critère de fraction de lessivage.

**Mots clés :** drainage - périmètre irrigué - évaporation - nappe - salinité.

# Abstract

---

In irrigated perimeters, upward capillary fluxes from shallow water tables increase salinization hazards. When natural drainage is insufficient, artificial drainage helps controlling these hazards by evacuating a fraction of the depth of irrigation water applied in order to leach the salts brought by irrigation water. In such conditions, drainage functioning is influenced by upward capillary fluxes which supplying evapotranspiration and contributing to the watertable drawdown. The classical design methods, inherited from temperate regions, do not take drainage and evapotranspiration interactions explicitly into account. The aim of this thesis is to provide a better understanding of upward capillary fluxes and hydraulic drainage functioning interactions to improve drainage design.

Evaporation from watertable mechanisms are studied in a lysimeter tank. It is demonstrated that daily variations of the evaporative demand are responsible for significant variations of upward fluxes from the water table; the use of the drainable porosity concept is also shown not to be easily applicable in such situation. The saturated zone functioning is also simulated by the Boussinesq's equation spacially integrated; the influence of a boundary condition (recharge or evaporation) on discharges and watertable levels at drain midspacing is studied; the great variability of the water table's shape and its consequences on the drain discharges is discussed. A new design approach is proposed which is based on the drainage schemes restitution computation and on the verification of the leaching fraction criteria.

**Key words** : drainage - irrigated areas - evaporation - watertable - salinity

# Sommaire

---

## **INTRODUCTION GENERALE** **13**

## **CHAPITRE 1 - PRELEVEMENT PAR EVAPORATION DANS UNE NAPPE PEU PROFONDE - ETAT DE L'ART** **17**

<b>1.1. Prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde en régime permanent isotherme - théorie</b>	<b>17</b>
1.1.1. Approche conceptuelle d'Averianov (1956)	18
1.1.2. Théorie du flux limite (Gardner, 1958)	18
1.1.3. Conclusion	24
<b>1.2. Prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde - travaux expérimentaux</b>	<b>24</b>
1.2.1. Mise en évidence expérimentale du flux limite	24
1.2.2. Résultats non prédits par la théorie du flux limite	25
1.2.2.1. <i>Effet mulch</i>	25
1.2.2.2. <i>Résultats expérimentaux qui ne mettent pas en évidence l'existence d'un flux limite</i>	29
1.2.3. Transferts couplés eau - chaleur	30
1.2.4. Conclusion	31

## **CHAPITRE 2 - LIMITES DE VALIDITE DE LA THEORIE DU FLUX LIMITE** **33**

<b>2.1. Matériel et méthodes</b>	<b>33</b>
2.1.1. Dispositif expérimental	33
2.1.2. Mesures effectuées	35
2.1.3. Caractéristiques hydrodynamiques du sol	37
2.1.3.1. <i>Conductivité hydraulique à saturation</i>	37
2.1.3.2. <i>Conductivité hydraulique non saturée</i>	38
2.1.4. Porosité de drainage	40
2.1.5. Stabilité de la position de la nappe	42
2.1.6. Nature et intensité de la demande évaporatoire générée artificiellement	42
2.1.6.1. <i>Stabilité de l'évaporation générée par la lampe à infrarouge</i>	43
2.1.6.2. <i>Stabilité de l'évaporation générée par ventilation</i>	46
<b>2.2. Test de la théorie du flux limite</b>	<b>46</b>
2.2.1. Vérification de l'établissement du régime permanent	47

2.2.2.	Relations flux prélevés dans la nappe - profondeur de nappe _____	48
2.2.3.	Etude des profils tensiométriques _____	51
2.2.4.	Prélèvements dans la nappe soumise à une demande évaporatoire de type aérodynamique _____	55
2.2.5.	Tentatives de mise en évidence expérimentale de facteurs de réduction des flux prélevés dans la nappe en régime permanent _____	57
2.2.5.1.	<i>Mesure de la relation flux - profondeur de nappe en phase de remontée de nappe</i> _____	57
2.2.5.2.	<i>Effet d'un mulch sur les flux prélevés dans la nappe</i> _____	59
2.2.6.	Conclusion _____	59
<b>2.3.</b>	<b>Etude de l'influence des variations nyctémérales de la demande évaporatoire sur les flux prélevés par évaporation dans une nappe peu profonde</b> _____	<b>60</b>
2.3.1.	Prélèvement par évaporation dans une nappe soumise à des conditions évaporatoires naturelles _____	60
2.3.1.1.	<i>Tarissement de la nappe</i> _____	60
2.3.1.2.	<i>Prélèvements dans la nappe fixe</i> _____	62
2.3.1.3.	<i>Première interprétation des résultats obtenus sous une demande évaporatoire naturelle</i> _____	64
2.3.2.	Prélèvements par évaporation dans une nappe soumise à une variation nyctémérale d'une demande évaporatoire de type radiative _____	65
2.3.2.1.	<i>Mise en évidence d'une corrélation entre gradient thermique et vitesse de tarissement de nappe</i> _____	65
2.3.2.2.	<i>Mise en évidence d'une corrélation entre gradient thermique et prélèvement dans une nappe fixe</i> _____	70
2.3.3.	Prélèvements par évaporation dans une nappe soumise à une variation nyctémérale d'une demande évaporatoire de type aérodynamique _____	72
2.3.4.	Conclusion _____	74
<b>2.4.</b>	<b>Application de la théorie du flux limite aux nappes drainées - temps d'établissement du régime permanent et validité du concept de porosité de drainage</b> _____	<b>75</b>
2.4.1.	Définition du système étudié _____	75
2.4.1.1.	<i>Modèle PORE</i> _____	75
2.4.1.2.	<i>Conditions aux limites et choix du maillage</i> _____	76
2.4.2.	Simulation du temps d'établissement du régime permanent dans une nappe de profondeur fixe _____	78
2.4.2.1.	<i>Résultats de Mermoud et Gaillard (1990)</i> _____	78
2.4.2.2.	<i>Paramètres hydrodynamiques des sols utilisés</i> _____	79
2.4.2.3.	<i>Vérification du modèle en régime permanent</i> _____	80
2.4.2.4.	<i>Flux imposé supérieur au flux limite</i> _____	84
2.4.2.5.	<i>Flux imposé inférieur ou égal au flux limite</i> _____	84
2.4.2.6.	<i>Conclusions</i> _____	86
2.4.3.	Analyse du concept de porosité de drainage an phase de tarissement d'une nappe sous l'action de l'évaporation _____	88
2.4.3.1.	<i>Concept de porosité de drainage</i> _____	88
2.4.3.2.	<i>Modélisation du tarissement de la nappe par PORE</i> _____	89

2.4.3.3. Conclusion	95
<b>2.5. Conclusions</b>	<b>96</b>
2.5.1. Validité de la théorie du flux limite dans le cadre strict des hypothèses	96
2.5.2. Mulch et variabilité de la demande évaporatoire	96
2.5.3. Temps d'établissement du régime permanent et validité du concept de porosité de drainage en phase d'évaporation	97
2.5.4. Choix du mode de gestion de l'évapotranspiration dans un modèle de drainage	97

## **CHAPITRE 3 - MODELISATION DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU DRAINAGE - ETAT DE L'ART**

<b>3.1. Approches classiques de conception du drainage horizontal</b>	<b>99</b>
3.1.1. Régime permanent	100
3.1.2. Régime de tarissement	102
3.1.3. Critères de conception du drainage en périmètres irrigués	103
3.1.3.1. Périodes critiques	103
3.1.3.2. Critères de lutte contre l'engorgement racinaire	104
3.1.3.3. Critères de lutte contre la salinité - calcul de la fraction de lessivage	104
<b>3.2. Discussion des méthodes de conception</b>	<b>107</b>
<b>3.3. Prise en compte de l'évaporation dans les modèles de drainage saturés</b>	<b>108</b>
3.3.1. Relation entre débit et hauteur de nappe à l'interdrain fixée a priori	109
3.3.2. Relation entre débit et hauteur de nappe à l'interdrain non fixée a priori	112
3.3.3. Conclusions	112
<b>3.4. Modélisation des débits par l'équation de Boussinesq - historique</b>	<b>115</b>
<b>3.5. Etablissement de l'équation de boussinesq</b>	<b>117</b>
3.5.1. Définition du système géométrique	117
3.5.2. Equation dynamique	118
3.5.3. Equation de continuité	118
3.5.4. Expression de l'équation de Boussinesq	120
<b>3.6. Intégration spatiale de l'équation de Boussinesq</b>	<b>121</b>
3.6.1. Solution en régime permanent	121
3.6.2. Formes de nappes en régime permanent	122
3.6.3. Solution en régime variable - cas d'une recharge positive ou nulle	123
3.6.3.1. Equation du bilan hydrique	123
3.6.3.2. Equation de potentiel	124
3.6.3.3. Equation dynamique	125
3.6.4. Hypothèse de pseudo-séparation des variables	126
3.6.5. Modèle SIDRA	129



<b>3.7. Conclusions</b>	<b>130</b>
-------------------------	------------

<b><u>CHAPITRE 4 - INFLUENCE DE L'HYPOTHESE DE PSEUDO-SEPARATION DES VARIABLES DANS LA MODELISATION DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU DRAINAGE</u></b>	<b>133</b>
---	------------

<b>4.1. Modèle SIDRA-2</b>	<b>134</b>
4.1.1. Maillage	134
4.1.2. Conditions initiales et aux limites	134
4.1.3. Calcul des hauteurs de nappe et du débit	135
4.1.3.1. Résolution des équations parcellaires	136
4.1.3.2. Calcul du débit par bilan hydrique	136
4.1.3.3. Calcul du débit par l'équation de Darcy à la première maille du système	137
<b>4.2. Analyse dimensionnelle de l'équation de Boussinesq</b>	<b>137</b>
4.2.1. Dépendances des paramètres vis-à-vis du calcul des hauteurs de nappe	138
4.2.2. Dépendances des paramètres vis-à-vis du calcul des débits	138
4.2.3. Dépendances des paramètres vis-à-vis du calcul des facteurs de forme de nappe	139
4.2.4. Dépendances des paramètres vis-à-vis de la relation débit - hauteur de nappe à l'interdrain	140
4.2.5. Conclusion	140
<b>4.3. Vérification du modèle SIDRA-2 en régime permanent et en régime de tarissement non influencé</b>	<b>140</b>
4.3.1. Débits et hauteurs de nappe	141
4.3.2. Facteurs de forme de nappe	142
<b>4.4. Influence de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sur le calcul des facteurs de forme de nappe, des débits et des hauteurs de nappe</b>	<b>143</b>
4.4.1. Evolution des facteurs de forme de nappe en phase de recharge positive	145
4.4.1.1. Echelon de recharge	145
4.4.1.2. Impulsion de recharge	150
4.4.2. Test de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sur la simulation des hauteurs de nappe à l'interdrain	151
4.4.3. Test de hypothèse de pseudo-séparation des variables sur la simulation des débits	151
4.4.4. Comparaison des débits calculés par bilan hydrique et par la loi de Darcy	155
4.4.5. Prise en compte d'une mise en charge des drains	155
4.4.5.1. Profondeur équivalente de l'imperméable	156
4.4.5.2. Calcul direct de la charge au dessus du drain	156
4.4.5.3. Couplage d'une expression de charge au dessus des drains à l'équation de Boussinesq	158

4.4.5.4. Résultats	159
<b>4.5. Conclusions</b>	<b>165</b>
<b><u>CHAPITRE 5 - MODELISATION DU FONCTIONNEMENT</u></b>	
<b><u>DU DRAINAGE SOUS EVAPORATION -</u></b>	
<b><u>COUPLAGE DE SIDRA-2 A UNE FONCTION</u></b>	
<b><u>DE PRELEVEMENT PAR EVAPORATION</u></b>	
<b><u>DANS LA NAPPE</u></b>	
	<b>167</b>
<b>5.1. Intégration spatiale de l'équation de Boussinesq sous évaporation</b>	<b>167</b>
5.1.1. Gestion du prélèvement par évaporation dans la nappe	167
5.1.2. Equation de continuité	170
5.1.3. Equation de potentiel	171
5.1.4. Equation dynamique	171
5.1.5. Prélèvements dans la nappe et infiltrations profondes	172
5.1.6. Conclusion	172
<b>5.2. Fonctionnement de SIDRA-2 en phase de recharge négative</b>	<b>173</b>
<b>5.3. Phase de prélèvement intégral dans la nappe</b>	<b>173</b>
5.3.1. Action d'un prélèvement intégral sur la dynamique du tarissement	174
5.3.2. Hauteur de nappe à débit nul	177
5.3.3. Restitution du drainage	181
<b>5.4. Phase de prélèvement limité dans la nappe</b>	<b>184</b>
<b>5.5. Conclusions</b>	<b>188</b>

<b><u>CHAPITRE 6 - CONFRONTATION DU MODELE SIDRA-2</u></b>	
<b><u>AUX DONNEES EXPERIMENTALES ET</u></b>	
<b><u>APPLICATION A LA CONCEPTION DU</u></b>	
<b><u>DRAINAGE EN PERIMETRE IRRIGUE</u></b>	
	<b>191</b>

<b>6.1. Confrontation des résultats des modèles SIDRA et SIDRA-2 aux données expérimentales</b>	<b>191</b>
6.1.1. Champ expérimental d'Arrou	192
6.1.2. Prise en compte de l'évapotranspiration et saison de drainage intense	192
6.1.3. Détermination des paramètres hydrodynamiques par optimisation des débits	193
6.1.4. Simulation des débits	195
6.1.5. Influence de la pluie sur les formes de nappes	196
6.1.6. Conclusion	202
<b>6.2. Mise en évidence expérimentale de la hauteur de nappe à débit nul</b>	<b>202</b>
6.2.1. Site de Saint Anaclet - Québec	203

6.2.2. Site de Zankalon - Egypte _____	204
6.2.3. Conclusion _____	210
<b>6.3. Exemple de calcul du couple écartement - profondeur par SIDRA-2 _____</b>	<b>210</b>
<b>6.4. Conclusion _____</b>	<b>217</b>
<b><u>CONCLUSION GENERALE</u></b> _____	<b>219</b>
<b><u>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u></b> _____	<b>223</b>
<b><u>NOTATIONS</u></b> _____	<b>233</b>
<b><u>ANNEXES</u></b> _____	<b>235</b>

# INTRODUCTION GENERALE

---

La superficie mondiale irriguée est estimée à l'heure actuelle à 270 Mha, soit trois fois plus qu'il y a quarante ans. L'irrigation se développe rapidement, à un rythme annuel de l'ordre de 2 Mha/an (Smedema, 1993). L'intensification résultante a pour but d'augmenter les rendements agricoles pour faire face à l'accroissement démographique de la majorité des pays en développement. Elle est cependant également responsable de l'apparition de problèmes d'engorgement et de salinisation dans de nombreuses régions.

L'apparition des problèmes résulte d'un déséquilibre entre les apports de sels par les eaux d'irrigation et les capacités naturelles d'évacuation de ces sels par drainage. L'augmentation de la salinité de la zone racinaire des sols est nuisible aux cultures. A l'heure actuelle, les problèmes de salinité affecteraient gravement 20 à 30 Mha de sols dans le monde, et plus modérément 60 à 80 Mha (FAO, 1985). Le rythme annuel de croissance des superficies affectées est estimé à 1 à 2 Mha, chiffre comparable au développement de l'irrigation. Les zones affectées par des problèmes de salinité se situent également principalement dans les pays en développement (FAO 1990).

Le développement de systèmes de production agricole *durables* nécessite généralement à la fois une amélioration de l'efficacité de l'irrigation, et une augmentation des capacités de lessivage des sols, par l'installation d'un drainage artificiel. Le débat portant sur la stratégie de choix entre l'amélioration de l'irrigation et/ou du drainage est difficile à résoudre car il dépend de nombreux facteurs, tant techniques qu'économiques. On peut cependant schématiser qualitativement l'évolution des besoins en irrigation et en drainage (cf. figure 1, d'après Mohtadullah, 1990). Dans un premier temps, l'augmentation des apports d'eau permet une augmentation de l'intensité de mise en culture et une augmentation de la production agricole ; l'amélioration de l'irrigation est dans ce premier temps plus bénéfique que celle du drainage ; cependant, passé un certain seuil d'apport, les pertes d'eau deviennent importantes et le recours au drainage artificiel nécessaire pour continuer à augmenter la productivité agricole.

En périmètre irrigué, l'amélioration des capacités de drainage naturel des sols par un drainage artificiel nécessite, dans une première étape, l'installation d'un drainage *de surface* par fossés, afin de récupérer les pertes en colature. Cette technique, nécessaire, n'est cependant pas suffisante lorsque l'intensification de l'irrigation se poursuit et que le besoin de contrôler le niveau de la nappe apparaît. Dès lors, le contrôle des nappes superficielles soit par pompage, soit, le plus souvent, *par tuyaux enterrés horizontaux perforés*, est préconisé.

La superficie mondiale drainée est estimée à 170 Mha Field (1990), dont 50 Mha de drainage par tuyaux enterrés (Lesaffre et *al.*, 1992). Les statistiques actuellement disponibles ne permettent pas d'estimer précisément la superficie du drainage directement associé à l'irrigation, ni la croissance des réseaux d'irrigation équipés de réseaux de drainage (Bouarfa et *al.*, 1994). Cependant, tandis que les deux tiers des réseaux de drainage ont été construits dans les pays développés, environ les deux tiers des réseaux d'irrigation ont été construits dans les pays en développement (cf. tableau 1). Or, ces derniers se situent principalement dans les zones arides et semi-arides du monde. On peut en conséquence considérer que la majeure

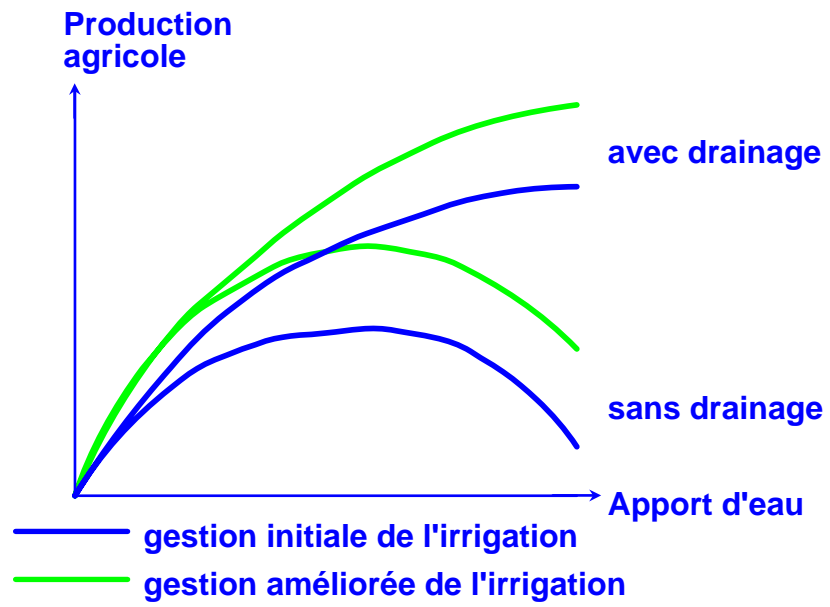


Figure 1. Evolution de la production agricole en fonction de l'intensité de l'irrigation (relations qualitatives d'après Mohtadullah, 1990).

partie des réseaux de drainage construits dans ces pays sont couplés à des réseaux d'irrigation, soit environ 50 Mha ; il s'agit, dans la plupart des cas, de drainage de surface tandis que le drainage enterré demeure marginal et possède un important potentiel de développement.

Continent	Irrigation (Mha)	Drainage (Mha)	Drainage enterré (Mha)
Afrique	12	3,0	1,4
Amérique	40,1	67,6	17,7
Asie (y compris l'ex-URSS)	161,6	44,9	13,8
Europe	37,8	51,1	20,5
Océanie	1,8	1,0	0,05
Total	253,3	167,6	53,45

Tableau 1.1 Distribution globale de l'irrigation et du drainage (adapté d'après Field, 1990 ; Schultz, 1990 ; Lesaffre et *al.*, 1992).

Les règles de conception du drainage par tuyaux enterrés horizontaux (nommé « drainage » dans la suite du texte) ont été établies dans les régions humides, puis transférées dans les régions arides à semi-arides irriguées. Or, entre ces deux zones climatiques, les objectifs du drainage sont très différents. *Dans les régions humides et tempérées*, le drainage a pour rôle essentiel de lutter contre les excès d'eau hivernaux et printaniers pour améliorer l'aération du sol et sa portance ; sous ce type de climat, en l'absence d'apports extérieurs et d'infiltrations à travers le substratum imperméable, *la quasi totalité de la pluie est restituée par le réseau de drainage*. En revanche, *dans les régions arides et semi-arides*, la principale source d'eau provient de l'irrigation ; le drainage a comme rôle essentiel de lutter contre la salinité provenant de l'eau d'irrigation ; dans ce cas, seule une fraction de la dose apportée par l'irrigation *appelée fraction de lessivage*, doit être évacuée par le réseau, la majorité de cette dose étant évapotranspirée.

A l'heure actuelle, la conception du drainage en périmètre irrigué s'effectue selon le bilan hydrique suivant (FAO, 1980 ; ILRI, 1994 ; ASAE, 1994) : la dose d'irrigation est définie comme la somme des besoins en eau de la culture et besoins en lessivage du sol **avec l'hypothèse que l'intégralité des besoins en lessivage est effectivement évacuée par le réseau de drainage** ; cette quantité d'eau est en effet considérée comme la seule à alimenter la nappe dont le fonctionnement hydraulique n'est plus influencé par l'évapotranspiration (Boumans, 1986) ; les formules classiques du drainage sont utilisées pour calculer l'écartement entre les drains.

Cependant, après une irrigation, lorsque le sol est resaturé et la nappe formée, *celle-ci se tarit sous l'effet conjoint de la gravité et de l'évapotranspiration* : le système fonctionne également en subirrigation (Abu-Zeid, 1993). Les prélèvements par évapotranspiration dans la nappe, ou flux de remontée capillaire, sont de plus étroitement dépendant de la profondeur de la nappe ; la participation de la nappe à l'évapotranspiration est d'autant plus élevée que la profondeur de la nappe est faible (Gardner, 1958). En conséquence, l'écartement des drains, qui agit sur la vitesse de tarissement de la nappe, agit également sur les flux de remontée capillaire et, *in fine*, sur le volume d'eau de la nappe évapotranspiré.

Les approches de conception classiques de type bilan hydrique, qui supposent la restitution du réseau connue *a priori* et égale à la fraction de lessivage, négligent les interactions entre nappe et évapotranspiration. Elles s'attachent davantage à calculer l'évolution du niveau moyen de la nappe qu'à prédire la restitution effective du réseau de drainage. Or, pour lutter contre la salinité (premier objectif du drainage en périmètre irrigué), c'est ce dernier critère qu'il convient de respecter prioritairement.

L'objectif de notre travail a consisté à contribuer à l'élaboration d'un outil plus adapté à la conception du drainage en périmètre irrigué que les méthodes existantes, par une meilleure compréhension du rôle de l'évapotranspiration dans le fonctionnement du drainage. Notre démarche a été double : (1) nous avons discuté les hypothèses sur lesquelles reposent les fonctions de prélèvement par évaporation dans la nappe usuellement utilisées ; *la transpiration de la plante n'a cependant pas été prise en considération dans l'étude* car, dans cette première approche, il nous a paru prioritaire de nous pencher sur les nombreuses hypothèses déjà émises lorsque les prélèvements dans la nappe ne s'effectuent que par évaporation ; (2) nous avons développé un modèle *saturé* du drainage qui puisse prendre en compte l'action d'un prélèvement par évaporation dans la nappe sur les débits aux drains, pour permettre une meilleure estimation de la restitution des réseaux.

Dans une première partie du travail, nous nous sommes consacrés à l'étude des fonctions de prélèvement par évaporation dans la nappe. Le chapitre 1 traite des différentes approches utilisées pour modéliser les prélèvements par évaporation dans une nappe peu profonde et les différentes tentatives de validation expérimentale. Dans le chapitre 2, les principales hypothèses sur lesquelles reposent l'approche usuelle, fondée sur la théorie du *flux limite* développée par Gardner (1958), sont discutées à l'aide d'une expérimentation conduite en lysimètre d'une part, et d'une modélisation fondée sur l'équation de Richards d'autre part.

La seconde partie du travail porte sur la modélisation du fonctionnement du drainage sous évaporation. Les recherches antérieures réalisées pour parvenir à une modélisation du fonctionnement du drainage sous évaporation sont tout d'abord analysées ; nos conclusions nous amèneront à prendre pour base de notre modélisation une approche développée par Lesaffre (1989) fondée sur les travaux de Boussinesq (1904), et de Guyon (1964, 1981) ; cette approche présente comme principale originalité le développement d'équations à *l'échelle de la parcelle drainée* à partir de l'intégration d'une équation différentielle non linéaire *locale*, dite « équation de Boussinesq » ; elle permet le calcul du *débit aux drains*, sous l'influence d'une recharge pluviométrique variable dans le temps. La présentation des modèles de drainage sous évaporation et de la démarche théorique de Lesaffre (1989) est réalisée au chapitre 3.

Dans le chapitre 4, une hypothèse simplifiant les équations parcellaires développées par Lesaffre (1989), et sur laquelle repose le modèle de Simulation du Drainage, SIDRA, est discutée. Le modèle SIDRA est comparé à un second modèle, SIDRA-2, qui lui, ne nécessite pas le recours à cette hypothèse. Cette étude nous permet de conclure sur l'utilité de choisir le modèle SIDRA-2 afin d'y coupler une fonction de prélèvement par évaporation à sa condition à la limite supérieure réalisée au chapitre 5. Le chapitre 6 porte sur des essais de validation du modèle grâce à des données expérimentales recueillies *in situ* ; l'étude se conclut sur un exemple d'application de SIDRA-2 permettant de mettre en évidence l'intérêt de la prise en compte de l'évaporation dans la conception du drainage, notamment vis-à-vis du calcul de la restitution du réseau.

# CHAPITRE 1

## Prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde

### Etat de l'art

---

Les approches usuelles de modélisation des prélèvements par évaporation dans une nappe peu profonde sont exposées dans ce chapitre ; leurs principales validations expérimentales sont ensuite présentées.

#### 1.1. Prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde en régime permanent isotherme - théorie

Une littérature très abondante traite des problèmes d'évapotranspiration, notamment depuis l'élaboration des premières formules de calcul de l'évapotranspiration potentielle par Penman en 1948. Cependant, le cadre dans lequel nous nous plaçons est particulier. *Il s'agit de quantifier les flux de remontées capillaires à partir d'une nappe peu profonde (entre 0 et 3 ou 4 mètres de profondeur) sous l'action de l'évapotranspiration.* En parcelle drainée, la nappe (lieu des pressions de l'eau positives) constitue en effet le moteur de l'écoulement vers les drains. C'est pourquoi l'action de l'évapotranspiration sur celle-ci revêt une grande importance.

Dans le cas particulier des systèmes où une nappe peu profonde soumise à l'évapotranspiration est présente *l'établissement d'un régime permanent est possible* lorsque celle-ci est alimentée en permanence. Les principaux travaux réalisés se sont en conséquence placés dans cette situation simplifiée pour aboutir à des formules de mise en application aisée à des fins de conception. La seconde simplification a porté sur des développements uniquement fondés sur les phénomènes de prélèvements par *évaporation* dans la nappe, l'action de la plante étant négligée. Dans la suite du travail, seule l'action de la *demande évaporatoire* sur la nappe sera prise en compte.

Deux modélisations simples du prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde sont usuellement utilisées par les auteurs et sont détaillées ici. La première est conceptuelle tandis que la seconde repose sur une base déterministe.



### 1.1.1. Approche conceptuelle d'Averianov (1956)

Dès 1956, Averianov s'intéresse aux interactions nappe - demande évaporatoire. Son but est d'estimer leur rôle dans les pertes d'eau par les canaux d'irrigation et les phénomènes de salinisation qui en résultent. Averianov (1956) propose une loi conceptuelle, de type fonction puissance de la position de la nappe, qui donne le prélèvement par évaporation dans la nappe en fonction de sa profondeur et de l'évaporation en bac d'eau libre. Cette loi est la suivante :

$$P = E_0 \left( 1 - \frac{P_n}{P_{n-\max}} \right)^n \quad (1.1)$$

où :

- P est le prélèvement dans la nappe ( $LT^{-1}$ ) ;
- $E_0$  est l'évaporation en eau libre ( $LT^{-1}$ ) ;
- $P_n$  est la profondeur de la nappe (L) ;
- $P_{n-\max}$  est la profondeur de la nappe pour laquelle le prélèvement dans la nappe est nul (L) ;
- n est un exposant à déterminer expérimentalement.

La relation (1.1) présente l'avantage d'être facilement intégrable dans les diverses formules de conception. Elle est couramment utilisée pour prendre en compte l'évaporation dans les formules du drainage ainsi que nous le verrons au chapitre 3. Elle présente cependant l'inconvénient d'être empirique et de nécessiter le calage, pour chaque sol, des paramètres n et  $P_{n-\max}$ . En outre, elle suppose la proportionnalité entre les prélèvements dans la nappe et la demande évaporatoire, quelle que soit la valeur de cette dernière.

### 1.1.2. Théorie du flux limite (Gardner, 1958)

Philip (1957), puis Gardner (1958) sont les premiers auteurs à avoir résolu l'équation de Darcy généralisée aux transferts d'eau en milieu non saturé (appelée aussi loi de Darcy-Buckingham) appliquée au cas d'une nappe située à faible profondeur de la surface du sol. L'équation est écrite en régime permanent, isotherme ; l'écoulement est mono-dimensionnel ; les écoulements en phase gazeuse sont négligés. Dans ces conditions, l'équation s'écrit :

$$q_{rc} = - K(\psi) \frac{d\psi_t}{dz} \quad (1.2)$$

où

- $q_{rc}$  est le flux d'eau vertical permanent, positif lorsqu'il est ascendant, nommé *flux de remontée capillaire* ( $LT^{-1}$ ) ;
- $\psi$  désigne la valeur absolue de la pression, lorsqu'elle est négative, de l'eau du sol ; le terme *succion* est retenu pour la désigner dans la suite du texte (L) ;
- $\psi_t$  est la charge hydraulique totale, ou potentiel total de l'eau du sol (L) ;

- $K(\psi)$  est la conductivité hydraulique non saturée du sol ( $LT^{-1}$ ) ;
- $z$  est l'axe des cotes, orienté vers le haut (L).

La charge hydraulique totale  $\psi_t$  est égale à la somme de la pression de l'eau du sol et de la cote. L'équation (1.2) peut donc être réécrite :

$$q_{rc} = K(\psi) \left( \frac{d\psi}{dz} - 1 \right) \quad (1.2a)$$

Si l'on définit un système constitué à sa base par la surface libre d'une nappe, on peut écrire, après recombinaison des termes, et sous forme intégrale :

$$\int_0^z dz = \int_0^{\psi_z} \frac{K(\psi)}{K(\psi) + q_{rc}} d\psi \quad (1.3)$$

où  $\psi_z$  désigne la succion à la cote  $z$ .

En régime permanent, le flux de remontée capillaire  $q_{rc}$  peut donc être calculé lorsque l'on connaît au moins une valeur de succion à une cote donnée. La simplicité du calcul dépend de la loi  $K(\psi)$  utilisée. L'équation (1.3) ne possède en effet pas de solution analytique, excepté pour des lois  $K(\psi)$  simples. A titre d'exemple, Gardner (1958) donne la solution correspondant à une loi de décroissance exponentielle de la conductivité hydraulique non saturée suivante :

$$K(\psi) = K_{sat} \exp(-c\psi) \quad (1.4)$$

où :

- $K_{sat}$  est la conductivité hydraulique à saturation ( $LT^{-1}$ ) ;
- $c$  est une constante ( $L^{-1}$ ).

Selon Gardner, ce type de loi s'ajuste assez bien sur les valeurs de conductivités hydrauliques non saturées pour des valeurs faibles de succion (proches de la saturation). La solution de l'équation (1.3) est, dans ce cas :

$$z = \psi_z - \frac{1}{c} \text{Ln} \frac{K_{sat} + q_{rc}}{K_{sat} + q_{rc} \exp(c\psi_z)} \quad (1.5)$$

Gardner définit par ailleurs la loi de conductivité hydraulique non saturée suivante :

$$K(\psi) = \frac{a}{\psi^n + b} \quad (1.4a)$$

La relation (1.4a) constitue l'une des expressions les plus utilisées dans la littérature. Gardner ne donne des solutions analytiques à l'équation (1.3) que pour des valeurs particulières de  $n$  (1 ; 3/2 ; 2 ; 3 ; 4). Warrick (1988) étend ces solutions, sous forme tabulée, à l'ensemble des

valeurs de  $n$  supérieures à 1. La loi de conductivité hydraulique non saturée définie par Brooks et Corey (1964) est également communément utilisée. Son expression est la suivante :

$$\begin{aligned} K(\psi) &= K_{\text{sat}} \left[ \frac{\psi_{\text{ce}}}{\psi} \right]^n && \text{pour } \psi > \psi_{\text{ce}} \\ K(\psi) &= K_{\text{sat}} && \text{pour } \psi < \psi_{\text{ce}} \end{aligned} \quad (1.4b)$$

où  $\psi_{\text{ce}}$  la pression d'entrée d'air. Warrick (1988) et Mermoud et Morel-Seytoux (1989) donnent les solutions analytiques de l'équation (1.3) relatives à cette formulation.

En revanche, l'équation (1.3) ne peut se résoudre analytiquement pour des lois plus complexes de conductivité hydraulique non saturée (par exemple, la loi de van Genuchten (1980), décrite en annexe 1). Memon et *al.* (1986) développent une méthode approximée qui consiste à calculer le potentiel de flux matriciel du sol (définie par Gardner (1958) comme l'intégrale de la conductivité hydraulique non saturée), puis à résoudre l'équation (1.3) aux différences finies.

L'équation (1.3) peut cependant être plus aisément résolue numériquement, et de manière précise, pour tous les types de formulation de conductivité hydraulique non saturée utilisés (et en particulier pour la loi de van Genuchten). Un algorithme de recherche de racine de fonction de type Newton convient en effet parfaitement pour ce problème. L'intégrale de l'équation (1.3) est calculée numériquement par la méthode des trapèzes. Cette méthode est peu consommatrice de temps de calcul. Une fois le flux de remontée capillaire permanent calculé (égal au prélèvement dans la nappe), il est possible de déterminer le profil de succion  $\psi_{z_i}$  en résolvant l'équation (1.3) pour différentes cotes  $z_i$  au dessus de la nappe.

Par ailleurs, quelle que soit la loi de conductivité hydraulique non saturée (qui tend toujours vers zéro lorsque la succion tend vers l'infini), on démontre que *la solution de l'équation (1.3) présente une asymptote lorsqu'on la résout entre la nappe et la surface du sol en faisant tendre la succion à la surface vers l'infini*. En d'autres termes, il existe à une profondeur de nappe donnée, une valeur maximale du flux en provenance de la nappe, indépendante de la condition à la limite supérieure. Ce flux est nommé *flux limite* par Gardner (1958). Si, *a priori*, l'existence d'un flux non nul pour des valeurs de conductivité hydraulique qui sont asymptotiquement nulles peut apparaître paradoxal, la raison en est « qu'il pourra toujours s'établir un gradient de charge suffisamment important pour que le produit de ce gradient par la conductivité hydraulique, bien qu'à la limite du type zéro fois l'infini, vaille une constante non nulle » (Mermoud et Gaillard, 1990).

*Gardner (1958) définit ainsi deux situations : la première, pour laquelle la demande évaporatoire est inférieure au flux limite et est intégralement satisfaite à partir de la nappe, l'autre durant laquelle la demande évaporatoire est supérieure au flux limite et est bornée par le flux limite.*

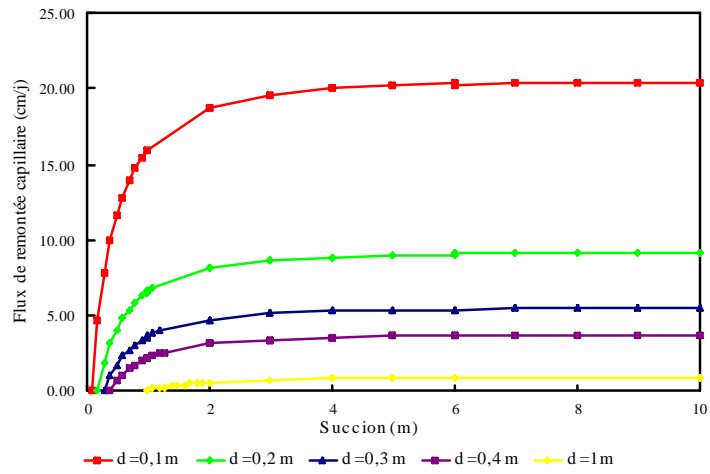


Figure 1.1. Exemple d'évolution des flux de remontée capillaires en fonction de la succion à la surface du sol et de la profondeur de la nappe (d).

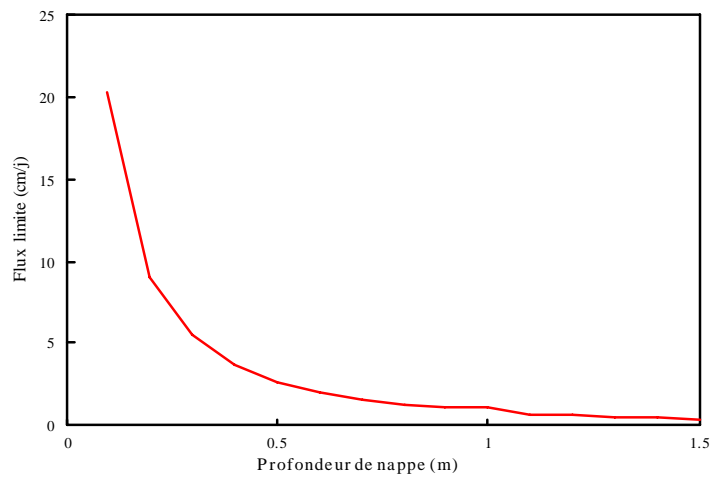


Figure 1.2. Exemple d'évolution des flux limites de remontée capillaires en fonction la profondeur de la nappe.

La valeur du flux limite diminue lorsque la profondeur de la nappe augmente, et tend à devenir très faible (non définie précisément dans la littérature) à partir d'une certaine profondeur de nappe, appelée *profondeur critique*. La notion de profondeur critique est utilisée pour le choix de la profondeur de pose des drains ; nous aborderons cet aspect au chapitre 3. Dans de nombreuses régions, les drains sont disposés à cette profondeur afin que, durant la période de jachère, la nappe soit maintenue à une profondeur telle que les flux de remontée capillaire permanents dans la zone non saturée soient négligeables, évitant ainsi les risques de salinisation. Il est usuellement admis que les sols de texture limoneuse présentent les profondeurs critiques les plus importantes en raison d'une conductivité hydraulique non saturée plus élevée que les sols sableux et argileux ; nous revenons sur ce point en annexe 2.

Un exemple d'évolution des flux de remontée capillaire permanents en fonction de la succion à la surface du sol est représentée à la figure 1.1 ; la décroissance des asymptotes (flux limites) correspondants est représentée en fonction de la profondeur de la nappe (cf. figure 1.2). Gardner (1958), puis Warrick (1988) montrent que la fonction flux limite - profondeur de nappe correspondant à la loi de conductivité hydraulique non saturée (1.4a) est du type :

$$q_l = A_n a P_n^{-n} \quad (1.6)$$

où :

- $q_l$  est le flux limite ;
- $n$  est l'exposant de la relation (1.4a) ;
- $a$  est la constante de la relation (1.4a) ;
- $A_n$  est une constante qui dépend de la valeur de  $n$  ;
- $P_n$  est la profondeur de la nappe.

En annexe 1, nous étendons cette expression à la formulation de conductivité hydraulique non saturée de van Genuchten (1980). Brandyk et Wesseling (1985) étudient par ailleurs l'influence de l'utilisation de différentes lois de conductivité hydraulique non saturée sur la fonction flux limite - profondeur de nappe. Ils obtiennent des différences de l'ordre de 30 % dans le calcul de la profondeur de la nappe qui correspond à un flux limite donné. Les différences dans le calcul des profondeurs de nappes sont d'autant plus élevées que les différences entre les conductivités hydrauliques sont importantes à des succions faibles (proche de la saturation). A l'inverse, des différences entre les conductivités hydrauliques importantes à des succions élevées n'ont que peu de conséquences sur la relation flux limite - profondeur de nappe.

Les travaux théoriques de Gardner (1958) ont été étendus au cas de deux horizons homogènes superposés dans le but d'établir l'influence d'une stratification de sols sur les flux limites. En supposant la continuité de la pression à l'interface de deux couches de sols, Willis (1960) écrit l'équation de Darcy (1.3) de la manière suivante :

$$\int_0^{L_1} dz + \int_{L_1}^{L_2} dz = \int_0^{\psi_1} \frac{K_1(\psi)}{K_1(\psi) + q_{rc}} d\psi + \int_{\psi_1}^{\infty} \frac{K_2(\psi)}{K_2(\psi) + q_{rc}} d\psi \quad (1.3a)$$

où :

- $L_1$  est l'épaisseur de sol de conductivité hydraulique  $K_1$  ;
- $L_2 - L_1$  est l'épaisseur de sol de conductivité hydraulique  $K_2$  ;
- $\psi_1$  est la succion à l'interface des deux sols.

Willis (1960) propose une méthode graphique pour obtenir le flux limite correspondant. Poulouvasilis et Psychoyou (1985) effectuent une analyse complète du calcul des flux limites solutions de l'équation (1.3a). Ils se placent dans le cas où les sols superposés présentent des courbes de conductivités hydrauliques non saturées qui se croisent à une succion  $\psi_m$  donnée. Ce cas correspond en effet à la mise en présence d'un sol fin (conductivité hydraulique à saturation faible, mais qui décroît lentement) avec un sol plus grossier (conductivité hydraulique à saturation élevée, mais qui décroît rapidement). Les auteurs obtiennent les conclusions suivantes :

- les courbes flux limite - profondeur de nappe des deux sols homogènes se croisent ;
- la courbe flux limite - profondeur de nappe correspondant à la disposition sol fin sur sol grossier telle que, à l'interface, la pression soit égale à  $\psi_m$ , constitue une courbe enveloppe supérieure aux courbes correspondant à l'ensemble des dispositions des deux sols ;
- la courbe flux limite - profondeur de nappe correspondant à la disposition sol grossier sur sol fin telle que, à l'interface, la pression soit égale à  $\psi_m$ , constitue une courbe enveloppe inférieure aux courbes correspondant à l'ensemble des dispositions des deux sols ;
- dans la majorité des situations, la disposition sol fin sur sol grossier fournit une courbe de flux limite supérieure à la disposition inverse.

Lorsque l'on considère que les sols fins et grossiers ont des courbes de conductivités hydrauliques non saturées qui se croisent à une valeur de succion donnée, les résultats de Poulouvasilis et Psychoyou (1985) s'expliquent, du point de vue physique, de la façon suivante : les sols fins (dont la conductivité hydraulique est comparativement faible à proximité de la saturation) résistent plus à l'écoulement que les sols grossiers lorsqu'ils sont proches de la nappe tandis que ces derniers (dont la conductivité hydraulique est comparativement faible pour les succions élevées) résistent plus à l'écoulement que les sols fins lorsqu'ils sont proches de la surface du sol. La combinaison sol grossier sur sol fin est donc plus limitante vis-à-vis de l'écoulement que la configuration inverse.

### 1.1.3. Conclusion

Les deux approches, conceptuelle et déterministe, décrites dans cette section pour modéliser le prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde, amènent à des conclusions contradictoires. En effet, tandis que dans l'approche d'Averianov (équation (1.1)) on considère que le flux de remontée capillaire est toujours *proportionnel à la demande évaporatoire*, dans l'approche déterministe de Gardner le flux de remontée capillaire est limité à une valeur *indépendante de la demande évaporatoire*. Cependant, bien que couramment utilisée pour prendre en compte l'évaporation dans la modélisation du drainage, l'approche d'Averianov ne semble pas avoir fait l'objet de validations expérimentales. En revanche, de nombreuses expérimentations ont été réalisées pour valider l'approche de Gardner. Ces travaux sont détaillés dans la section suivante.

## **1.2. Prélèvement par évaporation dans une nappe peu profonde - travaux expérimentaux**

Les études expérimentales réalisées jusqu'ici pour mettre en évidence le flux limite se sont déroulées en conditions isothermes et en régime permanent. Ces conditions correspondent aux hypothèses pour lesquelles la théorie du flux limite a été établie (résolution de l'équation de Darcy entre une nappe et la surface du sol, cf. section 1.1.2.). La contrainte de profondeur de la nappe fixe a conduit les auteurs à réaliser leurs expérimentations en cuve lysimétrique reliée à un vase de Mariotte : après qu'un régime permanent s'est établi, il est possible, par pesée de l'eau du vase, d'estimer le flux de remontée capillaire à partir de la nappe. Aucune expérimentation *in situ*, à l'échelle de la parcelle, n'a été recensée. Le pas de temps de mesure utilisé par les auteurs est en général la journée ; le contrôle du régime permanent est effectué par la vérification de la stabilité du profil tensiométrique dans la zone non saturée du sol.

Le sol est exposé soit à une évaporation naturelle, soit à une évaporation artificielle (lampe infrarouge ou vent turbulent). Dans ce dernier cas, les mesures sont effectuées au laboratoire, en conditions isothermes.

Les différentes expérimentations font apparaître des résultats contradictoires vis de vis de la théorie des flux limites présentée par Gardner (1958). Les résultats qui valident cette théorie, puis ceux qui la remettent en cause, sont décrits ci-dessous. Une brève discussion sur les travaux réalisés dans le domaine des transferts couplés eau - chaleur clôturera cette section.

### 1.2.1. Mise en évidence expérimentale du flux limite

Les premières expérimentations menées pour mettre en évidence un flux de remontée capillaire limité par la conductivité hydraulique non saturée du sol, et indépendante de la demande évaporatoire, ont été conduites par Gardner et Fireman (1958). Trois types de sols ont été testés : (1) sablo-limoneux (Pachappa sandy loam) ; (2) limono-argileux (Yolo light clay) ; et

(3) argileux (Chino clay) pour plusieurs profondeurs de nappe et plusieurs niveaux de demande évaporatoire. Cette dernière est obtenue par des lampes chauffantes ; elle est mesurée à partir d'un prélèvement en eau libre.

A une profondeur de nappe donnée (60 cm), la fonction prélèvement dans la nappe - demande évaporatoire est obtenue par une imposition de plusieurs paliers de demande évaporatoire. La fonction présente deux branches : pour les faibles demandes, il y a proportionnalité entre la demande évaporatoire et le prélèvement dans la nappe, le facteur de proportionnalité est proche de 1 ; pour les demandes plus élevées, le prélèvement dans la nappe devient constant : le flux limite est atteint.

Dans le but d'établir une relation flux limite - profondeur de la nappe, les prélèvements par évaporation dans la nappe sont mesurés pour la demande évaporatoire maximale. Disposant par ailleurs de points de mesure de la conductivité hydraulique non saturée, Gardner et Fireman (1958) y ajustent la loi analytique (1.4a). La résolution de l'équation (1.3) pour une succion à la surface du sol tendant vers l'infini permet de calculer, en fonction de la profondeur de la nappe, le flux limite correspondant. Les valeurs de prélèvement dans la nappe mesurées concordent avec la courbe théorique. Seuls les prélèvements mesurés sur le matériau sableux sont légèrement surestimés par rapport aux résultats théoriques. Par la suite, la mise en évidence du flux limite a été réalisée par de nombreux auteurs (Willis, 1960 ; Anat et *al.*, 1965 ; Hadas et Hillel, 1968 ; Hassan et Ghaibeh, 1977).

Les solutions de l'équation (1.3) validées par l'expérience, permettent à Gardner (1958) et à Gardner et Fireman (1958) de définir deux situations extrêmes. Dans la première, pour les faibles demandes évaporatoires et/ou les nappes proches de la surface du sol, les flux de remontée capillaire permanents dépendent uniquement de cette demande ; les gradients de charges hydrauliques sont faibles jusqu'à la surface du sol et diffèrent peu du profil d'équilibre. Dans la seconde situation, pour des valeurs élevées de la demande évaporatoire et/ou des nappes plus profondes, les flux de remontée capillaire dépendent uniquement de la profondeur de nappe ; les gradients de charges hydrauliques à la surface du sol tendent vers l'infini.

## 1.2.2. Résultats non prédits par la théorie du flux limite

### *1.2.2.1. Effet mulch*

Des recherches similaires à celles de Gardner et Fireman (1958), ont révélé des phénomènes que n'explique pas la théorie du flux limite. Avec un dispositif expérimental identique à celui de Gardner et Fireman (1958), Schleusener et Corey (1959), mesurent les flux permanents de remontée capillaire sous des demandes évaporatoires évoluant de 5 mm/j à des valeurs élevées de l'ordre de 60 mm/j. Trois types de sols sont testés (sableux, limoneux, argileux) à quatre profondeurs de nappe (15, 30, 45 et 60 cm). En mesurant l'évolution des flux de remontée capillaire sous des demandes évaporatoires croissantes jusqu'à ces valeurs très élevées, les auteurs observent, après une première phase durant laquelle les demandes évaporatoires sont



faibles et égales aux prélèvements dans la nappe, *un flux de remontée capillaire qui décroît, au delà d'une valeur seuil de la demande évaporatoire correspondant à un flux maximal*. Ce seuil de demande évaporatoire est d'autant plus faible que le sol est de texture fine ; passé ce seuil, en revanche, la décroissance du flux de remontée capillaire est d'autant plus rapide que le sol est grossier ; le seuil de demande évaporatoire est d'autant plus faible que la profondeur de la nappe est élevée.

Le phénomène de décroissance du flux de remontée capillaire lorsque la demande évaporatoire dépasse un certain seuil est également constaté par Hadas et Hillel (1968), puis par Sharma et Pilar (1973) (sous évaporation naturelle en extérieur). L'irréversibilité du phénomène est de plus constaté par Hadas et Hillel (1968) : passé le seuil, une diminution de la demande évaporatoire correspondant au flux maximal ne permet en effet pas de réaugmenter le flux qui se stabilise à la valeur atteinte pour la demande évaporatoire maximale. L'expérimentation est réalisée pour plusieurs profondeurs de nappe. De même que dans le cas de Schleusener et Corey (1959) le seuil de demande évaporatoire est d'autant plus faible que la profondeur de la nappe est élevée (ce qui rejoint la notion de flux limite dont la valeur décroît avec la profondeur de la nappe). La chute du flux de remontée capillaire semble néanmoins plus rapide pour les faibles profondeurs (cf. figure 1.3).

Les auteurs n'établissent par de lien entre le flux maximal et le flux limite. Il semble cependant que la décroissance des flux n'apparaisse qu'après une phase où le flux limite est atteint. De plus, les interprétations de la diminution du prélèvement dans la nappe au delà d'une certaine limite de la demande évaporatoire divergent. Elle ne peut être attribuée à des problèmes induits par des variations de température puisque celle-ci est toujours contrôlée. Schleusener et Corey (1959) l'attribuent à un phénomène d'hystérésis de la conductivité hydraulique non saturée ; Sharma et Pilar (1973) relie ce phénomène à une accumulation de sels dont l'effet osmotique induirait une chute de pression de vapeur dans le sol à proximité de l'atmosphère ; Hadas et Hillel (1968) supposent que la dessiccation progressive due à une demande évaporatoire élevée finit par générer un effet *mulch* en agissant comme une « barrière de diffusion ».

L'interprétation d'une chute de prélèvement dans la nappe due à un effet *mulch* nous paraît la plus satisfaisante. Ce phénomène est en effet communément constaté en l'absence de nappes. On appelle *mulch* une zone du sol qui est le siège d'un écoulement en phase vapeur uniquement ; le développement d'une telle zone réduit, puis bloque, les prélèvements par évaporation (Brisson et Perrier, 1991). L'équation des flux de vapeur d'eau entre deux points s'écrit, en écoulement monodimensionnel et en régime permanent, (Hanks et Ashcroft, 1980) :

$$J_v = - D' \frac{\Delta \rho_v}{\Delta s} \quad (1.7)$$

où :

- $J_v$  est la densité de flux de vapeur ( $ML^{-2}T^{-1}$ ) ;
- $D'$  est le coefficient de diffusion ( $L^2T^{-1}$ ) ;
- $\Delta \rho_v$  est la différence de densité de vapeur entre les deux points ( $ML^{-3}$ ) ;
- $\Delta s$  est la distance entre les deux points (L).

Les ordres de grandeurs de ces flux de vapeur sont en général faibles devant ceux des écoulements en phase liquide.

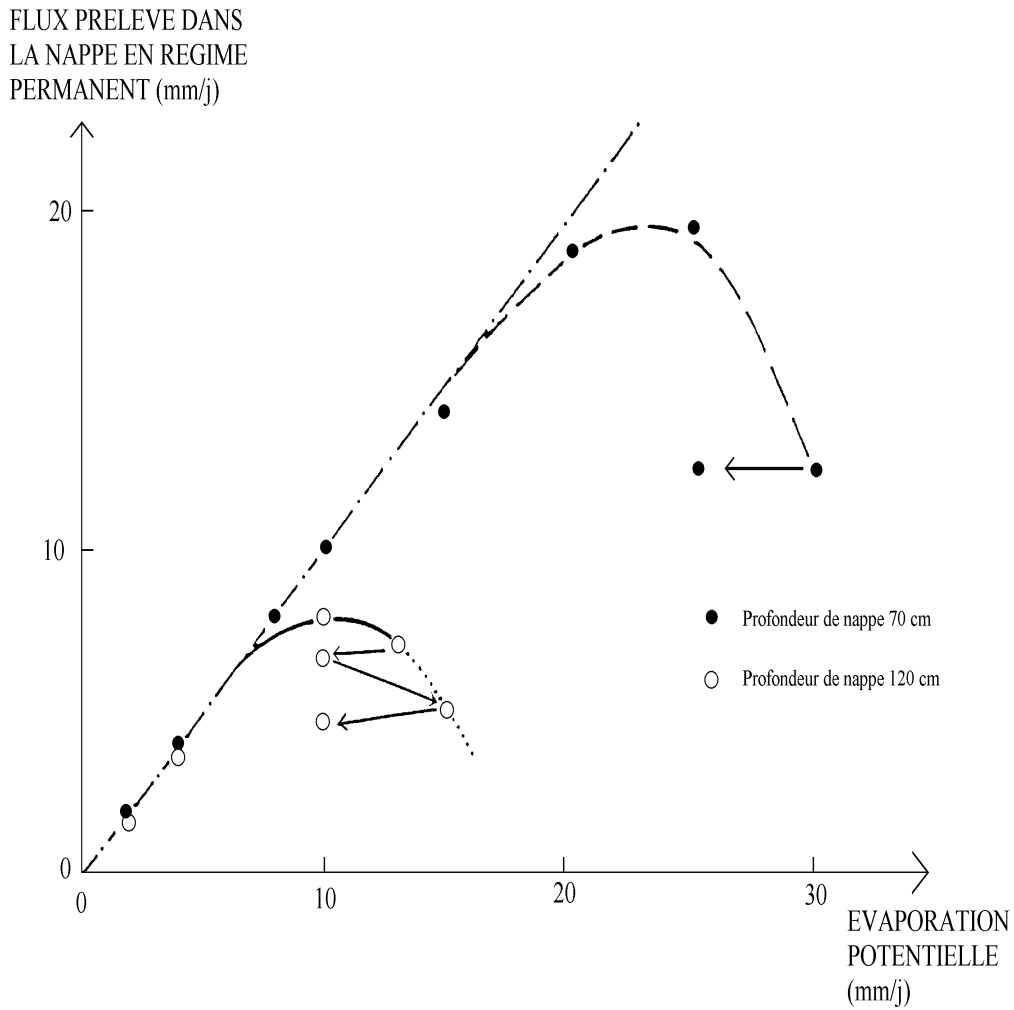


Figure 1.3 Evolution du prélèvement dans la nappe lorsque la demande évaporatoire fluctue au delà du flux limite (Hadas et Hillel, 1968).

Tandis que les effets de mulch sont très souvent rencontrés en l'absence de nappes peu profondes, *ces phénomènes ne semblent apparaître qu'à partir de demandes évaporatoires très élevées en présence d'une nappe* (cf. figure 1.3). De plus, les valeurs de demande évaporatoire correspondant à l'apparition d'un mulch augmentent lorsque la nappe se rapproche de la surface du sol. Il est vraisemblable qu'un lien existe entre la profondeur de la nappe et la valeur de la

demande évaporatoire à partir de laquelle un mulch apparaît (à la limite, pour une nappe affleurante, il y a par définition impossibilité de création de mulch).

Par ailleurs, en l'absence de nappe, une réduction progressive des flux, jusqu'à leur annulation, en fonction du temps est constatée (Perrier, 1973). A l'inverse, en présence d'une nappe, la source d'eau de profondeur fixe permet à un équilibre de s'établir et autorise l'obtention d'un régime permanent.

Les effets de mulch peuvent également être provoqués, soit par une déstructuration de la surface du sol (un binage vaut deux arrosages, selon l'adage connu), soit par ajout d'un matériau sec sur la surface du sol. L'effet d'un sarclage de la surface du sol sur les prélèvements dans la nappe est ainsi étudié par Hadas et Hillel (1972). Par comparaison des flux limites obtenus à différentes profondeurs de nappe en sols non sarclés et en sols sarclés, les auteurs observent une nette décroissance des prélèvements dans le second cas : le flux limite est alors obtenu, à demande évaporatoire égale, pour une plus faible profondeur de la nappe ; la profondeur critique du sol sarclé est également plus faible. Cependant, dans ce cas précis, la chute de conductivité hydraulique due au changement de texture du sol peut également être mise en cause.

L'effet de l'ajout d'une épaisseur de sable sec et tamisé à la surface d'un sol sableux sur les prélèvements est étudié par Gardner et Fireman (1958). Une nette décroissance dans les prélèvements est observée lorsque l'épaisseur de ce mulch augmente. Selon Gardner (1958), l'augmentation de l'épaisseur (artificielle) du mulch génère une diminution du flux de remontée capillaire car la différence de pression de part et d'autre du mulch (conditions atmosphériques en surface, pression de vapeur saturante à l'interface sol-mulch) n'augmente pas tandis que l'épaisseur augmente, ce qui diminue le gradient de pression.

Les expérimentations réalisées dans des sols bi-couches ont également révélé des flux prélevés dans la nappe inférieurs aux flux théoriques (cf. équation (1.3a)), alors que les flux prélevés des sols homogènes étudiés séparément sont conformes à la théorie. De tels résultats ont été obtenus par Willis (1960), Hadas et Hillel (1972), et Hassan et Ghaibeh (1977). Ces derniers observent également que, la hauteur total de sol étant fixe, les flux de remontée capillaire, en configuration sol fin sur sol grossier, sont d'autant plus élevés que l'épaisseur de la couche supérieure de sol (sol fin) est élevée, ce qui est qualitativement conforme aux conclusions de Poulouvassilis et Psychoyou (1985) (cf. section 1.1.2.).

Les auteurs n'interprètent pas directement la réduction des flux prélevés en sols bi-couches en termes de mulch. Hadas et Hillel (1972), et Hassan et Ghaibeh (1977) évoquent une « résistance » à l'interface des deux sols tandis que Willis (1960) met en cause la présence d'air piégé. Il est cependant également envisageable que cette « résistance » soit due à un écoulement en phase vapeur prédominant à l'interface des deux sols du même type que celle rencontrée à l'occasion d'un sarclage du sol.

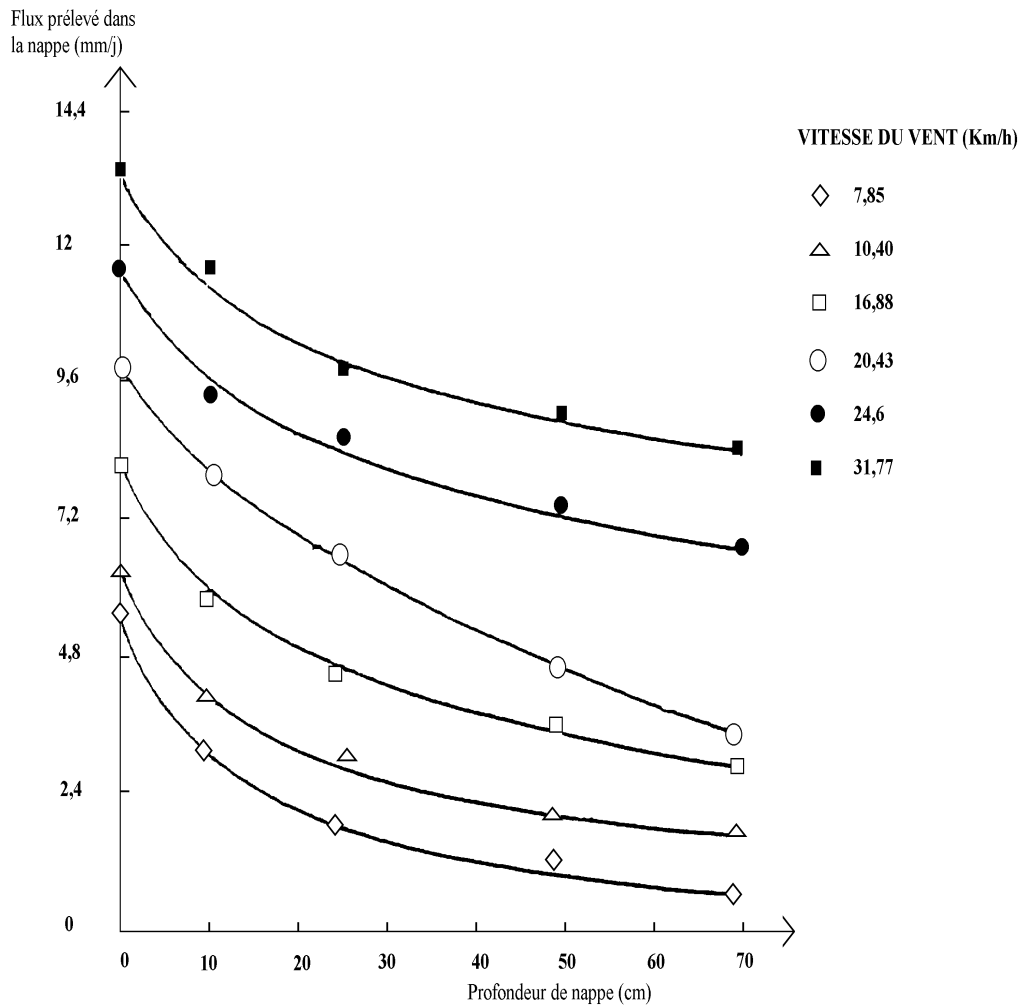


Figure 1.4. Décroissance du prélèvement dans la nappe avec sa profondeur pour tous les niveaux de demande évaporatoire (Singh et al., 1976).

L'effet de mulch, ou écoulement en phase vapeur, semble être la principale cause de non conformités des résultats expérimentaux à la théorie des flux limites, développée en phase liquide uniquement. Deux facteurs pourraient être à l'origine de la réduction des flux prélevés dans les nappes peu profondes : (1) l'imposition d'une demande évaporatoire d'autant plus élevée que la nappe est peu profonde générerait des phénomènes de mulch ; (2) la déstructuration du sol, à sa surface par sarclage, ou au niveau de l'interface de deux sols juxtaposés artificiellement.

#### 1.2.2.2. Résultats expérimentaux qui ne mettent pas en évidence l'existence d'un flux limite

Certaines expérimentations n'ont pas permis de faire apparaître une indépendance des flux prélevés dans la nappe vis-à-vis de la demande évaporatoire (Singh et al., 1976 ; Gates et Grismer, 1987). Singh et al. (1976) effectuent des mesures de prélèvement dans une nappe reliée à un vase de Mariotte pour différentes profondeurs de nappe et demandes évaporatoires. Le sol est limono-argileux (argile 33 %, limon 50 %, sable 17%). L'évaporation est générée dans un tunnel aérodynamique par un vent turbulent dont la vitesse moyenne peut être réglée, permettant ainsi l'imposition de différents niveaux de demandes évaporatoires. Les profondeurs de nappe testées sont 0 (mesure de la demande évaporatoire), 10, 25, 50 et 70 cm pour cinq niveaux de demande évaporatoire variant de 6 à 14 mm/j. Les auteurs obtiennent *une décroissance du prélèvement dans la nappe lorsque sa profondeur augmente pour tous les niveaux de demande évaporatoire* (cf. figure 1.4). En outre, le ratio « prélèvement dans la nappe à profondeur 70 cm sur prélèvement dans la nappe à profondeur nulle » est décroissant lorsque la demande évaporatoire décroît. Ce résultat est contraire à la théorie du flux limite qui prédit que le prélèvement dans la nappe est d'autant plus limité par la conductivité hydraulique non saturée du sol, et donc indépendante de la demande évaporatoire, que la nappe est profonde. Les prélèvements dans la nappe devraient en conséquence tendre à s'uniformiser lorsque la profondeur de la nappe augmente, ce qui n'est pas le cas. Nous analyserons les conclusions de Singh et al. (1976) au chapitre 2 en regard des résultats de l'expérimentation que nous avons conduite.

### 1.2.3. Transferts couplés eau - chaleur

Les mesures de prélèvement par évaporation dans une nappe ont généralement été conduites dans des conditions isothermes, au laboratoire. On peut cependant supposer qu'en conditions naturelles des gradients thermiques pouvant engendrer des transferts de masse apparaissent dans le sol en raison des variations nyctémérales de la demande évaporatoire. Ces transferts ont fait l'objet de nombreuses études. Les premières observations semblent remonter à Bouyoucos en 1912 puis à Ledebef en 1927 (in. Crausse et al., 1980). Les études qui ont suivi ont principalement eu comme objet la détermination de la nature des flux (vapeur et/ou liquide) induits par les gradients thermiques (Crausse et al., 1980). Dans les années 50, Gurr et al., Rollins et al. et Taylor et Cavazza (in. Bach, 1992) démontrent le caractère biphasique des écoulements.

La formalisation mathématique des transferts couplés eau - chaleur est due à de Vries (1958). Cet auteur développe deux équations différentielles partielles non linéaires (transfert de chaleur et transfert d'eau) contenant quatre paramètres de diffusion dépendants de l'humidité et de la température. Ils montrent en outre que la prédominance d'une phase sur l'autre (vapeur et/ou liquide) dépend essentiellement de la teneur en eau.

Les tentatives de validation expérimentale des modèles dérivés de la théorie de Vries (1958) n'ont généralement pas été concluantes. La principale difficulté est la détermination de l'ensemble des paramètres de manière indépendante (Crausse et al., 1980). De plus, malgré un nombre important d'études expérimentales, peu de conclusions convergent sur les conditions

de pression et de teneur en eau, ainsi que les seuils de gradients thermiques, à partir desquels les flux induits par ces derniers sont significatifs en regard des flux d'origine hydrodynamique (Bach, 1992). Ces études ont été conduites sur des échantillons de sols de faible taille, à teneur en eau homogène. En revanche, il ne semble pas que des expérimentations aient été conduites en cuve, en présence d'une nappe.

#### 1.2.4. Conclusion

L'existence de flux limites indépendants de la demande évaporatoire a été mise en évidence expérimentalement par de nombreux auteurs (Gardner et Fireman, 1958 ; Willis, 1960 ; Anat et *al.*, 1965 ; Hadas et Hillel, 1968 ; Hassan et Ghaibeh, 1977). La majorité des exceptions observées s'explique vraisemblablement par la non validité de l'hypothèse d'un écoulement exclusivement en phase liquide, dans les situations suivantes :

- lorsque la demande évaporatoire est élevée devant celle qui correspond à l'apparition du flux limite, une décroissance irréversible des flux permanents prélevés dans la nappe apparaît ; ce phénomène semble correspondre à un effet de mulch en surface ;
- lorsque le sol est perturbé artificiellement en surface, par un sarclage par exemple, les flux limites mesurés sont inférieurs à ceux obtenus en sol non perturbé ; cette chute s'explique sans doute également par une part de l'écoulement plus importante en phase vapeur à la surface du sol ;
- lorsque deux sols homogènes sont superposés, les flux mesurés sont inférieurs à ceux prédits par la théorie ; des écoulements prédominants en phase vapeur à l'interface des deux sols pourraient expliquer cette chute.

D'autres travaux, notamment ceux de Singh et *al.* (1976), ne mettent pas en évidence de flux limites. Ces auteurs mesurent une décroissance du prélèvement dans la nappe avec sa profondeur pour tous les niveaux de demande évaporatoire. Leurs résultats paraissent difficiles à expliquer car ils respectent l'ensemble des hypothèses de la théorie du flux limite. Par ailleurs, nous n'avons recensé aucune étude traitant de l'influence des variations nyctémérales de la demande évaporatoire et ses conséquences sur les gradients hydrauliques et thermiques.

L'expérimentation présentée au chapitre suivant aura pour double but de : (1) tester la théorie du flux limite, à l'aide de mesures de flux prélevés par évaporation dans la nappe d'une part, et de mesures tensiométriques d'autre part ; (2) de tester l'influence de variations nyctémérales de la demande évaporatoire sur l'évolution des prélèvements dans la nappe.

# CHAPITRE 2

## Limites de validité de la théorie du flux limite

---

La théorie du flux limite développée par Gardner (1958) repose sur des hypothèses simplificatrices (cf. chapitre 1). L'analyse conduite dans ce chapitre a pour but d'établir dans quelle mesure elle peut être utilisable pour la modélisation d'une nappe peu profonde drainée soumise à une évaporation.

Deux études ont été menées. La première, expérimentale, a consisté à mesurer des flux prélevés par évaporation dans une nappe fixée par un vase de Mariotte dans une cuve lysimétrique ; après une description du matériel et des méthodes, les résultats de cette expérimentation sous une demande évaporatoire constante en régime permanent sont décrits ; cette série de mesures a pour but de tester la théorie du flux limite ; l'influence de l'état hydrique initial du sol sur les flux prélevés par évaporation dans la nappe est ensuite évaluée dans le but de tester l'univocité de la relation flux limite - profondeur de nappe ; enfin, l'impact de variations nyctémérales de la demande évaporatoire sur les gradients hydrauliques, sur les gradients thermiques dans le sol, et sur les prélèvements dans la nappe, est testée.

Dans la seconde partie du chapitre, nous nous sommes intéressés au temps d'établissement du régime permanent ainsi qu'à la validité du concept de porosité de drainage dans les équations de continuité des modèles saturés qui prennent en compte les phénomènes de remontée capillaire. Cette analyse repose sur une modélisation fondée sur l'équation de Richards.

### 2.1. Matériel et méthodes

#### 2.1.1. Dispositif expérimental

Les expérimentations ont été conduites sur une cuve lysimétrique (0,6 m<sup>2</sup> de section et 1 m de hauteur) remplie d'un sol limoneux (15% d'argile, 75 % de limons, 10 % de sable) d'une densité de 1,4 provenant du site expérimental d'Arrou (Eure et Loir). Le sol repose sur un géotextile posé sur une grille située à environ 5 cm au-dessus de la base de la cuve. La paroi de cette base est percée par un ajutage afin de permettre une liaison hydraulique nécessaire pour vidanger ou alimenter la cuve en eau. Le réservoir situé entre la base de la cuve et la grille permet d'assurer la répartition de la pression imposée à la base de la cuve sur

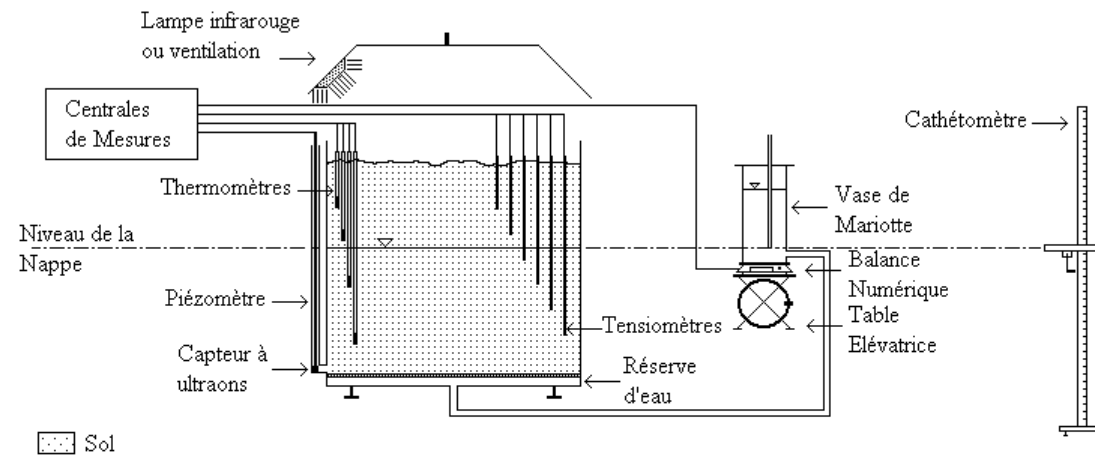


Figure 2.1. Schéma du dispositif expérimental utilisé pour mesurer les flux prélevés dans la nappe par évaporation.



l'ensemble de la surface de sol en contact avec le géotextile. Cette pression effective est nulle si l'ajutage est à l'air libre ou égale à la cote de la surface libre en cas d'alimentation par le bas de la cuve. Une des parois latérales est en Plexiglas afin de pouvoir observer l'état du sol.

La mesure en régime permanent des flux prélevés dans la nappe nécessite de maintenir celle-ci à un niveau constant et réglable au cours des expérimentations. Un vase de Mariotte a été utilisé dans ce but. Celui-ci repose sur une table élévatrice et est relié à l'ajutage de la cuve par une conduite souple. La hauteur de la nappe est réglée sur la base de la réglette du vase à l'aide d'un cathétomètre.

Les expérimentations se sont déroulées en extérieur, sous évaporation naturelle, et au laboratoire, sous évaporation artificielle et partiellement contrôlée. Deux natures de demande évaporatoire différentes ont été ---utilisées : (1) une demande évaporatoire de nature radiative, à l'aide de lampes à rayonnement infrarouge ; deux niveaux de demande évaporatoire ont été testés (correspondant à deux niveaux d'intensité lumineuse) ; (2) une demande évaporatoire de nature aérodynamique, à l'aide de ventilateurs. Le dispositif expérimental est schématisé figure 2.1.

### 2.1.2. Mesures effectuées

La quantification des flux prélevés par évaporation dans la nappe est effectuée par la pesée du vase de Mariotte. L'utilisation d'une balance électronique de précision commandée par un micro-ordinateur à un pas de temps faible (une minute) permet l'obtention d'une mesure fine des flux.

Des mesures tensiométriques sont réalisées pour l'ensemble des expérimentations. Quinze tensiomètres de petite taille (céramique poreuse de 23 mm de longueur, 8 mm de diamètre extérieur et 4 mm de diamètre intérieur) sont disposés dans le sol à différentes profondeurs (cf. tableau 2.1). Ils sont reliés à une centrale d'acquisition automatique. Le pas de temps de mesure est la demi-heure.

Un piézomètre est installé dans un tube en PVC dont la prise de pression se situe à la base de la cuve, au niveau du sol. Un capteur à ultrasons est utilisé pour la mesure du niveau d'eau dans le tube. Ce capteur est relié à une centrale d'acquisition automatique. Le pas de temps de mesure est l'heure. La piézométrie est essentiellement mesurée dans le but de vérifier que la position de la nappe correspond bien à la position du vase de Mariotte (cf. section 2.1.5.).

Les températures du sol sont mesurées en laboratoire : quatre thermomètres sont installés, espacés d'environ 15 cm suivant une verticale (le thermomètre de surface se situe à 10 cm de profondeur). Ils sont également reliés à une centrale d'acquisition automatique au pas de temps horaire.

Longueur totale (m)	Longueur hors sol (m)	profondeur bougie (m)
0.21	0.11	0.1
0.23	0.125	0.105
0.29	0.085	0.205
0.305	0.09	0.215
0.415	0.09	0.325
0.465	0.11	0.355
0.545	0.15	0.395
0.51	0.11	0.4
0.61	0.17	0.44
0.593	0.095	0.498
0.64	0.115	0.525
0.69	0.09	0.6
0.74	0.14	0.6
0.84	0.15	0.69
0.825	0.12	0.705

Tableau 2.1. Disposition des tensiomètres dans le lysimètre.

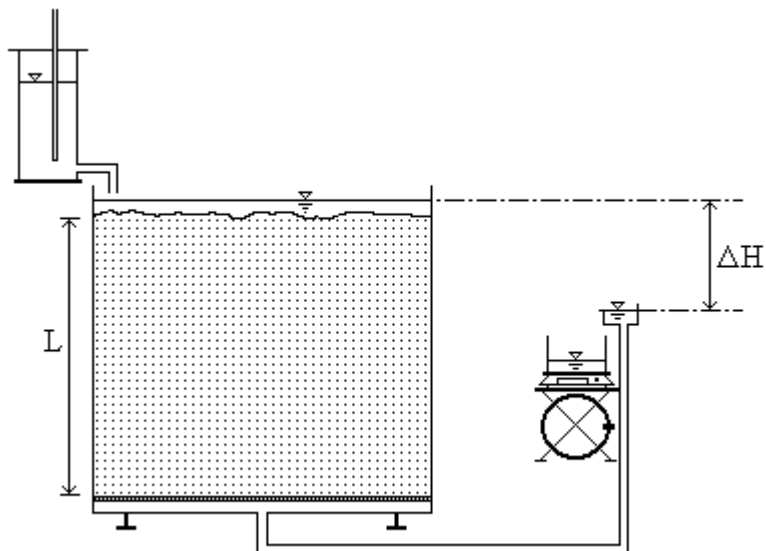


Figure 2.2. Dispositif de mesure de la conductivité hydraulique à saturation.  $L$  correspond à la hauteur de sol ;  $\Delta H$  à la charge hydraulique.

Des mesures d'évaporation en bac d'eau libre ont été réalisées ponctuellement en laboratoire ; ces mesures n'ont pas été réalisées en extérieur. La courbe de rétention du sol n'a pas été mesurée.

### 2.1.3. Caractéristiques hydrodynamiques du sol

Le sol utilisé a été prélevé *in situ* sur deux horizons, entre 10 et 25 cm d'une part et entre 25 et 75 cm, d'autre part, puis disposés suivant la même superposition dans la cuve. Cette mise en place dans la cuve a été effectuée une année et demi avant le début de l'expérimentation (février 1993 - août 1994) ; le sol a été soumis à deux cycles culturaux (blé d'hiver) ; nos expérimentations se sont déroulées en sol nu.

Les deux horizons possèdent des caractéristiques granulométriques proches (avec une teneur en argile légèrement plus élevée pour l'horizon profond). Seule la structure en agrégats du sol a été maintenue alors que sa structure massive a été détruite. L'interprétation des mesures a été réalisée en considérant le sol comme homogène du point de vue hydrodynamique.

#### *2.1.3.1. Conductivité hydraulique à saturation*

La conductivité hydraulique à saturation est mesurée de la manière suivante : le sol est saturé par l'imposition d'une charge connectée à la cuve par l'ajutage situé à sa base et progressivement remontée. Au moment de la mesure, la nappe se situe à cinq centimètres au-dessus du sol. Le principe de la mesure consiste à établir une charge aval et une charge amont fixes et de mesurer le débit (cf. figure 2.2). La conductivité hydraulique à saturation moyenne du sol se calcule par l'application de la loi de Darcy (en supposant que les pertes de charge entre le vase de Mariotte et la base de la cuve sont négligeables, ce qui est vérifié à la section suivante) :

$$Q = K_{\text{sat}} s \frac{\Delta H}{L} \quad (2.1)$$

où :

- Q est le débit ( $L^3T^{-1}$ ) ;
- s est la section de la cuve soit  $0,36 \text{ m}^2$  ;
- L est la hauteur de sol soit  $0,72 \text{ m}$  ;
- $\Delta H$  est la différence de charge hydraulique totale (L) ;
- $K_{\text{sat}}$  est la conductivité hydraulique à saturation ( $LT^{-1}$ ).

Les mesures sont réalisées à une température de  $20^\circ\text{C}$ . La conductivité hydraulique à saturation est mesurée pour les valeurs de différence de charge hydraulique totale  $\Delta H$  indiquées au tableau 2.2. La moyenne obtenue est de  $1,4 \text{ m/j}$  pour un coefficient de variation de  $2,2 \%$ .

### 2.1.3.2. Conductivité hydraulique non saturée

De nombreuses méthodes de mesure de conductivité hydraulique non saturée ont été mises au point depuis le début des années 1960. Cette mesure, de mise en oeuvre difficile, est souvent réalisée de manière indirecte à partir de la mesure de la courbe de rétention du sol et l'application d'un modèle pour déduire la loi de conductivité hydraulique non saturée (cf. annexe 1) ; de plus les tentatives de mise en relation des propriétés physiques et les propriétés hydrodynamiques ne semblent pas donner des résultats satisfaisants (cf. annexe 2).

Parmi les méthodes directes de mesure de conductivité hydraulique non saturée, on peut distinguer les méthodes de mesure *in situ* telles que la méthode du perméamètre de Guelph par exemple, qui est fondée sur la méthode du trou de tarière modifiée (Reynolds et Elrick, 1985) ou la méthode des profils instantanés (Hillel et al., 1972) d'une part, et les méthodes de mesure au laboratoire d'autre part. Ces dernières peuvent être réalisées soit en régime permanent, soit en régime transitoire. Les méthodes en régime permanent consistent à imposer un écoulement dans des dispositifs où la pression de l'eau est contrôlée et de déduire la conductivité hydraulique par application directe de la loi de Darcy généralisée (Elrick et Bowman, 1964). Les méthodes en régime transitoire nécessitent de plus le suivi de l'évolution de la teneur en eau du sol. A titre d'exemple, la méthode de Wind (1968) est fondée sur le principe du suivi de la désaturation d'un échantillon par évaporation. La conductivité hydraulique non saturée ainsi que la courbe de rétention sont calculées à partir de données tensiométriques et du poids total de l'échantillon. Un algorithme développé par Wind (1968), et modifié par Tamari et al. (1993), permet d'ajuster progressivement une loi de teneur en eau et une loi de conductivité hydraulique non saturée à partir de ces données au cours de la désaturation de l'échantillon.

Seule la relation conductivité hydraulique - succion ( $K(\psi)$ ) a été déterminée dans cette étude, et non la relation conductivité hydraulique - teneur en eau ( $K(\theta)$ ) (la courbe de rétention du sol n'a pas été déterminée). La méthode utilisée est fondée sur les données issues du prélèvement par évaporation dans la nappe en régime permanent. La mesure du flux permanent prélevé dans la nappe située à la profondeur maximale testée lors des expérimentations (70 cm), ainsi que celle du profil hydrique non saturé permet l'ajustement d'une loi analytique de conductivité hydraulique non saturée. La loi de van Genuchten (cf. annexe 1, relation A1.6) est choisie. La conductivité hydraulique à saturation ayant été mesurée indépendamment, seuls les paramètres  $\alpha$  et  $n$  de la relation (A1.6) sont à ajuster (conductivité hydraulique relative). La procédure utilisée consiste à résoudre l'équation (2.3) dont l'inconnue est la succion (borne supérieure de l'intégrale du membre de droite de l'équation) et ce, pour toutes les cotes  $z$  où un tensiomètre est disposé. Les paramètres  $\alpha$  et  $n$  sont alors ajustés de telle sorte que le profil calculé soit le plus proche possible du profil de succion mesuré ; l'ajustement est visuel.

La méthode présente plusieurs avantages : (1) le volume total de sol (0,25 m<sup>3</sup> environ) est soumis au flux de remontée capillaire ; on a ainsi accès à une mesure globale plus fiable qu'une mesure réalisée sur des échantillons de volume environ 500 à 1000 fois plus faibles ;

$\Delta H$ (cm)	$K_{sat}$ (m/j)
10	1,43
20	1,41
30	1,42
40	1,4
50	1,34
<b>Moyenne</b>	<b>1,4</b>
<b>Ecart-type</b>	<b>0,031</b>

Tableau 2.2. Conductivités hydrauliques à saturation mesurées pour cinq différences de charges hydrauliques totales à 20°C.

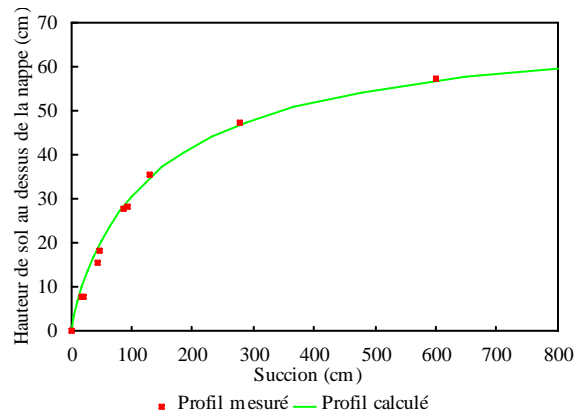


Figure 2.3. Profils de succion au dessus de la nappe située à 70 cm de profondeur mesuré et calculé.

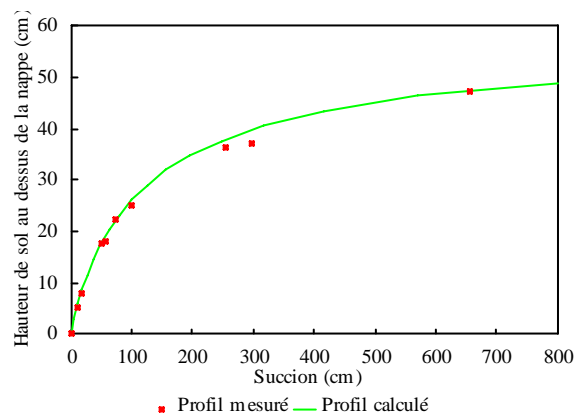


Figure 2.4. Profils de succion au dessus de la nappe située à 60 cm de profondeur mesuré et calculé.

(2) la mesure est effectuée *en régime permanent* et il est inutile de disposer de mesures de teneurs en eau pour estimer la conductivité hydraulique non saturée en fonction de la succion ;  
(3) le calage de courbes de succion permet d'utiliser les valeurs brutes mesurées par tensiométrie ; un calage direct de la conductivité hydraulique nécessiterait en revanche des valeurs de gradient hydraulique issues d'une interpolation des valeurs de succion mesurées et donc moins fiables.

Le flux moyen obtenu pour une nappe située à 70 cm et pour la demande évaporatoire maximale générée par lampe infrarouge est de 1,4 mm/j. Le profil calculé qui s'ajuste le mieux au profil de succion mesuré correspond aux paramètres de van Genuchten  $\alpha = 0,27 \text{ m}^{-1}$  et  $n = 1,009$ . Les profils de succion mesurés et calculés sont représentés figure 2.3. Une validation de ce calage est ensuite réalisée sur une profil de succion mesuré correspondant à une nappe située à 60 cm de profondeur pour un flux moyen mesuré de 1,6 mm/j (moyenne des deux mesures effectuées à cette profondeur à la demande évaporatoire maximale). Les deux profils, mesurés et calculés, sont en bonne concordance (cf. figure 2.4).

L'évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la succion est représentée figure 2.5. On notera la forte chute de conductivité pour les très faibles valeurs de succion illustrée par la valeur de  $n$  proche de 1 (cf. annexe 1). Un élément d'explication de cette forte chute de la conductivité hydraulique aux abords de la saturation réside sans doute dans le fait que le sol présente de nombreux pores de diamètre élevés dont la vidange s'effectue, en vertu de la loi capillaire, à des succions faibles. La présence de cette « macroporosité » se traduit sans doute, en termes hydrodynamiques, par une capacité capillaire élevée pour les faibles succions.

La macroporosité du sol peut avoir deux origines : une porosité racinaire d'une part (deux cultures ont été implantées), et une porosité biologique due à la présence de nombreux lombrics visibles dans le sol à travers la façade de la cuve en Plexiglas d'autre part.

#### 2.1.4. Porosité de drainage

Le protocole utilisé a consisté à mesurer le volume d'eau recueilli ainsi que l'évolution de la hauteur de nappe lors d'un tarissement de la cuve en drainage naturel. Le réglage de la vitesse de tarissement de la nappe a été réalisé par l'installation d'un robinet placé au niveau de l'ajutage de vidange de la cuve. Le débit de sortie a été calculé de telle sorte que la dynamique de rabattement de la nappe soit du même ordre de grandeur que celle correspondant à un réseau de drainage souterrain (rabattement de 30 cm en trois jours, à partir d'une hauteur de nappe initiale de 70 cm). La porosité de drainage est le rapport du volume recueilli sur le volume de sol assaini correspondant. Deux essais ont été réalisés à une hauteur de nappe initiale différente. Le calcul de la porosité de drainage est effectué au pas de temps d'une heure. L'évolution de la porosité de drainage en fonction de la hauteur de nappe dans la cuve est représentée figure 2.6.

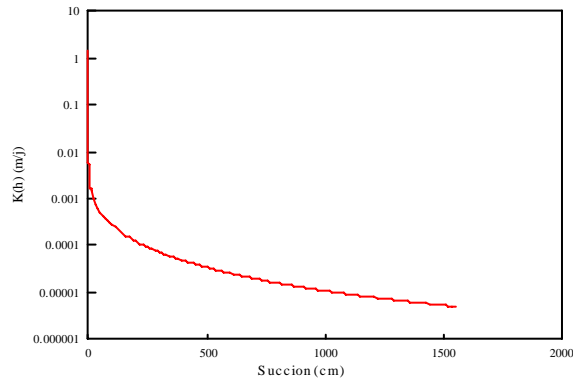


Figure 2.5. Evolution de la conductivité hydraulique en fonction de la succion selon une loi de van Genuchten.

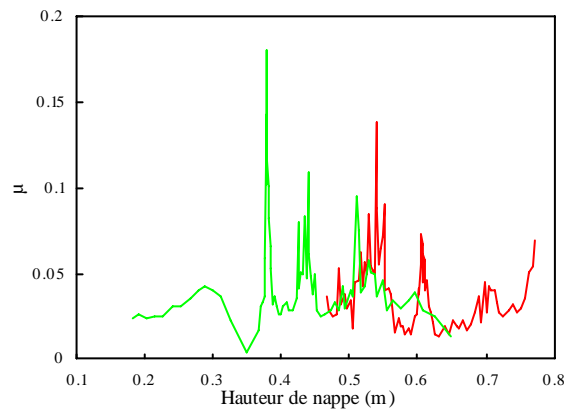


Figure 2.6. Evolution de la porosité de drainage en fonction de la hauteur de nappe.

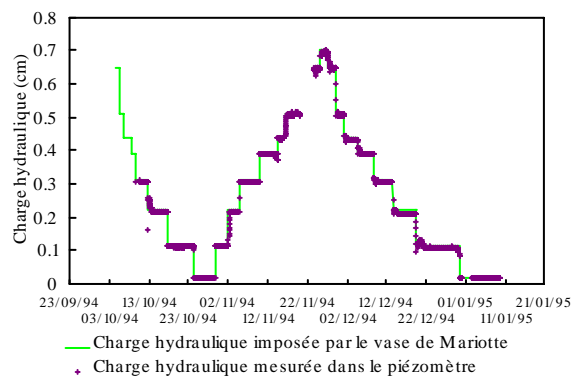


Figure 2.7. Comparaison des charges hydrauliques mesurées dans le piézomètre et à imposées dans la vase de Mariotte au cours des expérimentations.

La porosité de drainage évolue irrégulièrement avec la hauteur de nappe ce qui dénote une probable hétérogénéité de la macroporosité. En revanche la porosité de drainage moyenne d'environ 4,5 % est très proche de celle mesurée à Arrou.

### 2.1.5. Stabilité de la position de la nappe

La profondeur de la nappe est imposée par la position du vase de Mariotte. Il est cependant important de vérifier que des pertes de charges trop élevées entre le vase et la base de la cuve d'une part, et dans le massif de sol d'autre part, ne génèrent des différences significatives entre la surface libre de la nappe et celle du vase. Le piézomètre permet de vérifier si la charge hydraulique à la base de la cuve (prise du piézomètre) est égale à la position du vase. Au cours de l'ensemble des mesures réalisées, ces deux charges sont identiques (cf. figure 2.7).

L'application de la loi de Darcy entre la base de la cuve et sa surface libre permet en outre d'écrire :

$$P = K_{\text{sat}} \frac{\Delta H}{H} \quad (2.1a)$$

où :

- P est le flux prélevé par évaporation dans la nappe ( $LT^{-1}$ ) ;
- H est la hauteur de la nappe (L) ;
- $\Delta H$  est ici la différence de charge hydraulique entre la base du sol et la surface libre de la nappe (L) ;

L'ordre de grandeur du flux P est de 10 mm/j au maximum, pour une conductivité hydraulique à saturation de 1,4 m/j. La différence de charge hydraulique  $\Delta H$  correspondante est donc plus faible d'un rapport d'environ 1000 par rapport à la hauteur de la nappe H, qui est inférieure à 1 m. La perte de charge est en conséquence inférieure à 1 mm ; elle est donc négligeable.

### 2.1.6. Nature et intensité de la demande évaporatoire générée artificiellement

L'établissement d'un régime permanent suppose que la demande évaporatoire soit constante. Après un bref rappel de la formule de Penman (1948) du calcul de l'évaporation potentielle fondée sur le bilan d'énergie, les paramètres qui agissent sur la valeur de cette évaporation sont analysés selon la nature de l'évaporation imposée (radiative ou aérodynamique).

Ce que l'on appelle évaporation potentielle est le flux d'eau, exprimé généralement en mm/j, qui peut s'évaporer à partir d'un réservoir d'eau libre sous l'effet d'une énergie radiative. Il est possible d'étendre cette définition au flux d'eau prélevé dans un sol en conditions d'eau non limitantes. Le calcul de l'évaporation potentielle s'effectue à partir du bilan énergétique suivant :



$$R_n = H + \lambda E + G \quad (2.2)$$

$R_n$  est l'énergie radiative nette ;  $H$  est le flux de chaleur du sol vers l'air ;  $G$  le flux de chaleur absorbé par le sol ;  $\lambda E$  le flux de vapeur d'eau du sol vers l'air. Ces termes sont généralement exprimés en  $W/m^2$ . La grandeur que l'on cherche à déterminer est  $E$ .  $R_n$  et  $G$  peuvent être facilement mesurés ( $R_n$  par mesure directe, et  $G$  par une mesure de la variation de température dans le sol multipliée par une capacité calorifique). Le problème revient alors à évaluer le poids respectif de  $H$  et de  $\lambda E$ , par l'estimation de leur rapport (appelé rapport de Bowen) par exemple.

Le paramètre  $\lambda$  est la chaleur latente de vaporisation de l'eau, il est exprimé en  $J/Kg$  soit en  $L^2T^{-2}$ . Or,  $\lambda E$  est exprimé en  $W/m^2$  soit en  $MT^{-3}$ . La dimension de  $E$  est donc  $ML^{-2}T^{-1}$  ; il est divisé par la masse volumique de l'eau ( $\rho$ ), exprimée en  $ML^{-3}$ , pour être exprimé en  $LT^{-1}$  (le plus souvent en  $mm/j$ ).

Les flux de chaleur ( $H$ ) et de vapeur d'eau ( $\lambda E$ ) sont respectivement proportionnels aux différences de température et de pression de vapeur entre le sol et l'atmosphère. La connaissance de la constante psychométrique et de la fonction pression de vapeur saturante-température pour l'eau permet d'exprimer le rapport de Bowen et de déduire la relation de Penman (1948) :

$$E = \frac{\Delta(R_n - G)/\lambda + \gamma E_a}{\Delta + \gamma} \quad (2.2a)$$

où :

- $\gamma$  est la constante psychométrique ( $kPa/^\circ C$ ) ;
- $\Delta$  est la dérivée de la fonction pression de vapeur saturante - température de l'eau (avec l'hypothèse que la différence de température à la surface du sol et la température de l'air à une hauteur de référence soit faible) ( $kPa/^\circ C$ ) ;
- $E_a$  est l'évaporation isotherme ( $kg/m^2 s$ ).

La formule de Penman met en évidence les deux composantes de la demande évaporatoire. Le terme de gauche du numérateur constitue la composante radiative, ou thermique, de l'évaporation ; le terme de droite constitue sa composante aérodynamique, ou isotherme. Nous allons à présent étudier la stabilité de demandes évaporatoires générées par la lampe à infrarouge d'une part, et par ventilation d'autre part, en regard des paramètres de l'équation (2.2a).

#### 2.1.6.1. Stabilité de l'évaporation générée par la lampe à infrarouge

La lampe à infrarouge utilisée génère une radiation nette  $R_n$ . Elle agit principalement sur la composante radiative de la demande évaporatoire. L'expérience au laboratoire se déroule sans vent. En conséquence, le terme  $E_a$  est probablement négligeable car un vent nul fait tendre la résistance à la diffusion aérodynamique vers l'infini et le flux isotherme vers 0.

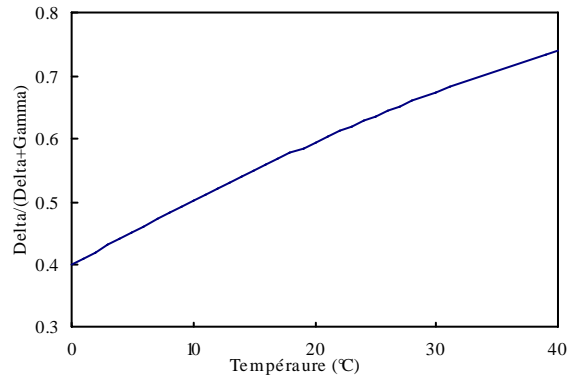


Figure 2.8. Evolution du rapport  $\frac{\Delta}{\Delta + \gamma}$  en fonction de la température de l'air.

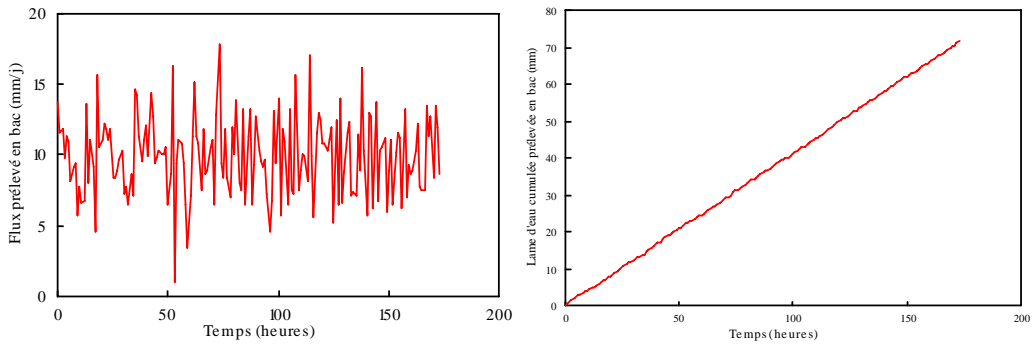


Figure 2.9. Evolution du prélèvement en bac d'eau libre sous forme de flux (à gauche) et de la lame d'eau cumulée (à droite), sous une évaporation générée par lampe infrarouge au niveau maximal d'intensité.

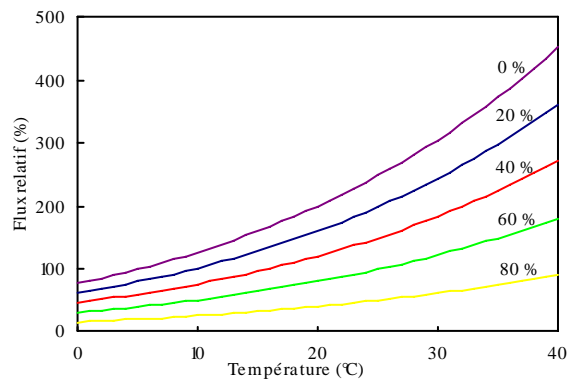


Figure 2.10. Influence de la température et de l'humidité relative sur les flux de vapeur isothermes exprimés en valeurs relatives du flux à 20°C et à 50% d'humidité

La demande évaporatoire est donc principalement fonction du rapport  $\frac{\Delta}{\Delta + \gamma}$  qui est fonction de la température de l'air. La constante psychométrique  $\gamma$  a en effet pour expression :

$$\gamma = \frac{c_p P_a}{\varepsilon \lambda} = 6.6 \cdot 10^{-2} \text{ KPa}/^\circ\text{C} \quad (2.3)$$

où :

- $c_p$  chaleur spécifique à pression constante égale à 1004,6 J/Kg °K ;
- $\varepsilon$  rapport entre les masses moléculaires de la vapeur d'eau et de l'air sec égal à 0,622 ;
- $P_a$  pression atmosphérique égale à 10,33 m d'eau soit 101,3 KPa ;
- $\lambda$  chaleur latente de vaporisation égale à 2,45 10<sup>6</sup> J/Kg.

La dérivée de la fonction pression de vapeur saturante - température  $\Delta$  a pour expression :

$$\Delta = \frac{4098 e_a}{(T_a + 237.3)^2} \quad (2.4)$$

La pression de vapeur saturante  $e_a$  (KPa) s'exprime en fonction de la température :

$$e_a = 0.6108 \exp\left(\frac{12.27 T_a}{T_a + 237.3}\right) \quad (2.5)$$

où  $T_a$  est la température de l'air (°C).

Il est donc possible d'établir l'évolution du rapport  $\frac{\Delta}{\Delta + \gamma}$  en fonction de la température (cf. figure 2.8). La relation obtenue est quasi linéaire. Le rapport évolue d'environ 8 % pour une différence de température de 10°C.

En conclusion, du point de vue théorique, et avec les hypothèses suivantes : (1) composante aérodynamique négligeable ; (2) rayonnement net  $R_n$  constant ; (3) flux de chaleur absorbé par le sol  $G$  peu variable, la demande évaporatoire générée par la lampe à infrarouge dépend principalement de la température de l'air  $T_a$ . Au dessus de la cuve, cette température est toujours comprise entre 25 et 35°C lorsque la lampe est à son niveau maximal et entre 15 et 25°C lorsqu'elle est à son niveau minimal. On peut donc estimer que la demande évaporatoire varie, pour chaque intensité de lampe, dans une plage d'environ 10 %.

La stabilité de la demande évaporatoire est vérifiée expérimentalement par la mesure des prélèvements effectués dans un vase de Mariotte relié à un bac d'eau libre au niveau maximal de lampe. Ce bac est disposé à proximité de la cuve. La valeur du prélèvement n'est donc pas représentative du prélèvement dans la cuve puisque l'orientation des deux dispositifs par rapport à la source d'énergie diffère. Elle peut en revanche permettre de vérifier la stabilité de la demande évaporatoire aux cours des expérimentations. L'évolution des intensités de prélèvement dans la nappe en fonction du temps à différents stades de l'expérimentation (les

chroniques ont été concaténées) est représentée figure 2.9. Les intensités sont calculées au pas de temps horaire. A ce pas de temps une variabilité importante existe (coefficient de variation de 27 % pour une moyenne de 10 mm/j environ). Lorsque les intensités sont calculées avec un pas de temps de 5 heures, le coefficient de variation diminue à une valeur de 10 %. Elle est donc considérée comme constante pour ce pas de temps, ce qui est confirmé par l'allure des lames d'eau cumulées.

### 2.1.6.2. Stabilité de l'évaporation générée par ventilation

La ventilation de la cuve agit principalement sur la composante aérodynamique, ou isotherme, de l'équation de Penman (2.2a). Cette composante peut s'exprimer de la façon suivante (ILRI, 1994) :

$$\lambda E_a = \frac{\varepsilon p_a}{P_a} \frac{1 - H_r}{r_a} e_a \quad (2.6)$$

où :

- $r_a$  est la résistance à la diffusion aérodynamique (s/m) ;
- $\rho_a$  est la densité de l'air humide ;
- $H_r$  est l'humidité relative de l'air égale au rapport de la pression de vapeur effective ( $e_d$ ) sur la pression de vapeur saturante ( $e_a$ ) à la même température (%).

Contrairement au dispositif radiatif, la ventilation de la surface de la cuve n'a pas permis d'obtenir une demande évaporatoire stabilisée. Cette instabilité s'explique probablement par le mode d'action de la demande évaporatoire aérodynamique. En effet, la ventilation a pour principal rôle de minimiser le paramètre de résistance à la diffusion aérodynamique ( $r_a$ ) de l'équation (2.6). En revanche, le flux isotherme de vapeur est aussi proportionnel à l'humidité relative et à la pression de vapeur saturante  $e_a$  qui est fonction de la température du milieu ambiant qui peut varier dans la pièce (cf. relation (2.5)). La figure 2.10 représente l'influence de la température et de l'humidité relative sur les flux isothermes. Elle montre qu'une variation de l'humidité relative de 60 % à 40 % à 20°C fait évoluer les flux de 80 % à 120 % de la valeur du flux à 50 % d'humidité et à même température ; une variation de la température de 15°C à 25°C à 50 % d'humidité fait évoluer les flux de 80 % à 125 % de cette même référence. La concavité des courbes s'accroît lorsque l'humidité relative décroît, ce qui indique qu'une variation de température a d'autant plus d'effet sur les flux que l'air est sec.

## 2.2. Test de la théorie du flux limite

Cette série de mesures a pour but de tester la théorie des flux limites en reprenant notamment la démarche expérimentale de Singh et al. (1976) (mesures à différentes profondeurs de nappe) qui ne parviennent à mettre en évidence de flux limite. Les prélèvements dans la nappe sont mesurés sous une demande évaporatoire de type radiative. Les profondeurs de nappe testées sont égales à : 0 ; 5 ; 20 ; 25 ; 30 ; 40 ; 50 ; 60 ; et 70 centimètres. L'évolution des hauteurs de nappe est représentée figure 2.7 : la nappe est tout d'abord descendue par

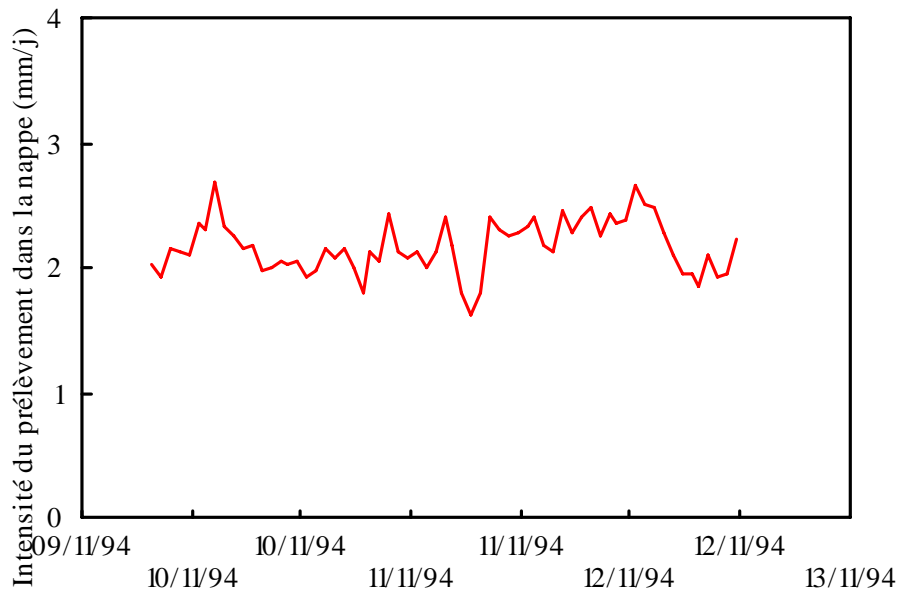


Figure 2.11. Evolution de l'intensité du prélèvement dans la nappe calculée au pas de temps horaire pour une profondeur de la nappe de 40 cm.

paliers, puis remontée ; les mesures s'effectuent alors sous le niveau de demande évaporatoire maximal ; la nappe est ensuite redescendue par paliers ; les mesures s'effectuent alors sous le niveau de demande évaporatoire minimal. Après avoir vérifié qu'un régime permanent peut s'établir dans ce type de système, les relations (i) flux de prélèvement moyens dans la nappe - profondeur de la nappe - demande évaporatoire et (ii) profils tensiométriques - profondeur de la nappe - demande évaporatoire, *en phase de descente de nappe*, sont analysés en regard de la théorie de du flux limite. L'influence de la nature de la demande évaporatoire sur les prélèvements dans la nappe est ensuite discutée. La phase de montée de nappe est discutée à la section 2.2.5.1.

### 2.2.1. Vérification de l'établissement du régime permanent

Le critère d'établissement du régime permanent a été fondé sur la stabilisation des flux prélevés dans la nappe ; les régressions effectuées sur le cumul de ces données (au pas de temps 1 minute) en fonction du temps ont fourni une valeur moyenne de  $r^2$  égale à 0,997 avec une valeur minimale de 0,986. Un exemple de variabilité temporelle des intensités de prélèvement dans la nappe calculés au pas de temps horaire est illustré figure 2.11 pour la profondeur de nappe de 40 cm. L'intensité de prélèvement reste en moyenne constante avec une assez forte dispersion (environ 10 % de coefficient de variation pour cet exemple). La moyenne des coefficients de variation des intensités calculées au pas de temps horaire est de 8 % environ.

Une fois le régime permanent atteint, le temps minimal de chaque expérimentation (correspondant à une profondeur de nappe donnée) est de 48 heures.

Les temps d'établissement du régime permanent n'ont pas été mesurés car, à chaque niveau de nappe, l'état initial du système est en partie désaturé et ne correspond donc pas à celui que l'on peut obtenir après une irrigation. Seule la zone de sol située sous la position précédente de la nappe est en effet en équilibre hydrostatique à l'état initial. Les temps d'établissement du régime permanent sont en conséquence plus courts que ceux correspondant à un profil initial hydrostatique sur toute la zone non saturée.

### 2.2.2. Relations flux prélevés dans la nappe - profondeur de nappe

Selon Gardner (1958), les prélèvements par évaporation dans la nappe sont soit exclusivement dépendants de la demande évaporatoire, soit, lorsque la profondeur de la nappe augmente, dépendante des propriétés hydrodynamiques du sol. Gardner et Fireman (1958) n'ont validé cette théorie que suivant deux aspects : (1) ils ont mesuré les prélèvements dans la nappe pour différents niveaux de demande évaporatoire, mais pour une seule profondeur de la nappe, et vérifié que celle-ci évolue en fonction de la demande évaporatoire, puis indépendamment de celle-ci ; (2) ils ont mesuré les prélèvements dans la nappe pour une demande évaporatoire élevée, proche du flux limite, et observé une décroissance des flux prélevés dans la nappe avec sa profondeur.

La validation complète de la théorie nécessite cependant de mettre en évidence l'indépendance entre le prélèvement dans la nappe et la profondeur de la nappe pour les profondeurs faibles. Or, *une décroissance des prélèvements dans la nappe avec la profondeur de la nappe dès que la profondeur est nulle* est montrée par Singh *et al.* (1976) ; ces derniers montrent également que *les prélèvements ne tendent pas à s'homogénéiser lorsque la profondeur de la nappe augmente* et qu'il n'apparaît en conséquence pas de flux limite (cf. figure 4.2). Ces résultats sont en contradiction avec ceux de Gardner et Fireman (1958).

Pour chaque niveau de nappe, la moyenne des flux a été calculée lorsque le régime permanent était établi. L'évolution des flux moyens permanents mesurés et des flux limites calculés est représentée en fonction de la profondeur de la nappe (cf. figure 2.12). Les flux limites sont calculés par la résolution de l'équation (2.3) à partir de la relation  $K(\psi)$  de van Genuchten calée à la section 2.1.3.2. sur les profils hydriques ( $K_{sat} = 1,4 \text{ m/j}$  ;  $\alpha = 0,27 \text{ m}^{-1}$  ;  $n = 1,009$ ).

Les résultats expérimentaux représentés figure 2.12 peuvent être résumés comme suit :

- (1)- le flux obtenu par la demande évaporatoire maximale est très proche du flux limite dès la profondeur de 20 cm ;
- (2)- le flux obtenu par la demande évaporatoire minimale est toujours inférieur, pour une profondeur de la nappe donnée, au flux correspondant au niveau maximal de nappe ;

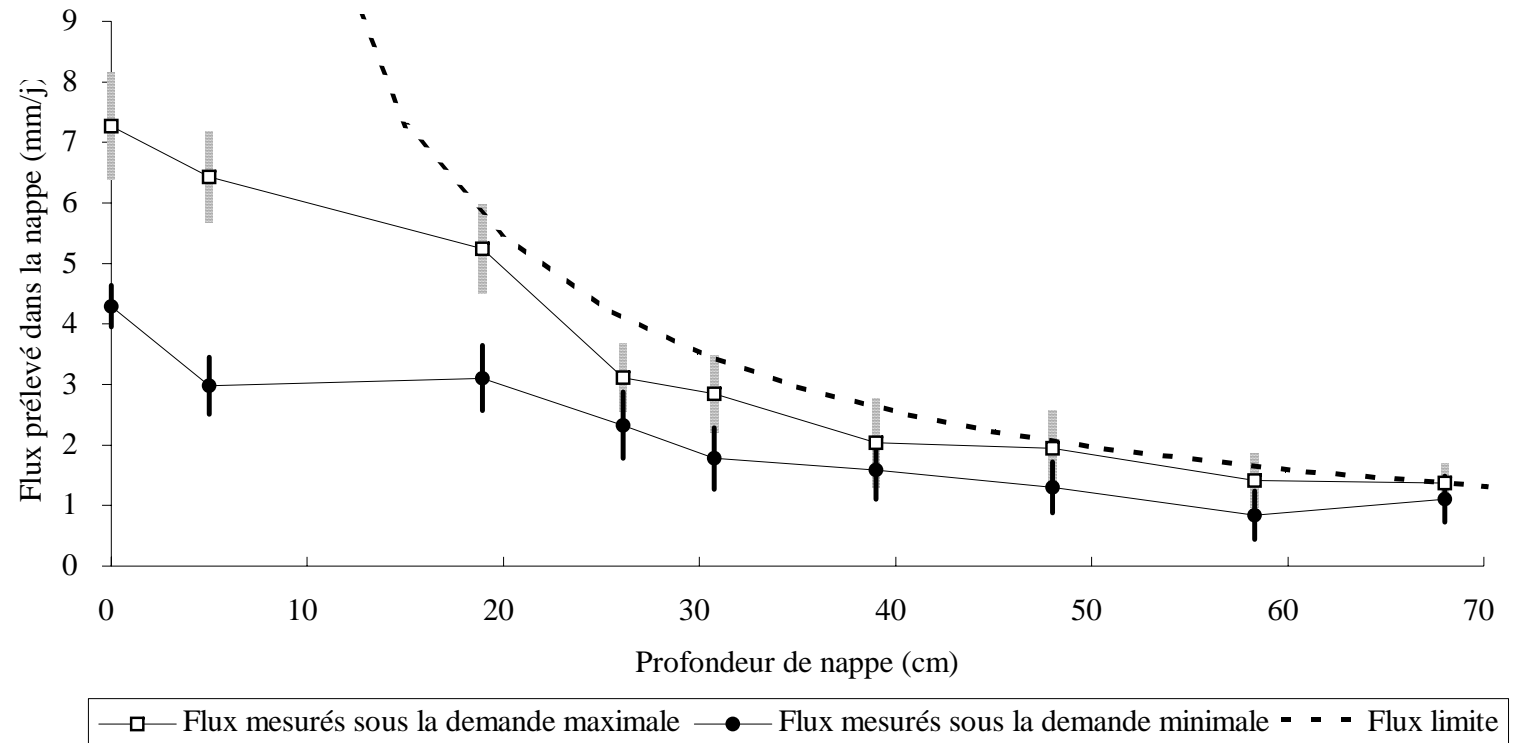


Figure 2.12. Evolution des flux moyens prélevés dans la nappe en fonction de sa profondeur pour les deux niveaux d'intensité de lampe testés. Les barres verticales indiquent l'écart-type de chaque flux moyen. La figure représente également l'évolution des flux limites calculés à partir de la relation  $K(h)$  de van Genuchten ( $K_{\text{sat}} = 1,4 \text{ m/j}$  ;  $\alpha = 0,27 \text{ m}^{-1}$  ;  $n = 1,009$ ).

- (3)- les différences entre les flux obtenus par la demande évaporatoire maximale et ceux obtenus par la demande évaporatoire minimale diminuent lorsque la profondeur de la nappe augmente ;
- (4)- le passage de la nappe de la surface du sol à une profondeur de 5 cm occasionne une forte décroissance des flux.

Le courbe théorique attendue pour les deux demandes évaporatoires est également présentée figure 2.12 ; elle indique que les flux prélevés par évaporation dans la nappe doivent être égaux à la demande et indépendants de la profondeur de la nappe jusqu'à ce que le flux limite soit atteint (branches horizontales), puis être égaux au flux limite (branches confondues avec le flux limite). La tendance globale de l'évolution des flux mesurés est identique à l'allure de la courbe théorique : la décroissance des flux avec la profondeur est faible pour les faibles profondeurs, excepté en ce qui concerne la chute des flux marquant la disparition de la nappe ; la décroissance est ensuite régulière pour les profondeurs plus élevées.

A l'inverse de la demande évaporatoire maximale (résultat (1)), le flux limite n'est pas complètement atteint pour la demande évaporatoire minimale (résultat (2)) ; les différences ont néanmoins tendance à s'estomper lorsque la profondeur de la nappe augmente (résultat (3)). Cette observation peut être mise en relation avec les résultats des auteurs qui mesurent le flux prélevé dans la nappe pour différentes demandes évaporatoires, à une profondeur de la nappe donnée. Une limitation *progressive* du flux prélevé dans la nappe est obtenue par Hadas et Hillel, (1968) (la courbe en traits interrompus de la profondeur 70 cm se sépare de la bissectrice *avant* la valeur du flux limite, cf. figure 2.1).

Les résultats obtenus s'apparentent également en partie à ceux de Singh et *al.* (1976) (cf. figure 4.2). La forte décroissance du flux entre la nappe située à la surface du sol et à 10 cm de profondeur est en effet notée par ces auteurs, et ce, pour plusieurs demandes évaporatoires. Ce résultat s'apparente au résultat (4). En revanche, les différences entre les flux obtenus par Singh et *al.* (1976) ne tendent pas à diminuer lorsque la profondeur de la nappe augmente. En effet, la décroissance des flux diminue et tend vers zéro pour toutes les demandes évaporatoires. Ce phénomène peut éventuellement s'expliquer par les profondeurs de nappe testées trop faibles (70 cm au maximum) pour qu'un flux limite puisse être atteint dans le sol utilisé. Il est cependant impossible de valider cette hypothèse car la loi de conductivité hydraulique non saturée n'est pas fournie par les auteurs.

Singh et *al.*, (1976) imposent une demande évaporatoire de nature aérodynamique. La baisse importante des flux entre la nappe affleurante et la nappe de faible profondeur peut s'expliquer par une augmentation de la résistance à la diffusion aérodynamique ( $r_a$ ) lié à un état de surface du sol différent, et donc une diminution de la composante aérodynamique de l'équation de Penman (cf. équation (2.6)).

Dans les mesures effectuées dans cette section, la demande évaporatoire est de nature radiative (le cas d'une demande évaporatoire aérodynamique est traité section 2.2.4.). La chute rapide des flux entre la nappe affleurante et la nappe à une faible profondeur (résultat 4) s'explique



probablement par une différence d'albédo entre la nappe d'eau libre et le sol nu. Le rayonnement net  $R_n$  reçu par le sol ou la nappe est la somme des composantes suivantes :

$$R_n = (1-a) R_g + R_a - R_t \quad (2.7)$$

où :

- $a$  est l'albédo ( ) ;
- $R_g$  est le rayonnement global de courte longueur d'onde ( $W/m^2$ ) ;
- $R_a$  est le rayonnement de l'atmosphère ( $W/m^2$ ) ;
- $R_t$  est le rayonnement de la surface ( $W/m^2$ ).

L'albédo est estimé à environ 0,05 pour une nappe d'eau libre et à une valeur comprise entre 0,2 et 0,25 pour un sol nu (Brochet et Gerbier, 1975). Si l'on considère que, dans les conditions de l'expérimentation (en laboratoire) les rayonnements de l'atmosphère et de la surface sont négligeables, on peut négliger les deux derniers termes de l'équation (2.7). Le rapport entre la demande évaporatoire en sol nu et en nappe affleurante pourrait dans ce cas être de l'ordre de 0,8, (valeur qui correspond généralement au coefficient utilisé pour corriger les mesures en bac d'eau libre et passer à une demande évaporatoire potentielle) ce qui est du même ordre de grandeur que les chutes des flux prélevés dans la nappe entre la surface du sol et la profondeur 5 cm (0,88 pour la demande évaporatoire maximale et 0,7 pour la demande évaporatoire minimale).

La recherche d'une interprétation physique des résultats non prédits par la théorie des flux limites nécessite en revanche l'étude de l'évolution des profils tensiométriques avec la profondeur de la nappe.

### 2.2.3. Etude des profils tensiométriques

Le flux limite correspond, par définition, à la solution de l'équation (1.3) lorsque la succion à la surface du sol (borne supérieure de l'intégrale,  $\psi_z$ ) tend vers l'infini. Pour une profondeur de nappe donnée, deux cas se distinguent par rapport au profil des pressions de l'eau du sol théorique : (1) lorsque la demande évaporatoire est *inférieure* au flux limite, il existe une relation univoque entre la pression à la surface du sol et le flux de remontée capillaire, égal dans ce cas, à cette demande ; (2) lorsque la demande est *supérieure* au flux limite, le flux de remontée capillaire ne peut intégralement satisfaire la demande ; celle-ci prélève dans la zone non saturée, et les pressions (ainsi que les gradients hydrauliques) à la surface du sol tendent vers l'infini.

Les profils tensiométriques mesurés pour différentes profondeurs de nappe et pour les deux niveaux de demande évaporatoire testés sont représentés figures 2.13 et 2.14. Deux groupes de profils tensiométriques se distinguent pour les deux demandes évaporatoires : (1) aux profondeurs de nappe faibles, les gradients hydrauliques sont faibles de la nappe jusqu'à la surface du sol (le gradient hydraulique le plus proche de la surface du sol ne correspond

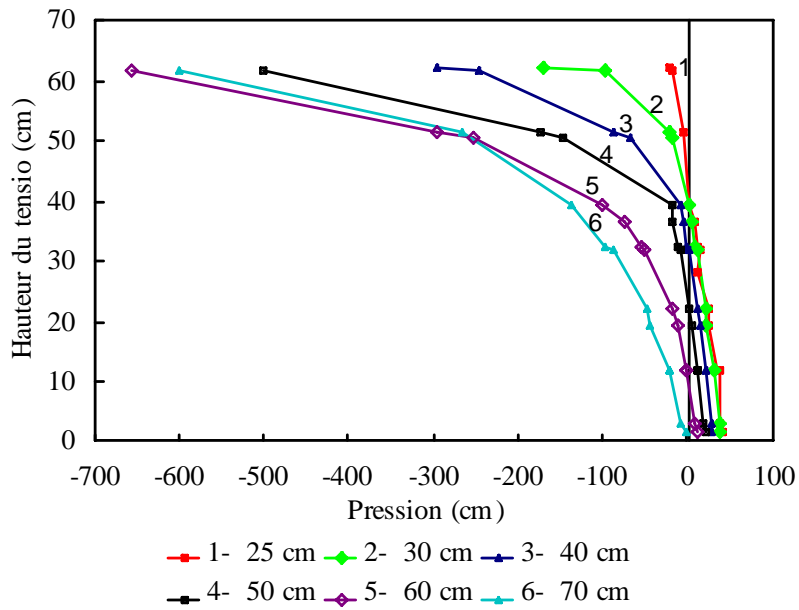


Figure 2.13. Profils tensiométriques mesurés pour des profondeurs de nappe différentes correspondant à la demande évaporatoire maximale.

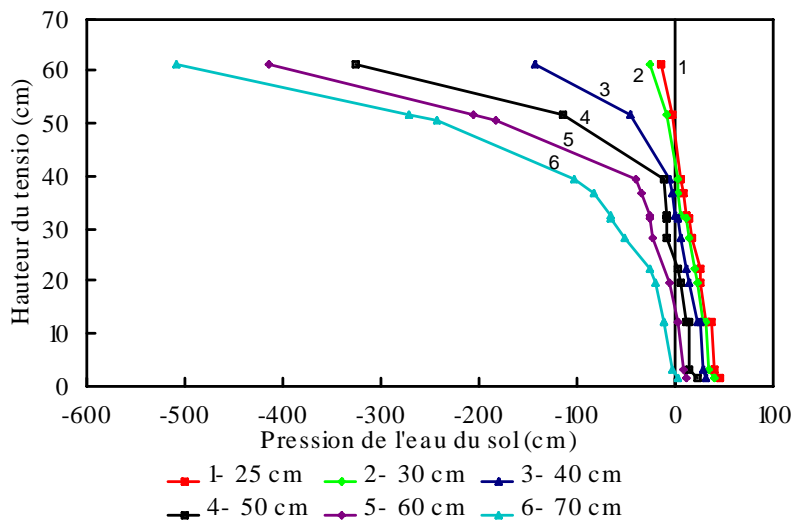


Figure 2.14. Profils tensiométriques mesurés pour des profondeurs de nappe différentes correspondant à la demande évaporatoire minimale.

cependant qu'au gradient hydraulique moyen entre 10 et 20 cm de profondeur) ; (2) aux profondeurs de nappe plus élevées, les gradients hydrauliques sont élevés, notamment au voisinage de la surface du sol.

L'existence des deux groupes de profils est conforme à la théorie du flux limite ; le seuil de profondeur de nappe correspondant au passage des gradients faibles aux gradients élevés peut être mis en relation avec la profondeur de nappe pour laquelle le flux limite est atteint. En effet, *les flux mesurés* (cf. figure 2.12) pour la demande évaporatoire maximale tendent vers le flux limite dès la profondeur de 20 cm (peut être moins, mais nous n'avons pas de points de mesure entre 0 et 20 cm) et dès la profondeur de 25 cm dans le cas de la demande évaporatoire minimale. Ce seuil, observé sur *les pressions de l'eau mesurées*, se situe approximativement entre 20 et 25 cm de profondeur pour la demande évaporatoire maximale (cf. figure 2.13) et entre 30 et 40 cm de profondeur pour la demande évaporatoire minimale (cf. figure 2.14).

Les décalages constatés, pour les deux niveaux de demande évaporatoire, entre la profondeur de la nappe qui correspond au passage des gradients de pression faibles aux gradients élevés, supérieure à la profondeur de la nappe à partir de laquelle le sol devient limitant vis-à-vis des flux de remontée capillaire, peuvent sans doute en partie être expliqués par l'absence de tensiomètres à des profondeurs inférieures à 10 cm. Des gradients élevés, qui apparaissent d'abord à la surface du sol, ne peuvent en effet être mesurés. Il semble en conclusion qu'il y ait un rapport étroit des valeurs élevées de gradients hydrauliques à la surface du sol et le rôle limitant du sol vis-à-vis des flux de remontée capillaire.

Si les mesures tensiométriques font apparaître une limite de passage des gradients faibles aux gradients élevés conforme à la théorie des flux limites, *ceux-ci ne tendent en revanche pas vers l'infini au flux limite, ce qui est non conforme à cette théorie*. Une démonstration rigoureuse aurait cependant nécessité des mesures de pression de l'eau dans les premiers centimètres du sol. De plus, on observe une tendance à l'accroissement des succions en fonction du temps pour chaque palier de profondeur de nappe. Nous avons cependant vérifié qu'un équilibre des pressions pouvait être atteint ; les résultats de cette vérification sont présentés à la section 2.2.5.1.

A profondeur de nappe égale, les succions générées en surface par les deux niveaux de demande évaporatoire sont systématiquement inférieures lorsque la demande est minimale, ce qui explique le fait que le flux résultant soit inférieur à celui correspondant à la demande maximale.

La valeur du flux permanent prélevé dans la nappe est donc essentiellement gérée par la relation demande évaporatoire - succion à la surface du sol. Cette relation avec l'atmosphère n'est pas prise en compte dans la théorie du flux limite. La notion de succion infinie n'a pas de sens physique puisque l'état hydrique de la surface du sol sera la résultante d'un *équilibre* entre le flux provenant de la nappe et la demande évaporatoire. Une fois cet équilibre atteint, il est ainsi possible de calculer le flux, connaissant une valeur de la pression de l'eau du sol à une cote donnée dans la zone non saturée, ainsi que la loi de conductivité hydraulique non

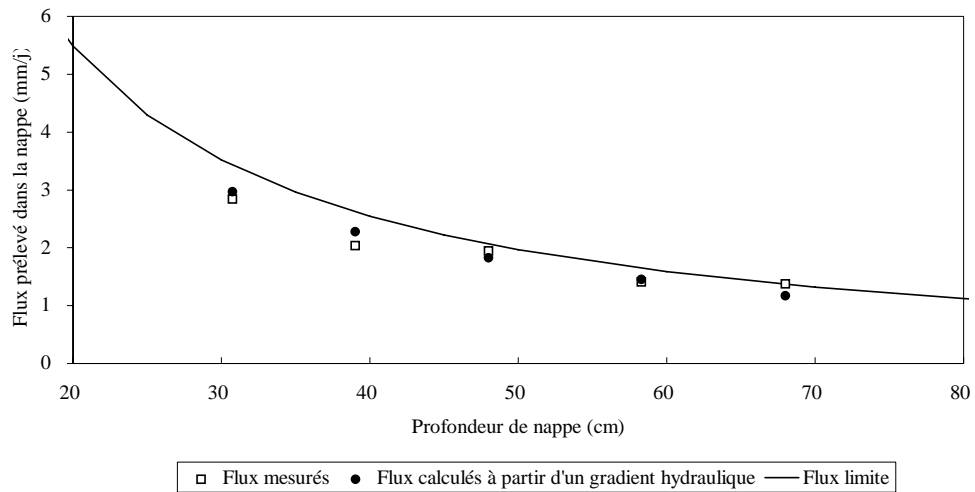


Figure 2.15. Comparaison des flux calculés à partir d'une valeur de gradient hydraulique aux flux mesurés.

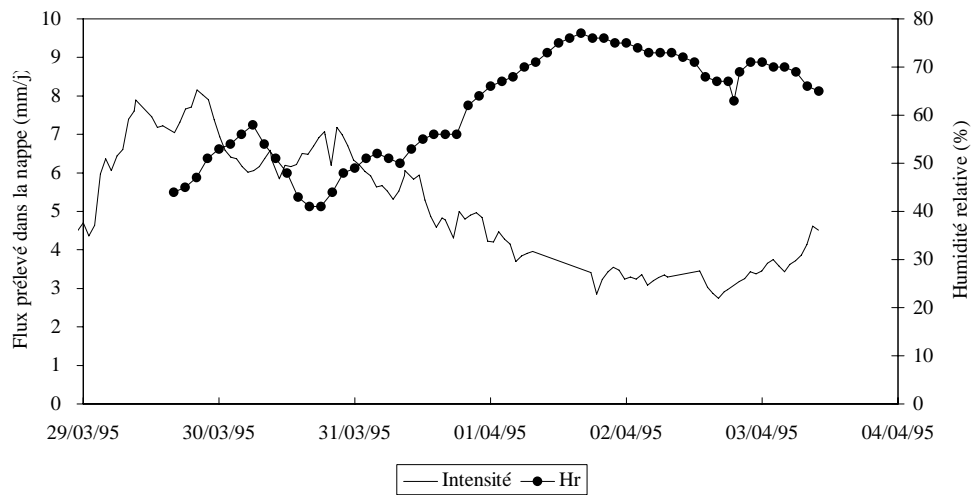


Figure 2.16. Evolution de l'intensité de prélèvement dans la nappe et de l'humidité relative dans le laboratoire en fonction du temps pour une nappe située à 20 cm de profondeur et une demande évaporatoire isotherme.

saturée. Ce calcul est réalisé pour les cinq valeurs les plus élevées de profondeur de nappe pour lesquelles des gradients hydrauliques suffisamment élevés (pour être significatifs en regard de l'incertitude de la mesure tensiométrique, inférieure à 10 cm) sont disponibles. Les flux calculés par cette méthode, inférieurs aux flux limites, sont alors très proches des flux moyens mesurés (cf. figure 2.15). La courbe flux limite - profondeur de la nappe constitue donc une courbe enveloppe supérieure dont se rapprochent progressivement les flux mesurés au fur et mesure que la nappe est profonde puisque l'équilibre entre flux provenant de la nappe et demande évaporatoire s'effectue pour des valeurs de plus en plus élevées de gradients hydrauliques.

#### 2.2.4. Prélèvements dans la nappe soumise à une demande évaporatoire de type aérodynamique

Les résultats obtenus pour une demande évaporatoire constante de type radiative pose la question de l'influence de la nature de la demande évaporatoire sur les phénomènes observés. En effet Singh et *al.*, (1976) réalisent leur expérimentation sous une demande évaporatoire de type aérodynamique et obtiennent des résultats non conformes à la théorie des flux limites. Des expérimentations sous une demande évaporatoire constante de type aérodynamique, par ventilation de la surface de la cuve, ont été réalisées. Seules les profondeurs de nappe de 20, 30, 40, 50 et 70 cm ont été testées.

Il n'a pas été possible de parvenir à une demande évaporatoire stabilisée, le laboratoire n'étant pas à température et humidité relative constante (cf. section 2.1.6.2.). La variabilité temporelle des intensités de prélèvement mesurées au pas de temps horaire pour une profondeur donnée, est double (coefficient de variation moyen environ égal à 19 % sur les cinq expérimentations) de celle calculée sous demande évaporatoire radiative (coefficient de variation moyen égal à 8 %). La figure 2.16 illustre la correspondance entre l'humidité relative mesurée au laboratoire à l'aide d'un hygromètre à cheveux, et les intensités de prélèvement dans la nappe. Ces deux grandeurs sont fortement corrélées. En conséquence, seuls les ordres de grandeurs des flux moyens prélevés dans la nappe ont été examinés et comparés à ceux mesurés sous une demande évaporatoire radiative. Ces flux sont représentés figure 2.17. Les ordres de grandeurs et les tendances de décroissance du flux avec la profondeur de la nappe sont identiques à ceux obtenus sous la demande évaporatoire radiative (cf. figure 2.12). On peut donc conclure que la nature de la demande évaporatoire n'influence pas de manière significative les prélèvements par évaporation dans la nappe en régime permanent.

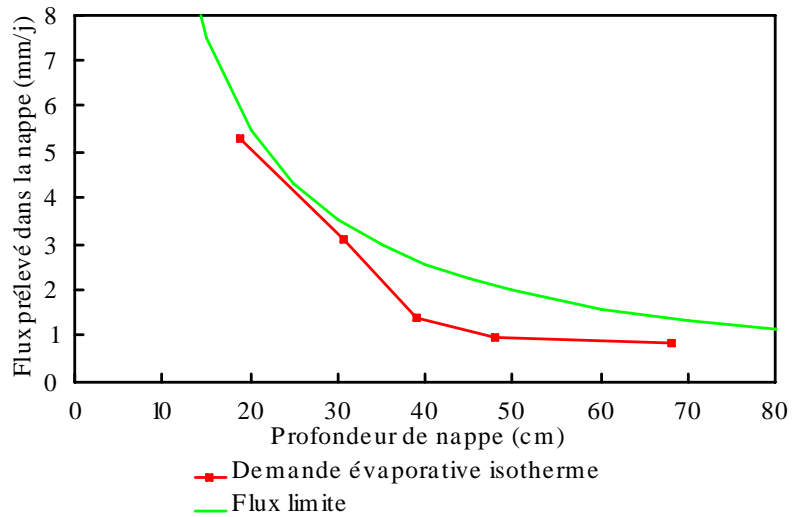


Figure 2.17. Evolution des flux moyens prélevés dans la nappe en fonction de sa profondeur pour une demande évaporatoire de type isotherme. La représente également l'évolution des flux limites calculés à partir de la relation  $K(h)$  de van Genuchten ( $K_{sat} = 1,4 \text{ m/j}$  ;  $\alpha = 0,27 \text{ m}^{-1}$  ;  $n = 1,009$ ).

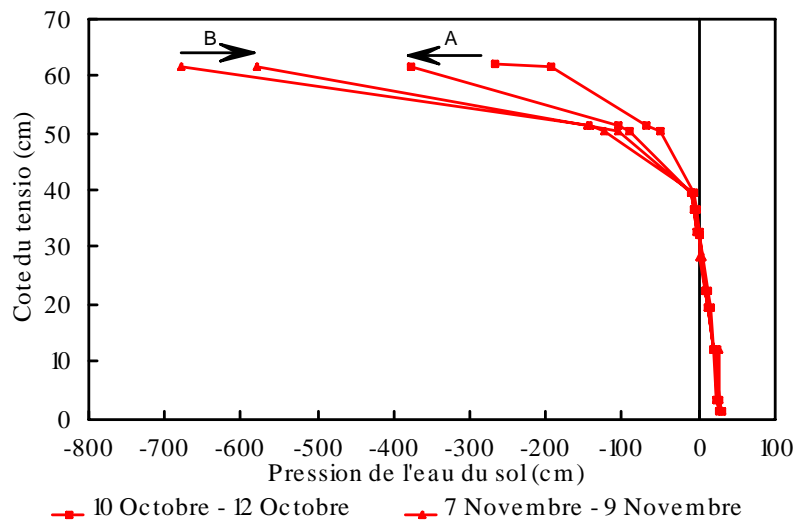


Figure 2.18. Evolution du profil tensiométrique correspondant à la profondeur de la nappe de 40 cm à partir de deux états initiaux différents ; « A » représente la phase de descente de nappe ; « B » la phase de montée de nappe.

### 2.2.5. Tentatives de mise en évidence expérimentale de facteurs de réduction des flux prélevés dans la nappe en régime permanent

Dans les expérimentations décrites au chapitre 1, Schleusener et Corey (1959) et Hadas et Hillel (1968) révèlent l'existence d'un seuil de demande évaporatoire, pour chaque profondeur de nappe, à partir duquel le flux de remontée capillaire décroît lorsque la demande évaporatoire continue à croître. Les expérimentations que nous avons réalisées sous une demande évaporatoire constante ont privilégié l'étude de la relation flux de remontée capillaire - profondeur de la nappe, plutôt que celle de la relation flux de remontée capillaire - demande évaporatoire. La demande évaporatoire maximale testée n'a pas permis de mettre en évidence une décroissance du flux de remontée capillaire par rapport à celui obtenu pour la demande évaporatoire minimale. En effet, les ordres de grandeurs de demande évaporatoire auxquelles les réductions apparaissent sont bien supérieures (de l'ordre de 20 mm/j à 30 mm/j pour des nappes situées à moins d'un mètre de profondeur) que celle testée ici (de l'ordre de 8 mm/j).

L'équilibre des profils de succion en phase de descente de nappe n'a pas été atteint (section 2.2.3.). Nous ne savons donc pas *a priori* si un tel équilibre existe. Il est possible que, au delà d'une certaine limite de désaturation, les écoulements diminuent sous l'effet d'un mulch comme cela se produit en l'absence de nappe (Perrier, 1973). Par ailleurs la question d'une éventuelle hystérésis de la relation  $K(\psi)$  et de son rôle sur l'univocité de la relation flux limite - profondeur de nappe est posée. Pour répondre à ces interrogations, les conséquences d'états hydriques initiaux du sol différents sur les flux prélevés dans la nappe ont été mesurés. Cette expérimentation a été réalisée en phase de remontée de nappe, sous la demande évaporatoire radiative maximale.

L'effet d'un sarclage de la surface du sol sur les prélèvements dans la nappe est également étudié par Hadas et Hillel (1972) qui observent une nette décroissance des prélèvements. Cette expérience a été renouvelée dans le but de mettre en relation une décroissance des flux avec le profil de succion dans le sol.

#### *2.2.5.1. Mesure de la relation flux - profondeur de nappe en phase de remontée de nappe*

L'existence d'un équilibre du profil de pression est révélée par des mesures réalisées, pour une même profondeur de nappe, à deux états initiaux différents (correspondant à la phase de montée et de descente de la nappe). Dans les deux cas, les profils évoluent dans un sens contraire et *tendent vers un même équilibre, intermédiaire entre les deux états initiaux* (figure 2.18). La même observation est réalisée pour toutes les profondeurs de nappe.

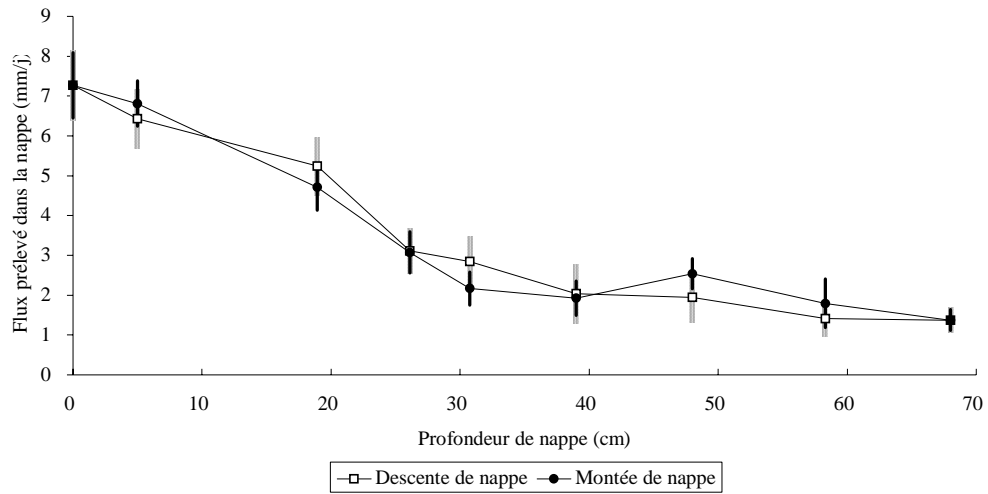


Figure 2.19. Evolution des flux moyens prélevés dans la nappe en fonction de sa profondeur en phase de descente et de montée de nappe ; la demande évaporatoire est de type radiative ; les barres verticales indiquent l'écart-type de chaque valeur moyenne.

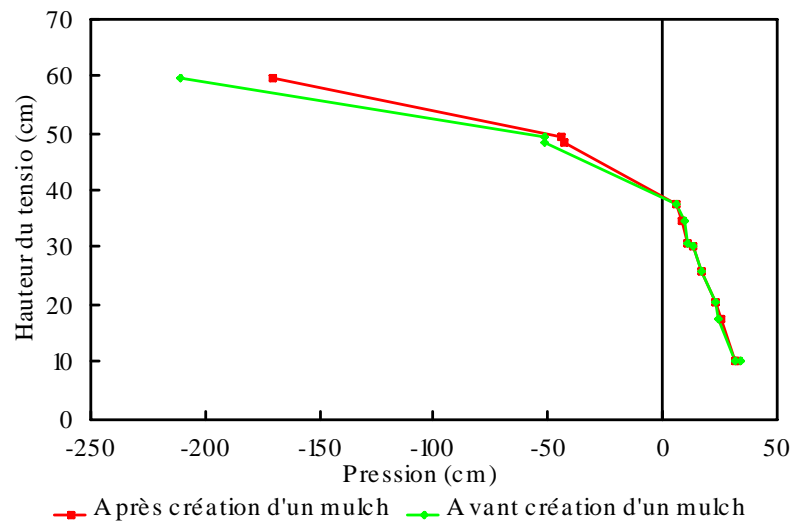


Figure 2.20. Profils tensiométriques permanents mesurés avant, et après la création du mulch par sarclage du sol.



Les flux prélevés dans la nappe ont été mesurés aux mêmes profondeurs qu'en phase de descente de nappe. A peu de différences près, les flux mesurés en phase de montée et de descente de nappe sont identiques (cf. figure 2.19). Il ne semble donc pas que, pour les ordres de grandeur des demandes évaporatoires testées, les phénomènes d'hystérésis de la conductivité hydraulique non saturée jouent un rôle significatif dans la valeur des flux de remontée capillaire. La relation flux - profondeur de la nappe est univoque.

#### 2.2.5.2. Effet d'un mulch sur les flux prélevés dans la nappe

Les effets d'un mulch, artificiellement créé par sarclage de la surface du sol sur environ 2 à 3 cm d'épaisseur, ont été quantifiés. La nappe a été fixée à 40 cm de profondeur ; la demande évaporatoire a été établie par ventilation. Le sarclage du sol a été réalisé durant l'expérimentation qui s'est déroulée en deux étapes : (1) une fois le régime permanent établi, le flux prélevé dans la nappe a été mesuré durant une semaine ; (2) après création du mulch, le flux prélevé dans la nappe a été mesuré durant une semaine supplémentaire.

Les régressions effectuées sur le cumul des volumes prélevés dans la nappe en fonction du temps, séparément pour les deux phases de la mesure, indiquent qu'un régime permanent a été atteint dans les deux cas ( $r^2 = 0,999$ ). Une réduction du flux moyen permanent prélevé dans la nappe avec mulch est observée par rapport au flux moyen prélevé avant sa création. Ce flux passe d'une valeur moyenne de 1,3 mm/j à une valeur moyenne de 1,1 mm/j. Dans les deux cas, des profils stabilisés, *mais différents*, sont atteints (cf. figure 2.20). Les suctions dans le sol où le mulch a été créé sont, à profondeur égale, inférieures à celles du sol avant création du mulch. Ce dernier agit donc par dessèchement (non mesuré) de la surface du sol (siège d'écoulement en phase vapeur), comme une résistance à l'évaporation qui se traduit par une humidité plus élevée au dessous de celui-ci.

#### 2.2.6. Conclusion

Les expérimentations réalisées en régime permanent sous une demande évaporatoire constante ont permis de mettre en évidence, conformément à la théorie du flux limite, le rôle limitant de l'épaisseur de la zone non saturée au dessus de la nappe et l'existence d'un flux limite. Deux domaines apparaissent, le premier, pour les faibles profondeurs de nappe, où le flux prélevé dans la nappe est essentiellement limité par la demande évaporatoire ; le second, où il est essentiellement limité par le sol.

Les résultats obtenus ne sont cependant pas en total accord avec la théorie du flux limite selon laquelle, soit la demande évaporatoire, soit le sol est *entièrement* limitant vis-à-vis des flux de remontée capillaire. Le flux limite est en effet calculé en supposant une succion infinie à la surface du sol. Or, un équilibre des pressions du sol, qui dépend de la demande évaporatoire, est atteint dans tous les cas. Cet équilibre est révélé par la mesure de l'évolution convergente de profils de pression qui se situent, à l'état initial, de part et d'autre de celui-ci.

La relation entre flux de remontée capillaire, profondeur de la nappe, et demande évaporatoire, est univoque et peu dépendante de la nature, aérodynamique ou radiative, de la demande. Les phénomènes de réduction des flux prélevés dans la nappe (cf. section 2.2.5.) n'ont pas été observés au cours des expérimentations en régime permanent ; ces réductions semblent difficiles à atteindre, en présence d'une nappe et sous des demandes évaporatoires naturelles, car la valeur de la demande évaporatoire doit alors excéder un minimum de 10 à 15 mm/j selon la nature des sols et la profondeur de la nappe. L'effet d'un mulch, créé artificiellement par sarclage du sol, a en revanche permis de mesurer une diminution (de 15 % environ) du flux moyen prélevé dans la nappe ; aucune évolution supplémentaire du mulch n'a été constatée après sa création, car un régime permanent caractérisé par une stabilité des profils tensiométriques et des flux, a été obtenu.

### **2.3. Etude de l'influence des variations nycthémérales de la demande évaporatoire sur les flux prélevés par évaporation dans une nappe peu profonde**

Les variations nycthémérales de la demande évaporatoire ne permettent pas, en toute rigueur, de supposer que le régime permanent peut être atteint dans des conditions évaporatoires naturelles. Afin de quantifier expérimentalement l'effet d'une variation de la demande évaporatoire sur les prélèvements dans la nappe, les prélèvements ont été mesurés en extérieur, à Antony (Hauts de Seine) au cours de l'été 1994. Cette expérimentation a été reproduite en conditions contrôlées au laboratoire, sous des demandes évaporatoires radiatives, puis aérodynamiques, soumises à des cycles nycthéméraux.

A l'extérieur, deux cuves ont été utilisées : dans l'une, un tarissement de nappe sous évaporation a été suivi ; dans l'autre, les prélèvements dans la nappe fixée par un vase de Mariotte ont été quantifiés ; la demande évaporatoire en bac n'a pas été mesurée.

#### 2.3.1. Prélèvement par évaporation dans une nappe soumise à des conditions évaporatoires naturelles

##### *2.3.1.1. Tarissement de la nappe*

L'évolution du tarissement de la nappe sous l'effet de l'évaporation naturelle est suivi par piézométrie. D'importantes variations nycthémérales dans la vitesse de tarissement de la nappe sont mises en évidence (cf. figure 2.21). La nappe ne décroît pas régulièrement, mais principalement entre 19 heures et 10 heures du matin, *lorsque la demande évaporatoire est minimale, sinon nulle*. A l'opposé, la nappe *remonte* le reste de la journée, pendant les plus fortes demandes. De plus, le tarissement de la nappe durant la nuit est très fortement corrélé à sa remontée l'après-midi qui a précédé. Par exemple, la nappe est remontée d'environ 1,5 cm

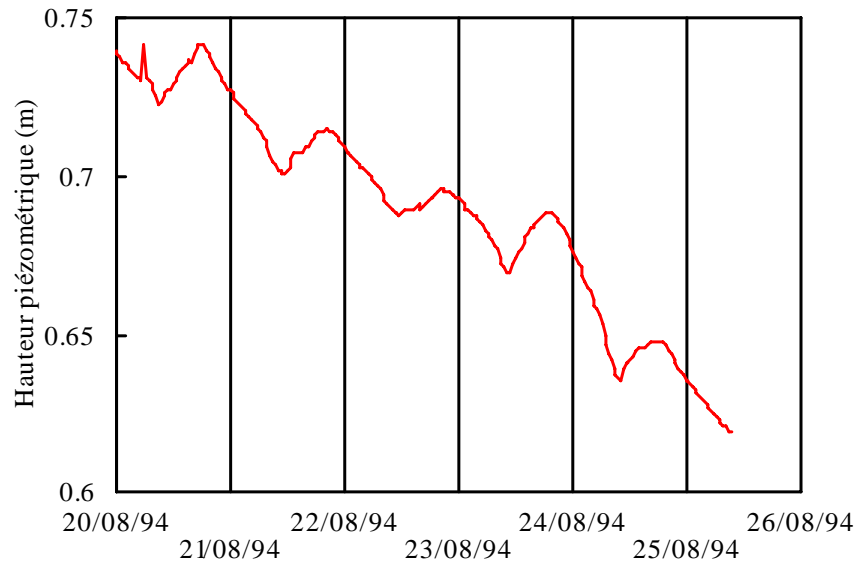


Figure 2.21. Evolution du tarissement de la nappe sous évaporation naturelle. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

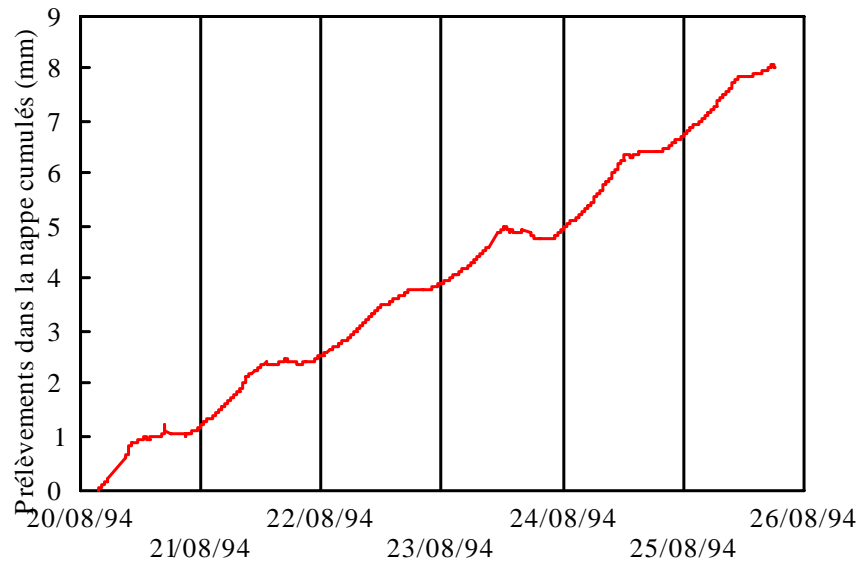


Figure 2.22. Evolution des prélèvements par évaporation cumulés dans la nappe située à 40 cm de profondeur. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

les après-midi du 20 et 23 août, elle s'est ensuite rabattue de respectivement 4 et 5 cm la nuit suivante. En revanche, les remontées de nappe ne sont égales qu'à environ 0,9 cm et 0,7 cm les 21 et 22 août après midi pour des rabattements de 2,5 cm la nuit suivante. Les données tensiométriques recueillies n'ont pas été de qualité suffisante pour permettre une analyse plus fine de ces observations.

### 2.3.1.2. Prélèvements dans la nappe fixe

Pour comparer les oscillations observées par la piézométrie de la nappe en tarissement et les prélèvements dans une nappe de profondeur fixe, la pesée du vase de Mariotte est effectuée sur la même période dans une seconde cuve. La nappe est fixée à une profondeur de 40 cm. Les mesures sont présentées figure 2.22 sous forme de cumul des prélèvements dans la nappe. Un phénomène comparable à celui constaté en tarissement est observé : les prélèvements ont essentiellement lieu la nuit et au début de la matinée. De même que pour le tarissement, les prélèvements dans la nappe les plus importants ont été observés les nuits qui ont suivi les après-midi du 20 et du 23 août (1,45 et 1,5 mm), alors que les prélèvements les plus faibles ont été observés les nuits qui ont suivi les après-midi du 21 et du 22 août (1,4 et 1 mm). Les différences entre les jours de faible et de forte demande évaporatoire sont cependant moins marquées, sans doute en raison des valeurs de prélèvement assez proches du flux limite pour cette profondeur de nappe (2,6 mm/j).

Par ailleurs, le fait que l'on ne mesure pas d'alimentation du vase par la nappe durant la journée (qui correspond aux montées de nappe diurnes du tarissement) s'explique par le système hydraulique de quantification des flux utilisé. La pesée du vase de Mariotte ne permet en effet que de mesurer un flux *ascendant* qui fait baisser le niveau de la nappe. Le vase n'impose qu'une limite inférieure à la position de la nappe en ne l'alimentant que si la charge hydraulique dans la nappe est inférieure à celle du vase (cf. figure 2.23) ; dans le cas contraire, seule une petite quantité d'eau est transférée de la nappe vers le tube du vase en équilibre avec la pression atmosphérique (cf. figure 2.24). Une remontée de nappe ne peut donc être mesurée par pesée et comparée à une baisse de nappe. En revanche, le piézomètre disposé dans la cuve indique bien une remontée de nappe durant la journée.

Des mesures tensiométriques sont réalisées entre les 20 et 24 août dans la cuve à profondeur de nappe fixe. Les pressions oscillent fortement durant la journée. Ces oscillations peuvent traduire soit une mesure réelle de cycles d'humidification/dessiccation du sol, soit une perturbation de la mesure due aux variations de température. Les expériences réalisées au laboratoire, où la température était contrôlée, tendent plutôt à mettre en cause les interactions sol-tensiomètres dues aux variations de température plutôt qu'un phénomène indépendant du tensiomètre. Nous reviendrons sur cet aspect à la section suivante.

Les gradients hydrauliques (l'axe des cotes est orienté vers le haut) indiquent que les écoulements sont toujours ascendants (figure 2.25). Le gradient calculé entre 20 et 40 cm de profondeur, soit entre le niveau de la nappe et 20 cm au dessus, évolue entre les valeurs de 1 et 3. *Toujours positif, il ne permet pas d'expliquer la remontée de la nappe durant les après-*

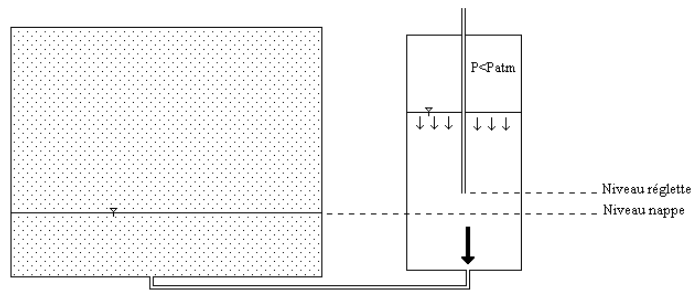


Figure 2.23. Vidange du vase de Mariotte vers la cuve lorsque le niveau de la réglette du vase est supérieur au niveau de la nappe.

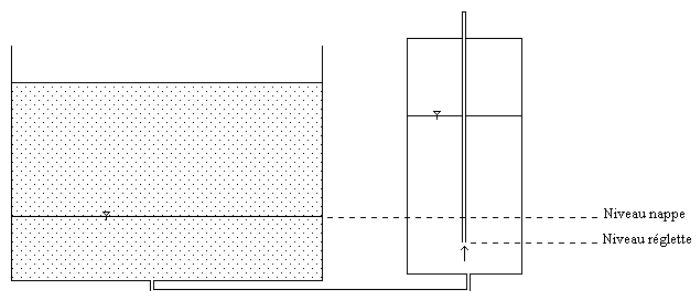


Figure 2.24. Vidange de la cuve vers le vase de Mariotte lorsque le niveau de la réglette du vase est inférieur au niveau de la nappe.

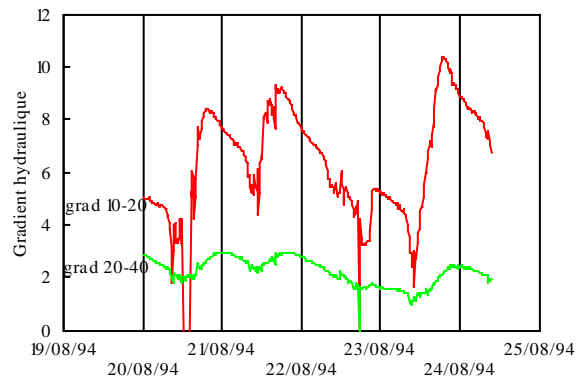


Figure 2.25. Evolution des gradients hydrauliques entre 10 et 20 cm et entre 20 et 40 cm de profondeur de sol dans la cuve à profondeur de nappe fixée à 40 cm ; la demande évaporatoire est naturelle ; un gradient positif indique un écoulement ascendant.

*midis*. De même, malgré ses fluctuations nyctémérales, le signe du gradient mesuré en surface entre 10 et 20 cm de profondeur est toujours positif, *ce qui indique un écoulement hydrodynamique toujours ascendant*.

### 2.3.1.3. Première interprétation des résultats obtenus sous une demande évaporatoire naturelle

Une première interprétation des oscillations nyctémérales dans les prélèvements de nappe peut être de nature purement hydrodynamique. La journée, le dessèchement de la zone non saturée, et notamment de la partie superficielle du sol, crée un mulch où la conductivité hydraulique est réduite. Cette zone aurait pour effet de stopper l'évaporation et les flux en provenance de la nappe. La nuit, une redistribution s'effectuerait pour réhumecter le profil, ce qui aurait comme conséquence l'augmentation de la conductivité hydraulique et une augmentation des flux en provenance de la nappe. Cette interprétation présente toutefois plusieurs lacunes :

- elle est en contradiction avec les résultats obtenus en régime permanent (cf. section 2.2.) où des prélèvements par évaporation dans la nappe non nuls ont toujours été mesurés, quel que soit l'état de surface du sol (avec ou sans mulch) et quelle que soit la profondeur de la nappe ;
- elle ne permet pas d'expliquer le fait que l'on observe une alimentation diurne de la nappe qui se traduit par une *remontée* lorsqu'elle est libre, un *arrêt des prélèvements dans la nappe* lorsqu'elle est fixée par le vase de Mariotte ; dans les deux cas, ces phénomènes devraient être reliés à une inversion diurne des gradients hydrauliques ; or ceux-ci, bien que variables, indiquent dans tous les cas un écoulement ascendant.

Les observations pourraient en revanche s'expliquer par des *transferts d'eau sous l'effet d'un gradient de température*. Les différences de potentiels générées par des températures différentes créent en effet des écoulements en phase liquide et vapeur des températures les plus élevées vers les températures les plus basses (cf. section 1.2.3.). Des flux d'eau sous l'effet de gradients hydrauliques et thermiques qui posséderaient des ordres de grandeur comparables permettraient d'expliquer l'ensemble des phénomènes observés.

**Le jour**, l'évaporation ne se satisfait que dans la partie supérieure du sol, ce qui provoque son assèchement ; un gradient hydraulique se crée, provoquant un *flux d'eau ascendant* ; dans le même temps, la partie supérieure du sol est chauffée, ce qui génère un gradient thermique qui provoque un *flux d'eau descendant*. Ce dernier flux peut même être supérieur au flux ascendant puisque la nappe remonte dans la cuve où la nappe n'est pas reliée à un dispositif de vase de Mariotte.

**La nuit**, le processus s'inverse car la température de surface diminue, tandis que celle de la nappe demeure stable (plus grande inertie due à la profondeur et au milieu saturé en eau) : le gradient thermique diminue et le flux d'eau descendant aussi. En revanche, le gradient

hydraulique généré par l'assèchement du sol en surface provoque l'alimentation de la zone non saturée et induit la réhumectation du profil. Ce phénomène débute très rapidement et s'accélère en fin de nuit lorsque la température extérieure est la plus basse (forme concave des tarissements). Au début de matinée, il est possible que les gradients thermiques soient inversés par rapport au reste de la journée (nappe plus chaude que la surface du sol), ce qui induirait deux écoulements dans un même sens.

Enfin, les effets de bord de la cuve pourraient être tenus responsables des variations des prélèvements dans la nappe observés. En effet, une des causes possible de différences entre un milieu fini et un milieu semi-infini est l'effet de chauffage des bords de la cuve. Cet effet a cependant tendance à réduire les gradients de température au sein du massif par homogénéisation, et donc à réduire les écoulements verticaux liés à ces gradients. D'autre part, d'éventuels retraits entre le sol ne sont visuellement pas observables par la paroi en Plexiglas. Les effets de bord ne peuvent expliquer les phénomènes observés.

Afin de vérifier l'interprétation des observations par des transferts d'eau significatifs sous l'effet des gradients de température, des mesures sont réalisées au laboratoire sous l'effet d'une demande évaporatoire variable. Une demande évaporatoire de type radiative (ou thermique) est imposée dans une première étape. Ce type de demande a pour effet de chauffer et d'assécher la surface du sol. Un suivi de tarissement de la nappe libre et des prélèvements dans la nappe fixée à différentes profondeurs, est réalisé. Dans une seconde étape, la mesure des prélèvements dans une nappe fixe est réalisée sous une demande évaporatoire aérodynamique (ou isotherme). Dans tous les cas, les mesures sont complétées par la mesure des températures dans le sol à 4 profondeurs différentes (10, 30, 42, 62 cm).

### 2.3.2. Prélèvements par évaporation dans une nappe soumise à une variation nyctémérale d'une demande évaporatoire de type radiative

La simulation d'une demande évaporatoire variable au laboratoire a été réalisée en soumettant la surface du sol à des cycles de 10 heures sur 24 (entre 9 heures et 19 heures) au niveau maximal de la lampe à infrarouge (partie supérieure du graphe rectangulaire, figure 2.26).

#### *2.3.2.1. Mise en évidence d'une corrélation entre gradient thermique et vitesse de tarissement de nappe*

Des variations de la vitesse de tarissement de la nappe identiques à celles observées sous évaporation naturelle se produisent lorsque la demande évaporatoire varie (cf. figure 2.26). Les variations observées sont en léger retard (de 1 à 4 heures) vis-à-vis des cycles de la lampe. Durant la phase de fonctionnement de la lampe, les remontées de la nappe sont moins importantes que celles observées sous évaporation naturelle.

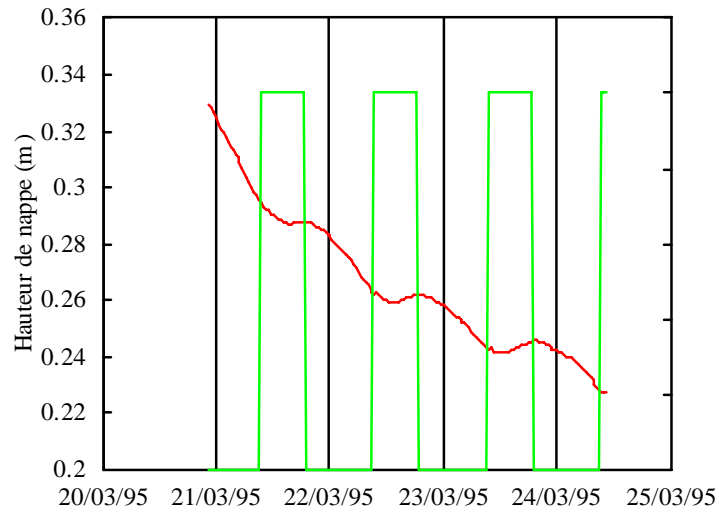


Figure 2.26. Evolution du tarissement de la nappe sous évaporation radiative. Le signal en créniaux rectangulaires indique les périodes de fonctionnement (partie haute de 9 heures à 19 heures), et d'arrêt (partie basse) de la demande évaporatoire radiative. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

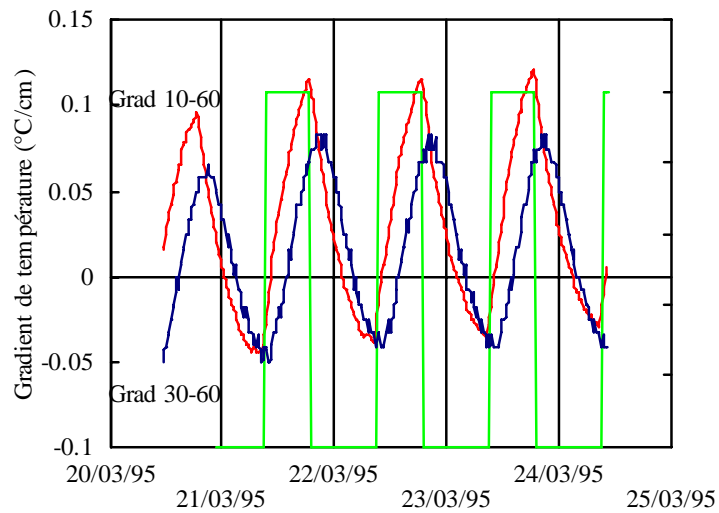


Figure 2.27. Evolution des gradients de température entre les profondeurs 10 et 60 cm (grad 10-60) et les profondeurs 30 et 60 cm (grad 30-60). Le signal en créniaux rectangulaires indique les périodes de fonctionnement (partie haute de 9 heures à 19 heures), et d'arrêt (partie basse) de la demande évaporatoire radiative. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit. Un gradient positif indique un écoulement ascendant.



Une corrélation étroite entre les variations du cycle de la lampe et les gradients thermiques dans le sol, notamment le gradient moyen entre 10 cm et 60 cm de profondeur (thermomètres extrêmes) est obtenue (cf. figure 2.27). Le gradient thermique calculé entre les thermomètres disposés entre 30 cm et 60 cm de profondeur réagit avec un retard d'environ 2 heures par rapport aux cycles de la lampe. *Il réagit en revanche en phase avec les oscillations de la nappe.* Celle-ci, située entre 40 et 50 cm de profondeur durant la mesure (correspondant à une hauteur de 30 à 20 cm), est en effet située entre les deux thermomètres qui permettent de calculer ce gradient. Le décalage mesuré entre les cycles de la lampe, les oscillations de la nappe, et le gradient thermique moyen entre 30 et 60 cm de profondeur correspond donc au temps de propagation de la chaleur sur les 30 premiers centimètres du sol. Par ailleurs, les phases où le tarissement de la nappe se ralentit, voire s'inverse, correspondent aux phases durant lesquelles le gradient de température est positif et maximal (i.e. la surface du sol est plus chaude que la profondeur) ; les phases durant lesquelles le tarissement est le plus rapide correspondent aux phases durant lesquelles le gradient est négatif et maximal en valeur absolue. Ces observations sont en conformité avec la théorie selon laquelle les écoulements générés par les gradients thermiques s'effectuent des zones de température maximales vers les zones de température minimales.

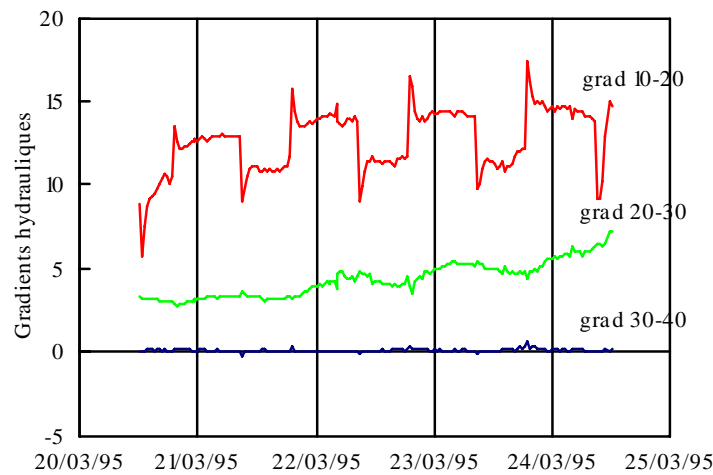


Figure 2.28. Evolution des gradients hydrauliques entre 10 et 20 cm, 20 et 30 cm, et 30 et 40 cm de profondeur de sol dans la cuve en tarissement de nappe. La demande évaporatoire est de type radiative. Un gradient positif indique un écoulement ascendant.

Les gradients hydrauliques verticaux sont calculés à partir des données fournies par les tensiomètres situés dans la zone non saturée (cf. figure 2.28). Les gradients calculés à partir des valeurs de pression proches de la nappe (ou situés de part et d'autre de celle-ci) ne permettent pas d'aboutir à une conclusion sur la direction des écoulements au niveau de celle-ci puisqu'ils oscillent autour d'une valeur nulle. Cette oscillation s'explique par les ordres de grandeurs respectifs du flux prélevé au niveau de la nappe, (identique à celui de la demande

évaporatoire soit quelques mm/j) et de la conductivité hydraulique, proche de sa valeur à saturation et de l'ordre du  $m.j^{-1}$ . L'ordre de grandeur du gradient hydraulique à proximité de la nappe est donc de 1/1000. De telles valeurs de gradient ne peuvent être calculées avec suffisamment de précision. En effet, l'incertitude de mesure du dispositif tensiométrique (de l'ordre de 1 à 2 cm sur les tensiomètres proches de la saturation) génère une incertitude pouvant atteindre 0,1 à 0,2 sur la valeur des gradients calculés entre 2 tensiomètres espacés de 10 cm. Le calcul du gradient proche de la nappe n'est donc pas significatif.

En revanche, dans la partie du profil plus désaturée du sol (i.e. dans le haut du profil), la conductivité hydraulique chute fortement et les gradients hydrauliques augmentent dans les mêmes proportions. Ils peuvent donc être *a priori* calculés avec plus de fiabilité. Cependant, les variations de température créées par les cycles d'enclenchement et d'arrêt de la lampe génèrent de brusques perturbations dans la mesure tensiométrique, perturbations d'autant plus importantes que le tensiomètre est proche de la surface du sol.

Des expérimentations complémentaires ont été menées dans le but d'explicitier les relations entre les variations de température et les mesures tensiométriques. Elles ont montré que ces variations pouvaient agir sur trois facteurs dans des sens différents. Une hausse brutale de température génère en effet : (1) une dilatation du capillaire (plastique) qui relie le tube du tensiomètre au capteur de pression ; (2) une dilatation du tube (PVC) du tensiomètre lui-même ; (3) une dilatation de l'air piégé dans le haut du tube du tensiomètre. Les points (1) et (2) entraînent une diminution de la pression (hausse de la succion en zone non saturée) dans le tensiomètre ; le point (3) provoque l'effet inverse. Une chute brutale de la température génère l'effet contraire. L'effet provoqué par une variation de température va donc dépendre de la longueur de capillaire, de la longueur de tube hors-sol, et de la quantité d'air piégé dans le tube. Ce troisième facteur peut vite devenir prédominant lorsque le tensiomètre n'a pas été rempli depuis longtemps (l'étanchéité du système n'étant pas parfaite, l'eau du tube a tendance à se vider sous l'effet du gradient de charge hydraulique). Enfin, le temps de retour à l'équilibre, qui nécessite le transfert du volume d'eau correspondant, est directement proportionnel à la conductance du système sol-bougie, lui-même fonction de la pression de l'eau du sol (Klute et Gardner, 1962, Towner, 1984, Bouarfa et *al.*, 1993).

Les variations de gradients hydrauliques sont amorties par rapport aux gradients de pression (puisqu'il s'agit du rapport de la différence de charge hydraulique sur la différence des cotes) mais ne sont pas négligeables. Les gradients qui oscillent le plus sont bien entendu les gradients de surface où la conductivité hydraulique est la plus faible. *Les valeurs de ces gradients sont cependant toutes positives et indiquent un écoulement ascendant qui, seul, ne permet pas d'expliquer la remontée (ou la stabilisation) de la nappe lorsque la lampe fonctionne.*

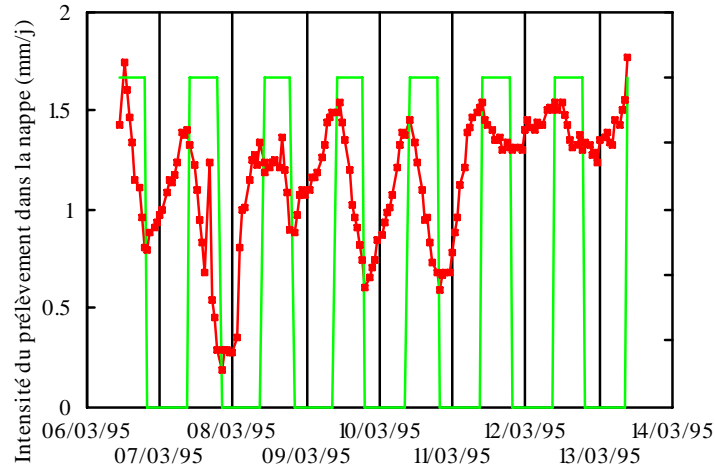


Figure 2.29. Evolution de l'intensité de prélèvement dans la nappe située à 50 cm de profondeur en fonction du temps. Le signal en créneaux rectangulaires indique les périodes de fonctionnement (partie haute de 9 heures à 19 heures), et d'arrêt (partie basse) de la demande évaporatoire radiative. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

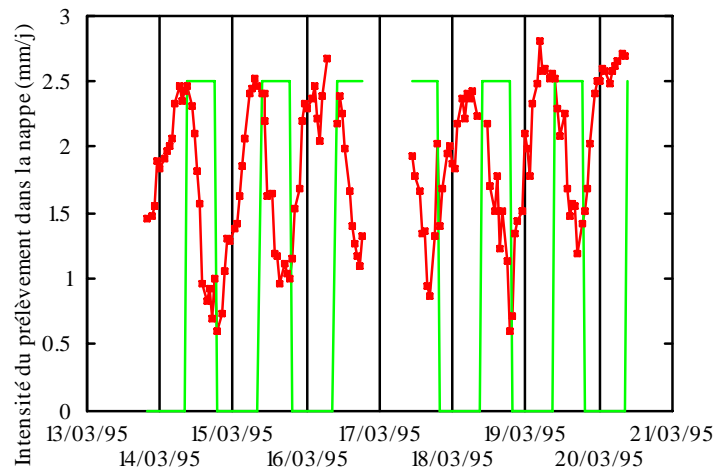


Figure 2.30. Evolution de l'intensité de prélèvement dans la nappe située à 30 cm de profondeur en fonction du temps. Le signal en créneaux rectangulaires indique les périodes de fonctionnement (partie haute de 9 heures à 19 heures), et d'arrêt (partie basse) de la demande évaporatoire radiative. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

### *2.3.2.2. Mise en évidence d'une corrélation entre gradient thermique et prélèvement dans une nappe fixe*

L'expérience à profondeur de nappe constante conduite sous une demande évaporatoire naturelle est reproduite au laboratoire. Deux profondeurs de nappe sont testées, 30 et 50 cm. Les flux prélevés dans la nappe varient simultanément avec les cycles de la lampe : ils atteignent un maximum juste avant le déclenchement de la lampe et un minimum avant son arrêt (cf. figures 2.29 et 2.30).

Une très forte corrélation entre les gradients thermiques et les intensités de prélèvement est obtenue pour les deux profondeurs de nappe testées (cf. figures 2.31 et 2.32) : les deux chroniques sont en opposition de phase. Le gradient thermique correspondant à la nappe située à 50 cm de profondeur est de plus caractérisé par une croissance (du 06 au 11 mars) puis par une décroissance (du 11 au 13 mars) de sa moyenne journalière. On observe les chutes des intensités de prélèvement les plus importantes les après midis du 9 et du 10 mars, lorsque les gradients thermiques sont positifs (surface à température plus élevée que la profondeur). L'après-midi du 7 mars constitue une exception. Elle est marquée par une brusque élévation de l'intensité de prélèvement durant une phase de baisse du prélèvement, ce qui a provoqué une compensation qui s'est traduite par un minima d'intensité de prélèvement. Par ailleurs, les journées du 11 et du 12 mars, durant lesquelles la pièce n'a pas été chauffée, et où les gradients thermiques ont varié selon une amplitude moindre, sont caractérisées par une chute beaucoup moins importante des prélèvements dans la nappe.

Parmi les 6 gradients thermiques calculés (4 températures sont mesurées), la corrélation avec les prélèvements dans la nappe est la plus élevée entre le gradient calculé avec les thermomètres situés de part et d'autre du toit de la nappe (excepté pour la nappe située à 50 cm de profondeur pour laquelle le gradient calculé entre les thermomètres à 30 et à 60 cm donne une meilleure corrélation que celui correspondant aux thermomètres à 40 et à 60 cm). Il semble donc qu'il y a une relation entre les gradients thermiques et les variations de prélèvement dans la nappe.

La comparaison de la variabilité journalière des prélèvements entre les deux profondeurs de nappe indique que la variabilité est plus élevée dans le cas de la nappe située à 30 cm de profondeur, avec un écart-type de 0,63 mm/j que pour la nappe située à 50 cm de profondeur, avec un écart-type de 0,31 mm/j. Ces écart-types sont à mettre en relation avec les écart-types des gradients thermiques respectivement égaux à 0,075 °C/cm et 0,032 °C/cm pour les gradients calculés entre 10 et 40 cm et 30 et 60 cm. Plus la profondeur de la nappe augmente, moins celle-ci est influencée par les variations de la température de l'air puisque celle-ci est amortie par l'épaisseur de la zone non saturée. La décroissance de la variabilité journalière des prélèvements avec la profondeur de la nappe est du même ordre que la décroissance du flux moyen prélevé dans la nappe, respectivement égal à 1,9 et à 1,15 mm/j pour les nappes situées à 30 et 50 cm. Le coefficient de variation est en conséquence du même ordre de grandeur dans les deux cas (33 et 27 %).

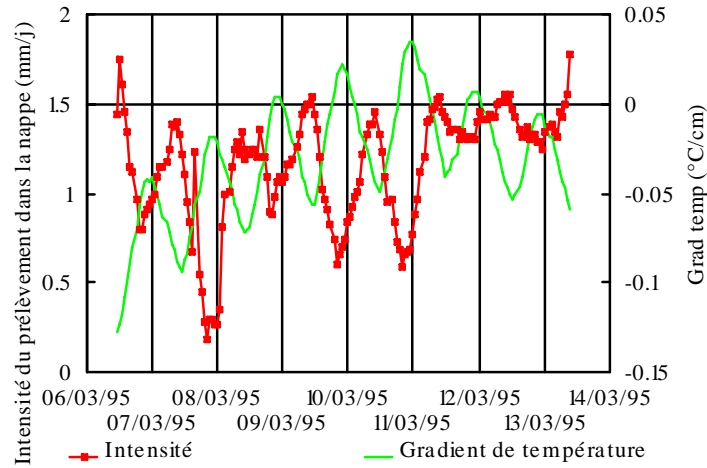


Figure 2.31. Relation entre l'intensité de prélèvement dans la nappe située à 50 cm de profondeur et le gradient thermique calculé entre les thermomètres situés à 30 et 60 cm de profondeur. La demande évaporatoire est de type radiative.

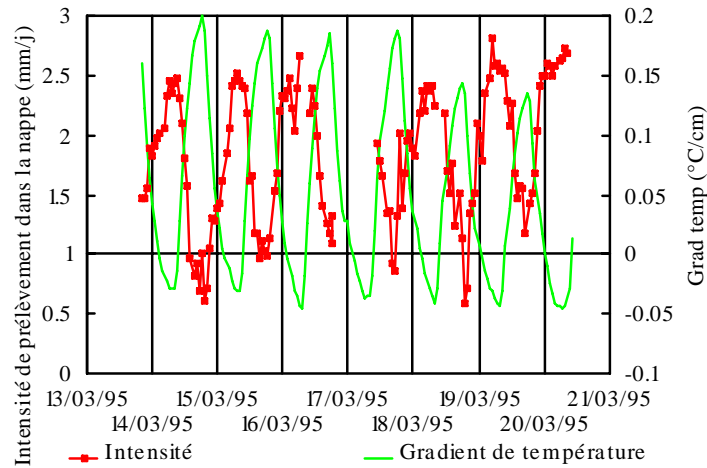


Figure 2.32. Relation entre l'intensité de prélèvement dans la nappe située à 30 cm de profondeur et le gradient thermique calculé entre les thermomètres situés à 10 et 40 cm de profondeur. La demande évaporatoire est de type radiative.

Enfin, les profondeurs de nappes testées (30 et 50 cm) sont suffisamment importantes pour que la demande évaporatoire soit limitée par le sol. En conséquence, les intensités moyennes de prélèvement dans la nappe rapportées à l'heure de fonctionnement de la lampe (ce qui revient à

diviser par 24 les flux moyens mesurés sous une demande évaporatoire constante, et par 10 sous la demande évaporatoire variable) sont plus faibles sous une demande évaporatoire constante.

Les gradients hydrauliques indiquent également des écoulements ascendants quelle que soit l'heure de la journée.

### 2.3.3. Prélèvements par évaporation dans une nappe soumise à une variation nycthémérale d'une demande évaporatoire de type aérodynamique

Dans le but de confirmer que les variations nycthémérales des flux prélevés dans la nappe mesurées sous une demande évaporatoire naturelle, puis radiative, ont pour origine des gradients thermiques, des expérimentations sous une demande évaporatoire variable de type aérodynamique, *et dont la variation n'engendre pas de gradients thermiques*, sont conduites au laboratoire. Les ventilateurs sont actionnés entre 9 heures et 19 heures ; les profondeurs de nappe de 30 et 50 cm sont testées. Les profondeurs 25 cm et 5 cm sont également testées dans le but d'estimer la profondeur à partir de laquelle les prélèvements dans la nappe réagissent avec la variation de la demande évaporatoire. La profondeur de 25 cm correspond environ au seuil de passage de la demande évaporatoire limitante au sol limitant, pour les ordres de grandeurs demande évaporatoire testés.

La variabilité journalière des prélèvements dans la nappe sous une demande évaporatoire aérodynamique est significativement inférieure à celle obtenue sous une demande évaporatoire radiative du même ordre (8 à 10 mm/j). A 50 cm de profondeur de nappe, l'écart-type est de 0,065 mm/j, contre 0,31 mm/j sous une demande évaporatoire radiative ; les moyennes de prélèvement dans la nappe correspondantes sont respectivement égales à 0,91 et 1,15 mm/j. A 30 cm de profondeur de nappe, l'écart-type est de 0,25 mm/j contre 0,63 mm/j ; les moyennes de prélèvement dans la nappe correspondantes sont respectivement égales à 1,15 et 1,9 mm/j.

Lorsque l'on diminue la profondeur de la nappe à 25 cm de profondeur, la variabilité journalière augmente et passe à 0,36 mm/j. L'analyse de l'évolution des intensités de prélèvement dans la nappe située à 25 cm de profondeur fait apparaître une légère corrélation entre ces intensités et les cycles de variation des ventilateurs (9 heures - 19 heures) (cf. figure 2.33). Afin de vérifier que les variations des intensités de prélèvement dans la nappe sont liées à la température ambiante et non à la variation de la demande évaporatoire, les cycles d'arrêt/fonctionnement des ventilateurs sont déplacés de 12 heures pour fonctionner entre 21 heures et 7 heures. Les prélèvements dans la nappe ne sont pas affectés par ce changement, ce qui indique une indépendance entre les variations journalières de la demande évaporatoire et les variations journalières des flux prélevés dans la nappe (cf. figure 2.34). En revanche, lorsque la nappe est remontée à 5 cm de profondeur, les flux prélevés dans la nappe sont totalement corrélés aux variations de la demande évaporatoire (cf. figure 2.35).

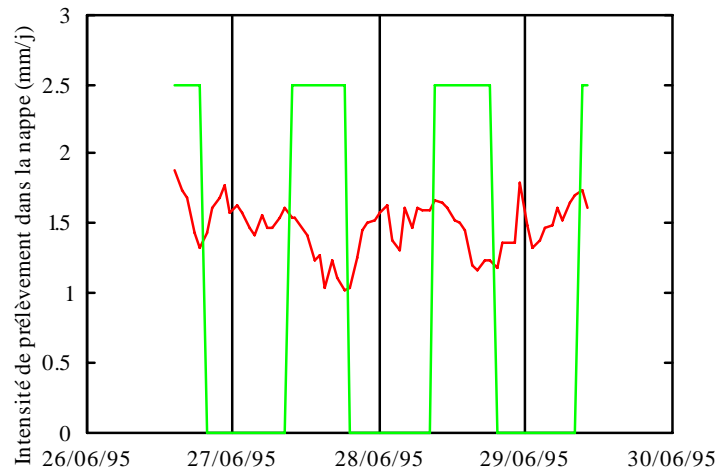


Figure 2.33. Evolution de l'intensité de prélèvement dans la nappe située à 25 cm de profondeur en fonction du temps. Le signal en créneaux rectangulaires indique les périodes de fonctionnement (partie haute de 9 heures à 19 heures), et d'arrêt (partie basse) de la demande évaporatoire aérodynamique. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

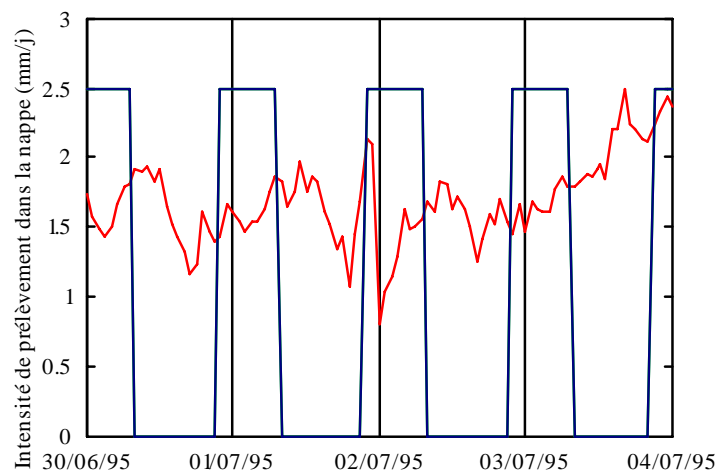


Figure 2.34. Evolution de l'intensité de prélèvement dans la nappe située à 25 cm de profondeur en fonction du temps. Le signal en créneaux rectangulaires indique les périodes de fonctionnement (partie haute de 22 heures à 7 heures), et d'arrêt (partie basse) de la demande évaporatoire aérodynamique. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

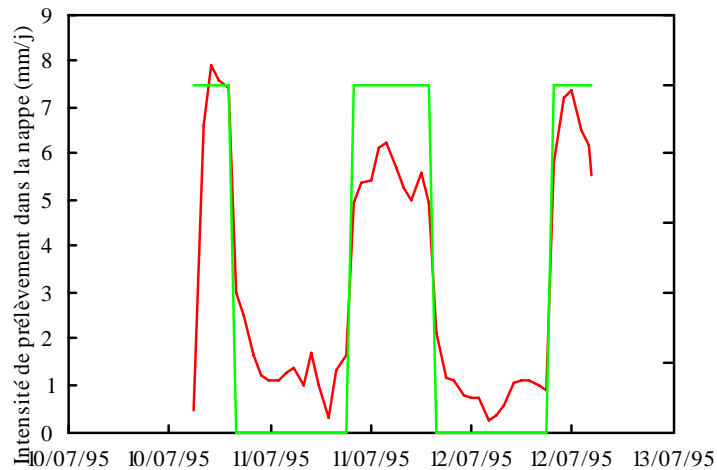


Figure 2.35. Evolution de l'intensité de prélèvement dans la nappe située à 5 cm de profondeur en fonction du temps. Le signal en créneaux rectangulaires indique les périodes de fonctionnement (partie haute de 22 heures à 7 heures), et d'arrêt (partie basse) de la demande évaporatoire aérodynamique. Les repères verticaux correspondent aux étiquettes de minuit.

#### 2.3.4. Conclusion

Les variations nyctémérales de la demande évaporatoire n'affectent pas les gradients hydrauliques au delà d'une profondeur de 25 cm. Lorsque la nappe se situe au dessous de ce seuil, les gradients hydrauliques ne sont pas responsables des variations de prélèvement dans une nappe fixe et de vitesse de tarissement dans une nappe libre. Ils ne peuvent pas non plus être responsables des *remontées* de nappes observées sous une demande évaporatoire naturelle.

En revanche, les variations importantes des prélèvements dans une nappe fixe et des vitesses de tarissement dans une nappe libre sont étroitement corrélées aux gradients de température au niveau du toit de la nappe générés par une demande évaporatoire de type radiative soumise à des variations nyctémérales. De tels phénomènes sont observés sous une demande évaporatoire naturelle. La mise en cause de l'effet de la température est confirmée par des expérimentations réalisées sous une demande évaporatoire aérodynamique et isotherme soumise à des variations nyctémérales : les variations des prélèvements dans une nappe fixe ne sont plus observées.

### **2.4. Application de la théorie du flux limite aux nappes drainées - temps d'établissement du régime permanent et validité du concept de porosité de drainage**



La théorie des flux limite est établie *en régime permanent*. Pour pouvoir appliquer cette théorie à la modélisation du fonctionnement hydraulique des nappes drainées, deux hypothèses sont nécessaires : (1) le temps d'établissement du régime permanent est faible par rapport à la dynamique de tarissement de la nappe sous l'effet du drainage ; (2) il est possible de passer d'une valeur de *flux en régime permanent* à une valeur de *tarissement de nappe en régime transitoire* par un paramètre de porosité de drainage. L'objet de cette section est de discuter ces deux hypothèses. Pour y parvenir, un modèle saturé/non saturé fondé sur l'équation de Richards est utilisé. L'hypothèse (1) sera testée par la simulation des temps d'établissement du régime permanent dans une nappe de profondeur fixe, à partir d'un profil initial hydrostatique. L'hypothèse (2) sera testée par la simulation de tarissements de nappes sous l'effet de l'évaporation.

L'équation de Richards combine la loi de Darcy avec la loi de conservation de la masse. C'est une équation différentielle non linéaire ; elle s'écrit, en ne considérant qu'une dimension :

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} [ K(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) ] \quad (2.8)$$

où :

- C est la capacité capillaire du sol, égale à la dérivée de la teneur en eau volumique par rapport à la pression de l'eau du sol ( $L^{-1}$ ) ;
- $\psi$  est la pression de l'eau du sol (L).

L'utilité de cette équation est qu'elle permet la résolution de phénomènes transitoires, à la différence de l'équation de Darcy. Elle semble donc appropriée pour résoudre les questions posées. Cependant, le problème de la connaissance de la condition à la limite supérieure se posera avec la même acuité que pour la résolution de l'équation de Darcy généralisée. Cette question sera abordée dans cette section.

### 2.4.1. Définition du système étudié

#### *2.4.1.1. Modèle PORE*

Le modèle PORE est utilisé. Il a été développé à la division « Ouvrages pour le Drainage et l'Étanchéité » du *Cemagref* et constitue le module de simulation d'écoulement en milieux poreux de l'environnement MEF/MOSAIC développé par la société Compiègne Science Industrie. Il résout l'équation de Richards par la méthode des éléments finis. Une fois le système géométrique défini, la première étape consiste à mailler le système, c'est à dire à délimiter spatialement les éléments finis en fixant les coordonnées des noeuds du système (les noeuds sont les sommets des éléments). Les conditions aux limites sont ensuite fixées, puis les paramètres hydrodynamiques (loi de conductivité hydraulique non saturée, loi de rétention, loi de capacité capillaire). Le modèle calcule alors, pour chaque noeud, et à chaque pas de temps, les valeurs de pression de l'eau du sol. Il fournit en sortie, outre les valeurs de pression, le

potentiel hydraulique total, la teneur en eau, la capacité capillaire, et un calcul approché du flux pour chaque noeud (voir section suivante).

#### 2.4.1.2. Conditions aux limites et choix du maillage

Le système géométrique modélisé est constitué par une colonne rectangulaire d'épaisseur nulle, remplie d'un matériau homogène, avec les conditions aux limites suivantes (cf. figure 2.36) :

- condition de flux nul sur les côtés (écoulement ascendant) ;
- condition de flux ou de succion imposée à la limite supérieure (demande évaporatoire).

La condition imposée à la limite supérieure peut être soit de type flux (condition de Neumann), soit de type charge (condition de Dirichlet). La condition de Neumann a été retenue car elle est exprimée dans les mêmes unités que la demande évaporatoire. De plus, la condition de Dirichlet crée un phénomène artificiel au début de la simulation : le sol, en équilibre hydrique à l'état initial, est brusquement soumis dans sa partie supérieure (en pratique les noeuds situés en surface) à une forte succion.

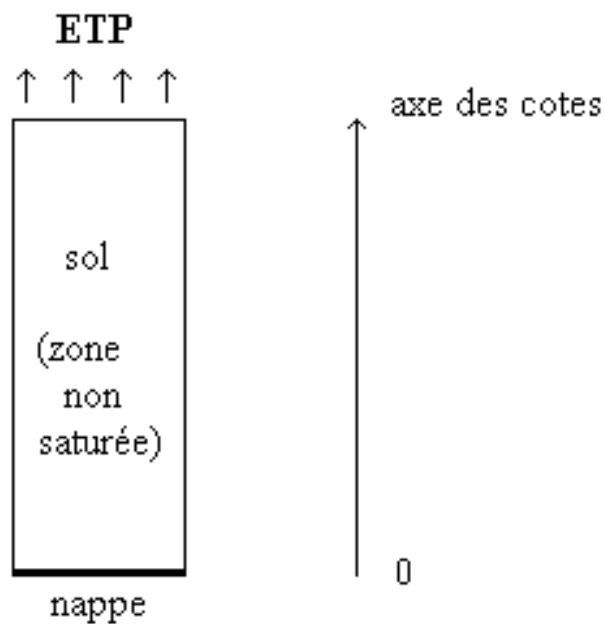
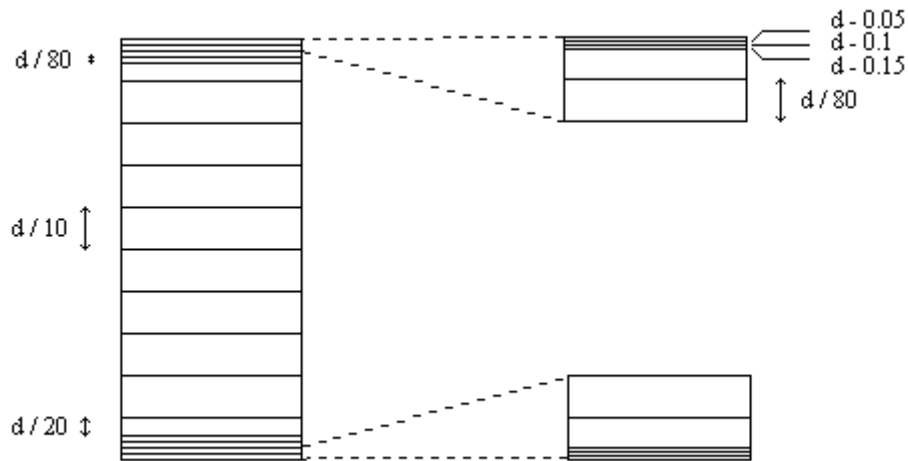


Figure 2.36. Représentation du système.



$d$  : profondeur de nappe (hauteur de colonne).

Figure 2.37. Maillage du système.

Le modèle calcule les valeurs de pression en chaque noeud. Le flux en un noeud sera calculé par l'équation de Darcy. Le gradient hydraulique au noeud considéré sera interpolé à partir des valeurs des gradients moyens correspondants à la maille située au dessus et au dessous du noeud.

*Pour les simulations en nappe fixe*, une condition de pression nulle, qui traduit la présence d'une nappe, est imposée à la limite inférieure de la colonne. L'axe des cotes est orienté de bas en haut et prend comme origine la nappe. Il suffit, pour simuler différentes profondeurs de nappe, de changer la hauteur de la colonne. A l'état initial, le sol est en équilibre hydrique au dessus de la nappe (charge hydraulique totale constante). Un raffinement du maillage est effectué aux extrémités de la colonne pour simuler plus correctement les flux à partir de la nappe d'une part, et tenir compte des gradients hydrauliques élevés en surface d'autre part (cf. figure 2.37).

*Pour les simulations de tarissement de nappe*, aucune condition n'est imposée à la base de la colonne. A l'état initial, la nappe est affleurante (condition de charge nulle à la surface du sol) et le profil est hydrostatique. Le maillage n'est raffiné qu'à l'extrémité supérieure de la colonne.

Le nombre de noeuds, pour des raisons de temps de calcul, reste modeste (inférieur à 100).

## 2.4.2. Simulation du temps d'établissement du régime permanent dans une nappe de profondeur fixe

### 2.4.2.1. Résultats de Mermoud et Gaillard (1990)

La question du régime permanent a été abordée par Mermoud et Gaillard (1990) dans le but d'établir si la modélisation des flux de remontée capillaire par la théorie du flux limite a un sens lorsque la demande évaporatoire présente une forte variabilité journalière. Cette situation se présente dans une plaine située en territoire suisse (Valais), où une nappe minéralisée est soumise à une demande évaporatoire intense plusieurs mois dans l'année, générant ainsi des problèmes de salinisation.

Mermoud et Gaillard (1990) résolvent l'équation de Richards par la méthode des éléments finis. Le système est constitué par une colonne de sol dont la base est une nappe de profondeur fixée. Une condition à la limite de flux ascendant (évaporation) est imposée au système. Le sol est de type limono-sableux. Les simulations sont conduites avec une nappe de profondeur 1,4 m ; une loi de van Genuchten est utilisée pour caractériser la conductivité hydraulique non saturée ; un profil hydrostatique est considéré à l'état initial.

Soumis à une demande évaporatoire variable au cours de la journée (décrite par une fonction sinusoïdale), le système modélisé par Mermoud et Gaillard (1990) ne répercute ces variations (en terme de flux) que sur les 30 premiers centimètres de sol. Lorsque la nappe est suffisamment profonde, les variations nyctémérales de la demande évaporatoire n'ont en conséquence aucune influence sur les prélèvements dans la nappe, qui ne seraient dépendants que de la valeur moyenne de la demande évaporatoire. Ce résultat est validé par ceux de l'expérimentation que nous avons menée sous une demande évaporatoire soumise à des variations nyctémérales (cf. section 2.3.2.). Les gradients hydrauliques, et donc les flux, ne sont en effet pas affectés par ces variations au delà d'une profondeur de 25 cm.

Par ailleurs, lorsque des demandes évaporatoires constantes sont imposées au système, les auteurs n'obtiennent un régime permanent que dans le cas où le flux imposé est inférieur au flux limite. Dans le cas contraire, la succion à la surface du sol augmente indéfiniment. Le temps d'établissement du régime permanent augmente lorsque le flux imposé tend vers le flux limite, et lorsque, à flux imposé égal, la profondeur de la nappe augmente. Les auteurs concluent sur la possibilité d'obtention d'un régime permanent seulement *quelques jours* après une pluie ou une irrigation.

Les simulations que nous avons menées ont eu pour but de préciser le temps d'établissement du régime permanent obtenu dans les conditions particulières de Mermoud et Gaillard (1990). L'influence des facteurs qui ont une influence dans le calcul des flux de remontée capillaire en régime permanent a été testé, soit : (1) le type de sol ; (2) la profondeurs de nappe ; et (3) la valeur de la demande évaporatoire.

#### 2.4.2.2. Paramètres hydrodynamiques des sols utilisés

La résolution de l'équation de Richards nécessite la formulation analytique des relations teneur en eau - succion et conductivité hydraulique - succion. Les formulations de van Genuchten (A1.5) et (A1.6) sont utilisées à cet effet.

Les trois grands types de sols classiquement distingués, sableux, argileux et limoneux, ont été testés. Leurs propriétés hydrodynamiques proviennent de la littérature. Le choix à été réalisé avec le souci de représenter les comportements hydrodynamiques caractéristiques des trois grandes classes texturales (bien que le comportement réel des sols ne puisse être réduit à une typologie aussi schématique, ainsi que nous le discutons en annexe 2).

Pour les sols sableux et argileux, les paramètres de van Genuchten ont été ajustés par les auteurs (Vogel et Cislerova, 1988) ; pour le sol limoneux, les paramètres de van Genuchten ont été obtenus par ajustement graphique de la conductivité hydraulique non saturée sur des données expérimentales (Wösten *et al.*, 1986). Les valeurs des différents paramètres des trois types de sol sont récapitulées au tableau 2.3.

Les trois sols possèdent des conductivités hydrauliques non saturée très différentes (cf. figure 2.38). Les conductivités hydrauliques à saturation varient de trois ordres de grandeurs entre le sol sableux et le sol argileux. D'autre part, le sol sableux se distingue par l'existence d'une gamme de succion, entre 0 et 30 cm de colonne d'eau, où la conductivité hydraulique évolue peu. Cette phase est suivie par une très forte chute de la conductivité hydraulique (où les conductivités hydrauliques des sols sableux et limoneux se croisent) et tend vers 0 aux alentours de 50 cm de succion. Cette allure s'explique par une homogénéité de la taille des pores du sol sableux. Une proportion importante de pores se vidangent donc pour une même gamme de succion. Le sol limoneux se caractérise par une décroissance, faible et régulière, de la conductivité hydraulique. La conductivité hydraulique du sol argileux, faible, tend rapidement vers 0.

	$K_{sat} (m.s^{-1})$	$\theta_{sat} (cm^3.cm^3)$	$\theta_{res}(cm^3.cm^3)$	n	$\alpha (m^{-1})$
Sol sableux	$2 \cdot 10^{-4}$	0,38	0,20	5,504	2,395
Sol argileux	$1,2 \cdot 10^{-7}$	0,5	0,19	1,647	2,69
Sol limoneux	$2 \cdot 10^{-6}$	0,42	0,001	1,275	0,8

Tableau 2.3. Paramètres de van Genuchten des trois sols (d'après Vogel et Cislerova, 1988, et Wösten *et al.*, 1986).

Les courbes de rétention des trois sols sont représentées figure 2.39. De la même manière que pour les conductivités hydrauliques, l'intervalle de succion pour lequel la teneur en eau passe de la saturation à la teneur minimale est très faible pour le sable. Il est plus élevé pour les deux autres sols. En revanche, le sol argileux se caractérise par une décroissance plus lente de sa courbe de rétention que de sa courbe de conductivité hydraulique non saturée : à partir de 30 cm de succion environ, il très difficile de désaturer davantage ce sol.

La capacité capillaire gère les phénomènes de stockage/déstockage de l'eau du sol dans les transferts en milieux poreux non saturés. Le sol sableux présente un pic marqué de capacité capillaire (la tangente horizontale correspondante correspond au point d'inflexion de la courbe

de rétention). La valeur élevée de capacité capillaire traduit une phase de stockage/déstockage importante de l'eau du sol lors d'un transfert dans la gamme de succion correspondante. Les deux autres matériaux présentent plus de régularité (cf. figure 2.40).

Les rétentions d'eau des trois types de sols peuvent être résumés comme suit :

- après une plage de succion où la teneur en eau reste proche de la saturation, le sol sableux est caractérisé par une vidange brutale de ses pores sur un petit intervalle de succion ;
- le sol limoneux présente une décroissance régulière de teneur en eau en fonction de la succion ;
- pour le sol argileux, la décroissance de teneur en eau est plus élevée aux faibles succions qu'aux succions plus élevées, où celle-ci est plus lente.

#### 2.4.2.3. Vérification du modèle en régime permanent

Une première étape consiste à vérifier que le modèle simule correctement les flux limites et les profils hydriques correspondants, prédits par l'équation de Darcy.

La colonne de sol modélisée étant délimitée, dans sa partie inférieure, par une nappe de profondeur fixée, il est possible, connaissant la loi de conductivité hydraulique non saturée, de calculer, par la résolution de l'équation (2.3) : (1) la valeur du flux limite correspondant à cette profondeur ; (2) le profil de succion au dessus de la nappe correspondant à un flux quelconque, inférieur au flux limite. Les flux limites des trois types de sols considérés sont représentés figures 2.41 à 2.43.

Le modèle PORE ne permet pas de calculer directement la valeur du flux limite. L'imposition d'une succion « infinie » n'est en effet pas possible dans le modèle. En revanche, comme en théorie un flux supérieur au flux limite ne peut être soutenu en régime permanent par le sol, il est aisé de vérifier que le modèle ne peut parvenir au régime permanent lorsqu'un tel flux lui est imposé comme condition à la limite supérieure. Il est également possible de vérifier que le modèle parvient au régime permanent lorsque le flux imposé est inférieur au flux limite. Les vérifications sont concluantes. Dans les deux cas (flux supérieur et inférieur au flux limite), et pour les trois sols, le modèle réagit conformément à la théorie.

Par ailleurs, le modèle calcule la valeur de la succion pour tous les noeuds du profil. Il est donc possible, pour un flux donné inférieur au flux limite, de calculer ce profil une fois le régime permanent atteint. Les profils de succion en zone non saturée calculés par l'équation

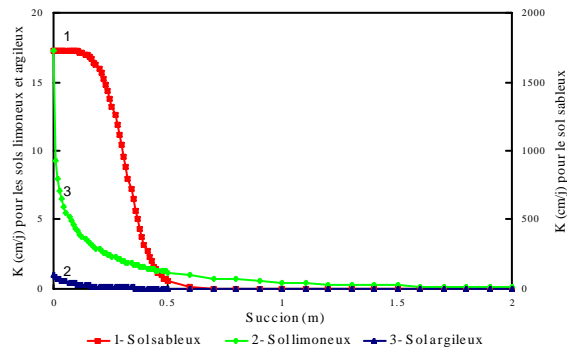


Figure 2.38. Conductivités hydrauliques non saturées des trois types sols.

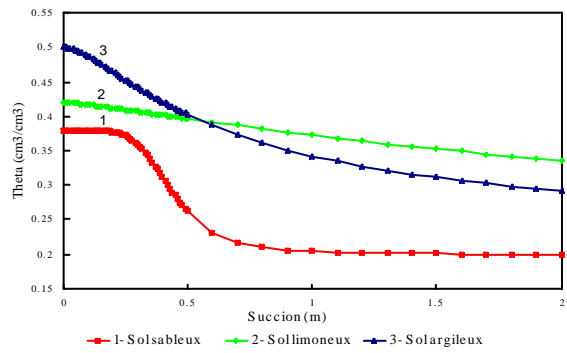


Figure 2.39. Courbes de rétention des trois types de sol.

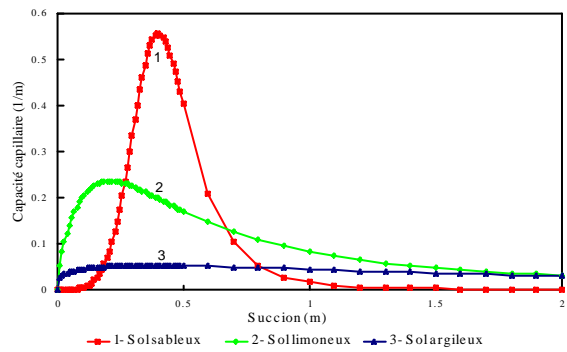


Figure 2.40. Capacités capillaires des trois types de sol.

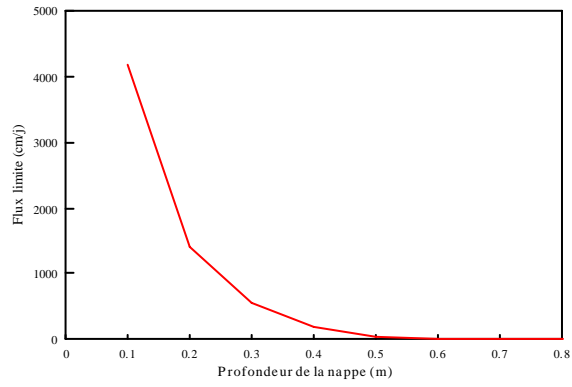


Figure 2.41. Evolution du flux limite avec la profondeur de la nappe pour le sol sableux.

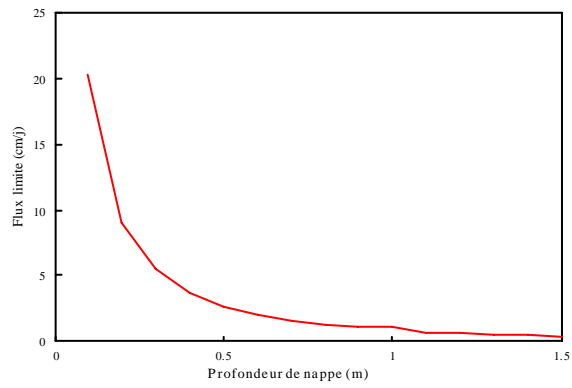


Figure 2.42. Evolution du flux limite avec la profondeur de la nappe pour le sol limoneux.

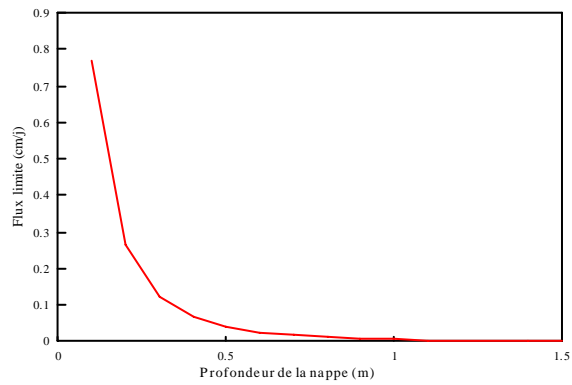


Figure 2.43. Evolution du flux limite avec la profondeur de la nappe pour le sol argileux.



	Flux imposé (mm/j)	20 cm		40 cm		60 cm		80 cm		1 m	
		% fl	Temps	% fl	Temps	% fl	Temps	% fl	Temps	% fl	Temps
Sol sableux (min)	1	0,007	<1	0,05	8	1,4	27	45	590	–	–
	10	0,07	<1	0,5	8	14	27	–	–	–	–
	=FL	100	–	–	–	100	81	–	720	–	–
Sol limoneux (h)	1	1,1	1,5	2,7	9,5	4,8	30	7,7	66	11	127
	10	11	1,7	27	12,4	48	45	77	138	–	–
	=FL	100	10	100	47	100	118	100	237	100	500
Sol argileux (j)	0,1	4,4	3,3	15	28	41	118	100	510	–	–
	1	44	3,4	–	–	–	–	–	–	–	–
	=FL	–	–	–	–	100	210	–	–	–	–

Tableau 2.4. Temps d'établissement du régime permanent pour les trois types de sols testés et pour cinq profondeurs de nappe. Pour chaque profondeur de la nappe, la première colonne indique le rapport entre le flux imposé et le flux limite (%); l'unité de temps est indiquée pour chaque sol; la troisième ligne de valeurs correspond, pour chaque sol, au flux égal au flux limite. FL signifie flux limite.

(2.3) et par le modèle PORE parvenu au régime permanent, sont identiques.

#### 2.4.2.4. Flux imposé supérieur au flux limite

Lorsque le flux est supérieur au flux limite, le modèle n'interrompt spontanément son déroulement qu'après un certain temps de simulation. La durée physique de la simulation est liée au temps nécessaire au modèle pour parvenir à des valeurs très élevées de succion en surface qui génèrent des erreurs de résolution dans le programme informatique. Les résultats obtenus ne signifient pas que le sol soit capable, à partir de la nappe, de soutenir un flux supérieur au flux limite durant une durée déterminée. *En effet, lorsque le flux est supérieur au flux limite, les flux prélevés dans la nappe ne satisfont jamais la valeur de flux imposée en surface.* La demande évaporatoire est donc en grande partie satisfaite par un déstockage de la zone non saturée qui ne parvient jamais à générer un gradient hydraulique suffisant pour propager le flux jusqu'à la nappe.

Le modèle de Richards n'est donc pas apte à prendre en compte des flux imposés supérieurs aux flux limites. L'interruption du modèle ne traduit aucune réalité physique particulière, mais simplement le fait qu'aucune réduction de la demande évaporatoire, qui a effectivement lieu dans la réalité (cf. section 2.2.), n'y a été introduite. Les simulations seront en conséquence réalisées avec un flux imposé inférieur au flux limite. Les résultats sont présentés dans la section suivante.

#### 2.4.2.5. Flux imposé inférieur ou égal au flux limite

Pour les sols sableux et argileux, deux valeurs de flux sont imposés au système : 1 et 10 mm/j. Ces valeurs sont appliquées à cinq profondeurs de nappe, qui varient de 20 centimètres à 1 mètre de profondeur par pas de 20 cm. La profondeur de 1 mètre n'est pas testée pour le sable car le flux limite vaut alors 0,12 mm/j ; la profondeur de 80 centimètres n'est pas testée pour le flux de 10 mm/j (flux limite de 2,18 mm/j). Pour le sol limoneux, seule la profondeur de 1 mètre pour un flux de 10 mm/j (flux limite de 9,07 mm/j) n'est pas testée. Pour le sol argileux, les flux de 1 et 10 mm/j. ne sont testés que pour la profondeur de 20 centimètres ; la valeur de 1 mm/j est aussi testée sur les profondeurs de 40 et 60 centimètres ; les profondeurs de 80 centimètres et 1 mètres ne sont pas testées car leur flux limite à une valeur inférieure à 1 mm/j. Par ailleurs, des simulations sont réalisées avec un flux imposé égal au flux limite lorsque sa valeur possède un ordre de grandeur qui peut être atteint dans la nature.

Les valeurs de flux imposé ont été choisies pour représenter des valeurs plausibles de demande évaporatoire en périmètre irrigué. Un autre choix aurait pu consister à tester, pour chaque sol et chaque profondeur de la nappe, des valeurs proportionnelles au flux limite (1/10 ou 1/2 par exemple). Ce choix aurait sans doute eu l'avantage de donner des conclusions plus claires vis-à-vis du temps d'établissement du régime permanent. En revanche, les résultats n'auraient pu être comparables entre les différentes simulations. De plus, dans la plupart des cas, les flux testés n'auraient eu aucune relation avec les demandes évaporatoires rencontrées dans la nature.

Un critère d'établissement du régime permanent, commun à l'ensemble des simulations, a été choisi. On considère que celui-ci est établi lorsque que 99 % du flux provenant de la nappe (maille inférieure) est égal au flux imposé. On remarque en effet dans la pratique que le système aboutit parfois à un état quasi-permanent mais fluctuant, notamment lorsque le flux imposé se rapproche du flux limite.

Les temps d'établissement du régime permanent sont indiqués au tableau 2.4. Le type de sol influe fortement sur les ordres de grandeur des temps d'établissement du régime permanent. Ces temps s'expriment en minutes pour le sol sableux, en heures pour le sol limoneux, et en jours pour le sol argileux. Ces temps augmentent, à flux imposé égal, lorsque la profondeur de la nappe augmente.

La nappe commence à participer à la demande évaporatoire avant que le régime permanent ne s'établisse. Nous nous sommes intéressés à l'étude des déstockages d'eau dans la zone non saturée, au cours du passage de l'équilibre hydrique au régime permanent. Ces déstockages sont évalués de deux façons distinctes : (1) par sommation des différences de teneurs en eau sur l'ensemble des mailles, entre l'instant initial et l'instant final de la simulation ; (2) par différence du cumul des flux entrant dans le système (à partir de la nappe) et en sortant (flux imposé). Les résultats obtenus par les deux méthodes sont égaux. Pour chaque simulation, le rapport entre le volume d'eau extrait de la zone non saturée et le volume d'eau extrait total est établi. Le complément correspond à la part d'eau extraite de la nappe durant la phase transitoire. Ce complément présente une remarquable stabilité. *Il varie entre 70 et 75 % pour tous les types de sol, toutes les profondeurs de nappe, et tous les flux imposés. De plus, le pourcentage élevé indique que, même lorsque le régime permanent n'est pas totalement atteint, une part d'eau importante qui participe à l'alimentation de la demande évaporatoire est prélevée dans la nappe.*

La répartition du bilan d'eau prélevé dans la nappe entre l'instant initial et l'établissement du régime permanent selon le critère choisi (99 % du flux imposé prélevé dans la nappe) est analysé. L'allure de l'évolution des flux prélevés dans la nappe dans le sol limoneux et pour un flux imposé de 1 mm/j et une profondeur de la nappe de 40 cm est représenté figure 2.44. L'évolution des flux est semblable pour tous les sols. Trois phases peuvent être distinguées : (1) une phase d'amorce, d'une durée inférieure à 5 % de la durée totale, durant laquelle la quasi-totalité du flux est prélevée dans la zone non saturée ; cette phase correspond à l'établissement d'un gradient hydraulique négatif au niveau de la nappe ; (2) une phase de rapide augmentation du flux prélevé dans la nappe qui comprend environ 20 % de la durée totale ; (3) puis, après un point d'inflexion dont l'abscisse se situe donc à environ 25 % de la durée totale du régime transitoire et l'ordonnée à environ 50 % du flux imposé (à cet instant, la nappe participe environ pour moitié à l'alimentation de la demande évaporatoire) une phase de ralentissement de l'augmentation du flux qui se termine par une asymptote horizontale égale à la valeur du flux imposé.

Si l'on néglige la phase d'amorce dans l'évolution de la réponse de la nappe à la demande évaporatoire, on remarque que ce signal s'ajuste à une fonction de type exponentielle décroissance suivante :

$$P = P_f (1 - \exp(-\alpha t)) \quad (2.9)$$

où :

- $P$  est le flux prélevé dans la nappe ( $LT^{-1}$ ) ;
- $P_f$  est le flux imposé ( $LT^{-1}$ ) ;
- $\alpha$  est la constante de temps ( $T^{-1}$ ).

L'ajustement linéaire réalisé sur le logarithme des valeurs de flux prélevés dans la nappe en fonction du temps correspondant au sol limoneux pour toutes les profondeurs de nappe et les demandes évaporatoires est de bonne qualité (le coefficient de corrélation  $r^2$  varie entre 0,97 et 0,99). Les valeurs des constantes de temps obtenues sont représentées figure 2.45 pour les flux imposés de 1 et 10 mm/j. Ces constantes dépendent fortement de la profondeur de la nappe ; l'influence du rapport du flux imposé sur le flux limite est d'autant plus élevé que la nappe est profonde.

#### 2.4.2.6. Conclusions

*Lorsque le flux imposé à la surface du sol est supérieur au flux limite*, le modèle de Richards n'est pas capable de modéliser les flux de remontée capillaire à partir d'une nappe peu profonde. Les profils de succion, à la surface du sol, augmentent indéfiniment jusqu'à interruption du programme numérique. La période de fonctionnement du modèle ne traduit pas une réalité physique qui sous-tendrait l'idée que le sol peut, durant celle-ci, soutenir un flux supérieur au flux limite. Ainsi que nous l'avons observé expérimentalement (cf. section 2.2.), un équilibre hydrique se crée à la surface du sol, qui permet l'établissement d'un régime permanent à un flux inférieur ou égal au flux limite.

*Lorsque le flux imposé à la surface du sol est inférieur ou égal au flux limite*, le modèle de Richards simule, lorsque le régime permanent est atteint, des flux prélevés par évaporation dans la nappe égaux aux flux imposés. Ainsi que nous l'avons discuté à la section 2.2., ces résultats ne sont valides qu'en partie puisque, expérimentalement, le sol joue un rôle limitant avant que le flux limite ne soit atteint. Leur interprétation doit donc être réalisée avec prudence.

Les temps d'établissement du régime permanent sont fortement dépendants de la loi de conductivité hydraulique non saturée. Ils varient de plusieurs ordres de grandeurs entre les sols de type sableux et de type argileux considérés. Pour le sol sableux, ce temps est en effet quasi instantané (quelques minutes) en regard de la dynamique de tarissement d'une nappe dans un réseau de drainage (quelques jours). Pour le sol argileux en revanche, ce temps est extrêmement long comparé au temps de tarissement de la nappe. Cependant, ce type de sol particulier ne présente pas un fonctionnement hydrique classique. C'est un matériau souvent déformable et soumis à des phénomènes de retrait et de gonflement. Les fissures qui se créent

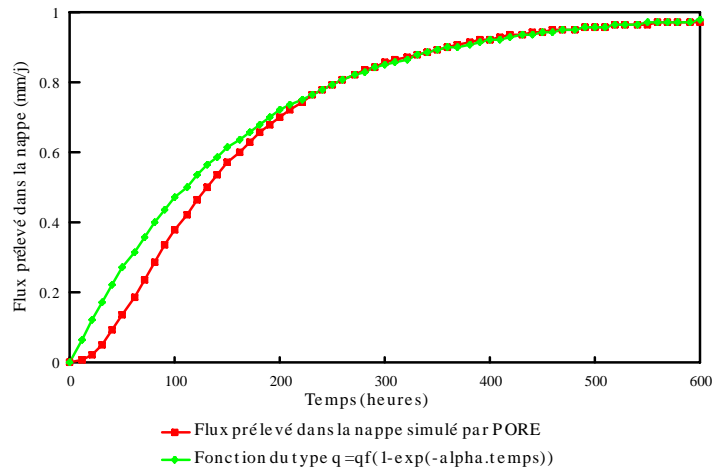


Figure 2.44. Evolution du flux prélevé dans la nappe avec le temps dans le sol limoneux pour un flux imposé 1 mm/j et une nappe de 40 cm de profondeur.

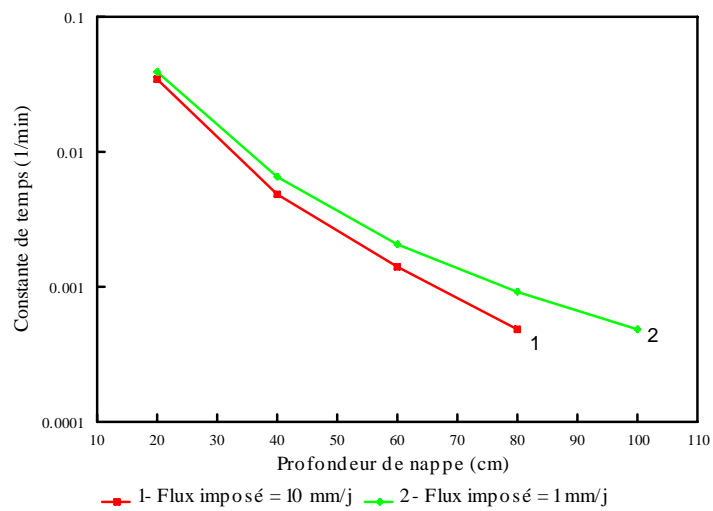


Figure 2.45. Evolution de la constante de temps en fonction de la profondeur de la nappe dans le sol limoneux pour les deux valeurs de flux imposé testées (1 mm/j et 10 mm/j).

sous fortes demandes évaporatoires permettent une imposition de la condition à la limite supérieure beaucoup plus proche de la nappe et peuvent éventuellement avoir une profondeur supérieure à la profondeur de la nappe (FAO, 1980). Le sol limoneux présente des temps d'établissement du régime permanent du même ordre de grandeur (quelques jours) que le temps de tarissement de la nappe. En conséquence, dans ce type de sol, les flux prélevés par évaporation dans la nappe et ceux prélevés dans la zone non saturée du sol sont également du même ordre de grandeur.

*Cependant, durant la phase transitoire (passage de l'équilibre hydrostatique au régime permanent), la nappe participe à la demande évaporatoire pour environ 70 % à 75 % du volume total prélevé. Cette proportion est retrouvée pour tous les types de sol, toutes les profondeurs de nappe, et tous les flux imposés inférieurs au flux limite.*

#### 2.4.3. Analyse du concept de porosité de drainage an phase de tarissement d'une nappe sous l'action de l'évaporation

La porosité de drainage a été originellement définie comme le rapport d'une hauteur d'eau drainée à une variation de hauteur de nappe. Dans les modèles de drainage, l'utilisation de ce paramètre a été étendue au passage entre un volume d'eau *alimentant la nappe ou prélevé dans celle-ci*, au rabattement de nappe correspondant. Ainsi, les différents auteurs qui ont pris en compte l'évaporation dans les formules de conception du drainage (cf. chapitre suivant) ont implicitement utilisé ce concept en introduisant directement un terme puits dans l'équation de continuité du système drainé.

Une brève revue bibliographique sur le concept de porosité de drainage et les tentatives de sa mise en relation avec les paramètres physiques du sol sont analysés à la section suivante. Nous utiliserons ensuite le modèle PORE pour résoudre le tarissement de la nappe sous l'effet de l'évaporation sans faire appel à ce paramètre. En effet, c'est l'état hydrique de l'ensemble du système saturé/non saturé qui est résolu dans les modèles de type Richards : *la position du toit de la nappe est simplement déduite du lieu des pressions de l'eau du sol nulles*. La modélisation a pour but de tenter de mettre en correspondance la vitesse de tarissement de la nappe à la demande évaporatoire. Cette étude n'a pas vocation de donner de réponse exhaustive, mais uniquement quelques éléments au sujet de l'applicabilité du concept de porosité de drainage pour simuler le tarissement par évaporation de la nappe.

##### *2.4.3.1. Concept de porosité de drainage*

Plusieurs auteurs ont cherché à donner une définition physique précise à la porosité de drainage : soit (1) en tentant de relier la porosité de drainage à la vitesse de vidange d'un faisceau de capillaires en se fondant sur la loi de Poiseuille (Youngs, 1960 ; Vachaud, 1968) ; soit (2) en définissant la porosité de drainage comme la différence entre une teneur en eau à saturation et une teneur en eau résiduelle (Taylor, 1960 ; Vachaud, 1968). Une analyse de ces travaux est réalisée par Zimmer (1989). Ce dernier conclut que les modèles fondés sur ces

deux approches souffrent de nombreuses limitations qui ne permettent par leur applicabilité aux sols agricoles. Le modèle capillaire, qui est basé sur un paramètre de hauteur capillaire au dessus de la nappe, ne tient pas compte de la position de celle-ci ; de plus, il est inopérant dans les sols où cette frange est peu importante. Le modèle fondé sur la variation de stock dans la zone non saturée ne tient pas compte de la dynamique du système et conduit à une surestimation de la porosité de drainage.

Zimmer (1989) cite les expériences conduites sur des colonnes de sol qui mettent en évidence l'importance des conditions aux limites imposées au système pour la mesure de la porosité de drainage : celle-ci est fonction à la fois de la profondeur de la nappe et de ses conditions de rabattement (vitesse, par paliers ou en continu). L'auteur conclut sur l'étroite relation entre ce paramètre et le système auquel il s'applique. Par exemple, la mesure de la porosité de drainage d'un sol pour dimensionner un système de drainage peut être réalisée *in situ*, par la méthode de l'essai de pompage (Guyon, 1964) ; dans cette méthode, le rabattement de la nappe est effectué, par pompage dans un puits, avec une dynamique proche de la vitesse de rabattement à laquelle on souhaite parvenir par l'action du drainage agricole.

La spécificité des sols agricoles, caractérisés par la présence d'une fraction importante de « macroporosité », principalement d'origine biologique, constitue sans doute un élément de validation non négligeable de l'utilisation de la porosité de drainage. Les courbes pression-teneur en eau réalisées sur le champ expérimental d'Arrou (Eure et Loir) par Zimmer (1989) indiquent en effet que, au voisinage de la saturation, la majorité des transferts d'eau se produisent lorsque la pression de l'eau est comprise entre 0 et -20 cm, et ce, tant en phase de remplissage du sol, qu'en phase de vidange (sous l'effet exclusif du drainage). Or, les quantités d'eau stockées dans cette gamme correspondent à la porosité de drainage environ.

En conclusion, si une certaine justification physique peut être trouvée dans l'utilisation de la porosité de drainage, elle ne peut cependant pas être considérée comme une caractéristique intrinsèque du sol, mais comme un paramètre dépendant du système hydraulique et des conditions de rabattement de la nappe. L'ambiguïté de ce paramètre a conduit certains auteurs à le rejeter (Vachaud, 1968 ; Vauclin et *al.*, 1976) et d'autres auteurs à conclure à son applicabilité en tarissement non influencé (Skaggs et Tang, 1976).

Nous n'avons en revanche pas recensé d'études portant sur la validité de la porosité de drainage en phase d'évaporation.

#### 2.4.3.2. Modélisation du tarissement de la nappe par PORE

Le système modélisé est constitué par une colonne de 150 cm de hauteur de sol du type limoneux (cf. section 2.4.2.2.) totalement saturé à l'état initial (profondeur de nappe nulle). Le tarissement de la nappe sous l'effet de l'évaporation est modélisé par l'imposition, en surface, de trois conditions de flux : 10, 15, et 20 mm/j. La position de la nappe est déduite, à chaque pas de temps, par interpolation de la valeur nulle de pression, entre les deux noeuds de pression positive et négative.

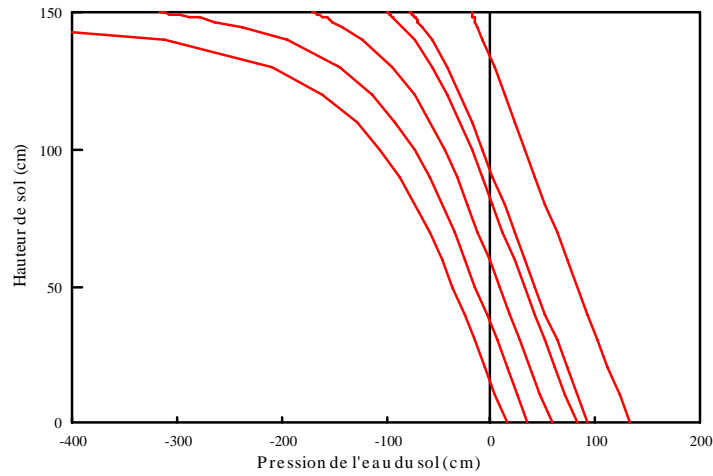


Figure 2.46. Evolution des pressions de l'eau sur la colonne de sol limoneux en fonction de la cote à différents instants du tarissement pour un flux imposé de 10 mm/j. La position de la nappe correspond à l'intersection de chaque profil avec l'axe des ordonnées (pressions nulles).

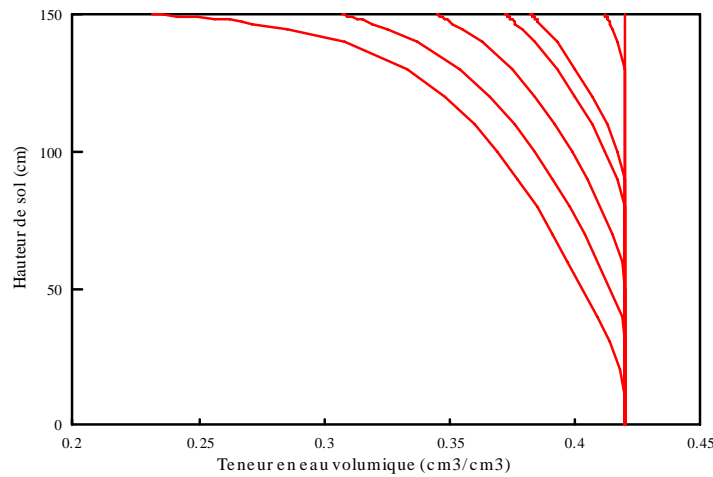


Figure 2.47. Evolution des teneurs en eau sur la colonne de sol limoneux en fonction de la cote à différents instants du tarissement pour un flux imposé de 10 mm/j.



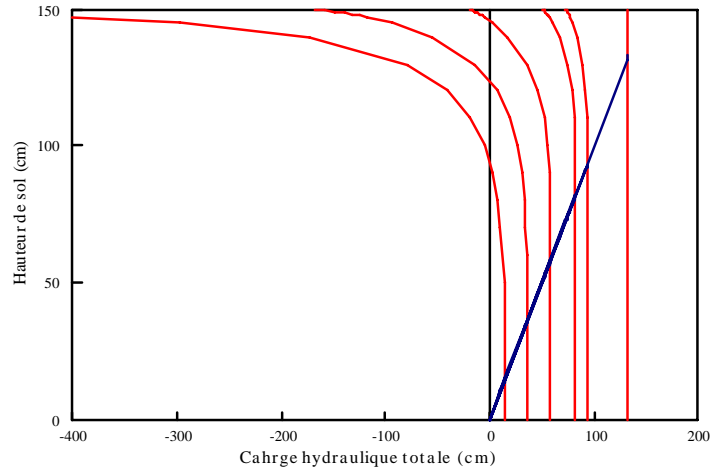


Figure 2.48. Evolution des charges hydrauliques totales sur la colonne de sol limoneux en fonction de la cote à différents instants du tarissement pour un flux imposé de 10 mm/j. La position de la nappe correspond à l'intersection de chaque profil avec la première bissectrice.

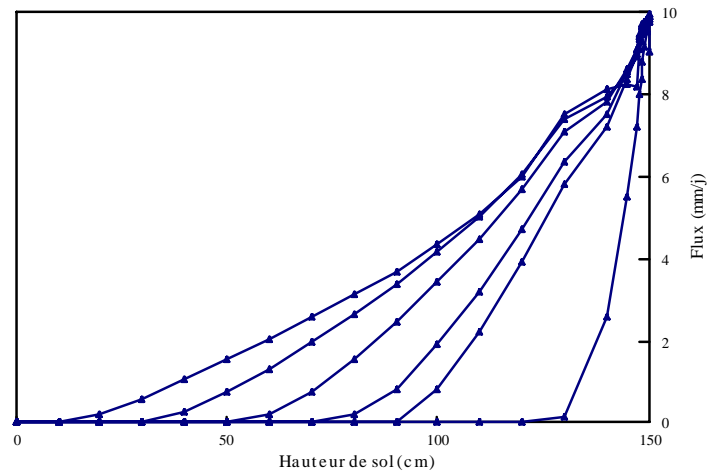


Figure 2.49. Evolution des flux de remontée capillaires dans la colonne de sol limoneux en fonction de la cote à différents instants du tarissement pour un flux imposé de 10 mm/j.

L'évolution des pressions de l'eau du sol en fonction de la cote à différents instants du tarissement est représentée figure 2.46. Le phénomène de tarissement de la nappe s'effectue en deux étapes : (1) un gradient hydraulique se crée à partir de la surface du sol ; il est maximal à la surface ; (2) le flux ascendant induit par le gradient hydraulique permet de désaturer le profil, ce qui abaisse le niveau de la nappe (cf. figure 2.47). Le profil de pression se déplace parallèlement à lui-même dans la zone saturée et sur une partie de la zone non saturée. Le phénomène est davantage visible sur les profils de charges hydrauliques totales représentés figure 2.48. On peut nettement constater que les charges hydrauliques totales sont constantes sur une partie de la zone non saturée proche de la nappe. De plus, la hauteur de cette partie à charge hydraulique totale constante augmente avec l'augmentation de la profondeur de la nappe.

La représentation des flux sur la hauteur de la colonne de sol (cf. figure 2.49) montre que la partie de la zone non saturée qui semble être soumise à un régime hydrostatique est en réalité soumise à un très faible gradient hydraulique, qui, combinée à une conductivité hydraulique relative élevée (en raison de l'état proche de la saturation du système), génère un flux non négligeable à partir du niveau de la nappe. Ce flux décroît lorsque l'on se rapproche de la nappe, où il est nul.

*Il y a donc une différence fondamentale entre le prélèvement par évaporation dans la nappe en régime permanent et le tarissement de la nappe par évaporation : dans le premier cas, les flux au dessus de la nappe sont constants et égaux à la demande évaporatoire (ou au flux limite) ; dans le second, les flux sont nuls au niveau de la nappe et ne sont égaux à la demande évaporatoire qu'à la surface du sol.*

Le profil de pression au dessus de la nappe à l'instant où le modèle ne peut plus soutenir la demande évaporatoire (arrêt du programme) est comparé au profil de pression en régime permanent correspondant à un flux limite égal à cette demande ; ces deux profils se superposent parfaitement lorsque les cotes sont décalées de 40 cm, le profil du régime permanent étant situé au dessus du profil du régime transitoire (cf. figure 2.50). En revanche, les deux régimes ne fournissent pas des flux identiques : en régime permanent, le flux est identique sur l'ensemble de la zone non saturée et égal au flux limite ; en régime de tarissement, le flux passe de la valeur du flux limite à la surface du sol à une valeur nulle à la cote de la nappe. En conséquence, en régime de tarissement, le système peut soutenir un flux bien au delà de sa profondeur limite (profondeur correspondant au flux limite du régime permanent). Les figures 2.51 et 2.52 illustrent les différences entre les profondeurs limites en régime permanent et en tarissement pour les trois flux imposés de 10, 15 et 20 mm/j.

La comparaison des tarissements pour différentes demandes évaporatoires montre que le rabattement de la nappe est d'autant plus rapide que la demande évaporatoire est élevée au début du tarissement (nappes proches de la surface du sol) pour s'homogénéiser à la fin du tarissement (nappes basses) (cf. figure 2.53 et 2.54). Ce phénomène est conforme à ce qui se produit selon la théorie du régime permanent. En effet, lorsque la nappe est proche de la surface du sol, celui-ci n'est pas limitant vis-à-vis des flux de remontée capillaire : le flux

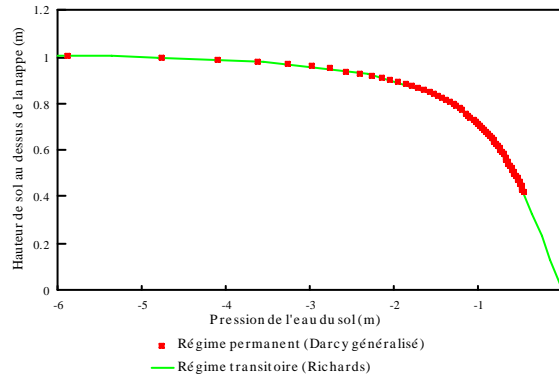


Figure 2.50. Superposition du profil de pression calculé par le modèle PORE à l'arrêt de la simulation pour une demande évaporatoire égale à 20 mm/j et du profil correspondant à un flux limite de 20 mm/j.

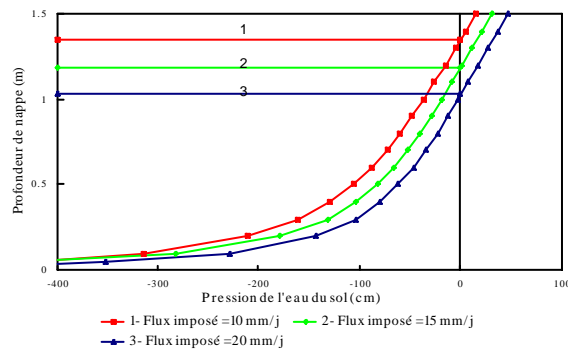


Figure 2.51. Profils de pression de l'eau du sol finaux correspondants à l'arrêt des simulations pour les flux imposés de 10, 15 et 20 mm/j. Les droites horizontales représentent, pour chaque flux imposé, la profondeur de nappe finale correspondante.

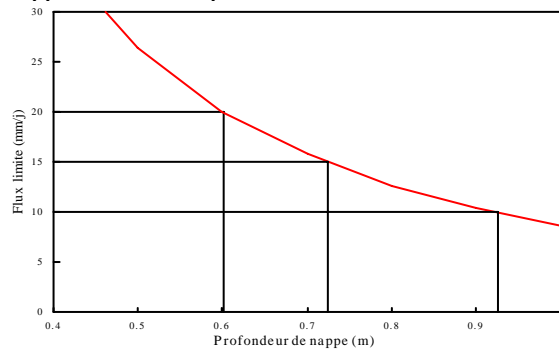


Figure 2.52. Profondeurs de nappe correspondants aux flux limites de 10, 15 et 20 mm/j pour le sol limoneux.

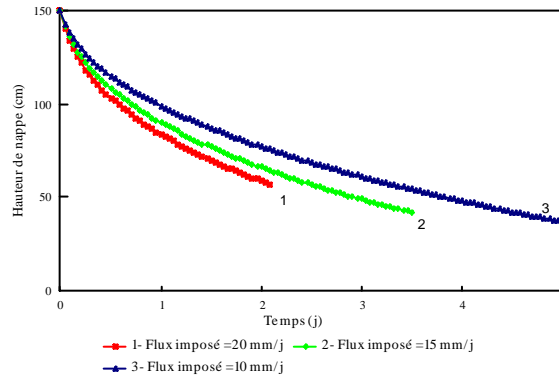


Figure 2.53. Evolution de la hauteur de nappe en fonction du temps pour les flux imposés de 10, 15 et 20 mm/j.

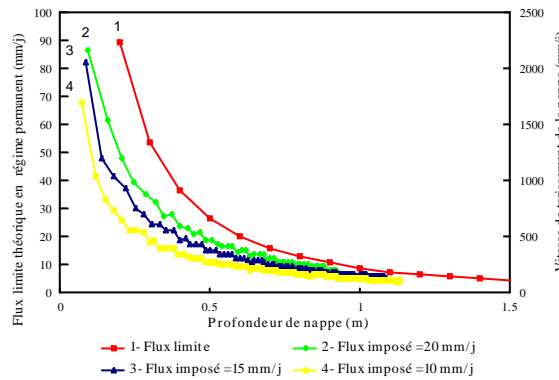


Figure 2.54. Comparaison des allures des vitesses de tarissement de la nappe sous l'effet de l'évaporation simulés par PORE pour les flux imposés de 10, 15 et 20 mm/j et des flux limites du sol limoneux, en fonction de la profondeur de la nappe.

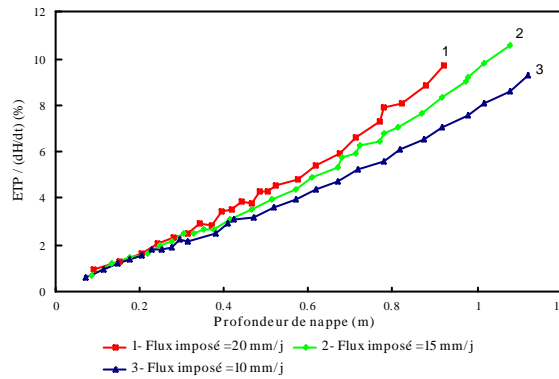


Figure 2.55. Evolution du rapport entre le flux imposé et la vitesse de tarissement de la nappe simulée par PORE en fonction de la profondeur de la nappe pour les flux imposés de 10, 15 et 20 mm/j.

prélevé dans la nappe dépend exclusivement de la demande évaporatoire ; lorsque la profondeur de la nappe augmente et que le sol devient limitant vis-à-vis des flux de remontée capillaire, ceux-ci deviennent indépendants de la demande évaporatoire et ne dépendent alors plus que de la profondeur. De plus, les courbes de vitesses de tarissement de la nappe et celle du flux limite du sol limoneux présentent des allures de décroissance similaires (cf. figure 2.54). La profondeur de la nappe à partir de laquelle le flux limite devient très faible se situe approximativement au même niveau (environ 0,7 m de profondeur) que la profondeur de la nappe à partir de laquelle les vitesses de tarissement pour les trois demandes évaporatoires s'homogénéisent.

En revanche, les vitesses de rabattement correspondant aux trois demandes évaporatoires diminuent dès le début du tarissement puisqu'il y a davantage d'eau à prélever dans la zone non saturée. Il n'est donc pas possible de considérer une porosité de drainage constante pour simplement transformer une demande évaporatoire en vitesse de tarissement de nappe, même lorsque sa profondeur est inférieure à la profondeur du flux limite. La figure 2.55 illustre l'évolution du rapport entre le flux imposé et la vitesse de tarissement de la nappe simulée par PORE pour les flux imposés de 10, 15 et 20 mm/j. Ce rapport, adimensionnel et homogène à une porosité de drainage, augmente avec la profondeur. Il ne peut donc correspondre à une quelconque propriété physique intrinsèque d'un sol homogène. En revanche, le fait que les trois rapports (correspondants aux trois flux imposés) soient confondus pour les nappes proches de la surface du sol et d'autant plus différentes que la nappe est basse, indique que le tarissement de la nappe est davantage lié à la demande évaporatoire pour les hauteurs de nappe élevées que pour les hauteurs de nappe plus faibles, conformément aux remarques du paragraphe précédent. Le rapport « flux limite sur vitesse de tarissement de la nappe » décroît fortement lorsque la nappe varie de 0 à 50 cm et passe d'environ 10 à 5 % respectivement, pour se stabiliser ensuite. Etablis pour les trois valeurs de flux imposé, ces rapports tendent à s'homogénéiser pour les profondeurs de nappe élevées.

#### *2.4.3.3. Conclusion*

Il apparaît difficile de corréler la dynamique de tarissement d'une nappe sous l'effet de l'évaporation par un modèle de résolution de l'équation de Richards aux prélèvements par évaporation dans une nappe fixe. La prise en compte d'une porosité de drainage constante dans un sol homogène pour transformer des flux en vitesses de rabattement de la nappe ne permet pas de reproduire les mêmes phénomènes. En effet, si la théorie en régime permanent prédit un flux prélevé dans la nappe uniquement dépendant de la demande évaporatoire, et donc constant lorsque cette dernière est constante, la vitesse de tarissement simulée par PORE décroît dès le début du tarissement. En revanche, les vitesses de tarissement de la nappe, fortement influencées par la demande évaporatoire lorsque la profondeur de la nappe est faible, en deviennent indépendantes pour les profondeurs de nappe plus élevées, et ce, conformément à la théorie du régime permanent.

## 2.5. Conclusions

### 2.5.1. Validité de la théorie du flux limite dans le cadre strict des hypothèses

Les résultats expérimentaux que nous avons obtenus en régime permanent, isotherme, dans un sol dont l'état de surface n'est pas perturbé, suivent globalement les résultats prédits par la théorie du flux limite. Pour les faibles profondeurs de nappe, les flux prélevés dans la nappe évoluent peu et sont différents pour les deux niveaux de demande évaporatoire testés ; pour les profondeurs plus importantes, où les différences entre les flux correspondants aux deux demandes évaporatoires diminuent, les flux sont essentiellement limités par le sol. La fonction flux prélevé dans la nappe - profondeur de la nappe est par ailleurs univoque et semble peu affectée par la nature de la demande évaporatoire (radiative ou aérodynamique).

Les flux limites théoriques sont approchés dès de faibles profondeurs de nappe lorsque la demande évaporatoire est maximale. Ils ne sont en revanche jamais atteints pour la demande minimale. Il y donc limitation du flux par le sol et par la demande évaporatoire. L'examen des profils de pression mesurés pour les deux niveaux de demande évaporatoire révèle qu'un équilibre des pressions s'établit en liaison avec la valeur de la demande évaporatoire, quelle que soit la profondeur de nappe.

### 2.5.2. Mulch et variabilité de la demande évaporatoire

*In situ*, les hypothèses de la théorie du flux limite ne sont pas respectées. Les horizons de surface sont perturbés par les travaux culturaux du sol, et la demande évaporatoire est soumise à une forte variabilité journalière.

*La perturbation de l'état de surface du sol de la cuve*, par un sarclage, a fait apparaître un effet de mulch avec pour conséquence une réduction des flux permanents prélevés dans la nappe, de 15 % environ, et une diminution de la valeur des succions dans le profil (au dessous de la zone perturbée dont l'état hydrique n'était pas suivi).

*Les variations nyctémérales de la demande évaporatoire* n'affectent pas les gradients hydrauliques au delà d'une profondeur de 25 cm. Lorsque la demande est de type radiative, ses variations induisent en revanche des gradients thermiques dans le sol qui semblent expliquer les variations importantes des prélèvements dans une nappe fixe, ainsi que les variations de vitesses de tarissement dans une nappe libre.

### 2.5.3. Temps d'établissement du régime permanent et validité du concept de porosité de drainage en phase d'évaporation

Deux hypothèses doivent se vérifier pour que la théorie des flux limites puisse être appliquée à une nappe drainée : (1) le temps d'établissement du régime permanent est faible devant le temps de tarissement de la nappe entre deux irrigations (quelques jours) ; (2) le concept de porosité de drainage peut être utilisé pour passer d'un prélèvement d'eau dans la nappe au rabattement de nappe correspondant. La validité de ces deux hypothèses est étudiée par le modèle de Richards.

La modélisation du temps d'établissement du régime permanent est réalisée dans des colonnes de sol de profondeur de nappe fixes, avec un état initial hydrostatique. Les simulations sont effectuées pour trois types de sols (sableux, limoneux et argileux) sous plusieurs demandes évaporatoires et pour plusieurs profondeurs de nappe. Ces temps varient de plusieurs ordres de grandeur entre les trois types de sols. De quelques minutes pour le sable, ils passent à quelques jours pour le limon et à plusieurs mois pour le sol argileux. Ils augmentent avec la profondeur de la nappe, mais la participation de la nappe à la demande évaporatoire durant la phase transitoire (70 % à 75 % du volume total prélevé environ) n'est pas affectée par le type de sol, ni la profondeur de la nappe et ni par les flux imposés (qui doivent cependant être inférieurs au flux limite). Lorsqu'un flux supérieur au flux limite est imposé au système, le modèle de Richards ne peut converger vers une solution ; il est difficile d'évaluer l'instant où la nature de la condition à la limite n'est plus représentative des échanges sol-atmosphère.

Les tarissements sous une demande évaporatoire constante sont simulés par le modèle. La difficulté de corréler l'approche en régime permanent (prélèvement dans une nappe de profondeur fixe) à l'approche en tarissement par la seule introduction d'une porosité de drainage indépendante de la profondeur de la nappe plaide pour la prise en compte d'un paramètre de « porosité de prélèvement par évaporation dans la nappe » différent de la porosité de drainage et variable avec la profondeur de la nappe.

### 2.5.4. Choix du mode de gestion de l'évapotranspiration dans un modèle de drainage

L'ensemble des conclusions concordent sur les limites restreintes d'applicabilité de la théorie des flux limites. Les limites des hypothèses sur lesquelles repose cette théorie ont été soulevées. Parmi elles, l'extension de la porosité de drainage aux phases d'évaporation nous paraît particulièrement forte, et nécessiterait une étude plus complète par le modèle de Richards. Il est par ailleurs indispensable de comprendre le rôle de la plante dans les phénomènes de remontée capillaire pour pouvoir éventuellement le modéliser.

Malgré le caractère simplifié de la théorie du flux limite, son couplage avec un modèle de drainage sera examiné dans la seconde partie de ce travail. Le concept de porosité de drainage étendu aux phases de tarissement de la nappe dues conjointement au drainage et à

l'évaporation sera adopté. Ce couplage aura pour seul objectif l'étude de l'impact d'un prélèvement dans la nappe variable avec la profondeur de la nappe sur le fonctionnement de la zone saturée du système, en mettant notamment l'accent sur la simulation des débits et des restitutions du réseau de drainage.



# CHAPITRE 3

## Modélisation du fonctionnement hydraulique du drainage

### Etat de l'art

---

Après avoir présenté les limites des approches usuelles de conception du drainage en périmètre irrigué, nous analyserons les recherches réalisées pour développer des modèles saturés de fonctionnement du drainage souterrain qui intègrent des fonctions de prélèvement par évaporation dans la nappe. Nous serons amenés à proposer une démarche de modélisation du drainage différente de celles présentées dans la littérature, afin de prendre en compte de manière plus juste l'action de l'évaporation sur le fonctionnement hydraulique du drainage.

### 3.1. Approches classiques de conception du drainage horizontal

Les deux paramètres les plus importants du réseau de drainage sont *l'écartement* et *la profondeur* des drains, nommé également couple écartement - profondeur ; la profondeur de drains est *choisie* en fonction de critères qui seront détaillés dans la suite de ce chapitre, tandis que l'écartement est *calculé* grâce à des formules de drainage qui font l'objet de cette section. Les autres paramètres sont les diamètres des drains (normalisés), les pentes des files de drains (qui ne font plus l'objet de recherches, la formule de Manning-Strickler étant utilisée), et l'utilisation éventuelle de matériaux d'enrobage (voir sur ce thème, Lennoz-Gratin, 1991).

Deux grandes approches sont utilisées, tant en climat humide qu'en climat aride ou semi-aride, pour calculer l'écartement entre les drains : le *régime permanent* et le *régime de tarissement non influencé*. Dans la première approche, le système considéré est en *équilibre* ; la hauteur de nappe est fixe ; le débit aux drains est égal à la recharge de la nappe. Cette approche a été développée aux Pays-Bas, où les régimes pluviométriques sont relativement stables. Elle est fondée sur l'idée qu'un fonctionnement *moyen* du système peut être représentatif de son fonctionnement global ; sa variabilité n'est pas prise en compte ; cette approche est la plus utilisée sous tous les climats. Les approches en régime de tarissement trouvent leurs origines en France et aux Etats-Unis. Elles ont été développées pour pouvoir prendre en compte la *dynamique* de tarissement de la nappe entre une hauteur initiale et une hauteur finale ; le

tarissement de la nappe est considéré comme *non influencé* par la pluie, ni par l'évapotranspiration.

Les approches en régime permanent et en régime de tarissement ont été appliquées au drainage en périmètre irrigué. Il a été considéré que le fonctionnement hydraulique de la nappe n'était pas influencé par le type de climat (Boumans, 1986). Les critères agronomiques de conception (nommés critères de conception dans la suite du texte) choisis sous irrigation conduisent généralement à des écartements entre les drains beaucoup plus importants (pouvant dépasser 100 mètres) qu'en régions humides (où ils sont rarement supérieurs à 25 mètres).

Les critères de conception sont essentiellement dépendants du régime choisi (permanent ou de tarissement). Les principales formules de calcul d'écartement issues des deux approches sont décrites ci dessous, puis une analyse critique des critères de conception qui découlent de ces formules pour la conception du drainage en périmètre irrigué est réalisée.

### 3.1.1. Régime permanent

Les critères de conception du régime permanent sont formulés en termes de *profondeur moyenne* de nappe à l'interdrain pour une recharge moyenne (égale au débit) et appelée *débit de projet* (cf. figure 3.1.). La profondeur de nappe est ensuite traduite en hauteur de nappe (ou charge hydraulique) à l'interdrain comptée à partir du niveau des drains.

Les principales formules du régime permanent sont les formules de Hooghoudt, Donnan, Ernst, et Kirkham (Framji et *al.*, 1987). Dans leur principe, elles relient toutes un débit de projet à une hauteur de nappe à l'interdrain pour un écartement donné et une (ou plusieurs dans le cas de sols stratifiés) conductivité hydraulique horizontale du sol. La formule de Hooghoudt est la plus fréquemment utilisée. Elle subdivise l'écoulement en un écoulement horizontal au dessus des drains et au dessous des drains. Elle peut être appliquée aux cas des sols hétérogènes verticalement. Dans le cas d'un sol homogène, elle a pour expression :

$$Q = \frac{2K_1dH + K_2H^2}{L^2} \quad (3.1)$$

où :

- L est le demi écartement entre les files de drains (L) ;
- Q est le débit de projet (LT<sup>-1</sup>) ;
- H est la hauteur de nappe à l'interdrain (L) ;
- K<sub>1</sub> est la conductivité hydraulique horizontale au dessous des drains (LT<sup>-1</sup>) ;
- K<sub>2</sub> est la conductivité hydraulique horizontale au dessus des drains (LT<sup>-1</sup>) ;
- d est la profondeur de l'imperméable par rapport au niveau des drains (L).

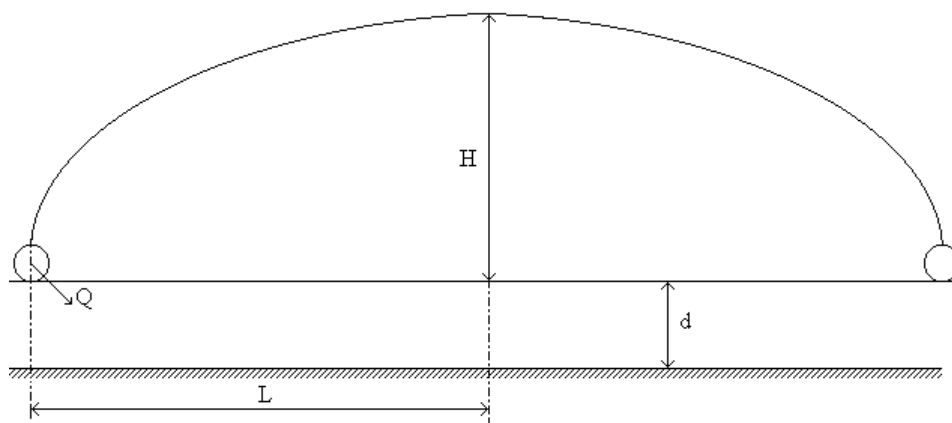


Figure 3.1. Fonctionnement du drainage en régime permanent : le système draine un débit  $Q$  égal à la pluie pour une hauteur de nappe à l'interdrain fixe  $H$ , une profondeur de l'imperméable  $d$  et un demi écartement  $L$ .

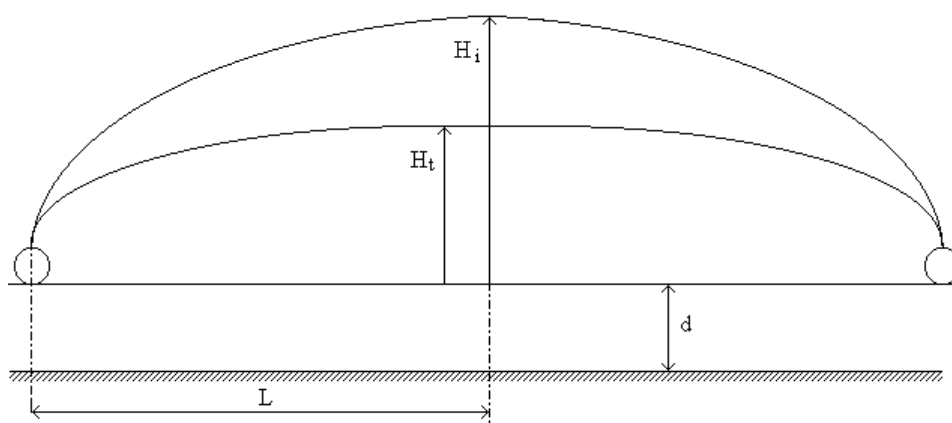


Figure 3.2. Fonctionnement du drainage en régime de tarissement : la hauteur de nappe à l'interdrain est rabattue de  $H_i$  à  $H_t$  en un temps  $t$  pour une profondeur de l'imperméable  $d$  et un demi écartement  $L$ .

La profondeur de l'imperméable est souvent remplacée par une profondeur équivalente, notée  $d'$ , plus faible, pour tenir compte des pertes de charge dues à la convergence des filets liquides vers le drain. Nous conserverons cependant la profondeur géométrique  $d$  dans ce chapitre car les auteurs n'ont pas tous adopté ce concept. Nous reviendrons sur la profondeur équivalente au chapitre 4.

Les autres formules citées plus haut reposent sur le même principe que la formule de Hooghoudt. La formule de Donnan suppose un écoulement horizontal unidimensionnel, celle de Ernst s'applique pour des sols à deux horizons surtout lorsque la conductivité hydraulique de l'horizon supérieur est nettement inférieure à celle de l'horizon inférieur. Les formules de Hooghoudt et Kirkham donnent des résultats presque identiques (Framji et *al.*, 1987).

### 3.1.2. Régime de tarissement

Les critères du régime de tarissement sont exprimés en termes de profondeur de nappe à atteindre en une certaine durée pour une hauteur initiale de nappe donnée (cf. figure 3.2.). De même que pour le régime permanent, la profondeur de nappe est traduite en hauteur de nappe à l'interdrain, par l'intermédiaire de la profondeur des drains.

Les formules les plus utilisées sont les formules de Glover-Dumm et de Guyon (Framji et *al.*, 1987). L'USBR (United States Bureau of Reclamation) a établi des courbes permettant de déterminer l'écartement entre les drains à partir des caractéristiques du système drainant (ASAE, 1994). Ces formules relient, en l'absence de recharge, l'écartement entre les drains à la hauteur de nappe à l'interdrain de la nappe à l'instant initial et final, au temps de tarissement, à la conductivité hydraulique du sol, et à sa porosité de drainage. A titre d'exemple, l'équation de Glover-Dumm s'écrit :

$$L = \frac{\pi K d t}{2 \mu} \left( \ln 1,16 \frac{H_i}{H_t} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.2)$$

où (les autres notations étant homogènes avec la relation (3.1)) :

- $H_i$  est la hauteur de nappe à l'interdrain à l'instant initial (L) ;
- $H_t$  est la hauteur de nappe à l'interdrain au temps  $t$  (L) ;
- $\mu$  est la porosité de drainage (.)

Il est à noter que seules les équations développées en régime de tarissement nécessitent l'utilisation de la porosité de drainage.

### 3.1.3. Critères de conception du drainage en périmètres irrigués

Les critères de conception permettent de traduire les objectifs du drainage dans l'une des formules de calcul de l'écartement décrites à la section précédente.

Sous irrigation, l'objectif du drainage est double : lutte contre les excès d'eau et contre les excès de sels. Les critères de conception du drainage concernent donc : (1) le niveau auquel doit être maintenue la nappe pour éviter l'engorgement des cultures ; (2) la quantité d'eau que doit évacuer le réseau pour maintenir une balance des sels équilibrée dans le sol. Les autres objectifs qui apparaissent à l'heure actuelle sont notamment liés aux problèmes environnementaux (rejets des eaux de drainage salées et polluées sans risques pour le milieu) et aux tensions sur la ressource en eau (réutilisation éventuelle des eaux de drainage). Ils ne sont à l'heure actuelle pas pris en compte dans le calcul du couple écartement - profondeur des drains.

La définition des critères de conception nécessaires au calcul de l'écartement des drains ne peut s'effectuer que lorsque leur profondeur est définie. La détermination de cette profondeur est liée à la notion de *période critique* qui est définie ci dessous. Les critères de hauteur de nappe définis pour éviter les excès d'eau nuisibles aux cultures sont ensuite décrits. Cette section se conclut par le principe de calcul de fraction de lessivage. Ce critère permet de définir la quantité d'eau que doit évacuer le réseau pour éviter une accumulation de sels dans la zone racinaire du sol.

#### *3.1.3.1. Périodes critiques*

La formulation des critères de conception pour lutter contre l'engorgement racinaire et/ou la salinité est liée à la notion de *période critique* qui est définie comme la période du cycle cultural durant laquelle les risques liés à l'engorgement et/ou liés à la salinisation sont les plus élevés.

Sous irrigation et en zone aride, deux périodes critiques sont définies :

- la période d'irrigation proprement dite durant laquelle le risque est à la fois l'engorgement de la zone racinaire durant les pics d'irrigation (engorgement d'autant plus néfaste que la période d'irrigation coïncide souvent avec la saison chaude où les cultures sont les plus sensibles aux phénomènes d'anoxie racinaire) et la salinisation de la zone racinaire par remontée capillaire d'eau salée entre deux apports d'eau ;
- la période de jachère durant laquelle des flux de remontée capillaire importants peuvent également se produire. L'importance relative de ces deux périodes dépend de l'intensité culturale.

En zone semi-aride/semi-humide, les périodes critiques correspondent :

- à la saison pluvieuse ; celle-ci a lieu durant la saison froide sous climat méditerranéen ; seuls les risques d'engorgement sont alors à craindre (Beltran, 1978 ; van Ginneken, 1990) ; en revanche, en climat de mousson, la saison pluvieuse correspond aussi à la saison chaude et nécessite également de se prémunir contre les remontées capillaires ;
- à la saison sèche, sous irrigation, les mêmes problèmes qu'en zones arides apparaissent mais avec une ampleur moindre à cause d'une plus faible demande évaporatoire.

L'existence et la durée des périodes critiques de jachère dépend des intensités de mise en culture des sols. Lorsque cette intensité est faible, comme en Irak ou au Pakistan, les périodes de jachère sont longues ; les risques de salinisation sont alors élevés, notamment lorsque la nappe est alimentée en permanence par la fuite des canaux (Boumans, 1986). La profondeur des drains préconisée est alors plus importante qu'en l'absence de période de jachère. Cette profondeur est déterminée par la profondeur critique du sol (cf. section 1.1.2.). La FAO (1980) prescrit une profondeur de nappe de 1,4 m pour les sols de texture grossière et fine, et de 1,7 m pour les sols de texture moyenne (cf. annexe 2). Le débit à évacuer étant faible, car provenant principalement de la fuite des canaux, une faible hauteur de nappe à l'interdrain permettra son évacuation par le réseau de drainage. La profondeur des drains prescrite est donc environ égale à la profondeur critique : une hauteur de nappe de 10 cm est prise par la FAO (1980), ce qui conduit à des profondeurs de drains respectivement égales à 1,5 et 1,8 m pour les sols de texture grossière et fine, et pour les sols de texture moyenne.

### 3.1.3.2. Critères de lutte contre l'engorgement racinaire

Les critères de lutte contre l'engorgement racinaire se traduisent en termes de *profondeur de nappe minimale admissible*. La profondeur de nappe minimale prescrite par la FAO (1980) se réfère à la période critique d'irrigation. C'est la nature du sol et la profondeur racinaire des cultures qui permet la détermination de la profondeur de la nappe ; elle est fixée à une profondeur comprise entre 1,0 et 1,6 m en régime permanent et entre 0,9 et 1,4 m en régime de tarissement ; la profondeur de la nappe requise en régime de tarissement correspond à la profondeur minimale sensée être atteinte après une irrigation.

### 3.1.3.3. Critères de lutte contre la salinité - calcul de la fraction de lessivage

Lorsque l'on irrigue avec une eau chargée en sels, ce qui constitue la grande majorité des situations, il faut prévoir un apport d'eau supplémentaire pour lessiver les sels contenus dans l'eau d'irrigation. Cette proportion de la dose d'irrigation est appelée *fraction de lessivage*. Sa valeur doit être calculée de telle sorte que la zone racinaire demeure à une concentration en sels inférieure au seuil de tolérance de la culture pratiquée. Le drainage artificiel est conçu pour pouvoir évacuer la fraction de lessivage.

Le concept de fraction de lessivage a été introduit par l'USDA dès 1954 (*in* Boumans, 1986). Plusieurs formules de calcul de la fraction de lessivage existent. Elles reposent toutes sur un bilan hydrique et salin. Le système considéré est la zone racinaire du sol (environ le premier mètre) dans laquelle la salinité doit rester stable. Le bilan en eau complet de cette zone peut être écrit de la façon suivante (Hoffman, 1994) :

$$D_s = D_r + D_g + D_i - D_e - D_t - D_d \quad (3.3)$$

où :

- $D_s$  est la lame d'eau stockée ou déstockée de la zone racinaire ;
- $D_r$  est la lame d'eau de pluie ;
- $D_g$  est la lame d'eau issue des remontées capillaires ;
- $D_i$  est la lame d'eau provenant de l'irrigation ;
- $D_e$  est la lame d'eau évaporée ;
- $D_t$  est la lame d'eau transpirée ;
- $D_d$  est la lame d'eau drainée.

Le bilan en sels correspondant s'écrit de la façon suivante :

$$S_s = D_r C_r + D_g C_g + D_i C_i + S_m + S_f - D_d C_d + S_p + S_c \quad (3.4)$$

La lettre  $C$  est le symbole de la concentration, les indices sont homogènes avec ceux de l'équation (3.3). Par ailleurs :

- $S_s$  est la quantité de sels stockée ou déstockée dans la zone racinaire du sol ;
- $S_m$  est la quantité de sels provenant de la dissolution des minéraux ;
- $S_f$  est la quantité de sels ajoutés par les fertilisants ;
- $S_p$  est la quantité de sels précipités ;
- $S_c$  est la quantité de sels extraits par les cultures récoltées.

Le calcul de la fraction de lessivage est basée sur le principe d'une variation de stock en sels de la zone racinaire,  $S_s$ , nulle et ce, sur *une certaine durée* (qui peut varier du temps entre deux irrigations à plusieurs cycles culturaux) et pour une *concentration moyenne en sels de la zone racinaire fixée*.

Le bilan (3.4) est généralement calculé sur de longues périodes, de manière à la simplifier à ses deux composantes principales, l'eau d'irrigation et l'eau de drainage (Servant, 1978). Néanmoins, la prise en compte de processus supplémentaires peut s'avérer utile. Bouwer (1969) introduit le concept d'efficacité du lessivage pour tenir compte de l'effet de la vitesse de l'infiltration de l'eau d'irrigation à travers la zone racinaire sur le niveau de concentration de l'eau lessivée ; plus cet écoulement sera rapide, notamment lorsqu'il a lieu par les fissures du sol, moins la solution lessivée se chargera en sels au contact de la zone racinaire et moins elle sera efficace (la concentration du sol étant supposée plus élevée que celle de l'eau d'irrigation) ; van Hoorn (1984) prend en compte les remontées capillaires dans le bilan (3.4) ainsi que le cas

d'une période pluvieuse ; Valles et *al.* (1983) subdivisent la zone racinaire du sol en 4 compartiments et supposent une concentration progressive de la solution du sol ; Valles et *al.* (1983) définissent également une méthode « géochimique » pour tenir compte des phénomènes de dissolution et de précipitation.

Le calcul de la fraction de lessivage ne sera pas étudié plus avant dans cette étude. Nous le prendrons en compte comme un critère de conception du réseau de drainage. Le critère de lutte contre la salinité consistera donc à veiller à ce que la fraction de lessivage soit évacuée par le réseau de drainage. Pour la période critique d'irrigation, les critères de fraction de lessivage s'expriment de manière différente selon que le régime permanent ou le régime de tarissement est considéré. En régime permanent, la fraction de lessivage est égale au débit de projet (cf. section 3.1.1.). En régime de tarissement, elle permet de calculer le rabattement de la nappe nécessaire à partir de la hauteur de nappe initiale (cf. section 3.1.2.). Ce calcul s'effectue en utilisant la porosité de drainage pour transformer le volume correspondant à la fraction de lessivage en rabattement de nappe.

La démarche classique pour calculer l'écartement et la profondeur de la nappe est récapitulée à la figure 3.3.

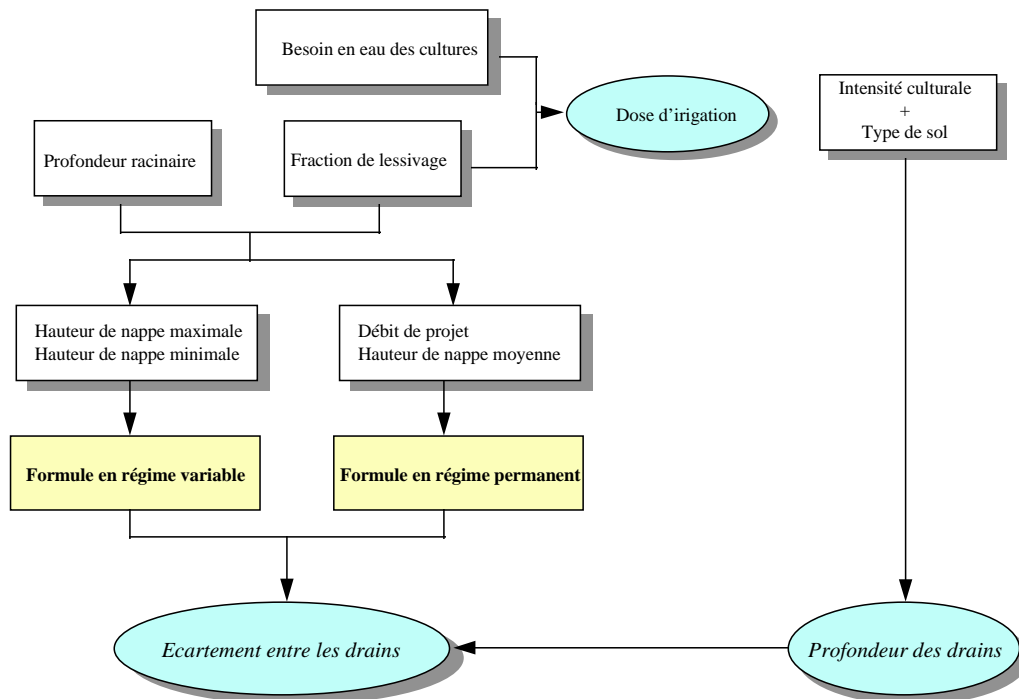


Figure 3.3. Démarche classique de calcul de l'écartement et de la profondeur des drains en périmètre irrigué.



## 3.2. Discussion des méthodes de conception

Dans les méthodes et les critères de conception actuellement utilisés, de nombreuses hypothèses sont émises. Les plus fortes d'entre elles sont discutées ci-dessous.

1- *L'échelle de temps et d'espace utilisée.* Le système drainé considéré est réduit à l'échelle du périmètre irrigué et les intervalles de temps, notamment vis-à-vis du bilan des sels, sont réduits à la durée entre deux apports par irrigation. Une conception *durable* d'un système drainé en périmètre irrigué nécessiterait cependant :

- la compréhension de l'hydrologie du système aquifère dans lequel il doit s'insérer ; l'utilisation de modèles à l'échelle du périmètre couplés avec des modèles de gestion de nappe profonde sont notamment nécessaires afin d'évaluer l'impact à long terme de l'installation d'un système irrigué/drainé sur l'hydrologie du système aquifère ;
- la prise en compte d'une dynamique des sels dans la zone racinaire à l'échelle d'un cycle cultural, voire de plusieurs années lorsque plusieurs rotations culturales se succèdent, car il est particulièrement important que le bilan des sels soit stable sur une tendance longue ; sur cet aspect, la notion d'« équilibre dynamique » développée par l'USBR (ASAE, 1994) pour le calcul de l'écartement des drains en climat aride et semi-aride est intéressante car elle repose sur une analyse de la dynamique de la nappe (mais non des sels) sur un cycle cultural entier d'une année comprenant plusieurs irrigations ; nous discuterons de cette méthode au chapitre 6 du présent mémoire.

2- *Le critère de profondeur critique* conduit à des profondeurs de drains importantes. Il en résulte une augmentation du coût des projets. L'augmentation de la profondeur des drains nécessite en effet la construction d'émissaires plus profonds, dont l'entretien est plus difficile comme le montre l'expérience égyptienne (Abu-Zeid, 1993), ou parfois la construction de stations de relevage. De plus, ce critère n'est pas pertinent dans le cas des systèmes intensifs, où les périodes de jachère (en l'absence d'irrigation) sont très courtes (Abu-Zeid, 1993 ; Qamar, 1992). A cet effet, Boumans (1986) propose de relier le concept de profondeur critique, non plus uniquement à la conductivité hydraulique non saturée du sol, mais également à la durée de la période de jachère et au cumul des évapotranspirations durant cette période. L'auteur propose en conséquence la redéfinition du critère en une « profondeur de la nappe pour laquelle le cumul des prélèvements par remontée capillaire durant la totalité de la période ne doit pas dépasser une limite donnée ». Boumans (1986) note de plus qu'il n'y a pas de raison pour que les drains soient disposés à la profondeur critique dans le cas où il n'y a pas d'infiltration, notamment en provenance des canaux, puisque la nappe se rabattra d'elle-même rapidement à la profondeur critique durant la période de jachère, sous l'effet de l'évaporation.

3- *Les remontées capillaires* ne sont pas prises en compte. La discussion de cette hypothèse fait l'objet de notre étude. La dissociation *a priori* de la quantité d'eau destinée aux cultures et

de la fraction de lessivage permet de considérer que la nappe ne fonctionne que sous l'influence de la fraction de lessivage : en régime permanent, la fraction de lessivage est répartie en une recharge « moyenne » entre deux irrigations, pour définir le débit de projet ; en régime de tarissement, la fraction de lessivage est considérée seule contribuer à la hausse de hauteur de nappe après l'apport par irrigation ; le tarissement de celle-ci est ensuite considéré comme non influencé par l'évapotranspiration. Les deux approches, en régime permanent et en tarissement non influencé, sont cependant aussi éloignées l'une que l'autre de la dynamique réelle de la nappe entre deux irrigations (Boumans, 1986). En effet, la nappe se tarit sous l'effet conjoint du drainage et de l'évapotranspiration : le système fonctionne en *subirrigation* (Abu-Zeid, 1993).

Des recherches ont cependant été effectuées pour mettre au point des formules de dimensionnement des réseaux de drainage en tenant compte des remontées capillaires. L'objectif de la section suivante est de réaliser une analyse critique des hypothèses sur lesquelles ces modèles sont fondés.

### **3.3. Prise en compte de l'évaporation dans les modèles de drainage saturés**

Les différents travaux menés pour prendre en compte l'évaporation dans les équations du drainage ont eu comme objectif l'augmentation des écartements entre les drains, afin de réduire les coûts des projets de drainage. Les approches reposent uniquement sur un critère d'excès d'eau, car la participation de l'évaporation au tarissement de la nappe accélère sa dynamique, d'où la nécessité d'une efficacité du drainage moindre, et l'augmentation des écartements prescrits. Ces travaux n'ont en revanche pas comme objectif la lutte contre la salinité et ne s'intéressent ni au calcul de la restitution du réseau de drainage, ni au contrôle du critère de fraction de lessivage.

La mise au point de modèles de tarissement de la nappe sous l'effet conjoint du drainage et de l'évaporation a généralement été effectuée par la *combinaison d'une équation en régime permanent à une équation de continuité*. L'équation en régime permanent (du type de l'équation de Hooghoudt (3.1)) est assimilable à une équation dynamique à l'échelle de la parcelle, car elle relie un débit à une hauteur de nappe à l'interdrain. L'équation de continuité, ou bilan hydrique, permet, à l'échelle de la parcelle également, de relier la variation de hauteur de nappe à l'interdrain, au débit et au prélèvement par évaporation dans la nappe. Cette approche parcellaire, qui conduit à une équation en régime variable, est donc fondée sur *l'hypothèse que le régime variable correspond à une succession de régimes permanents*. Elle suppose que le prélèvement dans la nappe ne peut agir sur la relation entre le débit et la hauteur de nappe à l'interdrain (nommée également relation  $Q(H)$  par la suite).

Une autre approche, locale, consiste à résoudre une combinaison de l'équation dynamique et de l'équation de continuité sous forme différentielle, telle que l'équation de Boussinesq (1904).

Les relations entre débit et hauteur de nappe ne sont dans ce cas pas fixées *a priori*. Les recherches fondées sur les deux approches sont développées dans cette section.

### 3.3.1. Relation entre débit et hauteur de nappe à l'interdrain fixée *a priori*

Des modèles fondés sur la combinaison d'une équation en régime permanent à une équation de continuité ont été développés dans des zones géographiques bénéficiant d'un climat aride ou semi-aride : Chine ; Egypte ; Etats-Unis ; Inde.

**Les équations dynamiques** à l'échelle de la parcelle utilisées diffèrent principalement selon qu'elles reposent ou non sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Cette hypothèse suppose l'écoulement horizontal dans la zone saturée. Dans ce cas, le gradient de charge hydraulique peut être assimilé à la pente de la surface piézométrique.

Pandey et Gupta (1990), Nikam et al. (1991) et Gupta et al. (1993) en Inde, et Skaggs aux Etats-Unis (1980) utilisent l'équation de Hooghoudt (3.1) et *ipso facto*, les hypothèses de Dupuit. Seul Hammad (1962) en Egypte, qui semble également être le premier auteur à avoir cherché à introduire une composante d'évaporation dans les formules de tarissement, développe une équation dynamique non fondée sur l'hypothèse de Dupuit. L'auteur résout l'équation de Laplace au sein du milieu saturé en supposant que la perte de charge au dessus des drains est faible devant la perte de charge totale. Il obtient, en régime permanent, une relation *non explicite* entre le débit aux drains et la hauteur de nappe à l'interdrain. Les chercheurs chinois ont produit une abondante littérature (non traduite) sur le thème du drainage sous évaporation depuis le début des années 1980. Ils semblent de plus être les seuls à utiliser un modèle prenant en compte l'évaporation dans leur pratique de conception. Wenyan et al. (1994), font la synthèse de ces travaux. Ils n'utilisent cependant qu'une équation dynamique de type conceptuelle, dans laquelle débit et hauteur de nappe sont proportionnellement reliés par un coefficient de « résistance à l'infiltration » (qui dépend de la profondeur de l'imperméable, de l'écartement et du diamètre des drains, et de la hauteur de nappe à l'interdrain), par la conductivité hydraulique, et par l'écartement entre les drains.

Les approches diffèrent de plus par le type de prise en compte de l'évaporation dans **l'équation de continuité**. La plus utilisée est la fonction (1.1) d'Averianov (1956). Cette fonction est généralement simplifiée en une décroissance *linéaire* du prélèvement dans la nappe avec la profondeur de la nappe. Par exemple, Pandey et Gupta (1990) utilisent la fonction suivante :

$$P = E_0 (1 - b(H_0 - H)) \quad (3.5)$$

où :

- P est le prélèvement dans la nappe ( $LT^{-1}$ ) ;
- $E_0$  est l'évaporation en bac d'eau libre ( $LT^{-1}$ ) ;
- H est la hauteur de nappe à l'interdrain (L) ;
- $H_0$  est la hauteur de nappe affleurante à l'interdrain (L) ;

- $b$  est un coefficient à ajuster ( $L^{-1}$ ).

Nikam et *al.* (1991) utilisent la même procédure que Pandey et Gupta (1990) en utilisant une succession de segments de pentes différentes pour décrire la décroissance avec la profondeur du rapport entre le prélèvement dans la nappe et l'évaporation en bac ; Hammad (1962) suppose de plus que le coefficient  $b$  est égal à l'inverse de la profondeur de la nappe ( $b = \frac{1}{H_0}$ ).

Skaggs (1980) suppose que la totalité de l'évaporation est prélevée dans la nappe jusqu'à concurrence du *flux limite* ; à partir d'observations réalisées sur de longues périodes, Wenyan et *al.* (1994) notent la non validité de la loi conceptuelle (1.1) d'Averianov (1956) dans le calcul de l'écartement des drains, qui serait dans ce cas surestimé ; leurs résultats montrent que le rapport entre le prélèvement dans la nappe et l'évaporation en bac d'eau libre n'est pas uniquement fonction de la profondeur de la nappe, mais aussi de la valeur de l'évaporation ; ce rapport diminue lorsque l'évaporation augmente. Wenyan et *al.* (1994) optent pour une modélisation conceptuelle, fondée néanmoins sur le concept de flux limite. Ils proposent la formulation suivante :

$$P = q_l (1 - e^{-\eta E_0/q_l}) \quad (3.6)$$

où :

$$\eta = e^{-(1/q_l)^{n'}} \quad (3.7)$$

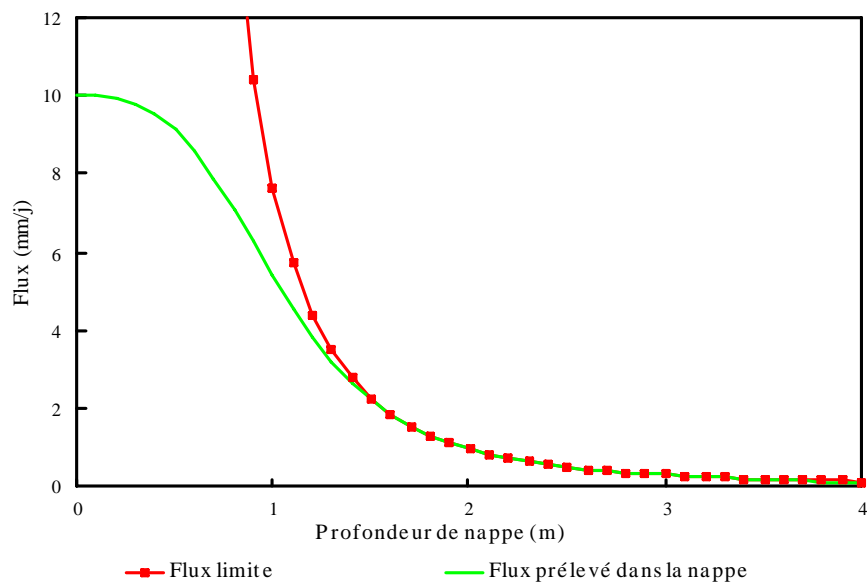


Figure 3.4. Exemple de décroissance du prélèvement dans la nappe avec sa profondeur (d'après Wenyan et *al.*, 1994).

avec  $n'$ , paramètre expérimental compris entre 0,3 et 0,5 ;  $q_l$  correspond au flux limite ; deux expressions de ce flux sont données par Wenyan et *al.* (1994) correspondant : (1) à la

conductivité hydraulique non saturée définie par la relation (1.4) ; (2) à la conductivité hydraulique non saturée définie par la loi de Gardner (1.4a). Un exemple de la décroissance du prélèvement dans la nappe avec sa profondeur est donné figure 3.4. Cette approche est intéressante car elle présente de nombreuses similitudes avec les observations réalisées à la section (2.2.2.) : les flux prélevés dans la nappe décroissent dès que la profondeur de la nappe n'est plus nulle, d'abord indépendamment du flux limite, puis ils tendent vers ce flux lorsque la profondeur augmente.

Lorsque le choix de la fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe est réalisé, l'écriture de l'équation de continuité (ou bilan hydrique) s'effectue de la façon suivante (Pandey et Gupta, 1990) :

$$Q + E_0 (1 - b(H_0 - H)) = -\mu C \frac{dH}{dt} \quad (3.8)$$

où :

- $\mu$  est la porosité de drainage ;
- $Q$  est le débit aux drains ;
- $C$  est un facteur de forme de nappe.

Le facteur de forme de nappe,  $C$ , utilisé par les auteurs est inspiré des travaux de Bouwer et van Schilfgaarde (1963). Il correspond au ratio du rabattement moyen de la nappe entre les drains sur son rabattement à l'interdrain ; sa valeur est comprise entre 0,8 et 1. Le facteur de forme de nappe est également utilisé par Skaggs (1980) ainsi que par Wenyan et *al.* (1994). Une définition plus rigoureuse des facteurs de forme de nappe sera donnée à la section suivante, tandis que l'importance de leur rôle dans le calcul du débit aux drains sera mis en évidence au chapitre 4.

On notera par ailleurs que le concept de porosité de drainage est étendu, sans discussion de la part des auteurs, à la phase de prélèvement dans la nappe dans l'équation de continuité (3.8). Implicitement, cette hypothèse signifie qu'un prélèvement dans la nappe agit de manière identique sur le rabattement de la nappe qu'un drainage gravitaire. Nous avons cependant montré, au chapitre 2, que le mécanisme de rabattement d'une nappe sous l'effet de l'évaporation était complexe et ne pouvait être pris en compte par une simple porosité indépendante de la profondeur de la nappe et qui, de plus, serait identique à la porosité de drainage gravitaire.

L'équation (3.8), combinée à l'équation de Hooghoudt (3.1) et intégrée, fournit l'équation de tarissement suivante :

$$t = \frac{\mu C L^2}{2K_{1d} + E_0 b L^2} \operatorname{Ln} \left( \frac{H_0}{H} \frac{K_2 H + 2K_{1d} + E_0 b L^2}{K_2 H_0 + 2K_{1d} + E_0 b L^2} \right) \quad (3.9)$$

où  $t$  est le temps nécessaire pour un rabattement de nappe de la nappe affleurante à l'interdrain  $H_0$  à la hauteur  $H$ . L'équation (3.9) est explicite. Les équations développées par Hammad (1962) et par Wenyan et *al.* (1994) ne le sont en revanche pas, car les équations dynamiques utilisées n'expriment pas explicitement le débit en fonction de la hauteur de nappe à l'interdrain. Le calcul de l'écartement entre les drains s'effectue alors par itérations successives.

Les équations de tarissement de la nappe développées uniquement pour calculer l'écartement entre les drains selon un critère d'engorgement des racines, peuvent également être résolues en débit. Cependant, malgré les différences significatives qu'elles présentent, *ces équations reposent toutes sur la même hypothèse de relation  $Q(H)$  fixe*. Cette hypothèse signifie que les formes de la nappe et les relations entre débit et hauteur de nappe sont identiques dans deux situations très différentes : (1) en régime permanent, lorsque l'intensité pluviométrique est égale au débit aux drains ; et (2) en tarissement influencé par l'évaporation, lorsque l'évaporation « pompe » dans la nappe. La pertinence de cette hypothèse ne peut être analysée que par la recherche d'une solution du régime variable par l'intégration d'une équation différentielle telle que l'équation de Boussinesq (1904) qui combine *localement* équation de continuité et équation dynamique.

### 3.3.2. Relation entre débit et hauteur de nappe à l'interdrain non fixée a priori

Skaggs (1975) incorpore un terme puits constant (qui peut aussi être assimilable à une infiltration profonde à travers le substratum imperméable) dans l'équation de Boussinesq. L'équation mise sous forme adimensionnelle, est résolue selon un schéma implicite aux différences finies ; la nappe est horizontale et affleurante à l'état initial. *L'auteur note qu'un prélèvement dans la nappe, homogène entre le drain et l'interdrain entraîne un dégonflement de la nappe, et fait décroître le débit correspondant à une profondeur de nappe donnée ; ceci signifie qu'un prélèvement dans la nappe agit sur la relation  $Q(H)$* . L'effet de la position de l'imperméable sur le tarissement est de plus testé pour plusieurs valeurs de l'évaporation. Il est d'autant plus significatif que l'évaporation est faible et que le drainage prédomine.

### 3.3.3. Conclusions

Dans la majorité des modèles décrits ci dessus, l'évaporation est prise en compte de manière sommaire par l'approche conceptuelle d'Averianov (1956) décrite à la section (1.1.1). L'extension de la porosité de drainage dans l'équation de continuité aux phases de prélèvement par évaporation dans la nappe est en outre admise, et n'est pas discutée par les auteurs.

Auteur	Skaggs (1975)	Hammad (1962)	Pandey et Gupta (1990)	Wenyan et al. (1994)	
Pays	Etats-Unis	Egypte	Inde	Chine	
Critère de dimensionnement	H0 = 1,38 m H1 = 1,08m t = 1,5 j	H0 = 1,22 m H1 = 0,76m t = 2 j	H0 = Surf $\Delta H = 0,3$ m t = 2 j	H0 = 2,5 m H1 = 2 m t = 8,5 j	
Prise en compte du prélèvement dans la nappe	prélèvement uniforme	décroissance linéaire	décroissance linéaire	décroissance linéaire	flux limite
$E_0$ (mm/j)	13	5	9	10	10
Accroissement d'écartement	63 %	55 %	20 %	90 %	25-50 %

Tableau 3.1. Critères de dimensionnement du drainage avec une prise en compte de la contribution de la nappe à l'évaporation.

L'accroissement des écartements entre les drains obtenus par la prise en compte de l'évaporation dans les modèles saturés sont récapitulées au tableau 3.1. Quelle que soit la fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe utilisée, les différentes formules de tarissement conduisent toutes à une augmentation sensible des écartements par rapport à leur application, pour le même critère de rabattement de la nappe, en l'absence d'évaporation. Les accroissements calculés par Skaggs (1975) (forte évaporation intégralement prélevée dans la nappe) et par Gupta *et al.* (1993) sont en revanche faibles devant celles calculées par Wenyan *et al.* (1994) et Hammad (1962) pour une évaporation plus faible et qui, de plus, décroît avec la profondeur. Il est difficile d'expliquer ces différences car les formules et les paramètres de drainage utilisés par chaque auteur diffèrent dans de larges proportions.

Les équations de conception développées par les différents auteurs sont uniquement basées sur le calcul du temps de rabattement de la nappe. L'influence d'un prélèvement par évaporation dans la nappe sur le débit évacué par le réseau de drainage et le coefficient de restitution qui en résulte n'est pas considéré. Dans une problématique de drainage sous irrigation, où la lutte contre la salinité a autant d'importance que la lutte contre l'excès d'eau, le contrôle du volume d'eau évacué par le réseau de drainage est déterminant pour que celui-ci puisse jouer son rôle dans le maintien d'un bilan des sels dans le sol équilibré.

Les résultats obtenus par Skaggs (1975) montrent de plus que, dans l'équation de Boussinesq, *la forme de la nappe*, ainsi que *la relation entre débit aux drains et hauteur de nappe à l'interdrain (relation  $Q(H)$ )*, sont affectés par un prélèvement dans la nappe. Ce résultat est en contradiction avec l'hypothèse que le régime variable correspond à une succession de régimes permanents et que la relation entre débit et hauteur de nappe ainsi que la forme de la nappe peuvent être fixées *a priori* sans prendre en compte l'action de l'évaporation.

Seul un modèle basé sur une équation locale, telle l'équation de Boussinesq, peut donc éviter de recourir à l'hypothèse d'un régime variable correspondant à une succession de régimes permanents, et à une relation  $Q(H)$  fixée *a priori*. La résolution numérique de l'équation différentielle locale ne permet cependant pas d'aboutir à une formulation simple du débit, et de sa relation avec la hauteur de nappe à l'interdrain. Pour permettre cette formulation, une méthode, développée dans le contexte du drainage en conditions hivernales sans évaporation et fondée sur l'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq est décrite dans la section suivante. Elle présente l'originalité d'aboutir, à partir de cette équation *locale*, à des équations à *l'échelle de la parcelle* permettant le calcul du débit et de la hauteur de nappe à l'interdrain, sans faire d'hypothèses sur la relation  $Q(H)$ . Le chapitre se conclut sur les hypothèses sur lesquelles repose le modèle qui résulte de ces équations.



### 3.4. Modélisation des débits par l'équation de Boussinesq - historique

L'équation développée par Boussinesq (1904) (qui sera nommée équation de Boussinesq dans la suite du texte), est la combinaison locale de l'équation de Darcy et de l'équation de continuité. Elle a fait l'objet de nombreuses recherches et critiques depuis le début du siècle. L'hypothèse de Dupuit a notamment longtemps été remise en question par les auteurs (voir à ce sujet la synthèse détaillée de l'évolution des modèles saturés réalisée par Lesaffre, 1989, page 147-149). Les travaux traditionnels menés pour s'en affranchir a conduit les auteurs à résoudre l'équation de Laplace au sein du domaine saturé. Les modèles ainsi créés (mathématiques ou physiques) ne sont cependant pas capables de résoudre de façon rigoureuse le régime variable car ils reposent sur l'hypothèse que ce régime peut être décrit par succession de régimes permanents (voir également la section précédente).

Certaines recherches récentes se sont portées vers la mise au point de modèles « complets » fondés sur l'équation de Richards en milieux variablement saturés. Ceux-ci permettent en effet de s'affranchir de l'hypothèse de Dupuit et du paramètre de porosité de drainage. Les gains de précision réalisés par l'utilisation de tels modèles ne peuvent cependant avoir d'intérêt, à des fins de conception, que si l'on dispose des paramètres avec suffisamment de précision (Skaggs et Tang 1976). Or, ceux-ci (conductivité hydraulique non saturée, relation pression-teneur en eau) présentent à la fois des difficultés de la mesure, une variabilité spatiale ainsi qu'un coût d'acquisition importants qui rendent leur applicabilité difficile pour le dimensionnement. Ces modèles peuvent en revanche être utilisés comme outils de vérification des modèles saturés.

Par ailleurs, des améliorations de la modélisation par l'équation de Boussinesq ont permis de réduire l'erreur due à l'hypothèse de Dupuit. Ces améliorations ont principalement porté sur la prise en compte d'une *profondeur équivalente* sous le niveau des drains qui consiste à considérer une profondeur de l'imperméable fictive plus faible que la profondeur réelle afin de tenir compte de la convergence des filets liquides vers les drains. L'utilisation de la *fonction de potentiel de débit unitaire* a ensuite permis une utilisation plus féconde de l'hypothèse de Dupuit en limitant l'application de celle-ci à l'interdrain, pour la partie de l'écoulement située au dessus des drains. Guyon (1964, 1981) a enfin introduit le concept de *formes de nappes* qui a permis d'intégrer spatialement l'équation de Boussinesq en phase de tarissement non influencé et en sols hétérogènes verticalement afin de lui retrouver son sens physique. De plus, les différentes confrontations des données de terrain aux résultats du modèle de Boussinesq ont permis de mettre en évidence sa validité (Guyon, 1964 ; Lesaffre, 1989).

Parallèlement au débat sur la validité du modèle de Boussinesq, une seconde controverse a longtemps été d'actualité, sur la capacité de ce modèle à expliquer les épisodes de débit de pointe observés sur les réseaux de drainage. La réponse d'un réseau à un événement pluvieux hivernal élémentaire se décompose en effet classiquement en deux phases :

- une phase de débit de pointe d'une durée de quelques heures, au cours de laquelle le débit croît puis décroît très rapidement en fonction de l'intensité pluviométrique ;
- une phase de tarissement non influencé caractérisée par une décroissance régulière et lente des débits qui peut durer quelques jours.

La seconde phase a été modélisée dès les premiers travaux de Boussinesq (1904). En revanche, la phase de débit de pointe a longtemps été considérée comme un phénomène non déductible du seul comportement de la nappe suite à l'argument suivant : le moteur de l'écoulement étant le gradient hydraulique égal à la pente de la surface libre de la nappe, le débit aux drains est donc entièrement déterminé par celle-ci et il y a indépendance entre la condition à la limite supérieure du système (recharge) et le débit. Les écoulements dans la nappe étant insuffisants pour générer les débits de pointe, l'explication la plus communément admise a été celle de Flodkvist (*in* Russel, 1934) qui consistait à attribuer leur origine à des écoulements préférentiels horizontaux sur la base de l'horizon superficiel perturbé du sol, dans le sens de la plus grande pente, jusqu'à la tranchée de drainage. La tranchée, beaucoup plus perméable que le reste du sol, devait permettre un écoulement vertical rapide en direction des drains, et générer un débit de pointe. Cette hypothèse a cependant été mise en défaut par Lesaffre et Zimmer (1987) qui ont expérimentalement mis en évidence, dans des matériaux limono-argileux, le fait que les débits de pointe pouvaient être expliqués par le seul comportement de la nappe.

Dans ce contexte, et sur la base des résultats expérimentaux, Lesaffre (1989) a généralisé la démarche de Boussinesq et de Guyon. Cet auteur a développé des équations à l'échelle parcellaire qui permettent de calculer les différentes composantes du débit lorsque le système drainant est soumis à une recharge essentiellement *positive et variable*. La relation  $Q(H)$  obtenue par Lesaffre (1989) est notamment dépendante *de la pluie et de la forme de la nappe* à la différence des modèles décrits à la section 3.3.1. (relation  $Q(H)$  connue *a priori*, et indépendante de la condition à la limite supérieure du système comme, par exemple, l'équation de Hooghoudt (3.1)).

La résolution des équations développées par Lesaffre (1989) dans un modèle, SIDRA, permet la simulation des hauteurs de nappe à l'interdrain et des débits. La confrontation des résultats du modèle à des données de terrain a mis en évidence sa capacité, *en climat tempéré*, à correctement prédire les phénomènes, avec néanmoins une tendance à générer certains pics de débits non observés (Zimmer, 1989 ; Lesaffre, 1989). Nous utiliserons la démarche de Lesaffre (1989) dans le but d'élaborer un modèle qui prenne en compte une recharge *négative* (cf. chapitre 5). Auparavant, et après une brève démonstration de l'équation fondamentale de Boussinesq, les principales étapes de l'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq en sols homogènes seront développées pour aboutir aux équations parcellaires résolues par le modèle.

Le modèle SIDRA résout cependant les équations parcellaires de façon simplifiée : une hypothèse selon laquelle *la forme de la nappe est indépendante de la recharge* est réalisée. Cette hypothèse sera discutée au chapitre 5 par la comparaison du modèle SIDRA à un modèle fondé sur la résolution de l'équation de Boussinesq aux éléments finis, SIDRA-2.

### 3.5. Etablissement de l'équation de Boussinesq

La démarche qui conduit à l'établissement de l'équation de Boussinesq est brièvement démontrée dans cette section ; les conditions aux limites du système drainant sont décrites et les principales hypothèses sont discutées.

#### 3.5.1. Définition du système géométrique

Le système géométrique considéré est représenté à la figure 3.5. Les conditions aux limites du système peuvent se résumer à 4 hypothèses :

- 1- le toit de l'imperméable (axe Ox) est horizontal ; (H1)
- 2- le flux vertical à travers l'imperméable est négligeable ; (H2)
- 3- le flux horizontal à l'interdrain (axe Oz) est nul ; (H3)
- 4- la charge hydraulique est nulle au drain ; (H4)
- 5- l'hypothèse de Dupuit est adoptée ; (H5)
- 6- la conductivité hydraulique est homogène horizontalement et verticalement ; (H6.1)
- 7- la porosité de drainage est homogène horizontalement et verticalement. (H6.2)

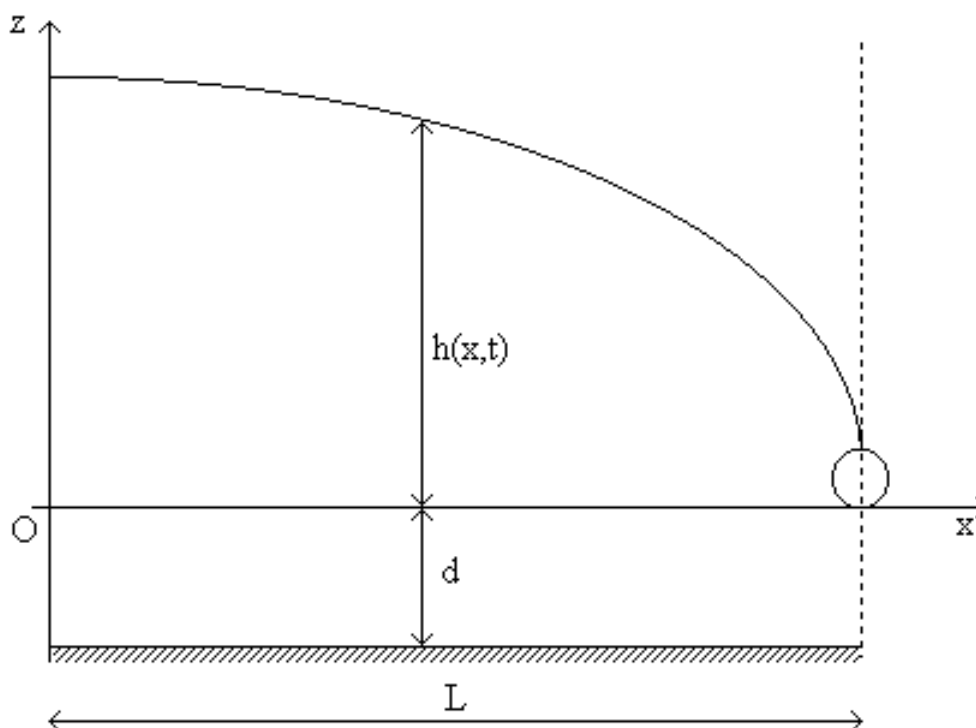


Figure 3.5. Définition du système géométrique. L représente le demi-écartement des drains, et  $h(x,t)$ , la hauteur de nappe à l'abscisse  $x$  et au temps  $t$ .

Les hypothèses (H1) et (H3) sont, de manière générale, peu restrictives. En revanche, les hypothèses (H2) et (H4) peuvent ne pas être respectées. Le cas d'un flux vertical à travers l'imperméable non négligeable a été développé par Skaggs (1975) et Zimmer (1989) ; nous reviendrons sur cette hypothèse au chapitre 5 ; l'hypothèse de charge hydraulique nulle au drain est discutée au chapitre 4. L'hypothèse (H5) stipule que l'écoulement dans la zone saturée d'un système drainé est horizontal (équipotentiels verticales), et que, par conséquent, le gradient des équipotentiels est égal à la pente de la surface piézométrique. Cette hypothèse est intrinsèquement fautive au voisinage du drain, où l'écoulement converge vers celui-ci. Pour prendre en compte la perte de charge due à la convergence des filets liquides vers le drain, différentes approches sont possibles ; elles sont détaillées au chapitre 4.

### 3.5.2. Equation dynamique

L'équation dynamique utilisée est la loi de Darcy. Cette loi est universellement appliquée dans les écoulements en milieu poreux. Elle est valide pour une large gamme de flux, et notamment pour la dynamique des transferts d'eau dans les sols agricoles (à l'exception des sols lourds). L'équation dynamique est intégrée entre le toit de l'imperméable et le toit de la surface libre ; elle s'écrit :

$$q(x,t) = - \int_0^{y(x)} K(z) \frac{\partial \psi_t(x,t)}{\partial x} dz \quad (3.10)$$

où :

- $\psi_t(x,t)$  ou  $\psi_t$  est le potentiel total de l'eau du sol [L] ;
- $K(z)$  la conductivité hydraulique horizontale du sol [ $LT^{-1}$ ] ;
- $y(x)$  ou  $y$  la hauteur de nappe à l'abscisse  $x$  comptée à partir du toit de l'imperméable [L] (cf. figure 3.6) ;

### 3.5.3. Equation de continuité

L'équation de continuité, ou bilan hydrique local, peut être établie dans un prisme de largeur unitaire (suivant l'axe  $Oy$ ), compris entre deux sections verticales d'abscisse  $x$  et  $x+dx$ , le toit de la nappe, et le toit de l'imperméable (cf. figure 3.6).

Le bilan hydrique se décompose comme suit :

- *le volume d'eau entrant* est la somme de trois termes : le volume d'eau qui traverse la section d'abscisse  $x$ , soit  $q(x,t)$  ; le volume d'eau qui provient de l'infiltration de la pluie  $I(t)$  ; le volume d'eau provenant de la variation de la hauteur de nappe égal à  $\mu dh$ , produit de la porosité de drainage par la variation de hauteur de nappe ;

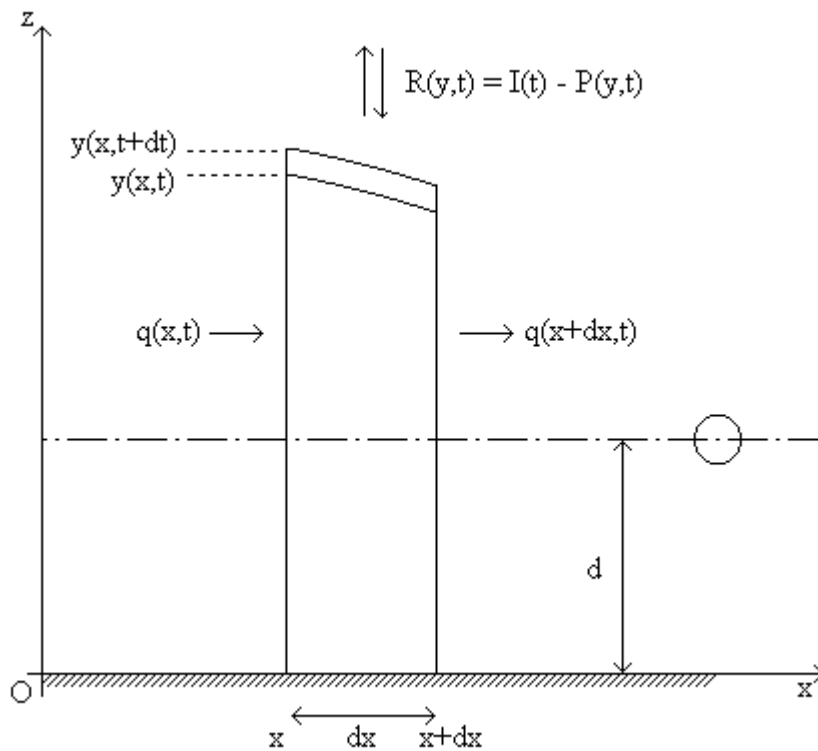


Figure 3.6. Equation de continuité :

- $q(x,t)$  et  $q(x+dx,t)$  les débits à l'abscisse  $x$  et  $x+dx$  ;
- $y(x,t)$  et  $y(x,t+dt)$  les hauteurs de nappe compt es à partir du toit de l'imperméable au temps  $t$  et  $t+dt$  ;
- $d$  profondeur de l'imperméable ;
- $R(y,t)$  recharge nette du système à la hauteur de nappe  $y$  ;
- $I(t)$  infiltration de pluie ;
- $P(y,t)$  prélèvement par évaporation dans la nappe à la hauteur de nappe  $y$ .

- le volume d'eau sortant est la somme de deux termes : le volume d'eau qui traverse la section d'abscisse  $x+dx$ , soit  $q(x+dx)$  ; le volume d'eau prélevé par évaporation dans la nappe,  $P(y,t)$ .

Soit  $R(y,t)$  la recharge nette du système égale à  $I(t) - P(y,t)$ , l'équation du bilan hydrique peut s'écrire :

$$[q(x+dx,t) - q(x,t)] dt = R(y,t) dx dt - \mu dy dx \quad (3.11)$$

Après division par  $dx dt$  et sous forme différentielle, on obtient l'équation de continuité :

$$\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = R(y,t) - \mu \frac{\partial y}{\partial t} \quad (3.12)$$

### 3.5.4. Expression de l'équation de Boussinesq

Les hypothèses (H5) ( $\psi_t(x,t) = y(x,t)$ ) et (H6.1) ( $K(z) = K$ ) permettent de réécrire l'équation dynamique (3.10) sous la forme suivante :

$$q(x,t) = -K \frac{\partial y(x,t)}{\partial x} \int_0^y dz \quad (3.13)$$

L'équation (3.13) devient donc immédiatement :

$$q(x,t) = -K y \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3.14)$$

La combinaison des équations (3.12) et (3.14) donne l'équation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x} (K y \frac{\partial y}{\partial x}) = \mu \frac{\partial y}{\partial t} - R(y,t) \quad (3.15)$$

Si de plus on pose :

$$y = h+d \quad (3.16)$$

où :

- $h$  est la hauteur piézométrique comptée à partir de la position des drains ;
- $d$  la profondeur de l'imperméable.

L'équation (3.15) devient, après réorganisation :

$$\frac{\mu}{K} \frac{\partial h}{\partial t} = \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)^2 + (h+d) \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{R(h,t)}{K} \quad (3.15a)$$

Les équations (3.15) et (3.15a) sont connues sous le nom d'équation de Boussinesq (1904).

### 3.6. Intégration spatiale de l'équation de Boussinesq

L'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq, selon la démarche retenue par Lesaffre (1989), est résumée dans cette section. La solution du régime permanent ainsi que les formes de nappe sont tout d'abord décrits afin d'introduire les solutions en régime variable et le concept de facteurs de forme de nappe. La démonstration est conduite en phase de recharge positive ; elle sera étendue au cas d'une recharge négative au chapitre 5. Seul le terme d'infiltration  $I(t)$ , noté également  $I$ , est donc considéré ici. Cette condition à la limite supérieure du système est considérée comme indépendante de la profondeur de la nappe et donc également indépendante de l'abscisse  $x$ . Au chapitre 5, le prélèvement dans la nappe,  $P(y,t)$ , sera en revanche fonction de la profondeur de la nappe.

Le corps d'hypothèses utilisé pour démontrer l'équation de Boussinesq est appliqué dans cette section. Le cas général des paramètres hydrodynamiques hétérogènes verticalement est analysé par Lesaffre (1989).

#### 3.6.1. Solution en régime permanent

En l'absence de variation de hauteur de nappe, l'équation de continuité (3.12), se réécrit de la façon suivante :

$$\frac{\partial q(x)}{\partial x} = I \quad (3.17)$$

soit

$$q(x) = Ix \quad (3.18)$$

La combinaison de l'équation (3.18) avec l'équation dynamique (3.14) permet d'écrire :

$$Ix = -K y \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3.19)$$

Cette équation est intégrée entre une abscisse quelconque et le drain (situé à une distance  $L$  de l'interdrain) ; le changement de variable (3.16) est réalisé, soit :

$$I \int_x^L x \, dx = K \int_h^0 (h + d) \, dh \quad (3.20)$$

Après intégration et réorganisation, on obtient :

$$I = \frac{K h^2 + 2 K d h}{L^2 - x^2} \quad (3.21)$$

Pour l'abscisse particulière située à l'interdrain ( $x=0$ ), et pour laquelle la hauteur de nappe,  $H$ , est maximale, la solution en régime permanent est la suivante :

$$I = \frac{K H^2 + 2 K d H}{L^2} \quad (3.22)$$

Le membre de droite de l'équation (3.22) s'appelle fonction de Hooghoudt, et sera notée  $J(H)$  par la suite. Cette équation correspond à la formule (3.1) du régime permanent décrite à la section 3.1.1.

### 3.6.2. Formes de nappes en régime permanent

Sur la base de la définition de Boussinesq en régime de tarissement non influencé, Lesaffre (1989) définit la fonction  $W$  en régime permanent telle que  $W(x) = \frac{h(x)}{H}$  ; il pose en outre les variables adimensionnelles suivantes :

- $X = \frac{x}{L}$  abscisse réduite ;
- $D = \frac{d}{H}$  profondeur de l'imperméable réduite.

L'identification des équations (3.21) et (3.22) et l'utilisation des variables adimensionnelles permet d'écrire :

$$X^2 + \frac{W^2 + 2DW}{1 + 2D} = 1 \quad (3.23)$$

L'équation de la forme de la nappe s'écrit :

$$W(X,H) = -D + \sqrt{(D+1)^2 - X^2 (1+2D)} \quad (3.24)$$

La forme de la nappe  $W$  est à la fois fonction de  $X$  et de  $H$ . En revanche, deux cas extrêmes peuvent être distingués. Lorsque  $D$  est nul (drains reposant sur l'imperméable), l'équation (3.24) devient :

$$W(X) = (1 - X^2)^{\frac{1}{2}} \quad (3.25)$$



*La forme de nappe est elliptique.*

Lorsque D tend vers l'infini (imperméable profond ou hauteur de nappe à l'interdrain faible), l'équation (3.24) devient :

$$W(X) = 1 - X^2 \quad (3.26)$$

*La forme de nappe est parabolique.*

*Dans les deux cas extrêmes où, soit les drains reposent sur l'imperméable, soit l'imperméable est infiniment profond, W n'est fonction que de X : la forme de nappe en régime permanent est indépendante de H.*

### 3.6.3. Solution en régime variable - cas d'une recharge positive ou nulle

#### 3.6.3.1. Equation du bilan hydrique

Le calcul du débit s'effectue par intégration de l'équation de continuité (3.12) entre l'interdrain et le drain. En l'absence de toute hypothèse relative à la forme de la nappe, la fonction  $W(x,t) = \frac{h(x,t)}{H(t)}$ , est dépendante du temps. La dérivée par rapport au temps de la hauteur de nappe s'écrit :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = W \frac{\partial H}{\partial t} + H \frac{\partial W}{\partial t} \quad (3.27)$$

L'équation de continuité (3.12) devient :

$$\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = I(t) - \mu W \frac{\partial H}{\partial t} - \mu H \frac{\partial W}{\partial t} \quad (3.28)$$

L'intégration de cette équation donne :

$$\int_0^x \frac{\partial q(x',t)}{\partial x'} dx' = \int_0^x I(t) dx' - \mu \frac{dH}{dt} \int_0^x W(x',t) dx' - \mu H \frac{\partial}{\partial t} \int_0^x W(x',t) dx' \quad (3.29)$$

L'équation (3.29) devient, après un changement de variable de l'abscisse  $x$  par l'abscisse réduite  $X$ , et intégrée entre le drain et l'interdrain :

$$q(L,t) = I(t) L - \mu L \frac{dH}{dt} \int_0^1 W(X,t) dX - \mu L H \frac{\partial}{\partial t} \int_0^1 W(X,t) dX \quad (3.30)$$

On nomme *premier facteur de forme de nappe*, l'intégrale suivante notée  $B$  :

$$B = \int_0^1 W(X,t) dX \quad (3.31)$$

$B$  représente, en sols homogènes, l'aire située entre le plan des drains et le toit de la nappe. Le débit surfacique  $Q(t) = \frac{q(L,t)}{L}$  peut alors s'écrire :

$$Q(t) = I(t) - \mu B(t) \frac{dH}{dt} - \mu H \frac{dB(t)}{dt} \quad (3.32)$$

A l'échelle du système drainant, la relation (3.32) correspond à l'équation de continuité à l'échelle parcellaire (3.12).

### 3.6.3.2. Equation de potentiel

Une nouvelle intégration en fonction de  $x$  de l'équation (3.29) donne :

$$\int_0^L q(x,t) dx = I(t) \frac{L^2}{2} - \mu L^2 \frac{dH}{dt} \int_0^1 \int_0^X W(X',t) dX' - \mu L^2 H \frac{\partial}{\partial t} \int_0^1 \int_0^X W(X',t) dX' \quad (3.33)$$

On nomme *second facteur de forme de nappe*, l'intégrale suivante notée  $C$  :

$$C = 2 \int_0^1 \int_0^X W(X',t) dX' = 2 \int_0^1 (1-X) W(X,t) dX \quad (3.34)$$

On a donc :

$$\int_0^L q(x,t) dx = I(t) \frac{L^2}{2} - C(t) \mu \frac{L^2}{2} \frac{dH}{dt} - \frac{dC(t)}{dt} \mu \frac{L^2}{2} H \quad (3.35)$$

Or, d'après l'équation (3.14), et après le changement de variable (3.16), on a :

$$\int_0^L q(x) dx = -K \int_H^0 (h+d) dh = K \frac{H^2}{2} + KdH = J(H) \frac{L^2}{2} \quad (3.36)$$

On peut donc écrire :

$$J(H) = I(t) - C(t) \mu \frac{dH}{dt} - \frac{dC(t)}{dt} \mu H \quad (3.37)$$

**A l'échelle du système drainant, la relation (3.37) est l'équivalent de l'équation de Boussinesq (3.15 ou 3.15a).**

### 3.6.3.3. Equation dynamique

L'élimination du terme  $\frac{dH}{dt}$  dans les équations (3.32) et (3.37) permet d'écrire (Lesaffre, 1989) :

$$Q(t) = AJ(H) + (1-A) I(t) - \mu C \frac{dA}{dt} H \quad (3.38)$$

$A = \frac{B}{C}$  est le *troisième facteur de forme de nappe* ; il est compris entre 0 et 1 de même que les facteurs B et C (Lesaffre, 1989).

**L'équation (3.38) est particulièrement intéressante car elle permet, connaissant la forme de la nappe (par l'intermédiaire du facteur de forme de nappe A) et sa hauteur à l'interdrain, de déterminer les différentes composantes du débit. Le premier terme du membre de droite de cette équation est la contribution de la nappe au débit et correspond au régime de tarissement non influencé ; le deuxième terme est la contribution instantanée de l'infiltration de pluie au débit ; le troisième terme correspond à la contribution ou au stockage dans la nappe en lien avec sa déformation.**

Les modèles décrits à la section 3.3.1., dont le régime variable est assimilé à une succession de régimes permanents, négligent les deux derniers termes de l'équation (3.38).

### 3.6.4. Hypothèse de pseudo-séparation des variables

Les équations (3.32), (3.37) et (3.38) constituent les équations parcellaires de l'équation de Boussinesq. Excepté l'hypothèse d'indépendance de l'infiltration de la pluie,  $I$ , et de la profondeur de la nappe, aucune hypothèse supplémentaire ne différencie l'équation locale de Boussinesq de ces équations parcellaires. La résolution numérique de l'équation (3.37) permet le calcul des variations des hauteurs de nappe en fonction du temps, et la résolution de l'une ou l'autre des équations (3.32) ou (3.38) permet le calcul du débit.

Cependant, la résolution des équations exige la connaissance de la relation entre les facteurs de forme de nappe et le temps, ce qui revient à connaître la fonction  $W(x,t)$ . Dans cette section, la technique de séparation des variables d'espace et de temps, qui permet de ne faire dépendre les solutions que de la variable temps par la transformation de la fonction  $W(x,t)$  en  $W(x,H)$ , voire en  $W(X)$ , est détaillée. Nous nous attacherons en particulier à mettre l'accent sur les hypothèses émises lorsque les variables d'espace et de temps sont séparées. Trois cas sont étudiés : (1) le régime permanent ; (2) le régime de tarissement non influencé ; (3) le régime de recharge variable. Cette analyse nous permettra de faire la distinction entre les cas où la séparation des variables d'espace et de temps est rigoureusement démontrée, de ceux où elle constitue une hypothèse dont la pertinence sera étudiée au chapitre suivant.

**1- En régime permanent**, la fonction  $W$  est indépendante du temps et n'est donc fonction que de la hauteur de nappe. Il est alors possible de séparer, dans l'expression de  $h$ , les *variables de temps et d'espace*. On peut écrire :

$$h(x) = H \cdot W(x,H) \quad (3.39)$$

La relation (3.39) est nommée « pseudo-séparation des variables » d'espace et de temps par Lesaffre (1989). En effet, la condition de séparation des variables peut être davantage restreinte lorsque la fonction  $W$  est *uniquement dépendante de l'abscisse  $x$* . C'est le cas lorsque : (1) les drains reposent sur l'imperméable dans des sols où les paramètres hydrodynamiques  $K$  et  $\mu$  sont des fonctions puissance de la cote ; (2) le plancher imperméable est très profond dans un sol à transmissivité (conductivité hydraulique multipliée par profondeur de l'imperméable) constante. On peut alors écrire :

$$h(x,t) = H(t) W(x) \quad (3.40)$$

La relation (3.40) est nommée « séparation des variables ».

En régime permanent, la fonction  $W$  est connue (cf. équations (3.24), (3.25), et (3.26)). Les facteurs de forme de nappe s'obtiennent par l'application directe des relations (3.31) et (3.34). A titre d'exemple, les valeurs obtenues en sols homogènes pour les deux cas où  $W$  est indépendante de la hauteur de nappe à l'interdrain sont les suivantes :

- lorsque les drains reposent sur l'imperméable,

$$B = \int_0^1 (1-X^2)^{0,5} dX = \frac{\pi}{4} = 0,7854 \quad (3.41)$$

$$C = 2 \int_0^1 (1-X) (1-X^2)^{0,5} dX = 0,9041 \quad (3.42)$$

- lorsque l'imperméable est infiniment profond,

$$B = \int_0^1 (1-X^2) dX = \frac{2}{3} \quad (3.41a)$$

$$C = 2 \int_0^1 (1-X) (1-X^2) dX = \frac{5}{6} \quad (3.42a)$$

**2- En régime de tarissement non influencé**, la fonction  $W$  conserve, comme en régime permanent, une forme constante (indépendante de  $H$ ) pour les deux cas extrêmes de position des drains par rapport à l'imperméable (à hauteur des drains ou infiniment profond). Ce phénomène a été à l'origine observé par Boussinesq qui remarque, sur des sources alimentant en eau potable les grandes villes et en l'absence de réalimentation, l'existence de régimes stables, caractérisés par des formes de nappe conservant d'invariables rapports entre toutes leurs ordonnées  $h$ .

Dans le cas intermédiaire de position des drains par rapport à l'imperméable, on peut supposer que  $W$  est, par analogie au régime permanent, fonction de  $D$  (profondeur de l'imperméable réduite égale au rapport de la hauteur de nappe à l'interdrain sur la profondeur de l'imperméable). Ceci n'est cependant qu'une hypothèse et n'est pas formellement démontré. Pour ce régime, les facteurs de forme de la nappe ne peuvent se déduire directement de la fonction  $W$ , inconnue *a priori*. Ils ne peuvent être obtenus de manière exacte que pour les deux positions extrêmes des drains par rapport à l'imperméable. Dans ce dernier cas, la détermination des facteurs de forme de nappe en régime de tarissement non influencé est décrite par Boussinesq (1904), puis par Lesaffre (1989).

En l'absence de recharge, le calcul des facteurs de forme de nappe s'effectue par l'intégration de l'équation de Boussinesq (3.15a) qui s'écrit, lorsque les drains reposent sur l'imperméable et en sols homogènes :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{2\mu} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (3.15b)$$

L'introduction de la fonction  $W(X)$  dans l'équation (3.15b) permet, après quelques transformations mathématiques, de déterminer les facteurs B et C en régime de tarissement. Les valeurs obtenues sont les suivantes :

$$B = 0,7731 \quad (3.41b)$$

$$C = 0,8965 \quad (3.42b)$$

La détermination de l'équation approchée de la forme de nappe correspondante, qui s'obtient par ajustement de l'exposant « n » de la fonction  $W(X) = (1-X^2)^n$  permet de connaître la hauteur de nappe à n'importe quelle abscisse, connaissant la hauteur de nappe à l'interdrain. Elle permet de plus de caractériser aisément la forme de la nappe (celle-ci est d'autant plus « gonflée », c'est à dire tendant vers une forme rectangulaire, que l'exposant n est faible). La forme de la nappe en régime de tarissement non influencé, lorsque les drains reposent sur l'imperméable, est dite « forme de Boussinesq ». Son équation approchée est la suivante :

$$W(X) = (1 - X^2)^{0,54} \quad (3.43)$$

Le même raisonnement peut être conduit lorsque l'imperméable est infiniment profond (seules les bornes d'intégration changent). On obtient dans ce cas :

$$B = 0,6366 \quad (3.41c)$$

$$C = 0,8106 \quad (3.42c)$$

L'équation approchée de la forme de nappe, dite forme sinusoïdale, est la suivante :

$$W(X) = (1 - X^2)^{1,17} \quad (3.44)$$

Dans les deux cas (équations (3.43) et (3.44)) la nappe a, en phase de tarissement, une allure légèrement moins gonflée qu'en régime permanent (équations (3.25) et (3.26)).

Dans le cas intermédiaire (profondeur de l'imperméable quelconque), la nappe, qui évolue d'une hauteur initiale élevée vers une hauteur nulle, fait croître la profondeur de l'imperméable réduite  $D = \frac{d}{H}$  jusqu'à l'infini. En conséquence, les facteurs de forme de nappe décroissent et l'exposant « n » de la fonction W croît : la nappe se tarit tout en se « dégonflant » ; elle libère un débit supplémentaire qui correspond au dernier terme de l'équation (3.38). De plus, en l'absence de recharge, l'hypothèse de pseudo-séparation des variables est rigoureusement exacte et les facteurs de forme de nappe ne sont fonction que de H. Le dernier terme des équations (3.32) et (3.37) s'écrit :

$$\mu H \frac{dB(H)}{dt} = \mu H \frac{dB}{dH} \frac{dH}{dt} = - \mu D \frac{dB}{dD} \frac{dH}{dt} \quad (3.45)$$

$$\mu H \frac{dC(H)}{dt} = \mu H \frac{dC}{dH} \frac{dH}{dt} = -\mu D \frac{dC}{dD} \frac{dH}{dt} \quad (3.45a)$$

où  $D = \frac{d}{H}$ .

Les termes (3.45) et (3.45a) peuvent être incorporés dans les deux premiers termes des membres de droite des équations (3.32) et (3.37). Il en résulte une modification des facteurs de forme de nappe B et C qui deviennent respectivement égaux à  $B - D \frac{dB}{dD}$  et  $C - D \frac{dC}{dD}$ . Ces nouveaux facteurs peuvent être calculés en régime permanent, car la forme de nappe est connue (équation (3.24)) ; les facteurs de forme de nappe peuvent être calculés. Lesaffre (1989) leur applique ensuite une correction empirique pour les transformer en régime de tarissement non influencé ; cette correction est fondée sur le passage des facteurs de forme de nappe des deux cas extrêmes de position des drains par rapport à l'imperméable du régime permanent au régime de tarissement (où ils sont connus) ; la correction proposée est la suivante :

$$C_{rt} = C_{rp} \left( 1 - \frac{(1-C_{rp})^2}{1,04} \right) \quad (3.46)$$

$$A_{rt} = A_{rp} \left( 1 - \frac{(1-A_{rp})^2}{2,3} \right) \quad (3.47)$$

Les facteurs de forme de nappe obtenus empiriquement par les formules (3.46) et (3.47) seront vérifiés au chapitre suivant.

**3- En régime de recharge de la nappe**, Lesaffre (1989) fait l'hypothèse que la recharge n'a aucun effet sur la forme de la nappe. Cette hypothèse constitue une généralisation de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables de temps et d'espace du régime permanent et de tarissement non influencé (où celle-ci est rigoureusement exacte), au régime de recharge variable où les facteurs obtenus par les relations (3.46) et (3.47) sont alors appliqués. *La généralisation de cette hypothèse au régime de recharge variable n'est pas justifiée mathématiquement.* Une analyse sur des données de terrain selon une méthode détaillée au chapitre 5, conduit cependant Lesaffre (1989) à conclure que « [...] l'intensité de l'alimentation de la nappe n'est pas la principale cause de déformation de cette dernière, mais que cette déformation doit d'abord être reliée à la position de la nappe dans le sol [...] ».

### 3.6.5. Modèle SIDRA

Les hypothèses relatives aux forme de nappe sont utilisées dans le modèle SIDRA. Elles permettent de réécrire les équations (3.37) et (3.38) de la manière suivante :

$$J(H) = I(t) - C(H) \mu \frac{dH}{dt} \quad (3.48)$$

$$Q(t) = A(H) J(H) + (1-A(H)) I(t) \quad (3.49)$$

Dans ces équations, l'infiltration de la pluie n'agit pas sur les facteurs de forme de nappe ni sur la relation  $Q(H)$  (3.49) en vertu de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. Cette hypothèse présente l'intérêt de simplifier la résolution des équations. En effet, une fois les facteurs de forme de nappe établis en fonction des paramètres hydrodynamiques du sol, seule l'équation différentielle à l'interdrain (3.48) doit être résolue à chaque pas de temps ; la méthode numérique de Runge Kutta est utilisée (Lesaffre, 1989). La hauteur de nappe à l'interdrain étant connue, le débit correspondant se déduit directement de la relation (3.49). Le modèle est dit semi-numérique et semi-analytique.

Par ailleurs, le modèle SIDRA gère l'évapotranspiration de manière sommaire car il a été développé en conditions hivernales tempérées où celle-ci est faible. Il est considéré que le prélèvement dans la nappe n'affecte pas la relation  $Q(H)$  (3.49) *qui est identique à la relation correspondante en tarissement non influencé*. Cette hypothèse est donc identique à celle formulée dans les modèles en régime variables fondés sur une succession de régimes permanents (cf. section 3.3.1.). L'équation (3.49) s'écrit dans ce cas :

$$Q(t) = A(H) J(H) \quad (3.50)$$

La fonction de prélèvement dans la nappe considérée dans SIDRA est la suivante : une profondeur de déconnexion entre la nappe et évapotranspiration est définie ; lorsque la profondeur de la nappe est supérieure à cette valeur, l'évapotranspiration n'agit plus sur le tarissement ; elle contribue à vider un réservoir qui devra par la suite être rempli à nouveau pour qu'une recharge de la nappe puisse se produire ; lorsque la profondeur de nappe est inférieure à la profondeur de stockage, la totalité de l'évapotranspiration participe au tarissement. Cette prise en compte schématique est justifiée par la faiblesse des valeurs d'évapotranspiration pour lesquelles il a été calé et validé. La profondeur de déconnexion entre la nappe et l'évapotranspiration s'avère en effet très peu sensible dans les périodes hivernales tempérées (Zimmer et al., 1995).

### 3.7. Conclusions

Pour prendre en compte les flux de remontée capillaire à partir de la nappe dans le fonctionnement du drainage, négligés dans les pratiques classiques de conception, l'approche communément retenue consiste à coupler une relation  $Q(H)$  en régime permanent à une équation de continuité qui intègre une fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe. Cette approche du régime de tarissement influencé par l'évaporation est fondée sur l'hypothèse que ce régime peut être assimilé à une succession de régimes permanents.

La résolution numérique de l'équation locale de Boussinesq (Skaggs, 1975) indique cependant que la relation  $Q(H)$  est affectée par l'imposition d'une condition de flux dans la nappe. L'absence d'une formulation explicite reliant le débit à la hauteur de nappe à l'interdrain ne



permet en revanche pas à cet auteur de procéder à une analyse précise de l'influence d'un prélèvement par évaporation dans la nappe sur le calcul des débits drainés. Dans le but de conduire cette analyse, l'approche développée en conditions hivernales par Lesaffre (1989) est présentée. Cette approche, fondée sur la séparation des variables d'espace et de temps de l'équation de Boussinesq, permet d'exprimer le débit en fonction de la hauteur de nappe, de l'infiltration de l'eau de pluie, et de la forme de la nappe (relation 3.38).

Dans la théorie développée par Boussinesq (1904), puis par Lesaffre (1989), seuls deux régimes particuliers sont étudiés : le régime permanent et le régime de tarissement non influencé. A chacun de ces régimes correspond *une forme de nappe particulière*. Lesaffre formule l'hypothèse que la recharge pluviométrique n'a pas d'effet sur la forme de la nappe et par conséquent sur la relation  $Q(H)$ . Cette hypothèse, dite de « pseudo-séparation des variables » permet de transformer les équations spatialisées à l'échelle de la parcelle (3.37 et 3.38) en les équations (3.48 et 3.49) plus aisées à résoudre par le modèle SIDRA. Une seconde hypothèse, plus restrictive, est réalisée en phase de recharge négative dans SIDRA : la recharge négative n'intervient également pas dans la relation  $Q(H)$  (équation 3.50) ; le modèle repose alors sur les mêmes hypothèses que les modèles décrits à la section 3.3.1.

Les deux hypothèses, pseudo-séparation des variables et indépendance entre intensité de la recharge négative et relation  $Q(H)$ , sont étudiées dans les deux chapitres suivants. A cette fin, un second modèle, SIDRA-2, est développé. A partir de la même démarche que Skaggs (1975), ce modèle résout l'équation locale de Boussinesq aux éléments finis ; il résout également les équations spatialisées de Lesaffre (1989). Il permet donc de quantifier les poids respectifs des trois termes de l'équation (3.38) et de procéder à une analyse détaillée de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables (chapitre 4) et du couplage d'une fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe à l'équation de Boussinesq (chapitre 5).

# CHAPITRE 4

## **Influence de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables dans la modélisation du fonctionnement hydraulique du drainage**

---

Ce chapitre est consacré au test de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables en phase de recharge positive de la nappe. Ce test est réalisé grâce à un modèle, SIDRA-2, qui résout l'équation de Boussinesq par la méthode aux éléments finis et qui résout également les équations parcellaires (3.37) et (3.38) complètes. Ce test est important. Il est en effet inutile d'avoir recours à une méthode de résolution lourde de mise en oeuvre par rapport à la méthode de résolution de SIDRA si l'écart avec les solutions lié à l'hypothèse de pseudo-séparation des variables s'avère négligeable. Dans la suite du texte, le modèle SIDRA signifiera « résolution des équations avec l'hypothèse de pseudo-séparation des variables » ; le modèle SIDRA-2 signifiera « résolution des équations sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables ».

Le test de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables est réalisé sous une recharge positive car la gestion de l'infiltration en période humide (sol peu désaturé au dessus de la nappe) repose sur moins d'hypothèses que la gestion du prélèvement dans la nappe sous climat évaporant. L'hypothèse d'une infiltration uniformément répartie entre l'interdrain et le drain est notamment moins forte qu'un prélèvement par évaporation uniforme dans la nappe. Par ailleurs, les seules données de terrain disponibles à un pas de temps fin (heure) sont des mesures réalisées en conditions hivernales françaises. Ces données expérimentales seront utilisées pour comparer les performances respectives des deux modèles au chapitre 6.

Les résultats obtenus par le modèle SIDRA-2 en phase de recharge positive nous permettront d'étendre notre compréhension de la genèse des débits calculés par l'équation de Boussinesq. Cette étude facilitera notre approche, qui fait l'objet du chapitre 5, du fonctionnement du modèle en phase de recharge négative, qui est un cas pour lequel nous disposons de moins de références.

Après une description du fonctionnement du modèle SIDRA-2, l'influence des paramètres hydrodynamiques et géométriques sur les calculs des débits et des hauteurs de nappe à l'interdrain est étudiée. Cette étude a pour but de vérifier que le modèle SIDRA-2 dépend des mêmes combinaisons de paramètres que le modèle SIDRA ; la détermination de ces dépendances permet d'effectuer les tests de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables en faisant varier des combinaisons de paramètres indépendants. Le modèle SIDRA-2 est vérifié en régime permanent et en régime de tarissement non influencé. Les effets de l'imposition, puis

de l'arrêt, d'une recharge sur les formes de nappes, les hauteurs de nappe à l'interdrain, et les débits, sont ensuite analysés dans le but de tester l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. Les conséquences des déformations de nappes calculées par SIDRA-2 sur les débits sous l'effet d'une recharge nous amèneront à nous interroger également sur l'effet d'une mise en charge des drains sur les débits.

## 4.1. Modèle SIDRA-2

Le modèle SIDRA-2 est développé dans le but de fonctionner sans le recours de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. Il est fondé sur une résolution numérique par la méthode des éléments finis qui résout l'équation de Boussinesq à chaque noeud d'un maillage pré défini ; la hauteur de nappe n'est plus calculée qu'au seul interdrain mais selon une densité quelconque, entre le drain et l'interdrain. La forme de la nappe est donc *calculée* dans SIDRA-2 alors qu'elle est *imposée* dans SIDRA. Dans cette version, le modèle ne prend en compte que les sols homogènes.

Plusieurs méthodes de résolution numérique ont été développées par les auteurs. Skaggs (1975) et Lorre et *al.* (1994) utilisent une méthode explicite aux différences finies décrite par Moody (1966) alors que Tzimopoulos (1976) utilise la méthode des éléments finis. Le programme numérique de résolution utilisé dans le cadre de l'étude est basé sur cette seconde méthode.

### 4.1.1. Maillage

Le maillage est réalisé suivant l'axe x du système, entre le drain et l'interdrain (cf. figure 4.1). La densité du maillage, déterminée par l'utilisateur, peut être variable. L'ensemble des simulations réalisées dans cette étude seront effectuées avec un maillage identique : raffiné dans la partie du système proche des drains en raison de la forte courbure de la hauteur piézométrique (et donc de la variation des gradients hydrauliques), la densité du maillage diminue du drain vers l'interdrain.

Le système est maillé de la façon suivante : un pas d'espace maximal est défini en fonction de l'écartement entre les drains souhaité. Il est reproduit 10 fois à partir de l'interdrain vers le drain. Le pas est ensuite divisé par 2, 5, 20 et 50 ; il est respectivement reproduit 4, 10, 15 et 25 fois. Le pas de temps de calcul est fixé par l'utilisateur.

### 4.1.2. Conditions initiales et aux limites

Les conditions initiales portent sur la valeur de la hauteur de nappe à chaque noeud du système. Les conditions aux limites correspondent aux hypothèses (H1) à (H4) (cf. chapitre 3) d'une part, et à la valeur de la recharge, positive, négative ou nulle, d'autre part.

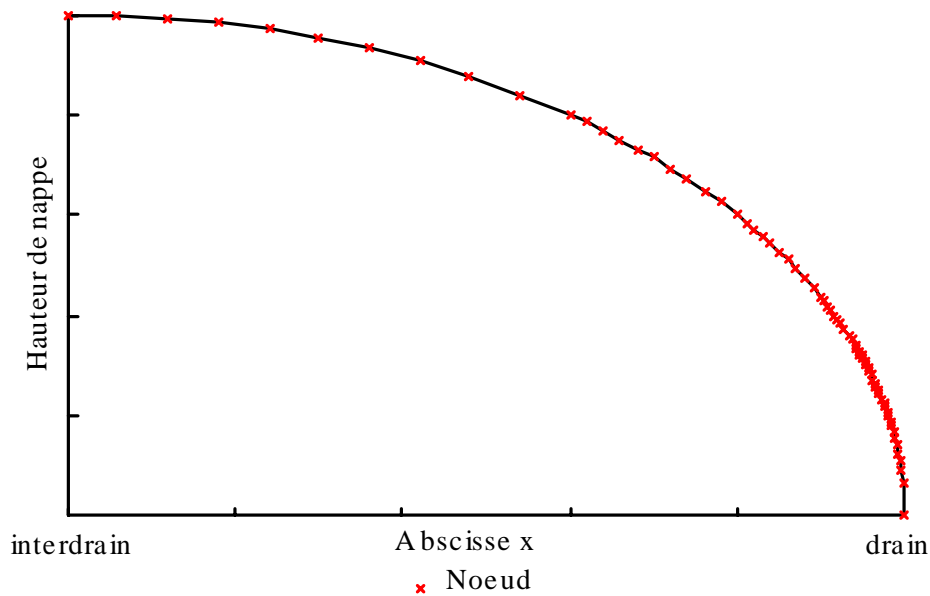


Figure 4.1. Maillage du modèle SIDRA-2. Une charge nulle est imposée au drain ; l'équation de Boussinesq est résolue à tous les autres noeuds.

Lorsque la recharge est positive (infiltration de la pluie  $I(t)$ ), elle sera supposée répartie de manière homogène entre le drain et l'interdrain car cette hypothèse est également réalisée dans le modèle SIDRA (Lesaffre, 1989). *La comparaison de SIDRA et SIDRA-2 a en effet pour but de tester l'hypothèse de pseudo-séparation des variables, toutes choses étant égales par ailleurs.*

Lorsque la recharge est négative (prélèvement dans la nappe,  $P(y,t)$ ), elle varie en fonction de l'abscisse selon une gestion qui sera détaillée au chapitre 5.

#### 4.1.3. Calcul des hauteurs de nappe et du débit

La résolution numérique de l'équation de Boussinesq permet de calculer les hauteurs de nappe à chaque abscisse du maillage. Les équations parcellaires (3.37) et (3.38) sont également résolues pour tester l'hypothèse de pseudo-séparation des variables vis-à-vis du calcul des hauteurs de nappe à l'interdrain et des débits respectivement. Deux méthodes supplémentaires sont développées pour le calcul du débit : (1) le calcul du *bilan hydrique*, par l'intégration de l'équation de continuité du système ; (2) le calcul de *l'équation dynamique* de Darcy, entre le noeud au drain et le noeud le plus proche du drain.

#### 4.1.3.1. Résolution des équations parcellaires

Le calcul, à chaque pas de temps, de la hauteur de nappe à chaque noeud du système, permet le calcul des facteurs de forme de nappe B (équation (3.31)), et C (équation (3.34)) par l'intégration numérique (méthode des trapèzes) de la fonction W. Celle-ci est calculée, à chaque abscisse, par division de la hauteur de nappe par la hauteur de nappe à l'interdrain. Les pas de temps sont choisis suffisamment faibles (de l'ordre d'une minute), pour pouvoir calculer la dérivée des facteurs de forme de nappe par rapport au temps grâce à leurs variations entre deux pas de temps successifs. Les différentes composantes des équations (3.37) et (3.38) spatialisées à l'échelle du système drainant peuvent ensuite être déterminées.

Par ailleurs, l'exposant n de la fonction  $(1-X^2)^n$  est ajusté à chaque pas de temps sur les différentes valeurs calculées du ratio  $W(X) = h(X)/H$ . L'ajustement est effectué par régression linéaire sur le logarithme de la fonction W. La qualité de la régression, estimée par le coefficient de corrélation  $r^2$ , est calculée à chaque pas de temps. L'exposant n est intéressant à déterminer car il permet de caractériser globalement la forme de la nappe : plus n est faible plus la nappe tend vers une forme rectangulaire ; on emploiera dans ce cas le terme de « gonflement » de la nappe.

#### 4.1.3.2. Calcul du débit par bilan hydrique

Le débit unitaire restitué par le réseau de drainage sous l'effet d'une variation de hauteur de nappe et d'une recharge peut être calculé par l'intégration de l'équation de continuité (3.12) :

$$\int_0^x \frac{\partial q(x,t)}{\partial x} dx = \int_0^x I(t) dx - \mu \int_0^x \frac{\partial h}{\partial t} dx \quad (4.1)$$

ce qui donne directement :

$$q(L,t) = I(t)L - \mu \int_0^L \frac{\partial h}{\partial t} dx \quad (4.2)$$

où q est un débit unitaire ( $L^2T^{-1}$ ). L'équation est divisée par le demi-écartement des drains L pour obtenir l'expression du débit surfacique Q(t) :

$$q(L,t) = I(t) - \frac{\mu}{L} \int_0^L \frac{\partial h}{\partial t} dx \quad (4.3)$$

Les deux termes du membre de droite de l'équation sont intégrés numériquement par la méthode des trapèzes.

#### 4.1.3.3. Calcul du débit par l'équation de Darcy à la première maille du système

Le débit traversant une section d'abscisse  $x$ , verticale et de largeur unitaire (au sens défini à la section 3.5.3.), peut être calculé par l'équation (3.14). Le débit entrant dans le drain peut donc être déterminé par l'application de cette équation sur la première maille du système (i.e. à partir du drain où la charge,  $h_1$ , est nulle). Dans ce cas, le débit moyen traversant la section située à la moitié de la première maille, s'écrit :

$$q(L,t) = K \left( \frac{h_2(t)}{2} + d \right) \frac{h_2(t)}{\Delta x_1} \quad (4.4)$$

où  $q(L,t)$  est un débit unitaire ;  $h_2$  la hauteur de nappe au second noeud du système, comptée à partir du niveau des drains ;  $\Delta x_1$  la taille de la première maille. Le débit surfacique s'écrit donc :

$$Q(t) = \frac{Kh_2^2 + 2Kdh_2}{2L\Delta x_1} \quad (4.5)$$

Le calcul du débit par cette méthode est, de manière évidente, d'autant plus fiable que la taille de la maille est faible. Le gradient hydraulique moyen  $\frac{h_2(t)}{\Delta x_1}$  sera en effet d'autant plus précis que  $\Delta x_1$  est petit. Par ailleurs, cette méthode n'est valide que si l'on peut négliger l'apport d'eau entre les deux noeuds de la maille considérée, ce qui n'est vrai que lorsque la maille est de faible taille. Les débits fournis par le modèle selon les deux méthodes, bilan hydrique et loi de Darcy, seront comparés à la section 4.4.

## 4.2. Analyse dimensionnelle de l'équation de Boussinesq

Les travaux de validation du modèle SIDRA ont pu mettre en évidence *des dépendances* entre les paramètres hydrodynamiques et géométriques (Favier et al., 1990). Ces dépendances sont liées à la structure des équations du modèle. Il apparaît en effet que ce sont des combinaisons entre ces paramètres qui constituent les paramètres indépendants du modèle. Dans cette section, nous vérifierons si ces combinaisons de paramètres sont identiques dans le modèle SIDRA-2 non simplifié par l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. Cette recherche des combinaisons indépendantes de paramètres est importante pour la suite de l'étude. Ce n'est en effet qu'en faisant varier ces combinaisons qu'il est possible de tester et de comparer efficacement les modèles avec l'assurance de couvrir l'ensemble des situations possibles, sans risque de répétitions inutiles.

Les modèles SIDRA et SIDRA-2 simulent deux variables communes : les hauteurs de nappe à l'interdrain et les débits. Les équations parcellaires simplifiées (3.48) et (3.49) sont comparées à l'équation locale de Boussinesq exprimée en hauteur de nappe, puis, grâce à un changement de variable, en débit. Les combinaisons indépendantes des paramètres sont exprimées pour

chacune des deux variables. Enfin, la dépendance des paramètres vis-à-vis du calcul des facteurs de forme de nappe par SIDRA-2 est étudiée.

#### 4.2.1. Dépendances des paramètres vis-à-vis du calcul des hauteurs de nappe

L'hypothèse de pseudo-séparation des variables permet d'écrire l'équation différentielle des hauteurs de nappe à l'interdrain (3.48) de la manière suivante :

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{K}{\mu L^2 C(H)} (H^2 + 2 d H) + \frac{I(t)}{\mu C(H)} \quad (4.6)$$

Remplaçons l'abscisse  $x$  par l'abscisse réduite  $X = \frac{x}{L}$  dans l'équation de Boussinesq (3.15).

Après réorganisation, celle-ci s'écrit :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{\mu L^2} \left[ \left( \frac{\partial h}{\partial X} \right)^2 + (h + d) \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} \right] + \frac{I(t)}{\mu} \quad (4.7)$$

Les deux équations (4.6) et (4.7) dépendent des mêmes paramètres ou combinaisons de paramètres. La porosité de drainage  $\mu$ , la profondeur de l'imperméable  $d$ , et le rapport  $\frac{K}{L^2}$  constituent en effet les trois paramètres indépendants du système vis-à-vis du calcul des hauteurs de nappe à l'interdrain,  $H$ . Dans le cas particulier du régime de tarissement non influencé ( $I(t) = 0$ ), les deux paramètres indépendants du système sont  $\frac{K}{\mu L^2}$  et  $d$ . Lorsque la recharge est importante, le second terme des équations (4.6) et (4.7) prédomine et l'accroissement de la hauteur de nappe dépend essentiellement de la porosité de drainage. Le troisième facteur de forme de nappe,  $C$ , ne dépend que de la hauteur de nappe à l'interdrain (hypothèse de pseudo-séparation des variables), et donc des mêmes paramètres que  $H$ .

#### 4.2.2. Dépendances des paramètres vis-à-vis du calcul des débits

Dans l'étude de sensibilité aux paramètres de SIDRA, Favier et *al.* (1990) introduisent la variable  $G = \mu H$ , égale au produit de la hauteur de nappe à l'interdrain par la porosité de drainage. La variable  $G$  représente la lame d'eau drainable à l'interdrain ; c'est une variable de *stockage* du même type que la variable de débit qui représente le déstockage du système. Le changement de variable de  $H$  par  $G$  dans l'équation (3.49) permet d'écrire :

$$Q(t) = A(G/\mu) \frac{K}{\mu^2 L^2} G^2 + 2A(G/\mu) \frac{Kd}{\mu L^2} G + (1-A(G/\mu)) I(t) \quad (4.8)$$

Introduisons la variable  $g(x) = \mu h(x)$  qui représente la lame d'eau drainable à une abscisse quelconque  $x$ . L'équation de Boussinesq peut se réécrire, après le changement de variable de la hauteur de nappe  $h$  par la lame d'eau drainable  $g$  :

$$\frac{\partial g}{\partial t} = \frac{K}{\mu^2 L^2} \left[ \left( \frac{\partial g}{\partial X} \right)^2 + g \frac{\partial^2 g}{\partial X^2} \right] + \frac{Kd}{\mu L^2} \frac{\partial^2 g}{\partial X^2} + I(t) \quad (4.9)$$

Le changement de la variable de hauteur de nappe par la variable de stockage dans les deux équations (4.8) et (4.9) permet de mettre en évidence les paramètres qui influent directement sur le débit. Les deux équations dépendent des mêmes paramètres. La seule combinaison de paramètres indépendants est le rapport  $\frac{K}{L^2}$ . En revanche, dans deux cas extrêmes, cette combinaison se renforce : (1) lorsque les drains reposent sur l'imperméable ( $d = 0$ ), les facteurs de forme de nappe sont constants en sols homogènes, et notamment le facteur  $A$  de l'équation (4.8) ; *les débits dépendent uniquement du paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$*  ; (2) lorsque l'imperméable est très profond, les facteurs de forme de nappe sont également constants ; de plus, le premier terme du membre de droite des équations (4.8) et (4.9) devient négligeable devant le second ; *les débits dépendent uniquement du paramètre  $\frac{Kd}{\mu L^2}$* .

#### 4.2.3. Dépendances des paramètres vis-à-vis du calcul des facteurs de forme de nappe

Lorsque l'hypothèse de pseudo-séparation des variables est émise, les facteurs de forme de nappe ne sont fonction que de la hauteur de nappe à l'interdrain, et donc dépendant des mêmes paramètres que celle-ci ; ils sont constants lorsque les drains reposent sur l'imperméable ou que celui-ci est très profond. *Les simulations réalisées avec SIDRA-2 montrent cependant que l'imposition d'une recharge sur le système en phase de tarissement non influencé génère des variations dans les facteurs de forme de nappe en contradiction avec l'hypothèse de pseudo-séparation des variables.* Les relations entre intensité de recharge, paramètres du système et variation des facteurs de forme de nappe, seront analysées dans la suite de l'étude.

L'étude de la dépendance des paramètres vis-à-vis du calcul des facteurs de forme de nappe est conduite dans les trois cas suivants : position des drains quelconque par rapport à l'imperméable, drains reposant sur l'imperméable, perméable infiniment profond. *Dans tous les cas, les facteurs de forme de nappe calculés par SIDRA-2 sont sensibles aux mêmes combinaisons de paramètres que les débits.* Un élément d'explication de ce résultat peut être le suivant : les facteurs de forme de nappe résultent de l'intégration spatiale de la fonction  $W(x)$  (cf. équations (3.41) et (3.42)) qui exprime le ratio  $\frac{h}{H}$  égal au ratio  $\frac{g}{G}$ . Ce ratio, intégré spatialement, représente donc la capacité de stockage de la nappe, variable du même type que le débit.



#### 4.2.4. Dépendances des paramètres vis-à-vis de la relation débit - hauteur de nappe à l'interdrain

La relation entre le débit et la hauteur de nappe à l'interdrain est exprimée par l'équation (3.38). Sous l'hypothèse de pseudo-séparation des variables (équation 3.49), elle dépend des paramètres de la fonction de Hooghoudt d'une part, et de la recharge d'autre part. La relation  $Q(H)$  est donc indépendante de la porosité de drainage. Or, ce paramètre intervient explicitement dans le dernier terme de l'équation (3.38) de SIDRA-2, qui en dépend donc *a priori*. Cependant, dans ce terme,  $\mu$  est multiplié par  $H$ , et correspond donc à la variable  $G$  qui dépend des mêmes paramètres que le débit. *La relation  $Q(H)$  est donc indépendante de la porosité de drainage avec et sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables.* Nous reviendrons sur cette propriété qui prendra toute son importance dans l'étude du modèle SIDRA-2 en phase de recharge négative (chapitre 5).

#### 4.2.5. Conclusion

Les deux modèles SIDRA et SIDRA-2 sont dépendants des mêmes combinaisons de paramètres. Le paramètre  $\frac{K}{L^2}$  constitue une combinaison de paramètres indépendante vis-à-vis du calcul des hauteurs de nappe, des débits, et des facteurs de forme de nappe. Ces deux dernières variables dépendent de la combinaison  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  lorsque les drains reposent sur l'imperméable, et de la combinaison  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  lorsque l'imperméable est très profond. Par ailleurs, la relation  $Q(H)$  est indépendante de la porosité de drainage.

Dans la suite de l'étude, nous agirons sur ces combinaisons de paramètres pour tester la pertinence de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sur le calcul des débits et des hauteurs de nappe, ainsi que dans la phase de confrontation des deux modèles aux données de terrain (chapitre 6). Le modèle SIDRA-2 est auparavant vérifié en régimes permanent et de tarissement non influencé.

### **4.3. Vérification du modèle SIDRA-2 en régime permanent et en régime de tarissement non influencé**

Le modèle SIDRA-2 est testé en régime permanent et en régime de tarissement non influencé pour lesquels des solutions analytiques existent et où l'hypothèse de pseudo-séparation des variables est rigoureusement exacte. Les hauteurs de nappe et les débits en sols homogènes sont comparés à ceux simulés par le modèle SIDRA. Le test porte également sur le calcul des facteurs de forme de nappe connus pour ces deux régimes.

### 4.3.1. Débits et hauteurs de nappe

Trois profondeurs de l'imperméable sont testées : (1) profondeur nulle ; (2) faible profondeur ( $d = 0,1\text{m}$ ) ; dans ce cas, les valeurs de la profondeur de l'imperméable réduite  $D = \frac{d}{H}$  varient, en régime de tarissement non influencé, d'une valeur faible à une valeur élevée ; (3) profondeur infinie (en pratique  $d = 20\text{m}$ , soit une valeur de  $D$  faible, les hauteurs de nappe à l'interdrain utilisées ayant une valeur maximale de 1 m).

En régime permanent, dans les trois cas, le débit calculé par le modèle est égal à la recharge ; les hauteurs de nappe à l'interdrain calculées par le modèle sont égales à celles prédites par l'équation (3.49) soit  $Q = I = J(H)$ . On vérifie de même que les débits et les hauteurs de nappe à l'interdrain calculés par les deux modèles en régime de tarissement non influencé sont identiques.

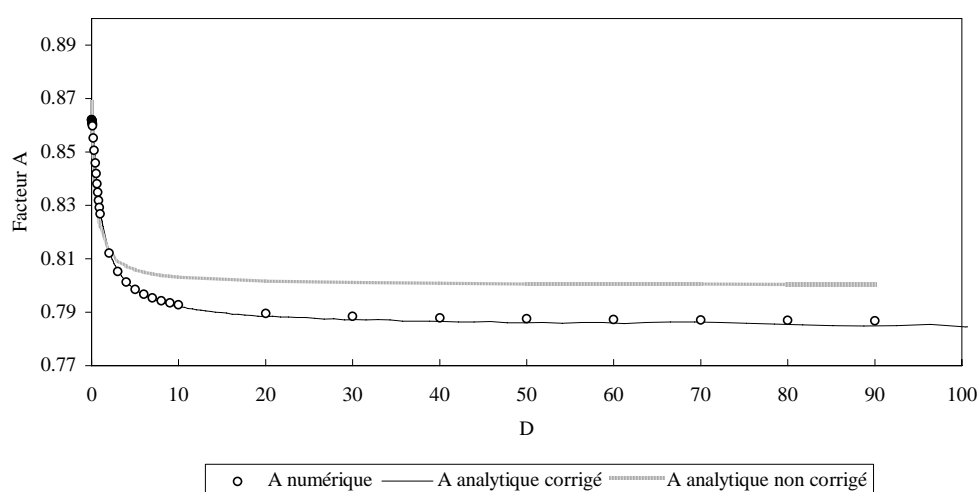


Figure 4.2. Comparaison entre les facteurs de forme de nappe  $A$  calculés analytiquement (corrigés et non corrigés) et numériquement (SIDRA-2) en régime de tarissement non influencé, en fonction de la profondeur réduite de l'imperméable.

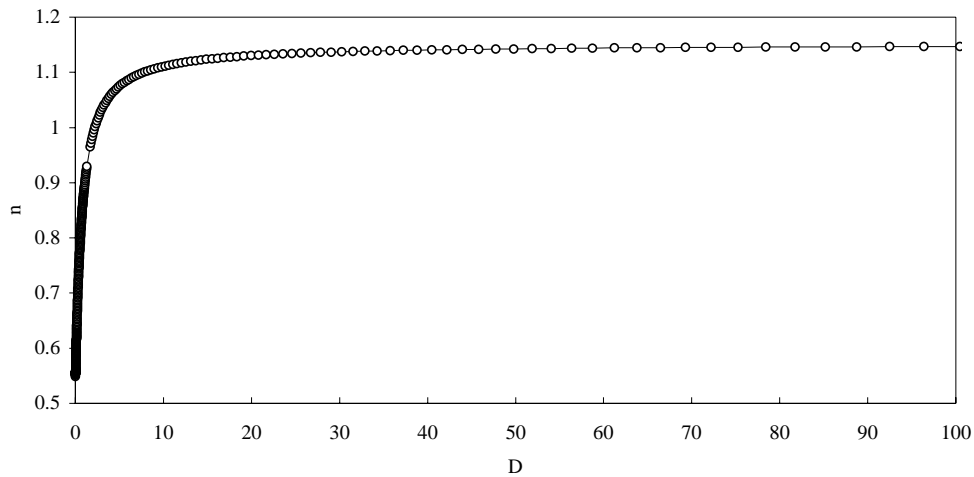


Figure 4.3. Evolution de l'exposant  $n$  de la fonction  $W = (1 - X^2)^n$  en fonction de la profondeur réduite ( $D = \frac{d}{H}$ ) de l'imperméable en régime de tarissement non influencé.

#### 4.3.2. Facteurs de forme de nappe

Lorsque les drains reposent sur l'imperméable ou lorsque celui-ci est très profond, les facteurs de forme de nappe calculés par le modèle SIDRA-2 en régime permanent d'une part, et en régime de tarissement non influencé d'autre part, sont identiques à ceux calculés analytiquement (équations (3.41), (3.42) (3.41a) et (3.42a)). Ces résultats ont aussi été obtenus par Lorre et *al.* (1994) par la résolution de l'équation de Boussinesq (3.15) aux différences finies.

Lorsque la profondeur de l'imperméable se situe à une position intermédiaire entre les deux cas extrêmes, les facteurs de forme de nappe sont des fonctions de la profondeur réduite de l'imperméable  $D = \frac{d}{H}$ . La comparaison porte, en régime de tarissement non influencé, sur le troisième facteur de forme de nappe  $A(D)$  qui est fonction des deux autres ( $A = \frac{B}{C}$ ). L'approche de pseudo-séparation des variables dans SIDRA permet en effet de calculer  $A$  en régime de tarissement non influencé, en effectuant le rapport entre les facteurs  $(B - D \frac{dB}{dD})$  et  $(C - D \frac{dC}{dD})$  puis en appliquant la correction empirique proposée par Lesaffre (relation 3.47). Par ailleurs, dans le modèle SIDRA-2, le facteur  $A(D)$  correspondant sera égal au rapport du débit sur la fonction de Hooghoudt ( $\frac{Q}{J(H)}$ ) calculés en régime de tarissement non influencé (équation (3.38)). La simulation est effectuée avec une hauteur de nappe initiale de 1 m dont la forme

initiale correspond à celle du régime de tarissement non influencé, drains sur imperméable ( $d = 0,1$  donc  $D = 0,1$ ).

La figure 4.2 illustre l'évolution des facteurs A calculés par le modèle, puis analytiquement avec et sans application de l'équation 3.47. Le facteur A calculé numériquement est identique à ses valeurs calculées analytiquement, puis corrigées par l'équation 3.47. Ce résultat justifie à la fois la technique de correction empirique des facteurs de Lesaffre (1989), et la validité du modèle SIDRA-2 en régime de tarissement non influencé.

On vérifie par ailleurs que l'exposant n (critère global de caractérisation du gonflement de la nappe, c'est à dire de sa tendance à tendre vers une forme limite rectangulaire) de la fonction W obtenu par ajustement linéaire dans SIDRA-2 correspond aux valeurs obtenues analytiquement en régime permanent et en régime de tarissement non influencé (relations (3.25), (3.26), (3.43) et (3.44)). Il est en outre possible de calculer la valeur de cet exposant en régime de tarissement non influencé en fonction de la profondeur réduite de l'imperméable D (cf. figure 4.3). L'ajustement est toujours de bonne qualité ( $r^2 > 0,999$ ).

Le modèle SIDRA-2 vérifie bien les propriétés relatives aux phases de régime permanent et de tarissement non influencé. Il permet de plus de valider l'approche de pseudo-séparation des variables relative aux facteurs de forme de nappe dépendantes de D en régime de tarissement lorsque les drains ne reposent pas sur l'imperméable.

#### **4.4. Influence de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sur le calcul des facteurs de forme de nappe, des débits et des hauteurs de nappe**

L'hypothèse de pseudo-séparation des variables, exacte en régime permanent ou en régime de tarissement non influencé, ne permet pas, lorsqu'elle est généralisée aux phases de recharge positives de la nappe, de décrire rigoureusement les phénomènes transitoires.

1. Quelle que soit la profondeur de l'imperméable, *deux* formes de nappes ont été distinguées, correspondant au régime permanent d'une part, et au régime de tarissement non influencé d'autre part (cf. section 3.6.4.). Or, le passage d'un régime à l'autre, qui doit théoriquement s'accompagner d'un changement de forme de la nappe, est impossible à modéliser lorsque les facteurs de forme de nappe sont indépendants de l'intensité de la recharge.
2. En vertu de l'équation (3.49), un brusque changement du régime pluviométrique génère des discontinuités dans les débits, puisque le réseau va instantanément restituer 15 à 20 % de la recharge (en fonction de la valeur de A), *indépendamment des propriétés hydrodynamiques du sol*. Il paraît peu réaliste sur le plan physique que deux nappes drainées dans des sols aux propriétés différentes puissent évacuer, au même moment, la même fraction de recharge.

3. L'expression du débit de la relation (3.49) suppose qu'une infinité de débits peuvent correspondre à une même forme de nappe et une même hauteur de nappe à l'interdrain ce qui est difficilement admissible puisque l'équation de Boussinesq est fondée sur l'équation de Darcy qui relie le flux dans la nappe à la pente de la surface libre (grâce à l'hypothèse de Dupuit).

Par ailleurs, les résultats obtenus par Lorre et *al.* (1994) par la résolution de l'équation de Boussinesq montrent qualitativement que la nappe se déforme lors de l'imposition d'une recharge. En effet, durant la recharge, *l'élévation de la nappe est quasiment égale à l'élévation à l'interdrain, jusqu'à une abscisse très proche du drain.* Cette observation est aussi réalisée avec le modèle SIDRA-2. La nappe a en revanche une position imposée nulle *au niveau du drain qui n'est pas supposé fonctionner en charge.* Ceci signifie que la nappe se « gonfle » (on entend par gonflement la tendance de la nappe à tendre vers une forme rectangulaire) sous l'effet de la recharge, stocke de l'eau, et change donc nécessairement de forme. Il en résulte une augmentation des facteurs de forme de nappe.

Dans cette section, seul le cas des drains reposant sur l'imperméable en sols homogènes est traité. Il s'agit en effet ici de mettre en évidence l'action que peut avoir l'imposition d'une recharge sur les facteurs de forme de nappe, sur le calcul des débits et des hauteurs de nappe par SIDRA-2. L'analyse est donc facilitée par le fait que, lorsque les drains reposent sur l'imperméable, les facteurs sont indépendants de  $H$ , et ne peuvent dépendre que de l'intensité de la recharge pluviométrique et de la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  (cf. section 4.2.3).

Dans les simulations réalisées, le système est en régime de tarissement non influencé à l'état initial. La nappe à la forme de Boussinesq décrite par l'équation (3.43). Deux hauteurs de nappes initiales sont considérées : 1 m et 0,05 m. Deux intensités pluviométriques sont testées : 1 mm/h et 5 mm/h ; elles sont appliquées après 12 heures de tarissement, soit sous forme d'échelon jusqu'à l'obtention du régime permanent, soit sous forme d'impulsion d'une durée d'une heure. L'influence du paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  est évaluée pour les valeurs de : 0,1 ; 1 ; 10 ; et 100  $m^{-1}h^{-1}$ .

Dans une première étape, les évolutions des facteurs de forme de nappe en fonction des conditions initiales, du paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$ , et de l'intensité pluviométrique sont analysées. Les conséquences de la prise en compte de la déformation de la nappe sur le calcul des hauteurs de nappe et des débits sont ensuite évaluées.

La technique utilisée est la suivante : ainsi que nous l'avons décrit à la section 3.6.4., les équations parcellaires (3.37) et (3.38) sont calculées dans SIDRA-2. L'analyse de leurs différentes composantes permet de quantifier le poids du terme de déformation de nappe dans le calcul de la hauteur de nappe et du débit et ainsi établir la différence liée à sa négligence.

La validité du calcul est vérifiée à chaque simulation. Les hauteurs de nappe à l'interdrain calculées par la méthode des éléments finis (3.15) et par l'équation (3.37) d'une part, ainsi que les débits calculés par l'intégration numérique du bilan hydrique (4.3), par la résolution de l'équation de Darcy à la première maille du système (4.5), et par l'équation (3.38) d'autre part, sont identiques.

Le mécanisme de gonflement de la nappe sous l'effet de la recharge, qui est analysé dans cette section, suppose la hauteur de nappe nulle au dessus du drain. Cette simplification est fautive pour les deux raisons suivantes : (1) l'hypothèse de Dupuit est la moins valide au niveau du drain, où l'écoulement est radial ; la perte de charge se traduit par une hauteur d'eau au dessus du drain (qui reste à surface libre) ; (2) le drain n'est pas idéal, ce qui suppose une perte de charge et donc une hauteur d'eau supplémentaire au dessus du drain. L'effet d'une prise en compte de ces deux pertes de charge dans le calcul des débits sera analysée plus avant dans ce chapitre.

#### 4.4.1. Evolution des facteurs de forme de nappe en phase de recharge positive

Une recharge positive a été appliquée au système drainant sous deux formes : soit une recharge constante nommée *échelon de recharge* appliquée jusqu'à l'obtention du régime permanent (débit égal à la recharge), pour étudier l'évolution de la forme de la nappe du régime de tarissement non influencé au régime permanent ; soit une recharge ponctuelle nommée *impulsion de recharge* d'une durée d'une heure afin d'étudier l'effet d'un arrêt brutal de la recharge sur l'évolution de la forme de la nappe.

##### *4.4.1.1. Echelon de recharge*

Des simulations par le modèle SIDRA-2 sont conduites dans le but d'examiner l'évolution des facteurs de formes de nappe dans le cas du passage d'un régime de tarissement non influencé à un régime permanent, où les formes de nappe à l'état initial et final sont connues. Cette situation est intéressante car elle est un cas général des phénomènes de pointe qui n'en constituent que la phase initiale.

Dans l'ensemble des simulations effectuées, l'imposition d'une recharge constante au système génère un gonflement de la nappe, *indépendant de sa forme finale*. En effet, la forme finale de la nappe est plus gonflée (régime permanent) que sa forme initiale (régime de tarissement non influencé) (cf. section 3.6.4.), cependant le gonflement maximal de la nappe peut être supérieur à cette forme finale lorsque la différence entre les hauteurs de nappes initiales et finales est suffisamment grande. Dans ce cas, les facteurs de forme de nappe passent par deux phases, une phase croissante durant laquelle la nappe stocke de l'eau, puis une phase décroissante durant laquelle elle la restitue sous forme de débit. Dans le cas contraire, le stockage d'eau lié à l'intensité de la recharge n'excède pas celui qui correspond au passage d'un régime à l'autre, il n'y a alors pas de phase de déstockage.

L'analyse des deux derniers termes de l'équation (3.38) par SIDRA-2 montre de plus que lorsqu'un changement de régime survient, le stockage de l'eau dans la nappe compense intégralement le terme  $(1-A) I(t)$  pour le restituer ultérieurement, *et évite ainsi toute discontinuité dans le calcul des débits*. Les valeurs de ces deux termes calculées à un pas de temps fin (3 secondes) juste après l'imposition d'une recharge sont représentées figure 4.4. Par égalisation de ces deux termes, on obtient la valeur maximale de la dérivée de A par rapport au temps :

$$\left(\frac{dA}{dt}\right)_{\max} = \frac{1}{H} \frac{1-A}{C} \frac{I}{\mu} \quad (4.10)$$

Les trois facteurs susceptibles de jouer un rôle dans l'évolution de A dans SIDRA-2 sont : (1) la différence entre la hauteur de nappe initiale et la hauteur finale à l'interdrain ; (2) l'intensité de la recharge ; (3) le paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$ .

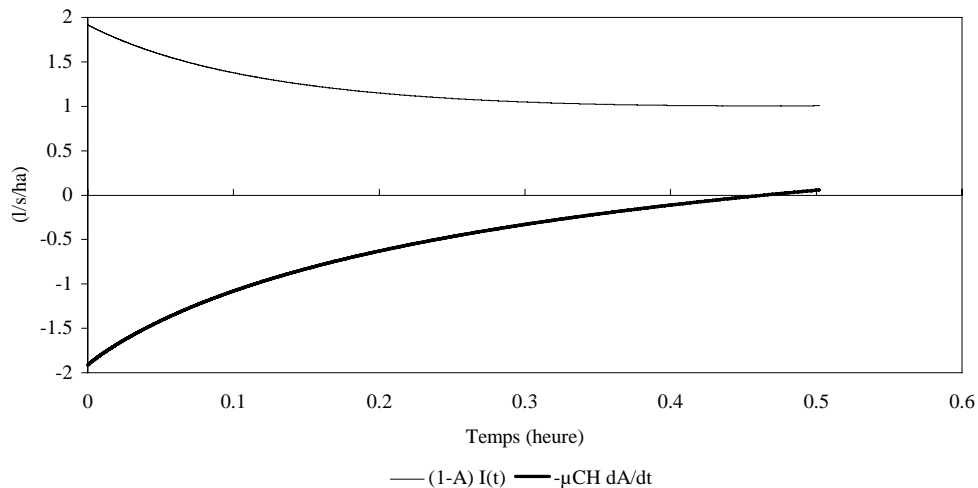


Figure 4.4. Evolution des termes  $(1-A) I(t)$  et  $-\mu C \frac{dA}{dt} H$  après l'imposition d'une recharge de 5 mm/h pour  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 10 \text{ m}^{-1} \text{ h}^{-1}$

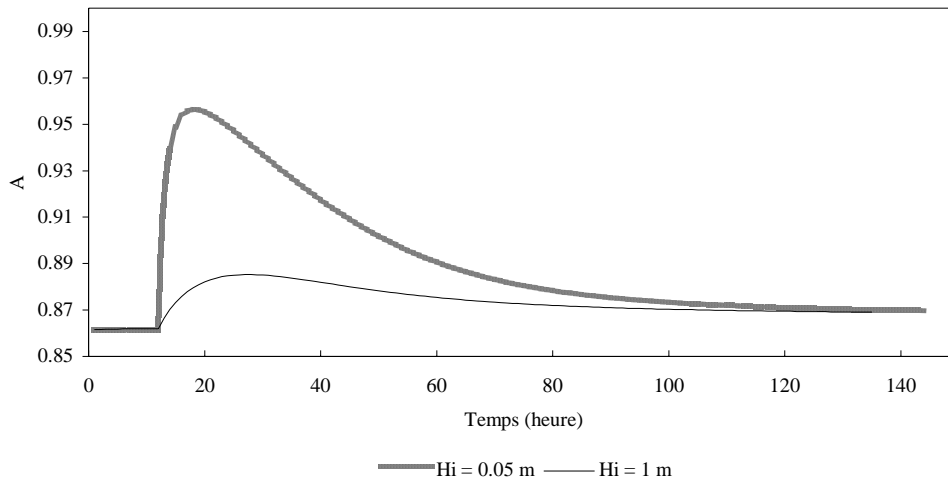


Figure 4.5. Influence de la hauteur de nappe initiale à l'interdrain sur l'évolution du facteur de forme de nappe A pour  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 0,1 \text{ m}^{-1}\text{h}^{-1}$

1. L'influence de la **différence entre la hauteur de nappe initiale et finale** est évaluée par le test de deux hauteurs de nappes initiales à l'interdrain de 1 m et de 0,05 m ; l'intensité de la recharge imposée est de 1 mm/h qui correspond à une hauteur finale de 3,33 m (i.e. hauteur de nappe du régime permanent calculée par l'équation de Hooghoudt (3.22)) ; la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  a pour valeur  $0,1 \text{ m}^{-1}\text{h}^{-1}$ . L'évolution de A est représentée figure 4.5 ; le gonflement de la nappe (d'autant plus grand que A est proche de 1) est d'autant plus important que la différence entre la hauteur de nappe initiale et finale est élevée. La discontinuité générée par l'imposition d'une recharge est en effet plus importante lorsque le débit initial est faible devant celle-ci, ce qui est davantage le cas lorsque la nappe est basse (en régime de tarissement non influencé, drains sur imperméable, le débit est proportionnel à la hauteur de nappe au carré). Le temps d'accès à la forme de nappe finale est peu affecté par la différence entre la hauteur de nappe initiale et finale.
2. L'influence de **l'intensité de la recharge** est évaluée par l'imposition des trois intensités suivantes : 0,1 ; 1 ; et 5 mm/h ; la hauteur de nappe initiale est de 1 m pour une valeur de  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  de  $0,1 \text{ m}^{-1}\text{h}^{-1}$ . L'évolution du facteur A est représentée figure 4.6 ; la recharge influe sur la différence entre la hauteur de nappe initiale et finale puisque cette dernière varie comme la racine carrée de l'intensité de la recharge. Cette influence se traduit, par le même mécanisme que celui décrit au paragraphe ci-dessus, par un gonflement de la nappe d'autant plus important que l'intensité de la recharge est élevée. En revanche, la dynamique du système est également plus rapide lorsque cette intensité est élevée : il en résulte un temps d'accès à la forme de nappe finale plus faible.



3. L'influence du paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  sur la déformation de la nappe est évaluée par l'imposition des valeurs de  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  de 0,1 et 10  $m^{-1}h^{-1}$  ; le système est soumis à une recharge d'une intensité de 1 mm/h pour une hauteur de nappe initiale à l'interdrain de 5 cm (l'évolution du facteur A est représenté figure 4.7). Le gonflement de la nappe et le temps d'accès à la forme de nappe finale sont d'autant plus élevés que la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  est faible (cf. Figure 4.7). L'augmentation de la conductivité hydraulique (K), la diminution de l'écartement entre les drains (L) et de la porosité de drainage ( $\mu$ ) participent en effet à une augmentation de la nervosité du système qui diminue le temps d'accès à la forme de nappe finale.

L'étude des différents facteurs sur l'évolution de la forme de la nappe durant la phase transitoire du passage du régime de tarissement non influencé au régime permanent montre que : (1) que le gonflement de la nappe est d'autant plus important que la différence entre la hauteur de nappe initiale et la hauteur de nappe finale est élevée ou que  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  a une valeur faible ; (2) le temps d'accès à la forme de nappe finale est d'autant plus faible que le système est soumis à une intensité de recharge ou à un paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  élevés. Les effets de l'arrêt brutal d'une recharge sur les formes de nappe sont étudiés dans la section suivante.

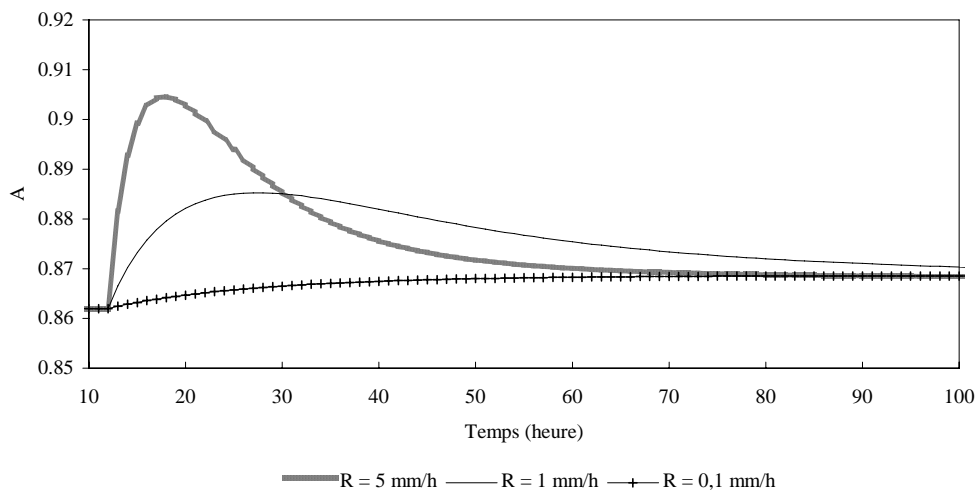


Figure 4.6. Evolution du troisième facteur de forme de nappe (A) sous l'effet de différentes recharges pluviométriques pour  $H_1 = 1$  m et  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 0,1$   $m^{-1}h^{-1}$

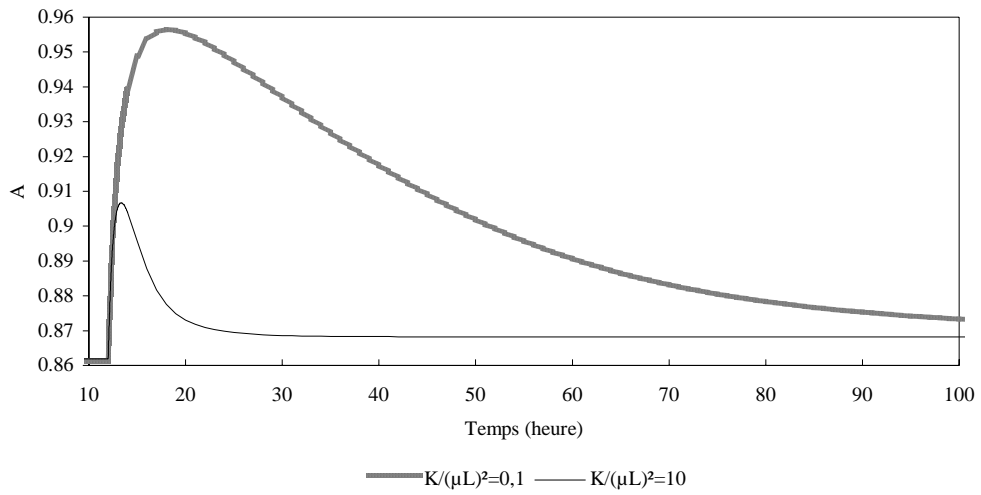


Figure 4.7. Influence du paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  sur le troisième facteur de forme de nappe pour une recharge pluviométrique égale à 1 mm/h et  $H_i = 5$  cm

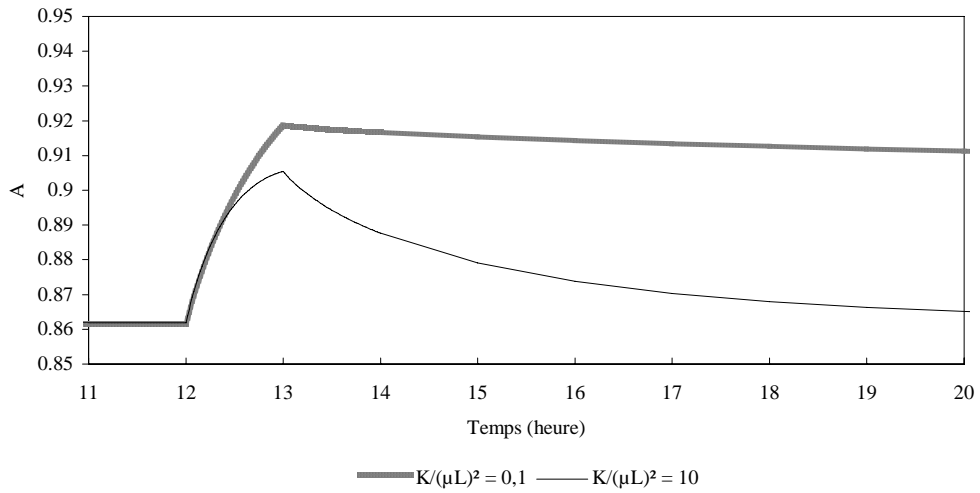


Figure 4.8. Influence d'une impulsion de 1 mm/h imposée entre 12 et 13 heures sur le facteur de forme de nappe A pour  $H_i = 5$  cm

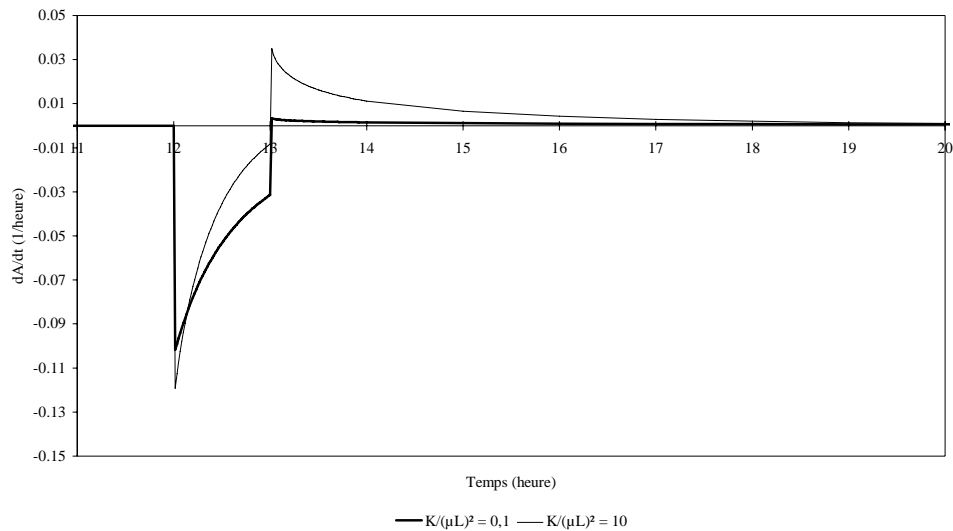


Figure 4.9. Influence d'une impulsion de 1 mm/h imposée entre 12 et 13 heures sur  $\frac{dA}{dt}$  pour  $H_i = 5$  cm

#### 4.4.1.2. Impulsion de recharge

Le régime pluviométrique réel est constitué de brefs épisodes pluvieux séparés par des phases de tarissement. Ces épisodes sont simulés par l'imposition d'une impulsion de recharge au système d'une durée d'une heure. La simulation comprend deux phases : durant la première, où la recharge est non nulle, les formes de nappe évoluent de la même manière que lorsque un échelon de recharge est imposé au système (cf. section précédente) ; l'objet de cette section est l'étude de l'évolution de la forme de la nappe durant la seconde phase, caractérisée par un arrêt brutal de la recharge.

La forme de la nappe simulée par SIDRA-2 réagit à un arrêt de la recharge par un *déstockage* qui permet d'éviter la discontinuité dans les débits liée à l'annulation du terme  $(1-A) I(t)$  dans l'équation (3.38). De même que lorsqu'une recharge est imposée au système, le dernier terme de l'équation (3.38) est alors égal à la variation du terme  $(1-A) I(t)$  entre les deux pas de temps. De manière générale, on peut étendre l'équation (4.10) à tous les instants correspondants à une variation de l'intensité de la recharge :

$$\Delta\left(\frac{dA}{dt}\right) = \frac{1}{H} \frac{1-A}{C} \frac{\Delta I}{\mu} \quad (4.10a)$$

On vérifie d'autre part que les conclusions de la section précédente concernant l'influence de la différence entre hauteur de nappe initiale et hauteur de nappe en régime permanent, du

paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$ , et de l'intensité de la recharge sur la déformation de la nappe demeurent valides. Les figures 4.8 et 4.9 illustrent l'évolution de A et de  $\frac{dA}{dt}$  lorsqu'une recharge de 1 mm/h est imposée au système pour une nappe à 5 cm de profondeur à l'état initial, et pour  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 0,1$  et  $10 \text{ m}^{-1}\text{h}^{-1}$ . La figure 4.9 met notamment en évidence le fait que la discontinuité qu'engendre une variation de l'intensité de la recharge, à l'heure 13, est identique pour les deux valeurs de  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  testées, conformément à l'équation (4.10a).

#### 4.4.2. Test de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sur la simulation des hauteurs de nappe à l'interdrain

Le test de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables est réalisé avec une impulsion de recharge d'intensité 1 mm/h et  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 0,1 \text{ m}^{-1}\text{h}^{-1}$ ; les résultats sont représentés sur la figure 4.10. Les différences de hauteurs de nappe sont peu significatives car le terme de déformation de la nappe (dernier terme de l'équation (3.37)) est beaucoup plus faible que les deux autres. Sa valeur n'excède en effet jamais 10 % de la valeur de  $\frac{1}{\mu C}$  (I-J) pour les valeurs d'un ordre de grandeur courant de  $\frac{K}{L^2}$  et de  $\mu$  ainsi que pour différentes valeurs d'intensité de recharge ou de différence entre hauteur de nappe initiale et hauteur de nappe en régime permanent. Ceci est notamment dû au fait que le terme  $\frac{1}{\mu C}$  (I-J) est divisé par la porosité de drainage tandis que le terme de déformation de nappe ne l'est pas.

Physiquement, tout se passe comme si la déformation de la nappe permettait la vidange et le stockage d'eau au niveau de sa courbure et amortissait les brusques variations de la recharge. Ce phénomène n'a en revanche que peu d'incidence sur le calcul des hauteurs de nappe à l'interdrain qui sont peu différents avec et sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. La sensibilité de l'effet de ces stockages/déstockages liés à la courbure de la nappe sur les débits est étudiée ci-dessous.

#### 4.4.3. Test de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sur la simulation des débits

L'effet de la recharge sur les facteurs de forme de nappe est analysé à la section 4.4.1. Il a notamment mis en évidence que la variation des facteurs de forme de nappe était maximale à l'instant d'une variation de la recharge (cf. équation (4.10a)). L'écart entre les débits calculés avec, et sans, l'hypothèse de pseudo-séparation des variables dans les équations (3.49) et (3.38) respectivement, doit donc être maximal au même instant. L'évolution, sous une recharge constante, de ces débits est représentée figure 4.11. La différence la plus importante entre les

deux débits se situe effectivement à l'instant initial de l'imposition de la recharge où le débit correspondant à une nappe de forme constante augmente brusquement ; cette différence diminue au cours de la simulation pour changer de signe à partir du moment où le facteur A est maximal ( $\frac{dA}{dt} = 0$ ) : la nappe se dégonfle ; les débits s'égalisent lorsque A devient constant ; la forme de la nappe se stabilise bien avant que le régime permanent ne soit atteint. C'est donc lors de *variations* importantes de la recharge et donc sous des *impulsions de recharge* que l'écart entre les débits est le plus important.

Afin d'analyser le rôle des différents facteurs sur l'écart induit par l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sur le calcul des débits, revenons sur les conclusions de cette étude sur le calcul des facteurs de forme de nappe (cf. section 3.4.1). Nous avons en effet montré que l'amplitude des variations des facteurs de forme de nappe est d'autant plus importante que la différence entre la hauteur de nappe initiale et la hauteur de nappe finale est grande ou que  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  a une valeur faible ; le temps de retour du système à une forme de nappe indépendante de la recharge est d'autant plus faible que la recharge et  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  ont une valeur élevée. L'évolution des facteurs de forme de nappe a une influence directe sur les débits calculés sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables par le biais du troisième terme de l'équation (3.38).

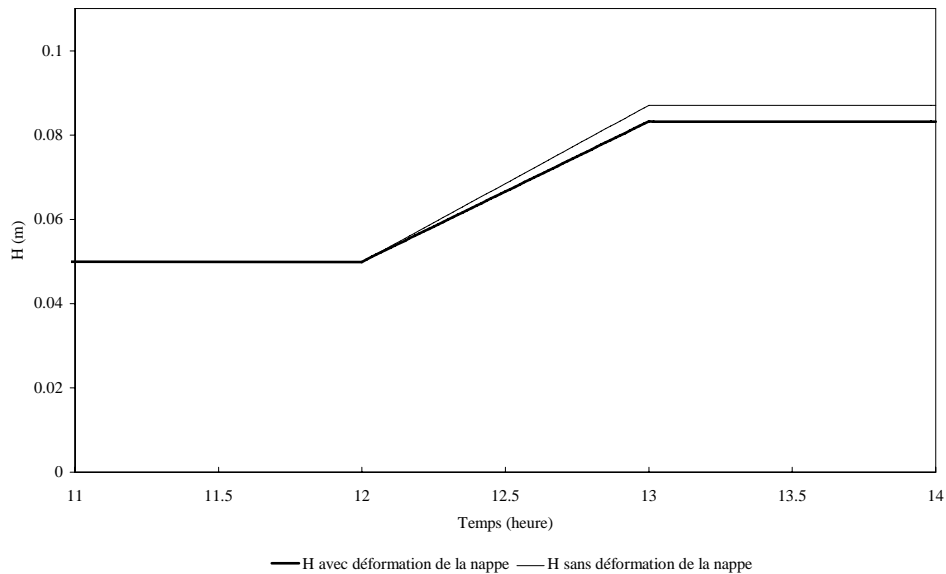


Figure 4.10. Variation de la hauteur de nappe à l'interdrain sous l'effet d'une recharge de 1 mm/h pendant 1 heure pour  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 0,1 \text{ m}^{-1}\text{h}^{-1}$

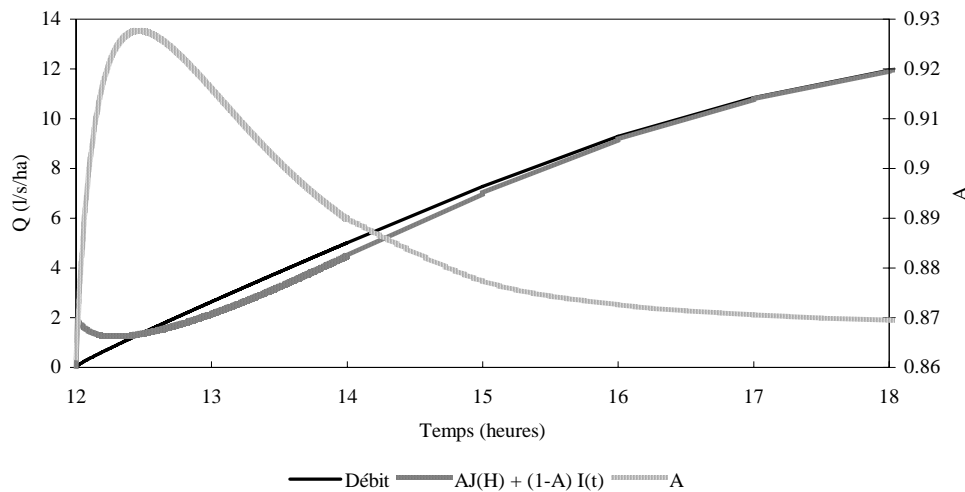


Figure 4.11. Evolution des débits avec, et sans prise en compte du terme de déformation de nappe, et du troisième facteur de forme de nappe A pour une recharge de 5 mm/h et pour  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 10 \text{ m}^{-1} \text{ h}^{-1}$

Analysons, à titre d'exemple, l'influence de la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  sur les trois composantes de débit de l'équation (3.38). Ces composantes sont nommées de la façon suivante :

- le terme AJ(H) est nommé *terme de tarissement non influencé* ;
- le terme  $(1-A) I(t) - \mu C \frac{dA}{dt} H$  est nommé *terme de débit de pointe* ;
- la somme des trois termes est nommé *débit total*.

L'influence de la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  sur l'écart entre les débits est testé pour les valeurs suivantes : 0,1 ; 1 ; 10 ; 100  $\text{m}^{-1} \text{ h}^{-1}$ . La nappe se situe à 5 cm de profondeur à l'instant initial. Les débits totaux sont représentés sur la figure 4.12. Lorsque  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  a une valeur faible, la variation de la forme de la nappe est importante et le temps de retour à une forme de nappe indépendante de la recharge est élevé. Les deux termes qui constituent le débit de pointe se compensent et le débit total, faible, est essentiellement constitué par le terme de tarissement non influencé AJ(H). A l'inverse, lorsque  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  a une valeur élevée, le terme de débit de pointe prédomine dans le débit total. La figure 4.12 représente également le terme  $(1-A) I(t)$  pour une valeur de A correspondant au régime de tarissement non influencé, drains sur imperméable en sols homogène ( $A \cong 0,86$ ). Les écarts de débit calculés avec et sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables sont d'autant plus élevés que la valeur de  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  est faible.

Sous l'hypothèse de pseudo-séparation des variables, le débit de pointe est indépendant des propriétés hydrodynamique du sol et le terme  $(1-A)I(t)$  n'est pas compensé par un stockage d'eau dans la courbure de la nappe. En revanche, dans l'équation (3.38) complète, de terme est compensé par le terme  $-\mu C \frac{dA}{dt} H$  et ce, d'autant plus que la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  est faible.

L'étude de l'influence de la différence entre la hauteur de nappe initiale et la hauteur de nappe finale montre que l'écart entre les débits calculés avec et sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables est d'autant plus élevé que cette différence est élevée. En revanche, l'étude de l'intensité de la recharge sur les écarts entre débits n'apporte pas de conclusion évidente car une intensité élevée génère des déformations de nappe importantes (d'où une différence élevée entre les débits de pointe calculés avec et sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables), mais un temps de retour à une forme de nappe indépendante de la recharge rapide (d'où des débits qui redeviennent rapidement peu différents).

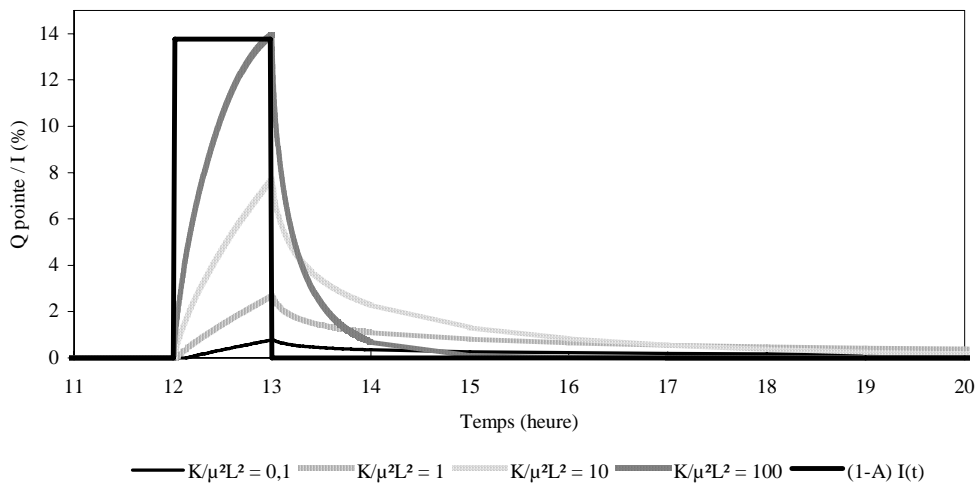


Figure 4.12. Influence du paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  sur le rapport entre le débit de pointe et l'intensité de l'impulsion de recharge (1 mm/h)

#### 4.4.4. Comparaison des débits calculés par bilan hydrique et par la loi de Darcy

Dans tous les exemples traités, les débits calculés par l'intégration du bilan hydrique local (4.3) ou par la résolution de l'équation (3.38) sont identiques aux débits calculés par la résolution de l'équation de Darcy (4.5) décrite section 4.1.3.3. Ce résultat indique également qu'il n'est pas possible de justifier l'hypothèse de pseudo-séparation des variables du point de vue physique. En effet, à hauteur de nappe à l'interdrain donnée, le débit de pointe correspond à un gradient de charge hydraulique à proximité du drain plus élevé que le gradient correspondant au régime de tarissement non influencé. La nappe ne peut donc avoir une forme indépendante de la recharge pluviométrique.

#### 4.4.5. Prise en compte d'une mise en charge des drains

A la différence des hauteurs de nappe à l'interdrain, l'hypothèse de pseudo-séparation des variables, et ses conséquences sur les *formes de nappe* ont des conséquences importantes dans le calcul des débits. La démonstration a cependant été conduite sous l'hypothèse *d'une charge nulle au niveau du drain*. Or, la convergence des filets liquides autour du drain ainsi que sa résistance d'entrée, génèrent des pertes de charges qui se traduisent par des hauteurs d'eau au dessus du drain qui *déforment également la nappe*. L'objet de cette section est de tenter d'évaluer l'impact d'une mise en charge des drains sur les débits et les hauteurs de nappe à l'interdrain simulées par le modèle SIDRA-2.

L'hypothèse de charge nulle au niveau du drain (hypothèse H4), sur laquelle l'équation de l'équation de Boussinesq est fondée, peut être invalidée par plusieurs causes. Une cause possible de mise en charge des drains est la limitation de la capacité de transport du réseau. Plusieurs degrés de mise en charge existent. Le tuyau de drainage peut en effet être partiellement ou totalement plein sur toute sa longueur. Le cas limite est l'affleurement de la ligne d'eau du drain à la surface du sol qui correspond à la limite maximale de la capacité de transport des drains (Lesaffre, 1989). Cependant, la mise en charge des tuyaux de drainage ne correspond pas à un fonctionnement normal du réseau de drainage. De plus, l'échelle d'étude de ce phénomène, qui ne sera pas analysé ici, dépasse le système drain - interdrain.

Une mise en charge dans la tranchée de drainage peut également se produire à cause des pertes de charges au voisinage du drain. Ce phénomène est sans rapport avec la capacité d'évacuation du réseau décrit plus haut et l'écoulement dans le drain demeure à surface libre. La résistance à l'écoulement est schématiquement due à la perte de charge liée à la *convergence* des filets liquides vers le drain d'une part, et à la perte de charge liée à *l'entrée* des filets liquides dans le drain (qui n'est en réalité pas *idéal* i.e. pas totalement perméable) d'autre part (cf. figure 4.13). L'hypothèse H4 est dans ce cas liée à l'hypothèse de Dupuit (hypothèse H5). Pour prendre en compte ces deux types de perte de charge dans les équations du drainage, deux approches sont possibles : (1) considérer que le modèle de l'écoulement horizontal dans la nappe est valide (hypothèse de Dupuit), y compris à proximité, et dans, les drains ; les concepts de profondeur



équivalente de l'imperméable et de rayon effectif sont alors utilisés ; (2) calculer et prendre en compte directement la charge d'eau au dessus du drain due aux pertes de charge liées à la convergence, puis à l'entrée de l'eau dans le drain.

#### 4.4.5.1. Profondeur équivalente de l'imperméable

Le concept de profondeur équivalente consiste à considérer une profondeur de l'imperméable fictive inférieure à sa profondeur géométrique. Elle est fondée sur l'analogie de fonctionnement entre un système de drains enterrés avec une profondeur de l'imperméable, et un système de fossés drainants remplis au même niveau que les drains et dont la base repose sur un imperméable à une *profondeur équivalente* (du point de vue du fonctionnement hydraulique) par rapport au niveau d'eau dans le fossé. L'utilisation originelle de la profondeur équivalente a pour but de prendre uniquement en compte la convergence des filets liquides vers le drain, celui-ci étant supposé idéal. De nombreuses formules de calcul de profondeur équivalente existent. Pour les sols infiniment profonds (i.e. sans horizon imperméable), les plus connues sont celles de Hooghoudt (1940), qui dépendent du rayon du drain, et la formule de Youngs (1985) qui dépend de la hauteur de nappe à l'interdrain ; pour les autres sols (qui ne sont pas infiniment profonds), les formules de Guyon (1976) et de Lesaffre (1989), qui dépendent de la hauteur de nappe à l'interdrain  $H$  et du rayon du drain, peuvent être utilisées.

La profondeur équivalente a été étendue à la prise en compte de la résistance d'entrée dans le drain. On définit un *rayon effectif* du drain, plus faible que le rayon réel (voir la revue bibliographique de Lennoz-Gratin et Zaïdi, 1987), tel que les pertes de charge induites par cette réduction, l'écoulement étant supposé radial, sont égales à la résistance d'entrée dans le drain. Le rayon réel est alors remplacé par le rayon effectif dans l'une des formules de profondeur équivalente qui dépend du rayon du drain (formules fondées sur les solutions de Hooghoudt, 1940). Skaggs (1978) incorpore ainsi le rayon effectif dans les formules de calcul de l'écartement des drains, ce qui le conduit à préconiser une réduction des écartements. Il néglige cependant l'effet de la tranchée de drainage, fréquemment plus perméable, qui diminue sans doute la résistance d'entrée aux drains (Lennoz-Gratin, 1991). En outre, le concept de profondeur équivalente présente deux limitations importantes : (1) il ne représente pas la réalité physique du phénomène de résistance à l'écoulement à proximité des drains qui se traduit par une mise en charge au dessus des drains ; (2) il ne permet pas de prendre en compte la résistance d'entrée dans les drains lorsque ceux-ci reposent sur l'imperméable.

#### 4.4.5.2. Calcul direct de la charge au dessus du drain

Une seconde approche, développée par Wesseling (1979), sur la base des travaux de Ernst (1954), consiste à décomposer l'écoulement vers le drain en une série de résistances qui relient proportionnellement le débit à la hauteur de nappe, en y incorporant un terme de résistance radiale et un terme de résistance d'entrée. Ces deux résistances se traduisent par une hauteur d'eau au dessus du drain. Cette approche présente toutefois l'inconvénient d'être fondée sur une relation débit - hauteur de nappe linéaire (imperméables infiniment profonds) pour laquelle le régime variable est considéré comme une succession de régimes permanents.

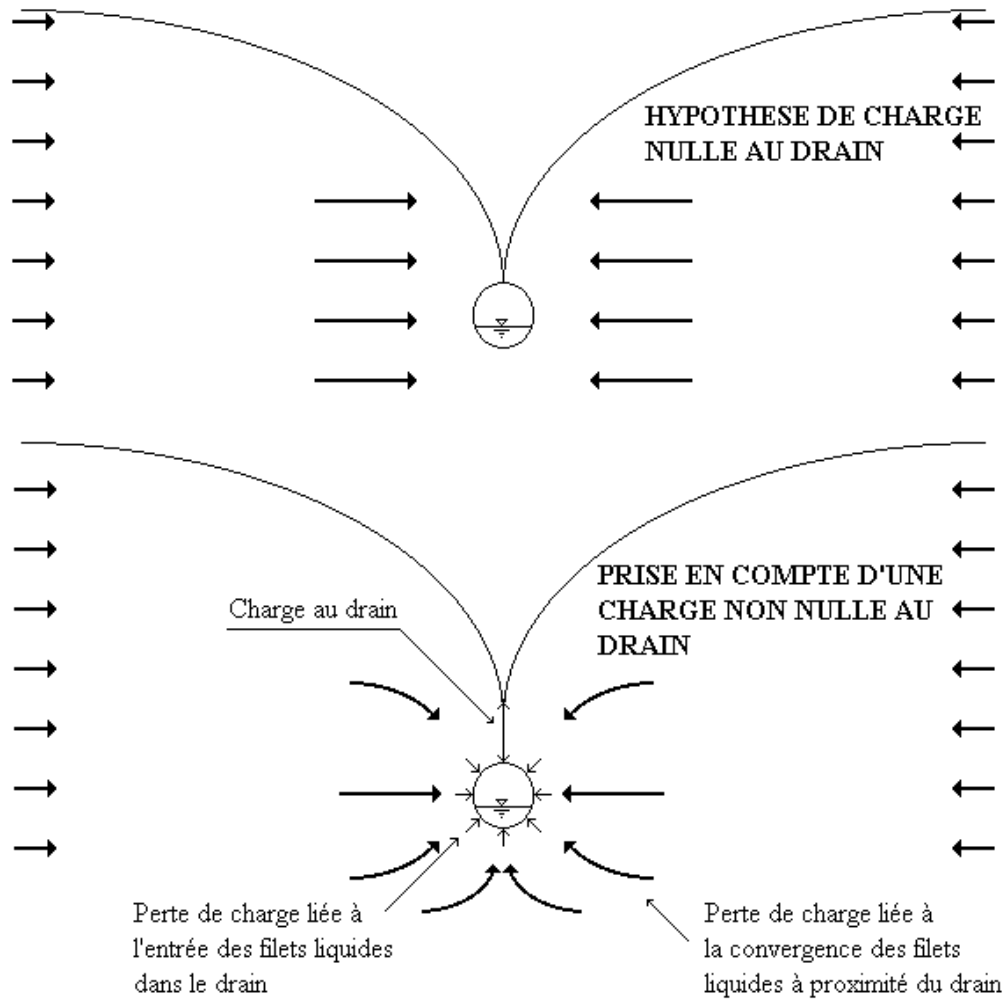


Figure 4.13. Schémas d'écoulement vers le drain avec et sans mise en charge

Chescheir et *al.* (1992) couplent une équation d'écoulement radial à deux modèles de fonctionnement du drainage dans le but de comparer les résultats. Le premier modèle est l'équation de Boussinesq résolue numériquement; le second est un modèle classique qui suppose le régime variable décrit par une succession de régimes permanents (Skaggs, 1980, voir également section 3.3.1.). Les hauteurs de nappe à l'interdrain simulées par les deux modèles en régime permanent et en régime transitoire sont proches.

#### 4.4.5.3. Couplage d'une expression de charge au dessus des drains à l'équation de Boussinesq

Une approche identique à celle de Chescheir et *al.* (1992) est utilisée ici afin d'évaluer l'effet d'une charge au dessus des drains dans SIDRA-2. La charge est calculée par la loi de Darcy en supposant que l'écoulement est radial autour du drain, puis est directement imposée dans le modèle au niveau du dernier noeud du système (drain). L'expression de la charge au dessus du drain utilisée est la suivante :

$$\Delta H = \frac{Q_L}{K} \left( \alpha_e + \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R_1}{R_0} \right) \quad (4.11)$$

où  $Q_L$  est le débit par unité de longueur de drain,  $K$  la conductivité hydraulique,  $\alpha_e$  le coefficient de résistance d'entrée dans le drain,  $R_0$  le rayon du drain, et  $R_1$  le rayon de la limite cylindrique externe du domaine d'écoulement.

Dierickx (1980) définit le coefficient de résistance d'entrée  $\alpha_e$  comme « la différence entre la résistance totale à l'écoulement vers le drain et la résistance radiale vers un drain idéal de même diamètre ». Il montre de plus que le coefficient de résistance d'entrée peut être étendu au cas des écoulements radiaux asymétriques. Youngs (1974) démontre que la géométrie du drain joue une part prépondérante dans la valeur du coefficient de résistance d'entrée. Lennoz-Gratin (1991) développe une formule analytique fondée sur les caractéristiques dimensionnelles du drain et validée à partir d'expérimentations réalisées en cuve. Les valeurs du coefficient  $\alpha_e$  obtenues sur 15 types de drains sont comprises entre 1 et 2 pour une valeur de  $R_1$  double de celle de  $R_0$ . Une valeur intermédiaire ( $\alpha_e = 1,5$ ) est choisie ici pour être introduite dans le modèle. La formule (4.11) peut se réécrire, dans ce cas :

$$\Delta H \cong 3,2 \frac{QL}{K} \quad (4.11a)$$

où  $L$  représente le demi écartement des drains,  $Q$  le débit surfacique et  $\Delta H$  la charge au dessus du drain.

La relation (4.11a) est couplée à l'équation de Boussinesq dans le modèle SIDRA-2. La résolution du système d'équation est effectuée par itérations successives. La valeur de la charge initiale au dessus du drain est prise égale à la charge calculée au pas de temps précédent. Elle est introduite comme condition de charge imposée au niveau du dernier noeud du système (drain). La valeur de charge est calculée en fonction de la nouvelle valeur de débit obtenue. L'opération est répétée jusqu'à la convergence.

Le couplage de l'équation de Boussinesq et de l'équation (4.11a) rend difficile l'estimation, *a priori*, du rôle des différents paramètres sur l'influence de la prise en compte d'une charge au dessus du drain vis-à-vis du calcul des débits et des hauteurs de nappe. En effet, lorsque le rapport  $\frac{K}{L}$  est élevé, la charge au dessus du drain est faible. Cependant, lorsque le rapport  $\frac{K}{L^2}$

est élevé, les débits de pointe sont élevés (cf. section 4.4.3.), ce qui tend à augmenter la charge au dessus des drains en vertu de la relation (4.11a). De plus, lorsque la porosité de drainage  $\mu$  est faible, la hauteur de nappe à l'interdrain croît rapidement, sous l'influence d'une recharge, vers sa valeur du régime permanent, ce qui a tendance à diminuer le ratio entre la charge au drain et la charge à l'interdrain. En revanche lorsque  $\mu^2$  est faible, les débits croissent aussi rapidement, ce qui tend à augmenter ce ratio.

Dans le but d'évaluer l'influence de la prise en compte d'une charge au dessus du drain proportionnelle au débit d'une part, et d'établir sommairement pour quelles valeurs des paramètres cette influence est la plus forte d'autre part, quatre simulations sont réalisées : une valeur élevée, puis faible, du paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  (respectivement 1 et 100  $\text{m}^{-1}\text{h}^{-1}$ ) est testée lorsque les drains reposent sur l'imperméable en sols homogènes, puis les mêmes valeurs de  $K$ ,  $\mu$  et  $L$  sont reprises pour un imperméable situé à 2 m sous les drains (soit  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  respectivement égal à 0,18 et 1,8  $\text{h}^{-1}$ ). Les résultats des débits, des hauteurs de nappe et des facteurs de forme de nappe sont dans chaque cas comparés à ceux obtenus sous l'hypothèse de charge nulle au drain. A l'état initial, la hauteur de nappe à l'interdrain est faible (0,05 m, d'où  $D = \frac{d}{H} = 40$ ) ; la charge initiale au dessus du drain est calculée à partir de la valeur du débit correspondant au tarissement non influencé. Une recharge de 5 mm/h est imposée au système durant deux heures après une phase de tarissement non influencé.

#### 4.4.5.4. Résultats

Lorsque les drains reposent sur l'imperméable, le ratio charge au drain sur hauteur de nappe à l'interdrain,  $W_d$ , peut atteindre une valeur de 30 % à l'arrêt de la recharge. Cependant, les différences entre les simulations des débits, des hauteurs de nappe à l'interdrain, et des facteurs de forme de nappe effectuées avec et sans prise en compte d'une charge au dessus du drain sont peu significatives. Les différences sont plus importantes lorsque le paramètre  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  est faible. Les débits simulés sont alors légèrement inférieurs, les hauteurs de nappe, et les facteurs de forme de nappe supérieurs, lorsqu'une charge au dessus du drain est prise en compte (cf. figures 4.14, 4.15 et 4.16) par rapport aux débits et hauteurs de nappe simulés pour une charge nulle. La tangente verticale au drain, obtenue pour le système à charge nulle, pourrait être un élément d'explication de ces faibles différences. La forme de nappe qui en résulte est en effet, dans ce cas, proche de celle du système en charge.

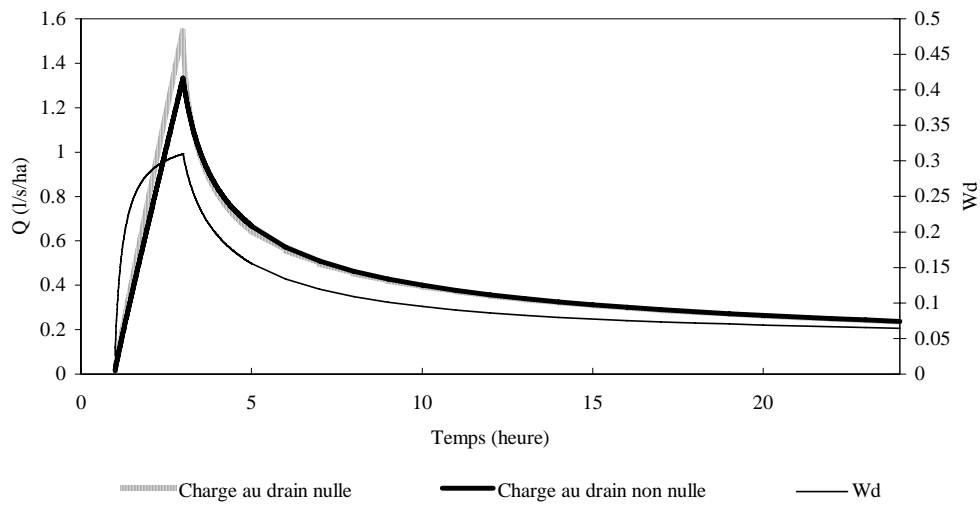


Figure 4.14. Evolution du débit avec et sans prise en compte d'une charge au dessus du drain et du rapport de la charge au dessus du drain sur la charge à l'interdrain ( $W_d$ ). Les drains reposent sur l'imperméable.

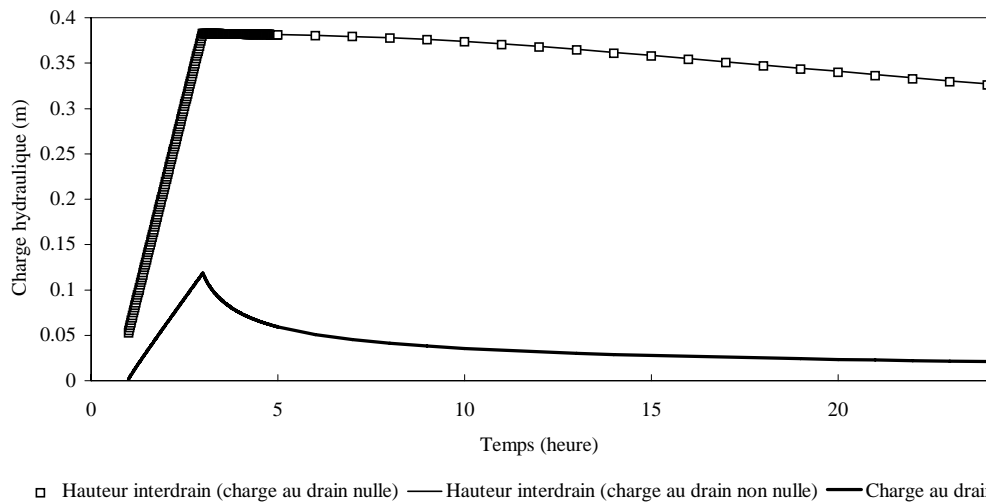


Figure 4.15. Evolution des hauteurs de nappe à l'interdrain avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain. Les drains reposent sur l'imperméable.

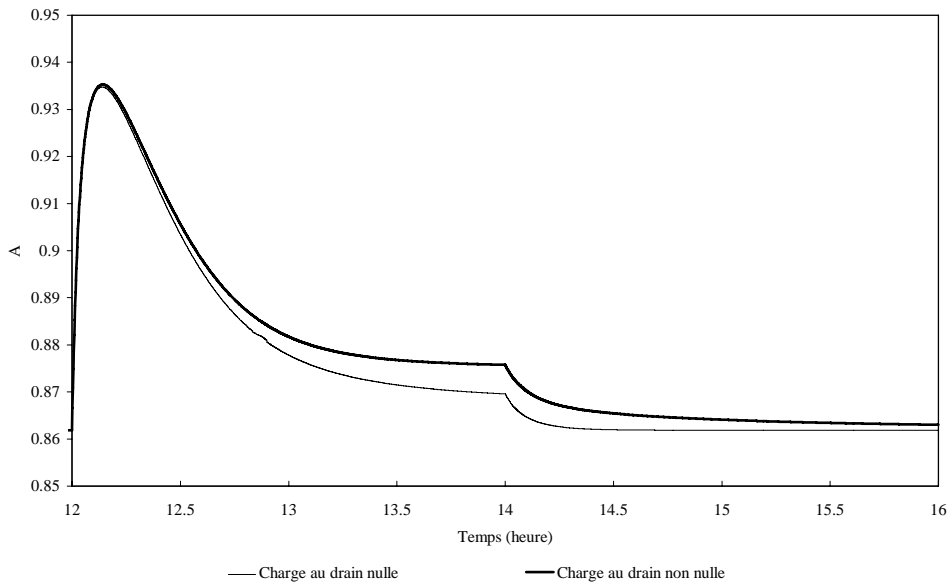


Figure 4.16. Evolution du facteur A avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain. Les drains reposent sur l'imperméable.

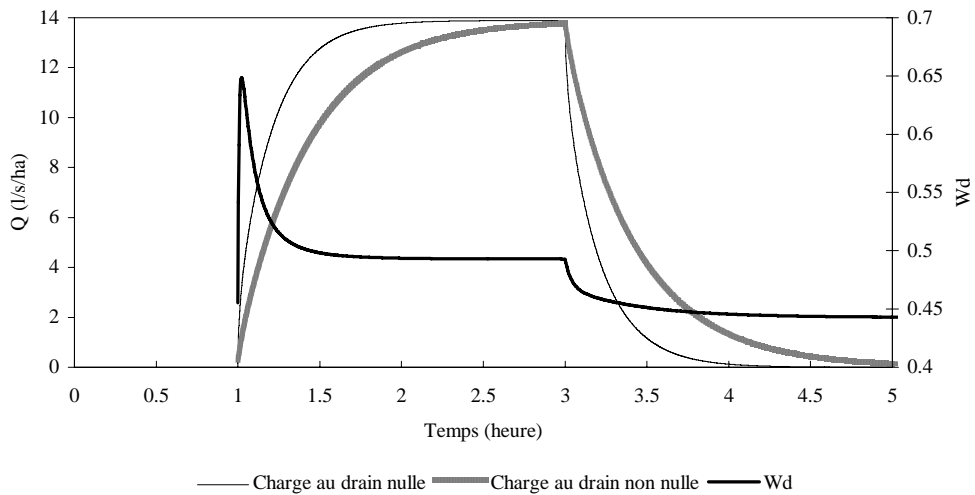


Figure 4.17. Evolution des débits avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain pour une valeur élevée de  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  (égale à  $1,8 \text{ h}^{-1}$ ). L'imperméable est situé à 2 m sous les drains. Le rapport de la charge au dessus du drain sur la charge à l'interdrain ( $W_d$ ) est également représenté.

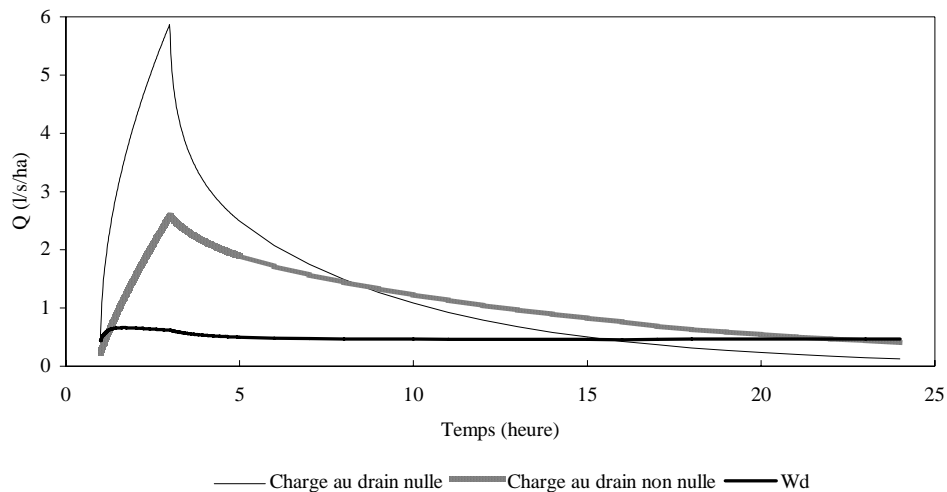


Figure 4.18. Evolution des débits avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain pour une valeur faible de  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  (égale à  $0,18 \text{ h}^{-1}$ ). L'imperméable est situé à 2 m sous les drains. Le rapport de la charge au dessus du drain sur la charge à l'interdrain ( $W_d$ ) est également représenté.

Lorsque la profondeur de l'imperméable par rapport aux drains est non nulle ( $d=2 \text{ m}$ ), le modèle fournit des résultats significativement différents entre les simulations réalisées avec, ou sans, prise en compte d'une charge au drain. Les différences entre les débits sont d'autant plus élevées que le paramètre  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  est faible, la valeur du débit de pointe est alors plus de deux fois plus élevée lorsque la charge au drain est nulle (cf. figures 4.17 et 4.18). Lorsque le paramètre  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  est élevé, le système est assez nerveux pour parvenir au régime permanent en 2 heures : les débits simulés avec et sans prise en compte d'une charge au drain sont alors égaux (cf. figure 4.17 et 4.18). A l'inverse, les hauteurs de nappe à l'interdrain, parvenues au régime permanent, sont distantes de  $\Delta H = 3,2 \frac{QL}{K}$ , soit 0,12 m pour les valeurs considérées (cf. figures 4.19 et 4.20). Les hauteurs de nappe se tarissent cependant à vitesse sensiblement égale lorsque  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  est élevé, tandis que lorsque ce paramètre a une valeur faible, le tarissement de la nappe est beaucoup plus lent lorsqu'une charge au drain est considérée (cf. figures 4.19 et 4.20). Les ratios « charge au dessus du drain sur hauteur de nappe à l'interdrain » sont très élevées, de l'ordre de 65 % au maximum, pour les deux valeurs de  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  testées. Enfin, les facteurs de forme de nappe présentent, pour les deux paramètres  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  testés, des allures similaires. La nappe demeure plus gonflée lorsqu'une charge au dessus du drain est considérée, avec une différence constante des facteurs de forme de nappe, de l'ordre de 0,1 pour le facteur A. La forme plus

gonflée de la nappe en régime permanent qu'en régime de tarissement non influencé est également retrouvée (cf. figures 4.21 et 4.22).

La plus forte influence de la mise en charge des drains lorsque l'imperméable est profond s'explique sans doute par la conjonction de deux phénomènes. D'une part, le débit généré pour une même hauteur de nappe à l'interdrain, est d'autant plus élevé que l'imperméable est profond (terme linéaire de la fonction de Hooghoudt (3.22)) : le ratio charge au drain sur hauteur de nappe à l'interdrain est donc aussi plus élevé. D'autre part, l'imposition d'une charge au dessus du drain perturbe davantage la forme de la nappe lorsque l'imperméable est profond puisqu'elle est dans ce cas peu gonflée (forme parabolique).

Les résultats obtenus doivent être validés. L'introduction de la relation (4.11a) dans le modèle SIDRA-2 a été réalisée avec l'hypothèse que la conductivité hydraulique autour du drain était égale à celle de l'ensemble du sol. Or, les tranchées de drainage dans lesquelles se trouvent les drains, présentent, en général, une conductivité beaucoup plus forte que le reste du massif, ce qui diminue la résistance d'entrée. Ces premiers tests permettent néanmoins de mettre l'accent sur l'utilité de diminuer la valeur du gradient hydraulique autour du drain par une série d'aménagements comme par exemple : le choix d'un drain à coefficient de résistance d'entrée réduit ; le maintien, lors de la réalisation du drainage, d'une zone à conductivité hydraulique élevée, etc. (Lennoz-Gratin, 1991). Nous pouvons de plus ajouter que, vraisemblablement, ces mesures seront d'autant plus importantes à suivre que l'imperméable est profond et que le débit est élevé.

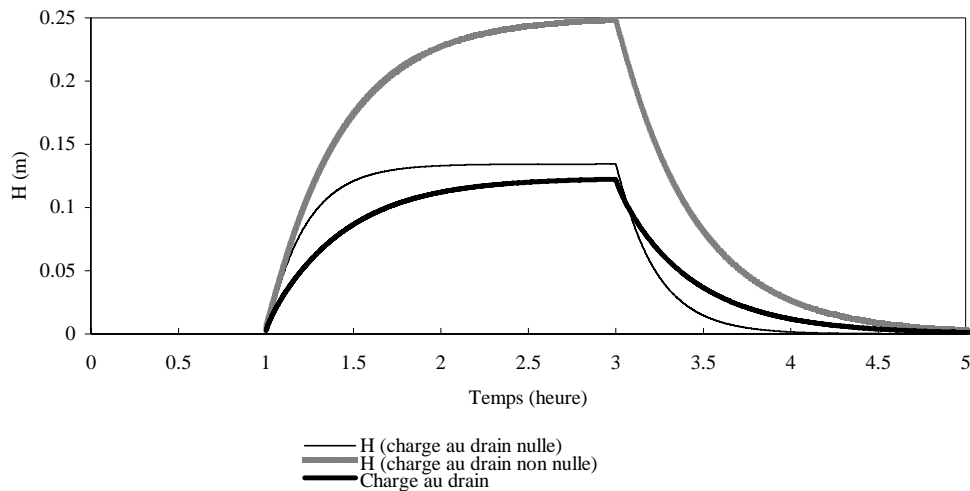


Figure 4.19. Evolution des hauteurs de nappe à l'interdrain (H) avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain pour une valeur élevée de  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  (égale à  $1,8 \text{ h}^{-1}$ ). L'imperméable est situé à 2 m sous les drains.



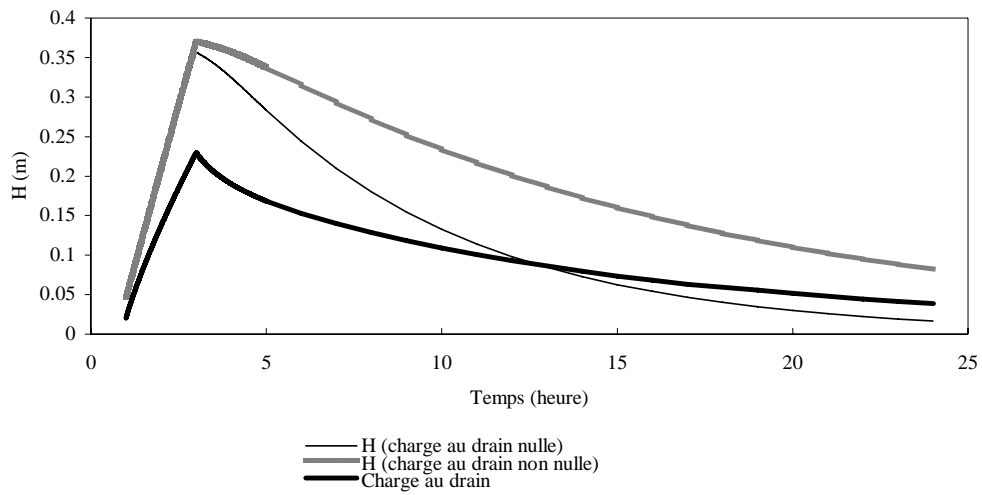


Figure 4.20. Evolution des hauteurs de nappe à l'interdrain ( $H$ ) avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain pour une valeur faible de  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  (égale à  $0,18 \text{ h}^{-1}$ ). L'imperméable est situé à 2 m sous les drains.

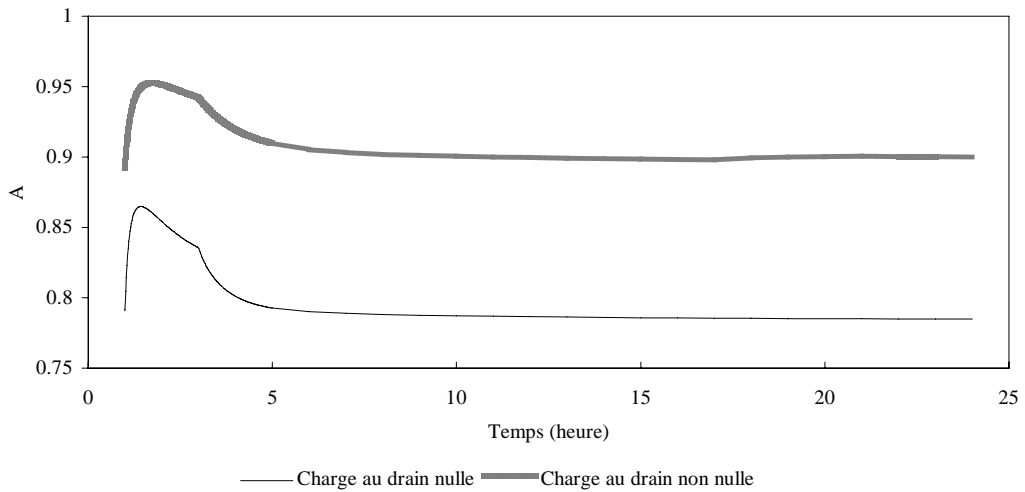


Figure 4.21. Evolution du facteur  $A$  avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain pour une valeur élevée de  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  (égale à  $1,8 \text{ h}^{-1}$ ). L'imperméable est situé à 2 m sous les drains.

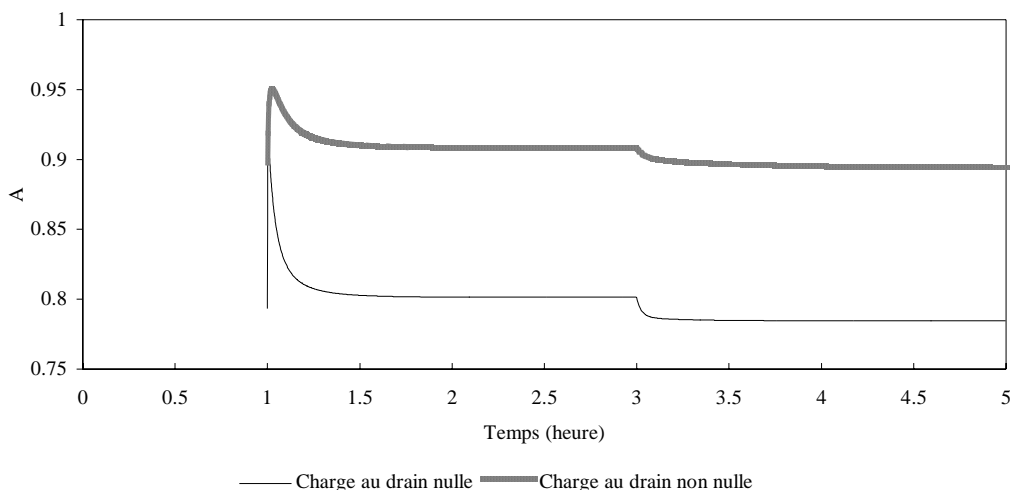


Figure 4.22. Evolution du facteur A avec et sans prise en compte d'une charge au niveau du drain pour une faible valeur de  $\frac{K_d}{\mu L^2}$  (égale à  $0,18 \text{ h}^{-1}$ ). L'imperméable est situé à 2 m sous les drains.

## 4.5. Conclusions

Sur la base de la résolution de l'équation de Boussinesq, le modèle SIDRA-2 développé dans ce chapitre résout également les équations parcellaires développées par Lesaffre (1989) sans recourir à l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. La comparaison des modèles SIDRA et SIDRA-2 permet de tester la validité de cette hypothèse qui suppose la forme de la nappe non influencée par la recharge imposée au toit de la nappe.

Après avoir montré que les deux modèles dépendaient des mêmes combinaisons de paramètres, le modèle SIDRA-2 a été vérifié en régime permanent et en régime de tarissement non influencé pour lesquels des solutions analytiques existent. Le modèle a ensuite été soumis à des brusques variations de recharge ; les résultats ont permis de montrer que ces variations avaient des conséquences importantes sur la forme de la nappe, ce qui est en contradiction avec l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. Les facteurs de forme de nappe augmentent ou diminuent (i.e. la nappe gonfle ou dégonfle respectivement) selon qu'une recharge est imposée au système, ou arrêtée brutalement. L'amplitude de la déformation de la nappe ainsi que le temps de retour à une forme de nappe indépendante de la recharge dépend essentiellement de trois facteurs : (1) la différence entre la hauteur de nappe initiale et la hauteur de nappe finale ; (2) la valeur de la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  (lorsque les drains reposent sur l'imperméable) ; (3) l'intensité de recharge.

L'évolution des facteurs de forme de nappe n'a qu'une faible influence sur le calcul des hauteurs de nappe à l'interdrain. En effet, dans l'équation (3.37) de calcul de la hauteur de nappe à l'interdrain, le terme de déformation de la nappe (troisième terme) est négligeable devant les deux autres. Le calcul de la hauteur de nappe à l'interdrain est peu différent avec et sans l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. En revanche, *les écarts entre les débits calculés avec et sans cette hypothèse sont significatifs* et le dernier terme de l'équation (3.38) joue un rôle prédominant ; le débit de pointe calculé par SIDRA-2 *dépend des paramètres hydrodynamiques et géométriques du système* : il est d'autant plus faible que la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  a une valeur faible ; ce résultat est très différent du débit de pointe calculé par SIDRA (avec l'hypothèse de pseudo-séparation des variables) qui est *indépendant de ces paramètres* (égal à  $(1-A)I(t)$ ).

La genèse des débits simulée par SIDRA-2 s'effectue de la manière suivante : lorsqu'une recharge parvient à la nappe, elle est répartie en deux composantes : la première, égale à  $AI(t)$ , soit au maximum 86 % de la recharge ( $A \cong 0,86$  lorsque les drains reposent sur l'imperméable, ce pourcentage est de 78 % lorsque l'imperméable est très profond), participe à l'élévation de la nappe et contribue au débit par l'intermédiaire du terme de tarissement non influencé  $AJ(H)$  ; cette fraction de recharge ne fait pas varier la forme de la nappe ; la seconde composante, égale à  $(1-A)I(t)$ , fait *gonfler* la nappe sans influencer sur sa hauteur maximale, ce qui provoque un accroissement de sa pente et du gradient hydraulique, ce qui génère un accroissement du débit par rapport au débit correspondant au gradient hydraulique minimal du tarissement non influencé (forme de nappe la moins gonflée possible, facteurs de forme de nappe minimaux). Cette interprétation de la genèse des débits de pointe est confirmée par le calcul du débit par application de la loi de Darcy à la première maille du système (relation (4.5)) qui fournit des résultats identiques à la méthode de calcul du débit par bilan hydrique. Ce résultat permet en effet de conclure sur le fait *que le gradient hydraulique à proximité du drain, lié à la forme globale de la nappe, est responsable du phénomène de débit de pointe*.

L'effet non négligeable sur les débits d'une condition de flux positif (i.e. recharge pluviométrique) et imposé uniformément au toit de la nappe, nous conduit à opter pour le modèle SIDRA-2 dans le cas d'une condition de flux négatif (prélèvement par évaporation dans la nappe) non uniforme. Le couplage du modèle à une fonction de prélèvement dans la nappe est réalisé au chapitre 5. Le chapitre 6 est consacré à première tentative de validation expérimentale du modèle SIDRA-2 et à son application à la conception du drainage.

# CHAPITRE 5

## Modélisation du fonctionnement du drainage sous évaporation

### Couplage de SIDRA-2 à une fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe

---

Dans ce chapitre, une fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe gérée par le *flux limite* est couplée au modèle SIDRA-2. Nous nous inspirerons de la démarche de Lesaffre (1989) pour spatialiser l'équation de Boussinesq en phase de prélèvement dans la nappe. Après une description du fonctionnement du modèle dans cette situation, les relations débit - hauteur de nappe et les restitutions du réseau calculées par le modèle seront étudiées dans deux cas : celui où la demande évaporatoire est intégralement prélevée dans la nappe (indépendance entre condition à la limite et hauteur de nappe), et celui où le prélèvement est limité par le flux limite (condition à la limite dépendant de la hauteur de nappe).

#### 5.1. Intégration spatiale de l'équation de Boussinesq sous évaporation

##### 5.1.1. Gestion du prélèvement par évaporation dans la nappe

Les conclusions du chapitre 2 nous ont permis de mettre en évidence les limites de validité d'une gestion du prélèvement par évaporation dans une nappe par la prise en compte d'un flux limite (dédit de la résolution de l'équation de Darcy généralisée en régime permanent). Quelles que soient ces limites, il est cependant intéressant d'examiner, en première approche, comment l'équation de Boussinesq, couplée à un tel mode de gestion, se comporte.

La gestion introduite dans le modèle SIDRA-2 est la suivante : lorsque la position de la nappe correspond à un flux limite *supérieur* à la demande évaporatoire, l'intégralité de cette demande est prélevée dans la nappe, cette situation est appelée dans la suite du texte phase de *prélèvement intégral* ; lorsque, dans le cas inverse, la position de la nappe correspond à un flux limite *inférieur* à la demande évaporatoire, seul le flux limite est prélevé dans la nappe, cette situation est appelée dans la suite du texte phase de *prélèvement limité*.

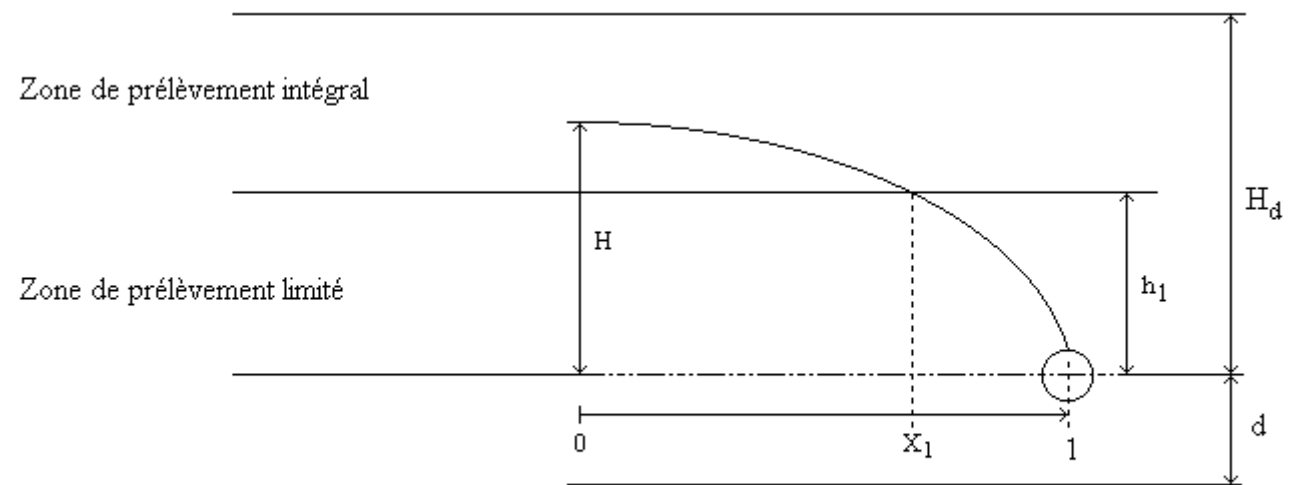


Figure 5.1. Gestion de l'évaporation en fonction de la position de la nappe.

Vis-à-vis du drainage, un tel mode de gestion conduit schématiquement aux trois situations suivantes : (1) lorsque la profondeur des drains est beaucoup plus élevée que la profondeur critique du sol, les tarissements des nappes sont non influencés par l'évaporation ; (2) lorsque la profondeur des drains correspond à un flux limite plus élevé que la demande évaporatoire, les tarissements s'effectuent en phase de prélèvement intégral ; (3) lorsque la profondeur des drains est supérieure à la profondeur critique mais correspond à un flux limite moins élevé que la demande évaporatoire, une partie de la nappe contribue intégralement à l'évaporation, et une partie y contribue à concurrence du flux limite.

La loi de flux limite sera intégrée dans le modèle sous la forme d'une fonction puissance du type de celle obtenue par Gardner (1958) (relation (1.6)) par l'intégration de la formulation de la conductivité hydraulique non saturée (1.4a). Nous vérifions par ailleurs (cf. annexe 1) qu'une formulation de conductivité hydraulique non saturée de van Genuchten (1980) (A1.6) fournit une courbe flux limite - profondeur de nappe pouvant également s'ajuster sur la fonction (1.6).

Opérons un changement de variable sur la relation (1.6). La variable profondeur de nappe  $P_n$  est transformée ici en hauteur de nappe au dessus des drains  $h$ , avec  $P_n = P_d - h$ , où  $P_d$  est la profondeur des drains. Le relation (1.6) se réécrit donc :

$$q_l(h) = a (P_d - h)^b \quad (5.1)$$

soit

$$q_l(h) = a (P_d - HW(X))^b \quad (5.1a)$$

Mathématiquement, la gestion du prélèvement dans la nappe,  $P(h)$ , s'exprime de la façon suivante en fonction de la demande évaporatoire  $E$  et du flux limite  $q_l$  :

- $E \geq q_l(h) \Rightarrow P(h) = q_l(h)$
- $E < q_l(h) \Rightarrow P(h) = E$

Dans son stade de développement actuel, le modèle ne gère pas l'état hydrique de la zone non saturée lorsque la demande évaporatoire est supérieure au flux limite et que seul ce dernier est prélevé dans la nappe ; nous reviendrons sur ce point dans la discussion générale. Pour une demande évaporatoire  $E$  donnée, une hauteur de nappe particulière  $h_1$  peut être définie, telle que  $E = q_l(h_1)$ . En vertu de l'équation (5.1), on peut écrire :

$$h_1 = P_d - \left(\frac{E}{a}\right)^b \quad (5.2)$$

Lorsque l'on fait l'hypothèse supplémentaire que la forme de la nappe est décrite par une fonction  $W(X) = (1-X^2)^n$ , on peut déduire l'abscisse réduite  $X_1$  correspondant à  $h_1$  (cf. figure 5.1) :

$$X_1 = \left(1 + \left(\frac{h_1}{H}\right)^{1/n}\right)^{1/2} \quad (5.3)$$

Le domaine compris entre l'abscisse réduite 0 et 1, soit entre l'interdrain et le drain, est donc séparé en deux parties par l'abscisse  $X_1$ . Ces deux parties correspondent à deux modes de gestion différents puisque l'intégralité de la demande évaporatoire est prélevée dans la nappe dans sa partie proche de l'interdrain (nappe haute), et que le prélèvement dans la nappe située proche du drain (nappe basse) est géré par le flux limite. Ces gestions de la demande évaporatoire peuvent donc être traduites de la manière suivante :

- $h_1 < 0 \Rightarrow X_1 = 1 \Rightarrow$  phase de prélèvement intégral dans toute la nappe ;
- $H < h_1 < 0 \Rightarrow 0 < X_1 < 1 \Rightarrow$  phase de prélèvement intégral pour  $X \leq X_1$  et limité pour  $X > X_1$  ;
- $h_1 > H \Rightarrow X_1 = 0 \Rightarrow$  phase de prélèvement limité dans toute la nappe.

### 5.1.2. Equation de continuité

Suite à la discussion menée au chapitre 2, le concept de porosité de drainage est étendu au cas du prélèvement par évaporation dans la nappe. L'équation de continuité (3.12) devient :

$$\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = -P(h) - \mu W \frac{\partial H}{\partial t} - \mu H \frac{\partial W}{\partial t} \quad (5.4)$$

L'intégration en fonction de X du membre de gauche de l'équation et des deux derniers termes du membre de droite s'effectue de la même manière qu'à la section 3.6.3.1. L'intégration de la fonction de prélèvement dans la nappe P(h) donne :

$$\int_0^1 P(h) dX = \int_0^{X_1} E dX + \int_{X_1}^1 a (P_d - HW(X))^b dX \quad (5.5)$$

soit

$$\int_0^1 P(h) dX = X_1 E + a (P_d - H)^b \int_{X_1}^1 \left(\frac{P_d - HW(X)}{P_d - H}\right)^b dX \quad (5.6)$$

On définit  $Y = \frac{P_d}{H}$  la profondeur réduite des drains ; on obtient en définitive :

$$\int_0^1 P(h) dX = X_1 E + q_l(H) \int_{X_1}^1 \left(\frac{Y - W}{Y - 1}\right)^b dX \quad (5.7)$$

*Le premier facteur de répartition du prélèvement dans la nappe B' est défini par :*

$$B' = \int_{X_1}^1 \left( \frac{Y-W}{Y-1} \right)^b dX \quad (5.8)$$

Le facteur B' est adimensionnel. Tout comme les facteurs de forme de nappe, il est fonction des mêmes variables que la fonction W, soit la valeur de la demande évaporatoire (qui influe aussi sur la borne d'intégration) et la hauteur de nappe à l'interdrain H. Il est en outre fonction de la profondeur des drains, P<sub>d</sub>. L'équation spatialisée du débit (3.32) s'écrit :

$$Q(t) = -X_1 E - B'(t) q_f(H) - \mu B(t) \frac{dH}{dt} - \mu H \frac{dB(t)}{dt} \quad (5.9)$$

### 5.1.3. Equation de potentiel

La seconde intégration, en fonction de X, de la fonction de prélèvement dans la nappe donne :

$$\int_0^1 \int_0^X P(h) dX = \int_0^{X_1} \int_0^X E dX + q_f(H) \int_0^1 \int_{X_1}^X \left( \frac{Y-W}{Y-1} \right)^b dX \quad (5.10)$$

Le second facteur de répartition du prélèvement dans la nappe C' est défini par :

$$C' = 2 \int_0^1 \int_{X_1}^X \left( \frac{Y-W}{Y-1} \right)^b dX \quad (5.11)$$

Le facteur C' est fonction des mêmes variables que le facteur B'.

L'équation (3.37) s'écrit, en phase de prélèvement par évaporation dans la nappe :

$$J(H) = -(2X_1 - X_1^2) E - C'(t) q_f(H) - C(t) \mu \frac{dH}{dt} - \frac{dC(t)}{dt} \mu H \quad (5.12)$$

### 5.1.4. Equation dynamique

La combinaison des équations (5.9) et (5.12) fournit l'équation dynamique suivante :

$$Q(t) = A(t) J(H) - (X_1 - (2X_1 - X_1^2)A(t)) E - A'(t) q_f(H) - \mu C(t) \frac{dA(t)}{dt} H \quad (5.13)$$

où A' = B' - AC' est le troisième facteur de répartition du prélèvement dans la nappe.



Dans le cas particulier où l'intégralité du prélèvement s'effectue dans la nappe ( $X_1 = 1$ ), l'équation (5.13) se simplifie en :

$$Q(t) = A(t) J(H) - (1 - A(t)) E - \mu C(t) \frac{dA(t)}{dt} H \quad (5.13a)$$

#### 5.1.5. Prélèvements dans la nappe et infiltrations profondes

Les relations parcelaires (5.9), (5.12) et (5.13) possèdent une structure similaire aux équations développées par Zimmer (1989) pour tenir compte d'une infiltration profonde (i.e. flux vertical à travers l'imperméable), soit proportionnelle à la hauteur de nappe à l'interdrain, soit constante. Skaggs (1975) traite l'équation de Boussinesq de manière identique selon qu'il s'agisse d'un prélèvement par évaporation dans la nappe ou d'une infiltration profonde.

La similitude de prise en compte des infiltrations profondes et des prélèvements dans la nappe provient du fait que les conditions à la limite du système sont introduites de manière identique dans l'équation de continuité par le biais *de la même porosité de drainage*. Cette hypothèse rejoint donc la question soulevée à la section 2.4. sur la validité d'un paramètre global de porosité de drainage étendu à des termes puits autres que le débit drainé par le réseau. Seule une modélisation saturée/non saturée (par l'équation de Richards) d'un système drainé soumis à différentes conditions à la limite pourrait éventuellement nous permettre de préciser la force de cette hypothèse et les coefficients de calage éventuels à affecter aux termes puits.

#### 5.1.6. Conclusion

La démarche de Guyon (1964) et de Lesaffre (1989) est étendue à la phase de prélèvement par évaporation dans la nappe. Elle fait notamment apparaître dans l'équation (5.13) deux termes qui tiennent compte de ce prélèvement qui est variable entre le drain et l'interdrain. La somme de ces deux termes  $(X_1 - (2X_1 - X_1^2)A(t)) E - A'(t) q_f(H)$  remplace le terme  $(1-A(t)) I(t)$  mis en évidence en phase de recharge positive par Lesaffre (1989) dans l'équation (3.38). Nous noterons cependant que lorsque la demande évaporatoire est intégralement prélevée dans la nappe, la relation entre débit et hauteur de nappe à l'interdrain,  $Q(H)$ , se simplifie en l'équation (5.13a) qui est identique à l'équation (3.38) à la différence de signe près.

**La relation  $Q(H)$  développée dans cette étude est beaucoup plus complète que les relations  $Q(H)$  développées en régime permanent, et utilisées pour simuler le régime transitoire influencé par l'évaporation (cf. section 3.3.1.). Ces dernières ne prennent en considération que la fonction de Hooghoudt,  $J(H)$ , corrigée par un facteur de forme de nappe arbitrairement fixé entre 0,8 et 1. En revanche, l'action du prélèvement dans la nappe d'une part, et de la forme de la nappe d'autre part, sur la relation entre débit et hauteur de nappe à l'interdrain sont pris en compte dans l'équation (5.13). Cette équation ne repose de plus sur aucune hypothèse par rapport à l'équation originelle de**

**Boussinesq. Elle nous permet, à la différence de l'intégration directe de l'équation de Boussinesq, une compréhension fine du rôle de la condition à la limite imposée et l'influence de sa répartition sur la genèse des débits. Cette étude fait l'objet de la suite du chapitre.**

## **5.2. Fonctionnement de SIDRA-2 en phase de recharge négative**

La méthode de résolution, aux éléments finis, de l'équation de Boussinesq, permet d'imposer une recharge propre à chaque noeud. En phase de recharge négative, la valeur du prélèvement dans la nappe est calculée, en fonction de la position de la nappe, pour chaque noeud du système selon le mode de gestion détaillé à la section 5.1.1. Le débit est obtenu numériquement par la résolution de l'équation (4.3) qui s'écrit ici :

$$Q(t) = \frac{1}{L} \int_0^L P(h,t) dx - \frac{\mu}{L} \int_0^L \frac{\partial h}{\partial t} dx \quad (5.14)$$

A la différence de la phase de recharge positive, homogènement répartie entre le drain et l'interdrain, la recharge négative est intégrée numériquement selon la variable  $x$ . Le modèle résout par ailleurs les équations spatialisées (5.9), (5.12) et (5.13). La borne d'intégration  $X_1$  est calculée, à chaque pas de temps, par simple test sur la position de la nappe à chaque noeud, puis par interpolation linéaire entre les deux noeuds situés de part et d'autre de la hauteur  $h_1$  ; les facteurs de répartition du prélèvement dans la nappe sont ensuite intégrés numériquement.

## **5.3. Phase de prélèvement intégral dans la nappe**

Le modèle SIDRA-2 est testé en phase de prélèvement intégral dans la nappe, qui constitue le cas de gestion de la demande évaporatoire le plus simple (indépendance entre le prélèvement et la profondeur de la nappe). L'influence des paramètres sur l'évolution des différentes composantes du débit et sur la relation débit - hauteur de nappe à l'interdrain au cours d'un tarissement influencé par l'évaporation est étudiée. Au terme de cette analyse, l'étude des différents paramètres qui agissent sur la *restitution du réseau de drainage* est réalisée.

### 5.3.1. Action d'un prélèvement intégral sur la dynamique du tarissement

La phase de prélèvement intégral est modélisée dans SIDRA-2 par la simple prise en compte d'un terme puits constant (équation (5.13a)). Les paramètres de l'équation (4.7) et (4.9) influent donc de manière identique sur les hauteurs de nappe et les débits qu'en phase de recharge positive. Conformément aux conclusions de la section 4.2, les vitesses de tarissement influencés par l'évaporation dépendent de  $\frac{1}{\mu}$  et de la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu L^2}$ ; les débits dépendent des paramètres  $\frac{K}{L^2}$  pour un imperméable à faible profondeur,  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  lorsque les drains reposent sur l'imperméable,  $\frac{Kd}{\mu L^2}$  lorsque l'imperméable est infiniment profond; la relation  $Q(H)$  est indépendante de la porosité de drainage et paramétrée par  $\frac{K}{L^2}$ , la profondeur de l'imperméable  $d$ , et le prélèvement dans la nappe  $E$ .

A l'opposé d'une recharge positive constante, le système ne peut parvenir à un régime permanent en phase de recharge négative. Celle-ci a pour effet d'accélérer la dynamique de tarissement de la nappe. Le modèle est testé pour plusieurs valeurs de prélèvements : 0, 2, 4, 6, et 10 mm/j. Les paramètres du système sont les suivants :  $K = 2,25 \cdot 10^{-2}$  m/h,  $L = 15$  m,  $\mu = 1$  %,  $d = 0$ . Les tarissements des nappes et des débits représentés figures 5.2 et 5.3, présentent une caractéristique remarquable. En effet, en phase de recharge négative, *le débit s'annule alors que la hauteur de nappe à l'interdrain est non nulle*. Cette hauteur de nappe, sera nommée hauteur de nappe à débit nul ( $H_{q_0}$ ). L'influence des paramètres sur  $H_{q_0}$  est analysée à la section suivante.

L'évolution du débit en phase de prélèvement intégral dans la nappe est analysé par l'étude de ses différentes composantes, fournies par l'équation (5.13a). Celles-ci sont représentées figure 5.4. A l'instant initial de l'imposition du prélèvement, la nappe est en phase de tarissement non influencé : la forme de nappe est constante (les drains reposent sur l'imperméable); le débit a pour valeur le terme  $AJ(H)$ . De même que lorsqu'une recharge positive est imposée, la composante de déformation de la nappe  $-\mu C(t) \frac{dA(t)}{dt} H$  compense intégralement la composante  $-(1 - A(t)) E$  à l'instant initial. A la différence d'une recharge positive, la composante de déformation est *positive*, ce qui signifie que la nappe « se dégonfle » (i.e. elle s'éloigne de la forme rectangulaire) dès le début du prélèvement. La valeur de cette composante est ensuite toujours inférieure à la fraction de l'évaporation qui prélève dans la nappe, mais demeure positive. La somme  $-(1 - A(t)) E - \mu C(t) \frac{dA(t)}{dt} H$ , nulle à l'instant initial, négative ensuite, croît en valeur absolue pour légèrement décroître lorsque le débit total s'annule. Le débit total, inférieur au terme  $AJ(H)$ , s'annule donc pour valeur non nulle de  $H$  puisque la fonction de Hooghoudt,  $J$ , possède une ordonnée à l'origine nulle. Dès cet instant, le système drainant ne peut plus fonctionner car les composantes du débit

provenant

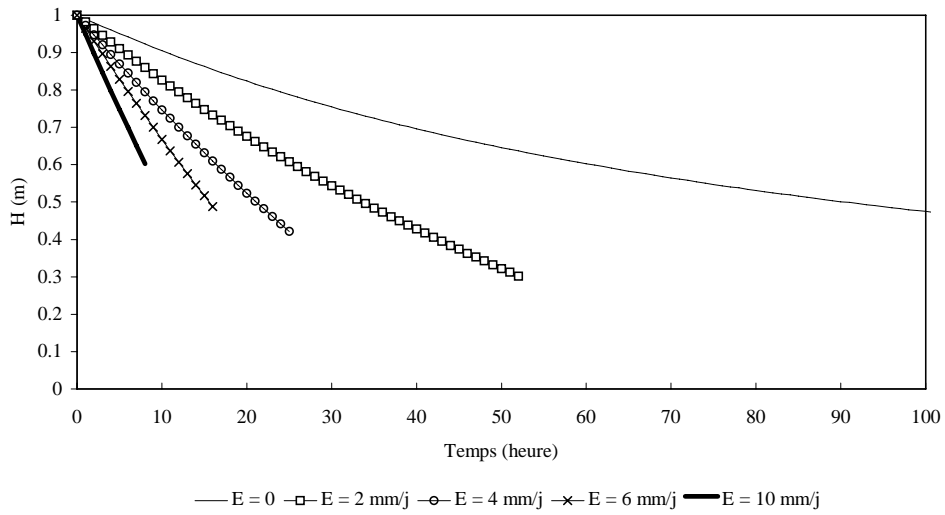


Figure 5.2. Exemple de tarissements de nappe modélisés par SIDRA-2 pour différentes demandes évaporatoires.

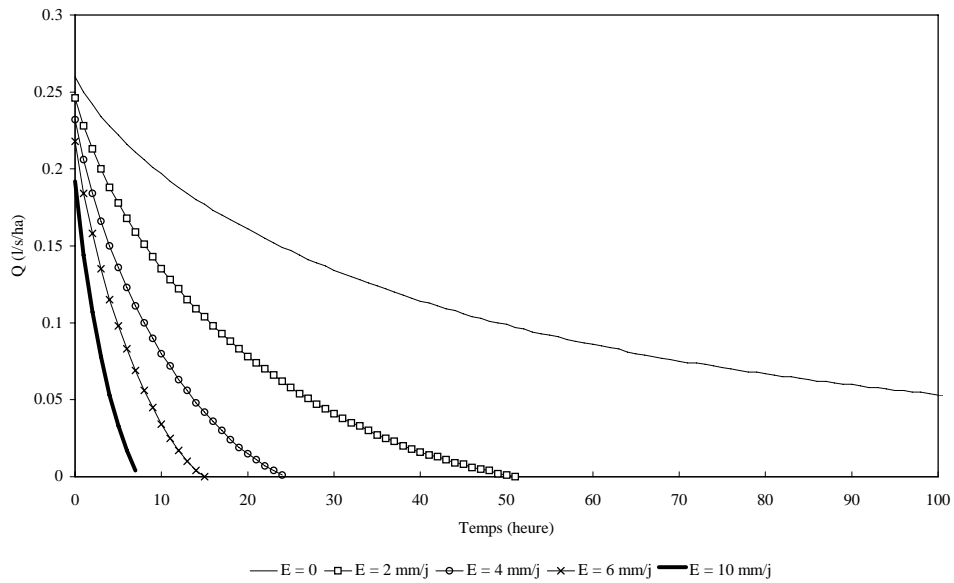


Figure 5.3. Exemple d'évolution des débits modélisés par SIDRA-2 pour différentes demandes évaporatoires.

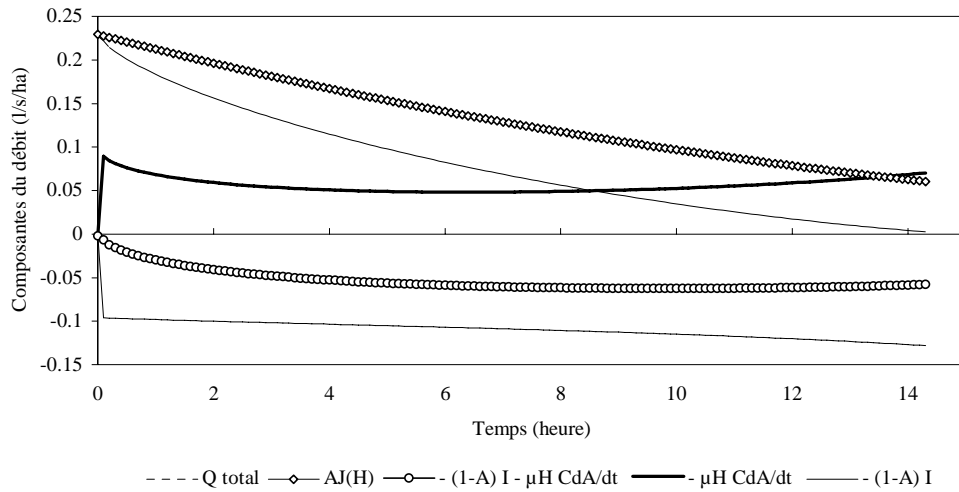


Figure 5.4. Composantes du débit calculées par l'équation (3.40b) sous une demande évaporatoire constante et homogène de 6 mm/j.

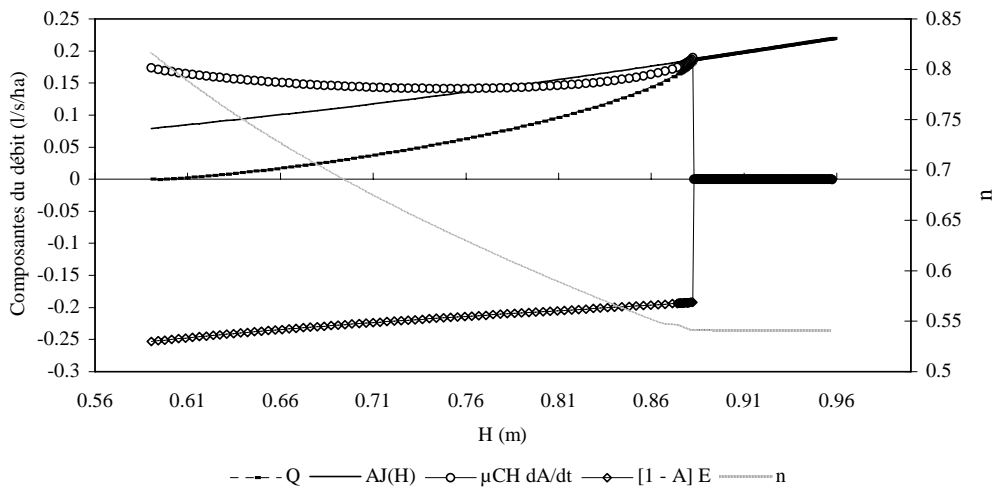


Figure 5.5. Evolution des différentes composantes du débit et de l'exposant  $n$  de la nappe en fonction de la hauteur de nappe à l'interdrain sous une demande évaporatoire constante et homogène de 6 mm/j intégralement prélevée dans la nappe.

de la puissance de la nappe ( $AJ(H)$ ) et de son dégonflement ( $-\mu C(t) \frac{dA(t)}{dt} H$ ) ne parviennent plus à compenser la fraction de l'évaporation qui prélève directement dans la nappe ( $-(1-A(t))E$ ).

L'action d'une recharge négative sur les formes de nappe et sur les composantes du débit se traduit, dans la relation débit - hauteur de nappe, par une décroissance du débit plus rapide qu'en tarissement non influencé. La relation est représentée figure 5.5 pour une demande évaporatoire de 6 mm/j. On peut noter que, dans le cas représenté, le terme  $(1-A)E$  est juste supérieur au terme  $AJ(H)$  au moment de l'imposition du prélèvement. Ceci signifie qu'en l'absence de prise en compte de la contribution au débit de la déformation de la nappe, le débit serait nul dès le début du prélèvement, ce qui générerait une discontinuité dans les débits.

Le troisième facteur de forme de nappe  $A$ , ainsi que sa variation  $\frac{dA}{dt}$  sont représentés figure 5.6. La nappe se dégonfle tout au long du tarissement (le facteur  $A$  décroît de façon monotone) ce qui explique que le terme  $(1-A)E$  croisse. La dérivée de  $A$  par rapport au temps, toujours négative, décroît en valeur absolue dans un premier temps, ce qui indique un ralentissement de la déformation de la nappe et réduit sa contribution au débit. Après être passée par un minimum, la vitesse de déformation de la nappe croît jusqu'à la fin du tarissement et la contribution de la déformation de la nappe au débit augmente.

### 5.3.2. Hauteur de nappe à débit nul

L'annulation du débit aux drains a pour principal effet de réduire la restitution du réseau puisqu'une partie de la nappe n'est plus drainée mais uniquement évapotranspirée. La restitution du réseau étant le critère le plus important à respecter (il doit être égal à la dose de lessivage), l'influence des différents paramètres du système sur la hauteur de nappe à débit nul et sur le coefficient de restitution lui-même (section suivante) sont donc examinées. Cette étude a pour but de déterminer le, ou les, paramètres qui ont la plus grande influence dans le calcul de la restitution du réseau.

La hauteur de nappe à débit nul constitue une valeur particulière de la relation débit hauteur de nappe à l'interdrain ( $Q(H)$ ) et dépend donc des mêmes paramètres. *Elle est indépendante de la porosité de drainage.* Cette propriété est intéressante car la porosité de drainage est un paramètre difficile à évaluer *in situ*. En phase de prélèvement intégral dans la nappe,  $H_{q0}$  est aussi indépendante de la profondeur des drains.

Lorsque le débit est nul, l'équation (5.13a) s'écrit :

$$\frac{A}{1-A} \frac{K}{EL^2} H_{q0}^2 + \frac{A}{1-A} \frac{1}{E} \left[ \frac{K}{L^2} 2d - \frac{\mu}{B} \frac{dA(t)}{dt} \right] H_{q0} - 1 = 0 \quad (5.15)$$

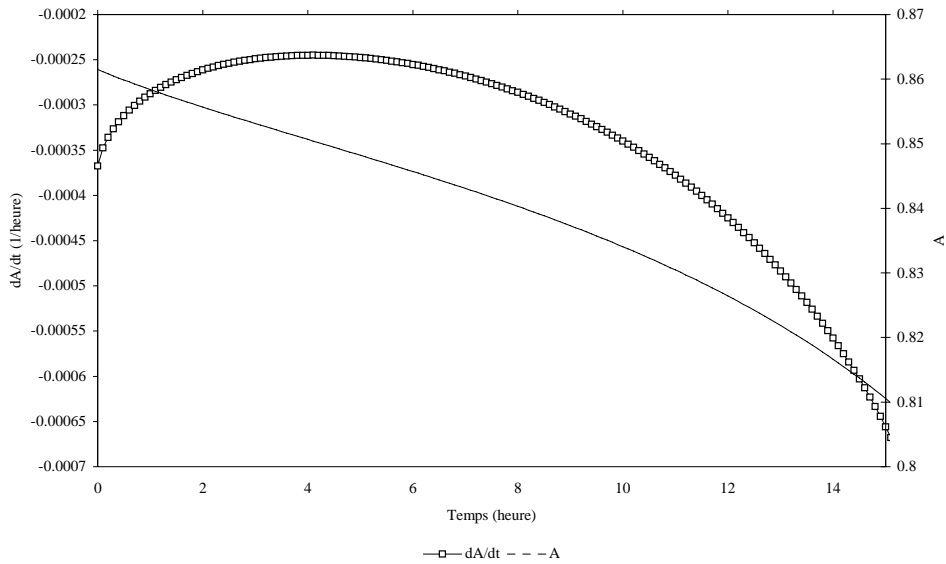


Figure 5.6. Evolution du facteur de forme de nappe A et de sa dérivée par rapport au temps sous une demande évaporatoire constante et homogène de 6 mm/j.

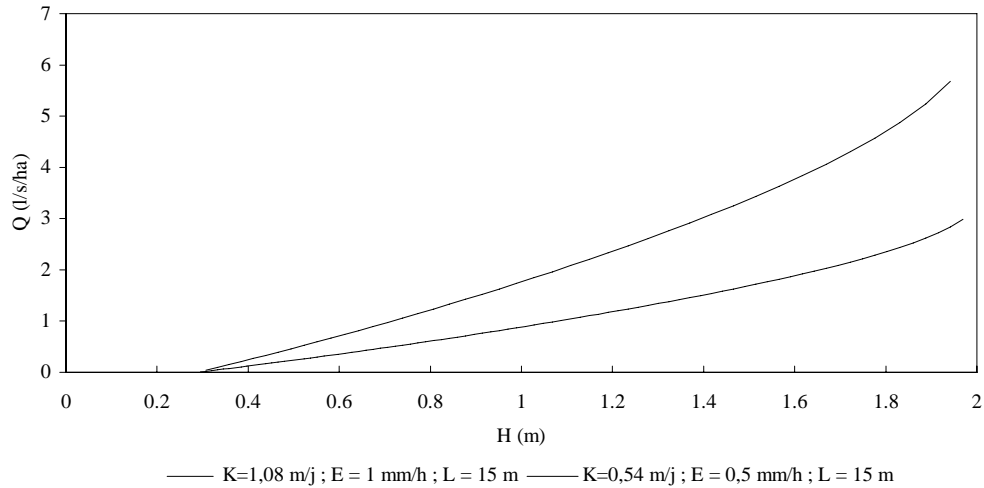


Figure 5.7. Evolution du débit Q en fonction de la hauteur de nappe à l'interdrain H pour  $\frac{K}{EL^2} = 0,2 \text{ j/m}^2$ .

L'équation (5.15) dépend des paramètres  $\frac{K}{EL^2}$  et de la profondeur de l'imperméable d. La dépendance de l'équation au paramètre  $\frac{K}{EL^2}$  est illustrée figure 5.7 avec deux jeux de



paramètres K, E et L différents tels que le rapport  $\frac{K}{EL^2}$  soit constant. Les valeurs de ces paramètres correspondent à des ordres de grandeur rencontrés *in situ*.

La valeur de la hauteur de nappe initiale ( $H_i$ ) influence la hauteur de nappe à débit nul puisque l'ordonnée à l'origine de la fonction  $H_{q_0} = f(H_i)$  est nécessairement nulle. La fonction est étudiée en fixant alternativement ses deux paramètres, profondeur de l'imperméable d, et  $\frac{K}{EL^2}$ .

La figure 5.8 représente l'évolution de  $H_{q_0}$  en fonction de la hauteur de nappe initiale pour  $d = 2$  m et pour différentes valeurs de  $\frac{K}{EL^2}$ . Les courbes présentent deux branches : pour les

faibles valeurs de la hauteur de nappe initiale  $H_i$ , la hauteur de nappe à débit nul  $H_{q_0}$  est égale à  $H_i$  : le drainage ne fonctionne jamais ; lorsque  $H_i$  augmente,  $H_{q_0}$  tend vers une valeur asymptotique, qui est d'autant plus élevée que le paramètre  $\frac{K}{EL^2}$  est faible. La figure 5.9

représente  $H_{q_0}$  en fonction de la hauteur de nappe initiale  $H_i$  pour  $\frac{K}{EL^2} = 0,2$  j/m<sup>2</sup> et pour différentes valeurs de profondeur de l'imperméable. Les courbes présentent une allure similaire aux précédentes. La valeur de la hauteur de nappe à débit nul est d'autant plus élevée que la profondeur de l'imperméable est faible ; elle est maximale lorsque les drains reposent sur l'imperméable. On remarquera de plus sur les deux figures que les valeurs asymptotiques de  $H_{q_0}$ , que l'on nommera hauteur de nappe à débit nul maximale ( $H_{q_{max}}$ ), sont atteintes à partir de valeurs de hauteurs de nappe initiales qui leur sont environ trois fois supérieures.

Les valeurs de la hauteur de nappe à débit nul maximale  $H_{q_{max}}$  sont représentées sur la figure 5.10 en fonction de la profondeur de l'imperméable pour les trois valeurs de  $\frac{K}{EL^2}$  testées. On peut noter la nette décroissance de  $H_{q_{max}}$  avec l'augmentation de la profondeur de l'imperméable d'une part, et avec l'augmentation de  $\frac{K}{EL^2}$  d'autre part. En outre, lorsque l'imperméable est au niveau des drains ou lorsqu'il est très profond, la connaissance de  $H_{q_{max}}$  pour une valeur de  $\frac{K}{EL^2}$  permet de le déterminer pour toutes les autres valeurs de ce paramètre.

Dans le premier cas, le rapport des  $H_{q_{max}}$  est égal à la racine carrée du rapport des  $\frac{K}{EL^2}$ , dans le second il est égal au rapport des  $\frac{K}{EL^2}$ .

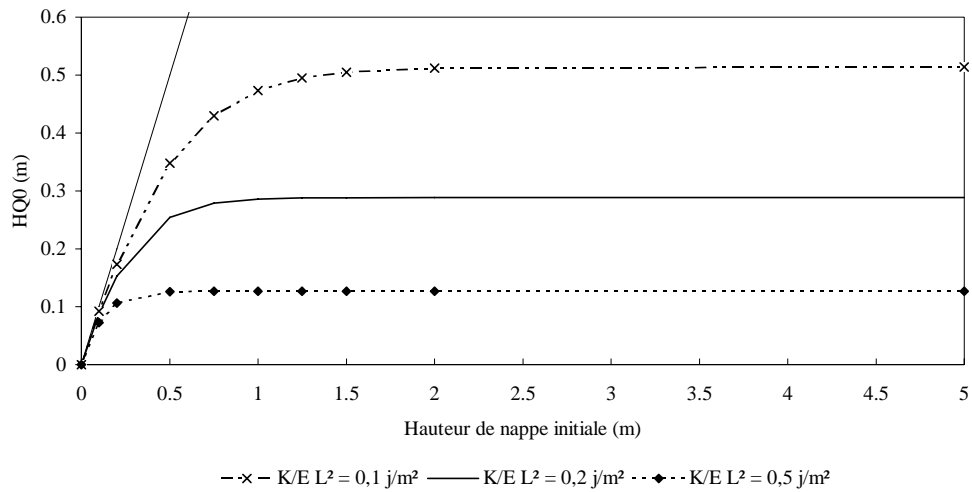


Figure 5.8. Evolution de la hauteur de nappe à débit nul HQ0 en fonction de la hauteur de nappe initiale pour une profondeur de l'imperméable de 2 m et pour différentes valeurs de  $\frac{K}{EL^2}$ ; la première bissectrice est également représentée.

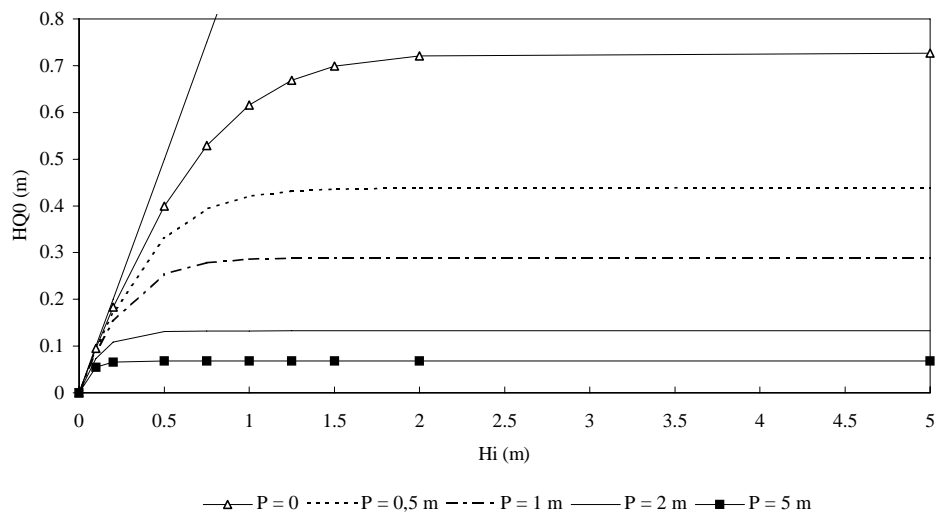


Figure 5.9. Evolution de la hauteur de nappe à débit nul HQ0 en fonction de la hauteur de nappe initiale pour différentes profondeurs de l'imperméable et pour  $\frac{K}{EL^2} = 0,5 \text{ j/m}^2$ ; la première bissectrice est également représentée.

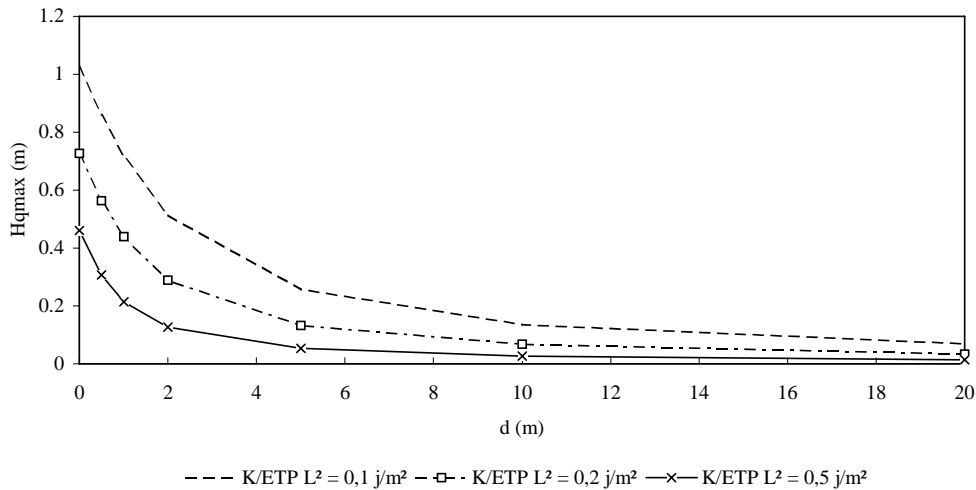


Figure 5.10. Evolution de la hauteur de nappe à débit nul maximale  $H_{qmax}$  en fonction de la profondeur de l'imperméable pour trois valeurs de  $\frac{K}{E L^2}$ .

### 5.3.3. Restitution du drainage

Le développement de SIDRA-2, avec l'accent porté sur la qualité de la simulation des *débits*, a pour but essentiel la mise au point d'un outil capable de calculer la restitution du réseau afin d'être capable de vérifier que, pour une hauteur de nappe donnée et un écartement donné, *ce réseau restitue effectivement la dose de lessivage nécessaire à l'équilibre des sels dans le sol.*

Le critère le plus couramment utilisé pour évaluer la restitution d'un réseau de drainage est le *coefficient de restitution* qui est le rapport, sur une période de temps donnée, entre les volumes d'eau évacués par le réseau, et apportés par les pluies ou l'irrigation. *Dans les régions humides*, où le drainage a pour vocation la lutte contre l'excès d'eau, en l'absence d'apports extérieurs autres que la pluie et en l'absence d'infiltrations profondes, ce rapport est proche de 1 (Guyon 1972, Hervé 1984). *Sous irrigation*, en revanche, le coefficient de restitution qui correspond au critère de dose de lessivage est beaucoup plus faible, inférieur à 30-40 % ; en l'absence d'infiltration profonde, la différence est évapotranspirée. Dans le contexte du drainage sous irrigation, la dose de lessivage constitue un paramètre de dimensionnement du réseau de drainage et du réseau d'irrigation, dont le calcul est fondé sur la stabilité de la teneur en sels du sol (cf. chapitre 1).

La restitution du réseau de drainage est calculée dans SIDRA-2. Ce calcul permet de tester l'influence et le poids des différents paramètres du réseau de drainage et de l'évaporation sur la valeur du coefficient de restitution, et ce, dans le but d'adapter les dimensions du réseau aux besoins de lessivage. Cette démarche est radicalement différente de celles proposées dans les

méthodes classiques de conception des réseaux de drainage décrites au chapitre 1. En effet, dans ces méthodes, la restitution du réseau de drainage est *postulée* en fonction de la dose d'irrigation et des besoins de la plante. Lorsqu'elle est prise en compte, elle est considérée comme indépendante des caractéristiques du réseau de drainage.

La restitution du drainage est calculée de la façon suivante : le stock d'eau qui peut être potentiellement drainé (qui correspond à un apport d'eau d'irrigation) est évalué à l'instant initial. Il a pour valeur le produit  $B_i G_i$  (lame d'eau initiale à l'interdrain multipliée par le second facteur de forme de nappe initial). Ainsi qu'il a été noté précédemment (cf. section 5.1.1.), le modèle ne gère pas le déstockage de la zone non saturée lorsque la demande évaporatoire prélève dans celle-ci (cas où la demande évaporatoire est supérieure au flux limite). A l'état initial, la hauteur de nappe à l'interdrain et la lame d'eau correspondante sont donc considérées comme connues *a priori*. Le débit drainé est ensuite cumulé à chaque pas de temps jusqu'à la fin du tarissement (i.e. jusqu'à ce que la nappe atteigne sa hauteur à débit nul). La restitution est égale au rapport du débit cumulé sur le stock d'eau initial  $B_i G_i$ .

Le fait que SIDRA-2 ne gère pas l'état hydrique de la zone non saturée a pour conséquence un calcul de la restitution qui ne correspond pas au coefficient de restitution définie plus haut. Ce dernier est égal au rapport de la dose d'irrigation sur le volume d'eau évacué. Or, le stock d'eau « libre » initial (égal à la fraction d'eau correspondant à la porosité de drainage) considéré dans le calcul du coefficient de restitution dans SIDRA-2, constitue une fraction de la dose d'irrigation ; la différence est destinée à reconstituer le stock d'eau de la zone non saturée. Nous le nommerons « fraction d'eau drainée gravitairement ». Ce coefficient est supérieur au coefficient de restitution réel. Si l'on néglige les échanges entre l'eau de la porosité de drainage et l'eau de la zone non saturée du sol, son calcul se justifie vis-à-vis du bilan des sels. En effet, seule la fraction correspondant à la porosité de drainage peut être évacuée par drainage et lessiver les sels.

La phase de prélèvement non limité constitue la situation où le prélèvement par évaporation dans la nappe est maximal et où le réseau de drainage restitue le moins d'eau pour une demande évaporatoire donnée. Dans ce cas, la fraction d'eau drainée gravitairement est donc inférieure à un prélèvement décroissant avec la profondeur de nappe. D'autre part, ce coefficient est nul pour la première branche de la fonction  $H_{q_0} = f(H_i)$ , où la hauteur de nappe à débit nul est égale à la hauteur initiale de la nappe (le drainage ne fonctionne pas). On vérifie de plus qu'il est indépendant de la porosité de drainage pour une hauteur initiale donnée. En effet, en reprenant la définition de la fraction d'eau drainée gravitairement donnée plus haut, on peut écrire :

$$F_g = 100 \frac{\int_0^t Q dt}{B_i G_i} \quad (5.16)$$

où  $B_i$  et  $G_i$  sont respectivement le second facteur de forme de nappe et la lame d'eau libre stockée dans la nappe. Or, la variable  $G$  (égale à  $\mu H$ ) est proportionnelle à la porosité de drainage et le facteur  $B$  en est indépendant ; le volume d'eau évacué (intégrale du débit) est lui aussi proportionnel à  $\mu$ . *Le numérateur et le dénominateur de l'équation (5.16) sont donc tous deux proportionnels à la porosité de drainage et la fraction d'eau drainée gravitairement qui en résulte en est indépendante.*

L'indépendance entre la fraction d'eau drainée gravitairement et la porosité de drainage n'est en revanche vraie que pour deux systèmes drainants de porosités de drainage différentes, *mais de hauteur de nappe initiale identique*, et donc pour des stocks d'eau libre initiaux différents. Or, lorsque la porosité de drainage est différente entre deux systèmes, une même dose d'irrigation générera deux hauteurs de nappe différentes et donc *une fraction d'eau drainée gravitairement différente*. Pour tester l'influence de la porosité de drainage sur la fraction d'eau drainée gravitairement pour une telle condition initiale, il suffit donc de tester l'influence de la hauteur de nappe initiale sur ce coefficient. En effet, si les deux systèmes (de porosité de drainage  $\mu_1$  et  $\mu_2$ ) sont au même état hydrique avant l'irrigation, une même fraction de la dose d'irrigation doit réalimenter la nappe de telle sorte que  $\mu_1 H_1 = \mu_2 H_2$  (ou  $G_1 = G_2$ ). Les deux fonctions  $F_g = f(H_i)$  et  $F_g = f(1/\mu)$  sont donc équivalentes.

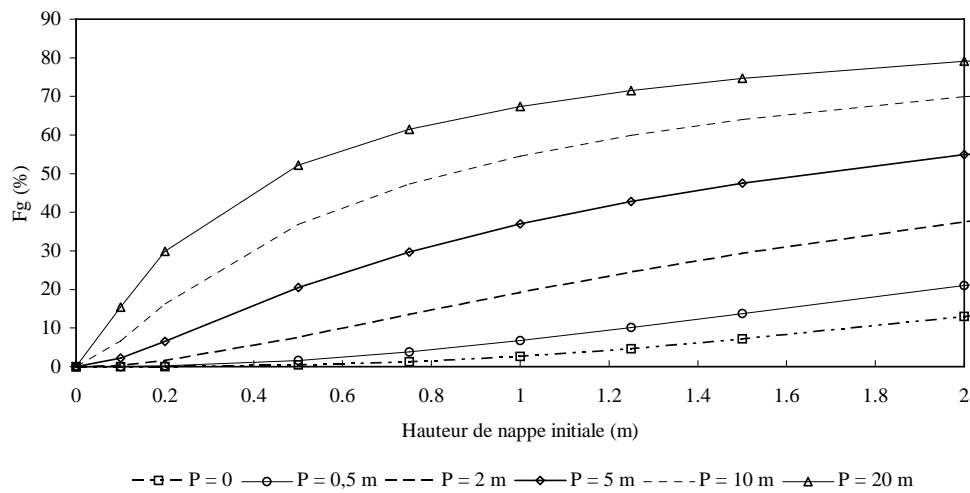


Figure 5.11. Evolution de la fraction d'eau drainée gravitairement en fonction de la hauteur de nappe initiale pour six valeurs de la profondeur de l'imperméable ;  $\frac{K}{EL^2} = 0,2 \text{ j/m}^2$ .

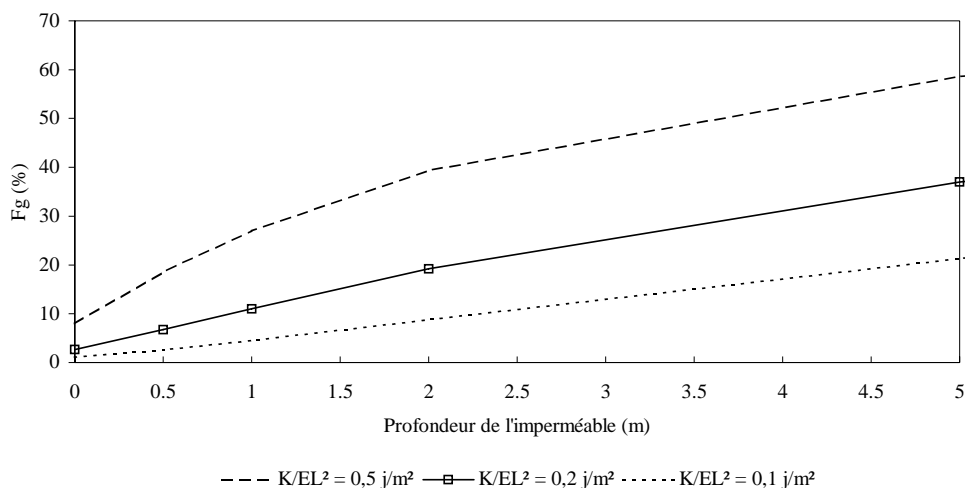


Figure 5.12. Evolution de la fraction d'eau drainée gravitairement en fonction de la profondeur de l'imperméable pour trois valeurs de  $\frac{K}{EL^2}$ .

Par ailleurs, la fraction d'eau drainée gravitairement dépend des mêmes paramètres que la hauteur de nappe à débit nul. Sa valeur est en effet directement liée à la relation entre le débit et la hauteur de nappe et dépend donc du paramètre  $\frac{K}{EL^2}$  et de la profondeur de l'imperméable d. La figure 5.11 illustre l'influence de la profondeur de l'imperméable sur la fraction d'eau drainée gravitairement pour différentes profondeurs de nappe initiales. La figure 5.12 met en évidence l'influence du paramètre  $\frac{K}{EL^2}$  sur la fraction d'eau drainée gravitairement pour plusieurs profondeurs de l'imperméable. Les paramètres font évoluer la fraction d'eau drainée gravitairement de la même manière que la hauteur de nappe à débit nul. Une augmentation de la hauteur de nappe initiale, de la profondeur de l'imperméable, ou une diminution du paramètre  $\frac{K}{EL^2}$ , génèrent une augmentation de la hauteur de nappe à débit nul et une diminution de la fraction d'eau drainée gravitairement.

#### 5.4. Phase de prélèvement limité dans la nappe

En phase de prélèvement limité dans la nappe, le prélèvement n'est plus homogène, mais fonction de la profondeur de la nappe. Deux cas peuvent se produire (cf. section 5.1.1.): (1) soit  $0 < X_1 < 1$  et le prélèvement dans la nappe dépend partiellement de la demande évaporatoire (pour  $X \leq X_1$ ); (2) soit  $X_1 = 0$  et il y a indépendance entre le prélèvement dans la nappe et la demande évaporatoire. En revanche, dans les deux cas, il n'est plus possible d'exprimer l'équation de Boussinesq en fonction de la variable de stockage  $g$  (équation 6.4) et

de faire apparaître la même dépendance aux paramètres hydrodynamiques et géométriques vis-à-vis des débits. Par ailleurs, la dynamique de rabattement de la nappe est plus lente en phase de prélèvement limité dans la nappe qu'en phase de prélèvement intégral, à demande évaporatoire égale.

L'analyse des relations débit - hauteur de nappe montre que la déformation de la nappe ne joue pas un rôle identique en phase de prélèvement intégral et en phase de prélèvement limité dans la nappe. Deux tarissements en phase de prélèvement limité dans la nappe sont simulés. Les relations flux prélevé dans la nappe - profondeur de nappe utilisées sont représentées figure 5.13. Les paramètres de la relation (5.1) sont les suivants :  $a = 3$  ;  $b = -2,65$ . Deux profondeurs de drains sont testées : 1,3 et 1,6 m. Dans le premier cas, le prélèvement est partiellement limité par le flux limite (la demande évaporatoire de 12 mm/j n'est limitée pour une hauteur de nappe inférieure à 70 cm), dans le second, le prélèvement est totalement limité lorsque la profondeur de nappe est inférieure à 1 m, ce qui est toujours le cas dans la simulation où la hauteur de nappe initiale est égale à 1 m. Les autres paramètres utilisés dans les simulations sont égaux à ceux utilisés à la section 5.3.1.

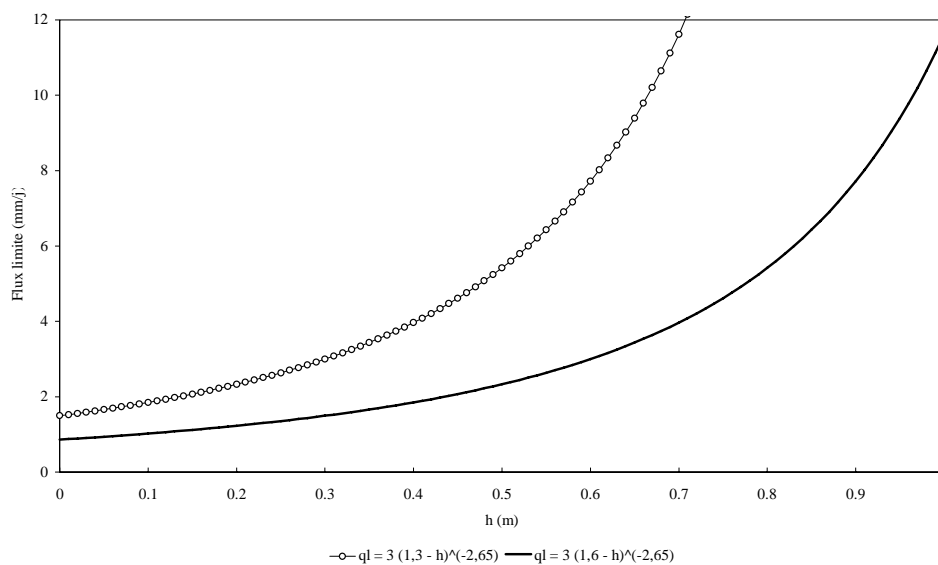


Figure 5.13. Courbes de flux limites utilisées dans SIDRA-2 sous une demande évaporatoire de 12 mm/j. Dans le premier cas (en points), le prélèvement dans la nappe dépend partiellement de la demande évaporatoire (jusqu'à ce que la hauteur de nappe à l'interdrain soit inférieure à 0,7 m environ) ; dans le second cas (en ligne), le prélèvement dans la nappe dépend uniquement du flux limite.

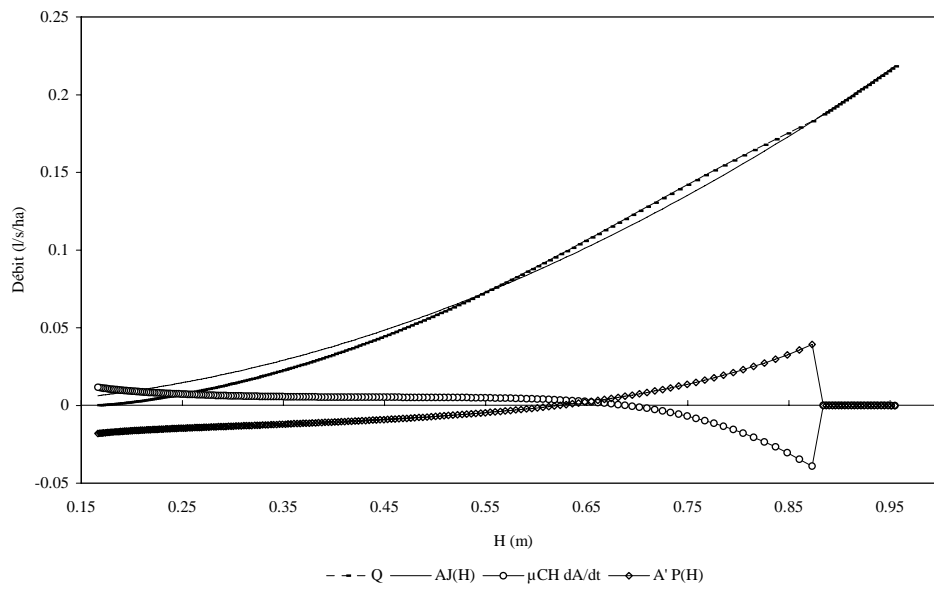


Figure 5.14. Evolution des différentes composantes du débit en fonction de la hauteur de nappe à l'interdrain pour un prélèvement dans la nappe intégralement géré par le flux limite.



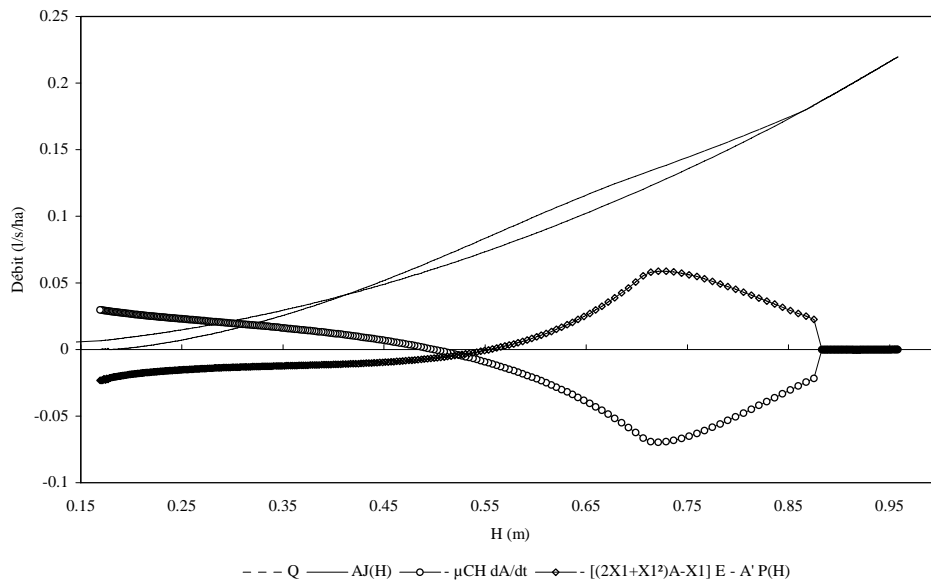


Figure 5.15. Evolution des différentes composantes du débit en fonction de la hauteur de nappe à l'interdrain pour un prélèvement dans la nappe partiellement géré par le flux limite.

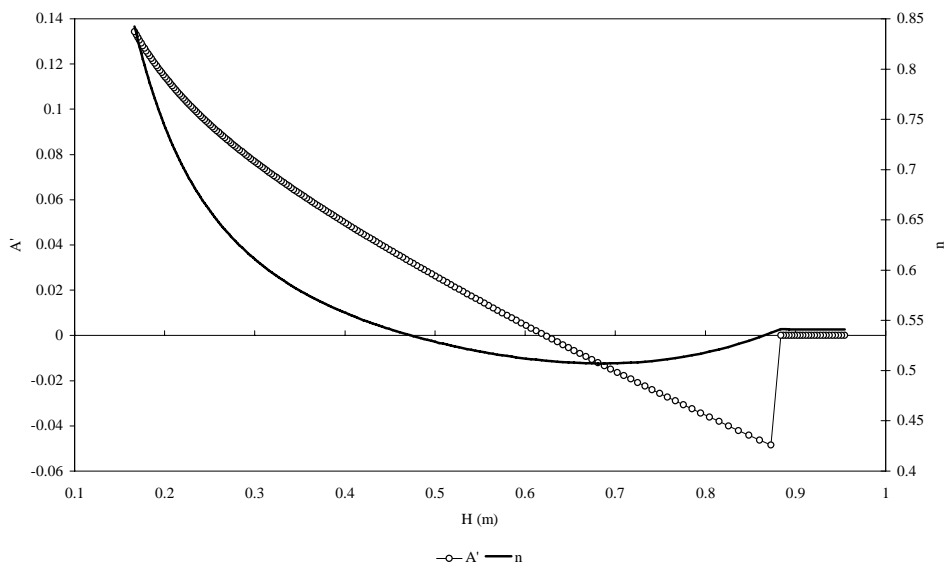


Figure 5.16. Evolution du troisième facteur du prélèvement dans la nappe A' et de l'exposant n de la fonction  $W(X) = (1-X^2)^n$  en fonction de la hauteur de nappe à l'interdrain pour un prélèvement partiellement limité.

Les deux relations  $Q(H)$  sont représentées figures 5.14 et 5.15. A l'inverse de la relation  $Q(H)$  établie dans le cas d'un prélèvement intégral dans la nappe, *le débit correspondant à un prélèvement limité est supérieur au terme  $AJ(H)$  au début du tarissement*. Ce fait, paradoxal *a priori*, s'explique par l'évolution de la forme de la nappe au cours du tarissement. L'évolution du troisième facteur de répartition du prélèvement dans la nappe  $A'$  (égal à  $B' - AC'$ ) ainsi que l'exposant  $n$  de la fonction de forme de nappe  $W(X) = (1-X^2)^n$  sont représentés figure 5.16 pour le cas où le prélèvement est partiellement limité. Dès l'imposition du prélèvement, l'exposant  $n$  décroît alors que le facteur  $A'$  est négatif et croissant, *la nappe se gonfle*. Du point de vue physique, ce gonflement s'explique par une baisse de la nappe plus importante dans sa partie supérieure (proche de l'interdrain) où le prélèvement est le plus élevé (cf. figure 5.17), que dans sa partie inférieure (proche du drain) où le prélèvement est le plus faible. A l'inverse, lorsque le prélèvement s'homogénéise, par exemple lorsque la nappe est basse (la figure 5.13 montre en effet que dans ce cas, le flux limite considéré varie peu), *la nappe se dégonfle* (cf. figure 5.18). Pour une hauteur de nappe donnée, l'augmentation de la pente de la nappe qui résulte de son gonflement génère un débit supérieur au débit du tarissement non influencé  $AJ(H)$  (voir également section 3.4.5.).

A la fin du tarissement le débit s'annule pour une hauteur de nappe non nulle de manière identique à la phase de prélèvement intégral dans la nappe. Cette hauteur est néanmoins plus faible qu'en phase de prélèvement intégral dans la nappe ; la fraction d'eau drainée gravitairement est elle, plus élevée.

## 5.5. Conclusions

L'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq, couplée avec une gestion des prélèvements par évaporation dans la nappe de type flux limite, a été réalisée dans ce chapitre. Les équations obtenues sont plus complètes que les relations usuellement utilisées. La relation  $Q(H)$  permet notamment de prendre en compte l'action du prélèvement dans la nappe d'une part, et de la forme de la nappe d'autre part.

La relation  $Q(H)$  est finement étudiée lorsque la demande évaporatoire est intégralement prélevée dans la nappe. Il apparaît une hauteur de nappe non nulle à débit nul qui dépend essentiellement (1) de la hauteur de nappe initiale à l'interdrain, (2) du rapport de la conductivité hydraulique sur la demande évaporatoire multipliée par le carré du demi-écartement entre les drains ( $\frac{K}{E L^2}$ ), et (3) de la profondeur de l'imperméable. La restitution du réseau est d'autant plus faible que cette hauteur est élevée et dépend des mêmes paramètres.

Lorsque le prélèvement dans la nappe est partiellement limité par le flux limite, des gonflements de nappe liés à l'hétérogénéité du prélèvement sont mis en évidence. Il en résulte un débit pour une hauteur de nappe donnée, *supérieur* au débit du tarissement non influencé, à l'opposé de ce que l'on pourrait conclure en première analyse. Cet exemple illustre la complexité du phénomène qui nous conduit à rejeter les approches dans lesquelles la relation  $Q(H)$  est fixée *a priori* (cf. section 3.3.1).

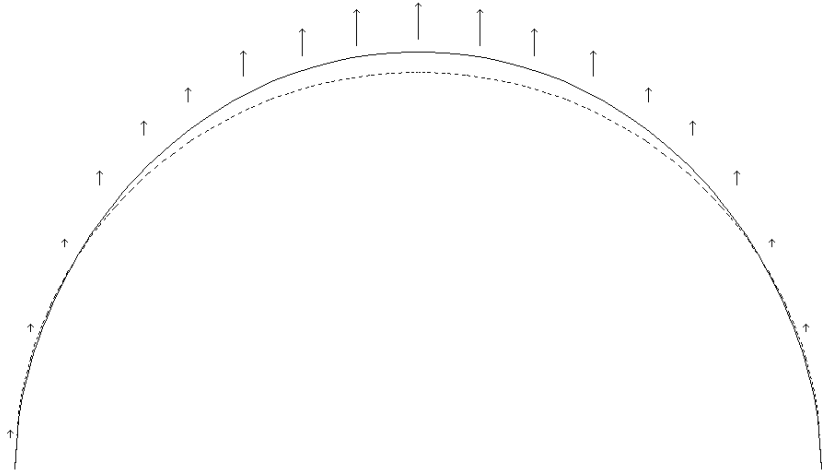


Figure 5.17. Gonflement de la nappe sous l'effet d'un prélèvement plus élevé pour les hauteurs de nappe hautes (interdrain) que pour les nappes basses.

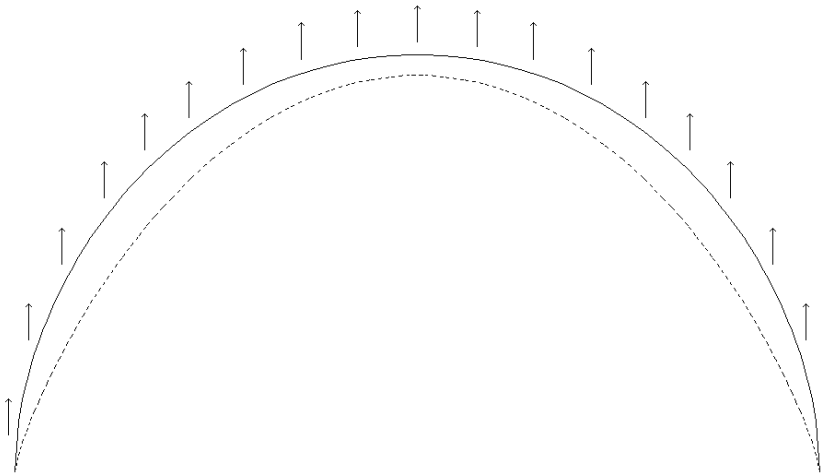


Figure 5.18. Dégonflement de la nappe sous l'effet d'un prélèvement intégral dans la nappe.

# CHAPITRE 6

## Confrontation du modèle SIDRA-2 aux données expérimentales et application à la conception du drainage en périmètre irrigué

---

La comparaison des modèles SIDRA et SIDRA-2 a permis de mettre en évidence les limites de l'hypothèse de pseudo-séparation des variables vis-à-vis du calcul des débits de pointe (chapitre 4). L'objet de la première partie de ce chapitre consiste à valider expérimentalement ce résultat. Pour y parvenir, les débits simulés par les deux modèles sont confrontés à des données de terrain issues du champ expérimental d'Arrou (Eure et Loir).

La seconde partie du chapitre est consacrée à des éléments de validation des conclusions théoriques relatives au fonctionnement du drainage sous évaporation (chapitre 5). L'apparition d'une hauteur de nappe non nulle à débit nul dans les relations  $Q(H)$  sera notamment mise en évidence sur des données expérimentales provenant de deux sites drainés. Le chapitre se conclut sur une application possible du modèle à des fins de conception.

### 6.1. Confrontation des résultats des modèles SIDRA et SIDRA-2 aux données expérimentales

Afin de tester la validité du calcul des débits par SIDRA-2, les deux modèles SIDRA et SIDRA-2 sont soumis à des chroniques pluviométriques horaires mesurées sur un site expérimental suivi par le Cemagref, situé à Arrou (Eure et Loir). Les tests sont réalisés sur neuf campagnes hivernales de mesures. Seules les chroniques de débits sont testées car seule cette variable diffère entre les deux modèles, les hauteurs de nappe à l'interdrain simulées par les deux modèles étant quasi identiques. De plus, les simulations sont réalisées *en sols homogènes verticalement* car le modèle SIDRA-2 n'a pas été développé en sols hétérogènes.

La démarche retenue est la suivante : une optimisation des paramètres hydrodynamiques du modèle SIDRA est conduite sur une chronique de débit (année 1980-81) ; les paramètres optimisés sont ensuite utilisés par SIDRA-2 sur cette même chronique, puis par les deux modèles sur les huit autres chroniques. Dans les deux modèles, l'évapotranspiration est prise en compte comme un terme de bilan qui est déduit de la pluie brute pour donner une *recharge nette* ; l'évapotranspiration, de valeur faible, *n'agit pas sur la tarissement de la nappe* ; la recharge nette est transmise instantanément à la nappe.

### 6.1.1. Champ expérimental d'Arrou

Le champ expérimental d'Arrou comprend sept parcelles drainées, de deux hectares chacune. Les parcelles sont reliées à une chambre de comptage où ont lieu les mesures débitométriques ; une des parcelles est équipée de piézomètres disposés à différentes distances des drains ; la pluviométrie locale est mesurée. Le dispositif expérimental permet l'enregistrement des différentes mesures au pas de temps horaire.

Le sol d'Arrou est de type limoneux lessivé avec un imperméable situé à environ 0,8 m de profondeur. C'est un sol agricole caractérisé par un horizon labouré entre 0 et 30 cm de profondeur dont la conductivité hydraulique est estimée à 2 m/j et la porosité de drainage à 3 %. Cet horizon surmonte une partie non perturbée du sol de plus faible conductivité et de porosité de drainage, respectivement de l'ordre de 0,4 m/j et de 2,6 % à la base de l'horizon labouré. Ces deux grandeurs décroissent avec la profondeur jusqu'à devenir très faible au niveau du plancher imperméable ; cette décroissance s'explique d'une part par l'augmentation progressive du taux d'argile jusqu'à l'imperméable, et d'autre part par la décroissance de l'activité biologique avec la profondeur. *Cette hétérogénéité n'est cependant pas prise en compte dans les simulations des débits par les deux modèles.* Cette hypothèse diminue sans doute la qualité des simulations. Elle présente en revanche l'avantage d'éviter l'optimisation du, ou des, paramètres supplémentaires qui traduisent la décroissance des paramètres hydrodynamiques avec la cote.

Les drains sont disposés à une profondeur comprise entre 80 et 85 cm ; leur écartement est de 10 mètres. L'ensemble des caractéristiques de la station expérimentale d'Arrou est détaillée par Zimmer (1989) et Lesaffre (1989).

### 6.1.2. Prise en compte de l'évapotranspiration et saison de drainage intense

L'évapotranspiration est prise en compte de la manière suivante dans les deux modèles :

- la zone non saturée du sol, proche de la saturation, est considérée comme non limitante vis-à-vis de l'évapotranspiration ; l'évapotranspiration potentielle (ETP) est supposée toujours satisfaite, et donc égale à l'évapotranspiration réelle ;
- l'ETP, limitée à des valeurs faibles sur des durées courtes, sera supposée ne pas agir sur le fonctionnement saturé du drainage et sur les tarissements qui seront considérés comme non influencés ;
- l'ETP, mesurée au pas de temps journalier est transformée au pas de temps horaire, par une fonction sinusoïdale entre 9 heures et 19 heures, où elle est nulle, avec un maximum à 14 heures (Lesaffre, 1989) :

$$9 < T < 19 : ET(T,J) = 0,1586 ETP(J) \sin \frac{\pi (T-9)}{10} \quad (6.1)$$

- l'ETP est nulle la nuit.

Une chronique de recharge nette  $R(t)$  est établie au format horaire par différence entre la pluie brute  $I(t)$  et l'évapotranspiration potentielle  $ETP(t)$ . La recharge nette est ensuite gérée de la façon suivante :

- lorsqu'elle est positive ( $I(t) > ETP(t)$ ), la recharge est transmise à la nappe ;
- lorsqu'elle est négative, elle n'agit que sur la zone non saturée du sol sans influencer le rabattement de la nappe, elle est traduite par un *déstockage* qui est cumulé tant que la recharge demeure négative ; la pluie qui suit réhumecte d'abord la zone non saturée, jusqu'à annulation du déstockage, pour ensuite recharger la nappe.

Durant cette période où la zone non saturée du sol est peu desséchée, la recharge sera dans un premier temps supposée se transmettre instantanément à la nappe. Un décalage entre les débits simulés et observés sera ensuite introduit pour corriger cette hypothèse. La technique utilisée pour tenir compte d'un décalage est décrite à la section suivante.

Dans le modèle développé par Lesaffre (1989), l'action de l'ETP sur la nappe est prise en compte par l'intermédiaire d'un paramètre supplémentaire, la *profondeur de déconnexion entre la nappe et l'ETP*, qui définit une zone au dessus de laquelle la nappe satisfait intégralement l'ETP (cf. section 3.6.5.). Les tests réalisés sur SIDRA (Favier et *al.*, 1990) ont mis en évidence la faible sensibilité de ce paramètre sur les simulations des débits et des hauteurs de nappe dans les conditions hivernales françaises, c'est pourquoi il n'est pas pris en compte ici.

Les modèles SIDRA et SIDRA-2 sont conservatifs (ils restituent sous forme de débit le même volume d'eau que le cumul de pluie moins le cumul d'évapotranspiration). La chronique de débit qu'ils simuleront sera d'autant plus proche de la chronique mesurée, que le cumul de celle-ci sera proche du cumul de la recharge. On appelle *Saison de Drainage Intense* (SDI), la période hivernale durant laquelle cette condition est vérifiée. Neuf saisons de drainage intense, où les données pluviométriques et débitométriques sont valides, sont à notre disposition. Leur durée ainsi que les coefficients de restitution (rapport entre le cumul de la recharge et le cumul des débits mesurés) sont récapitulés au tableau 6.1.

### 6.1.3. Détermination des paramètres hydrodynamiques par optimisation des débits

Les paramètres hydrodynamiques nécessaires au fonctionnement des modèles SIDRA et SIDRA-2, conductivité hydraulique et porosité de drainage, peuvent être déterminés soit (1) en l'absence d'un réseau de drainage selon la méthode de l'essai de pompage mise au point par Guyon (1964), soit (2) par ajustement de chroniques piézométriques et débitométriques simulées par un modèle de fonctionnement du drainage sur des chroniques mesurées sur un réseau de drainage. Cette seconde méthode, qui suppose qu'un réseau de drainage a été installé, peut reposer sur les modèles suivants :

- les modèles de *tarissement non influencé* ; les données mesurées nécessaires sont des épisodes de tarissement discontinus (Guyon, 1983) ; ce type de calage présente cependant l'inconvénient d'être faiblement reproductible ;
- les modèles de fonctionnement du drainage étendus aux *phases de recharges variables* de type SIDRA ; la procédure utilisée est dans ce cas nommée *optimisation* ; l'ajustement s'effectue sur l'ensemble de la SDI et permet d'établir des valeurs qui correspondent au fonctionnement global du système (Favier et al., 1990).

Année	Coefficient de restitution (%)	Nb de jours dans la SDI
76/77	86,8	75
78/79	97,5	81
79/80	88,7	114
80/81	95,3	99
81/82	98,4	36
82/83	101,9	159
83/84	118,4	20
84/85	78,5	156
87/88	75,3	108

Tableau 6.1. Coefficients de restitution et durée de la saison de drainage intense à Arrou

C'est la méthode par optimisation qui est choisie. Le modèle SIDRA est intégré à un algorithme d'optimisation qui repose sur la méthode de Rosenbrock (1960). La qualité de la simulation est évaluée par l'intermédiaire d'une fonction critère (appelée aussi fonction objective) de Nash (Nash et Sutcliffe, 1970).

$$Fc = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{mes} - Q_{sim})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{mes} - \overline{Q_{mes}})^2} \quad (6.2)$$

Où  $Q_{mes}$  et  $Q_{sim}$  sont respectivement les débits mesurés et simulés ; la fonction critère serait égale à l'unité pour une simulation parfaite.

L'optimisation est conduite uniquement sur les débits. Elle ne permet en conséquence que l'optimisation de la *combinaison de paramètres*  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  et non leur détermination individuelle

(cf. section 4.2.2.). Pour parvenir à optimiser séparément  $K$  et  $\mu$ , une optimisation devrait également être conduite sur les hauteurs de nappe à l'interdrain. Elle n'est cependant pas réalisée dans le cadre de cette étude, la détermination des paramètres ne présentant ici pas intérêt en soi. L'objectif est en effet de tester l'aptitude du modèle SIDRA-2 à mieux simuler les débits que SIDRA, puisque les deux modèles simulent des hauteurs de nappe à l'interdrain peu différentes (cf. section 4.4.2.). La qualité de la simulation des hauteurs de nappe à l'interdrain par SIDRA est par ailleurs considérée comme satisfaisante (Zimmer *et al.*, 1995).

Les facteurs de forme de nappe B et C ne sont pas optimisés. Ils sont pris égaux à leur valeur théorique du régime de tarissement non influencé dans SIDRA, et sont considérés comme indépendants de la hauteur de nappe à l'interdrain (sol homogène, drain sur imperméable, cf. équations (3.41b) et (3.42b)). Les facteurs de forme de nappe dans SIDRA-2 sont calculés.

La campagne d'optimisation choisie est l'hiver 1980-1981. La SDI dure environ 100 jours (de mi-décembre à fin mars) et le coefficient de restitution est proche de 100 %.

Une fois la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  optimisée, elle est utilisée par SIDRA pour simuler les débits sur les campagnes restantes et par SIDRA-2 sur l'ensemble des campagnes. Les fonctions critère calculées pour chaque modèle, peuvent ensuite être comparées. Dans une seconde étape, un décalage de temps est introduit dans le calcul de la fonction critère de la façon suivante : le débit simulé au temps  $t$  est déduit du débit mesuré au temps  $t+n$  heures au numérateur de la fonction critère (6.2). Cette opération est réalisée dans le but de tenir compte du temps moyen (à l'échelle de la SDI) de parcours de la recharge dans la zone non saturée. En effet, dès que le sol est légèrement desséché, la chute de conductivité hydraulique qui en résulte diminue la vitesse d'infiltration de l'eau et augmente son temps d'accès à la nappe, d'où un décalage entre l'occurrence d'une pluie et le débit de pointe correspondant. Cette technique a été établie par Favier *et al.* (1990). Pour chaque SDI, le nombre d'heures de décalage qui fournit la meilleure simulation est recherché sur SIDRA, puis appliqué à SIDRA-2. Le fait de se placer dans les meilleures conditions possibles vis-à-vis du modèle SIDRA (paramètres et décalage de temps optimaux) permet, en cas de meilleure simulation par SIDRA-2, de rigoureusement conclure à sa plus grande aptitude à simuler les débits.

#### 6.1.4. Simulation des débits

Le jeu de paramètres obtenu par calage sur des courbes de tarissement non influencé par Guyon (1983),  $K = 0,4 \text{ m/j}$  et  $\mu = 2,6 \%$ , nous permet de déterminer la valeur de la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2}$  initiale égale à  $1 \text{ m}^{-1} \text{ h}^{-1}$ . L'optimisation conduite sur le modèle SIDRA durant la SDI 1980-1981 fournit la combinaison de paramètres  $\frac{K}{\mu^2 L^2} = 1,57 \text{ m}^{-1} \text{ h}^{-1}$ . La valeur correspondante de la fonction critère est de 0,46. Le modèle SIDRA



tend à surestimer les débits de pointe, et à générer des débits non observés. Les tarissements sont en revanche bien reproduits.

La faible valeur de la fonction critère est à attribuer prioritairement à l'hypothèse de recharge instantanée de la nappe (Lesaffre, 1989 ; Zimmer, 1989 ; Favier et *al.*, 1990). L'optimisation est reconduite avec un décalage introduit entre les débits simulés (en avance) et les débits mesurés dans le calcul de la fonction critère. Cette seconde optimisation conduit à *la même* valeur de  $\frac{K}{\mu^2 L Z}$ . La meilleure fonction critère a été obtenue pour un décalage de trois heures ; elle est égale à 0,73.

Une simulation est ensuite conduite avec le modèle SIDRA-2 avec le jeu de paramètre optimal de SIDRA. Le modèle SIDRA-2 avec un décalage de temps nul améliore sensiblement la fonction critère qui est égale à 0,64 ; la prise en compte d'un décalage de trois heures permet d'augmenter la fonction critère à 0,82. La chronique des débits simulés par SIDRA-2 et mesurés est représentée figure 6.1. Les débits de pointe sont plus faibles que ceux simulés par SIDRA et les débits correspondant à de faibles recharges sont presque totalement écrêtés. En revanche, les débits de pointe sont en moyenne encore supérieurs aux débits mesurés. La figure 6.2 représente uniquement les débits de pointe simulés par les deux modèles et mesurés. Ces débits sont sélectionnés comme étant supérieurs aux débits du pas de temps précédent d'au moins 0,2 l/s/ha. L'examen de la figure met en évidence la nette tendance de SIDRA à générer des débits non mesurés et surestimer les débits de pointe. Le modèle SIDRA-2 présente une tendance identique mais dans des proportions beaucoup plus faibles.

L'amélioration apportée par le modèle SIDRA-2 est observée sur les neuf SDI testées, avec et sans décalage, ainsi que l'indique le tableau 6.2. Les décalages introduits dans le calcul de la fonction critère sont différents à chaque SDI (mais identiques pour les deux modèles). Ils varient entre 0 et 4 heures. Cette différence entre les décalages peut être expliquée par des états hydriques en moyenne différents d'une saison de drainage à l'autre, générant des temps de transfert dans la zone non saturée différents. La fonction critère est en moyenne égale à 0,58 et 0,70 avec et sans décalage entre les débits calculés par SIDRA et mesurés ; elle est de 0,68 et de 0,75 pour SIDRA-2.

#### 6.1.5. Influence de la pluie sur les formes de nappes

L'analyse de l'évolution des facteurs de forme de nappe calculés par SIDRA-2 montre que ceux-ci varient brutalement au cours de la simulation (cf. figure 6.3). Les facteurs de forme de nappe présentent un minimum qui correspond à leur valeur du régime de tarissement non influencé. Ce n'est que lorsque les facteurs de forme de nappe atteignent cette valeur que le débit n'est constitué que du terme  $AJ(H)$  ; lorsque les facteurs sont en phase décroissante, le débit est aussi alimenté par le dégonflement de la nappe  $\mu C \frac{dA}{dt} H$ . L'analyse de la figure 6.3

montre également que les événements pluvieux sont trop fugaces pour que les formes de nappe simulées par SIDRA-2 puissent atteindre leur forme du régime permanent.

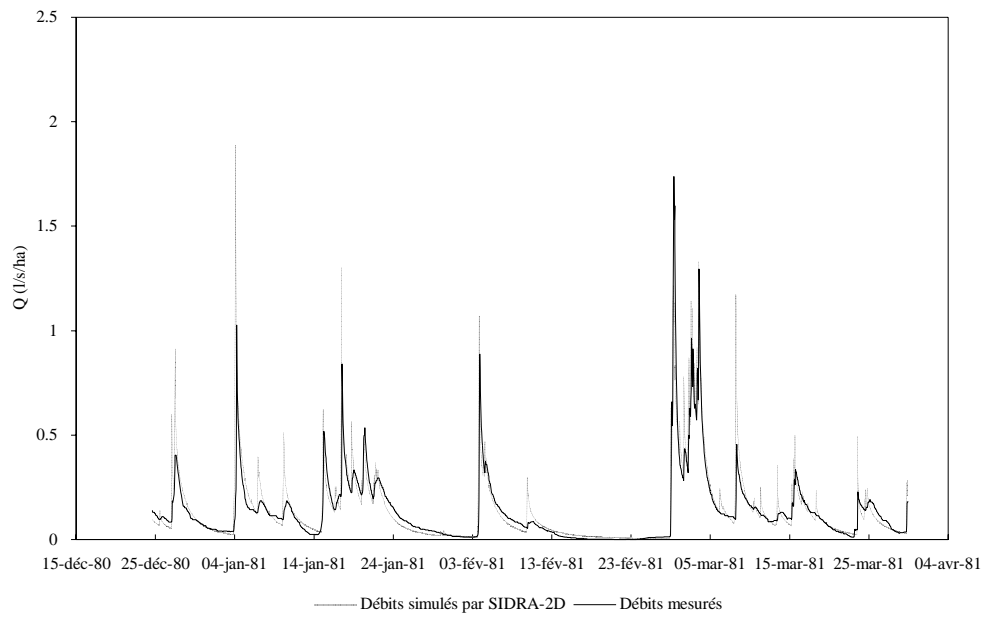


Figure 6.1. Confrontation des débits simulés par SIDRA-2 aux débits mesurés à Arrou.

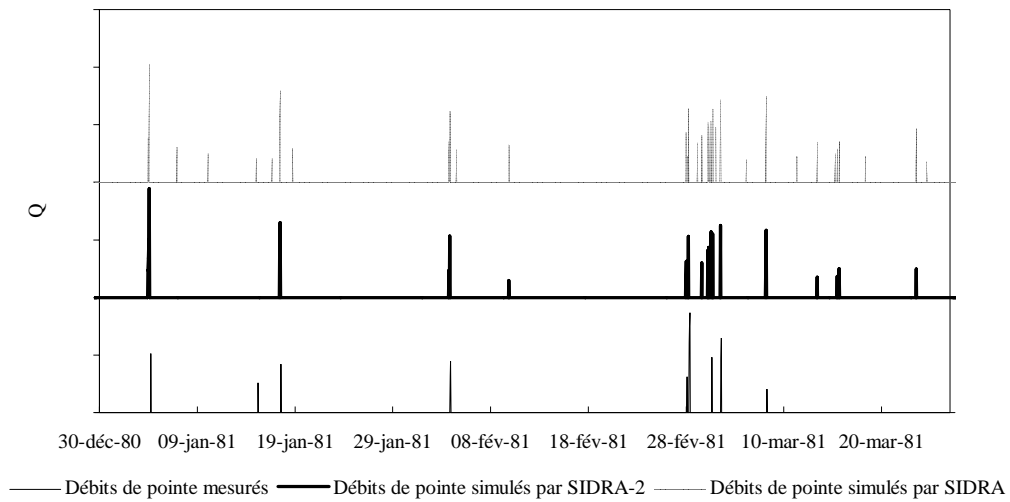


Figure 6.2. Débits supérieurs au débit du pas de temps précédent d'une valeur au moins égale à 0,2 l/s/ha (une graduation sur l'axe des ordonnées correspond à 1 l/s/ha).

Année	Fonction critère sans décalage		Fonction critère avec décalage		
	SIDRA-2	SIDRA	SIDRA-2	SIDRA	décalage (heure)
76/77	0,67	0,58	0,76	0,7	2
78/79	0,79	0,7	0,87	0,83	1
79/80	0,69	0,6	0,78	0,73	2
80/81	0,65	0,49	0,82	0,73	3
81/82	0,84	0,8	0,86	0,82	2
82/83	0,79	0,76	0,8	0,77	1
83/84	0,43	0,15	0,67	0,51	4
84/85	0,47	0,45	0,47	0,45	0
87/88	0,76	0,68	0,77	0,72	1
<b>Moyenne</b>	<b>0,68</b>	<b>0,58</b>	<b>0,75</b>	<b>0,7</b>	<b>1,8</b>
<b>Ecart-type</b>	<b>0,13</b>	<b>0,19</b>	<b>0,11</b>	<b>0,12</b>	<b>1,1</b>

Tableau 6.2. Comparaison des fonctions critère calculées par les modèles SIDRA et SIDRA-2 sur 9 SDI avec et sans décalage de temps entre les valeurs mesurées et les valeurs simulées (les décalages sont indiqués, en heures, sur l'histogramme pour chaque SDI).

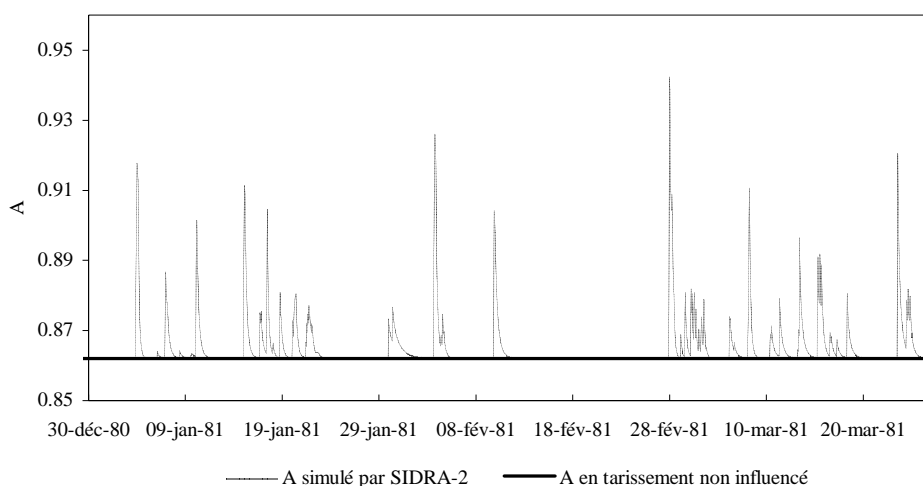


Figure 6.3. Evolution du facteur de forme de nappe A simulé par SIDRA-2 et comparaison avec la valeur de A en tarissement non influencé, sols homogènes, drains sur imperméable ( $A = 0,862$ ).

Trois méthodes sont utilisées pour tenter de mettre en évidence expérimentalement l'influence de la pluie sur les formes de nappe.

1- Lesaffre (1989) montre qu'une déformation de la nappe liée à la pluie doit se matérialiser par une relation entre la hauteur de nappe à une abscisse  $X_0$  et le gradient hydraulique à une abscisse  $X_1$ . La relation, semi-empirique, est la suivante :

$$\frac{h(X_0, L, t)}{\frac{\partial h}{\partial x}(X_1, L, t)} = \alpha(X_0, X_1, L) L \frac{1 + f(t) X_0^2}{n + f(t) (X_1^2 (1+n) - 1)} \quad (6.3)$$

où :

- $\alpha(X_0, X_1, L)$  est une fonction indépendante du temps ;
- $f(t)$  est une fonction inconnue de la pluie ;
- $n$  est l'exposant de la fonction  $W$  en l'absence de pluie.

Si  $X_1$  est choisi de telle sorte que  $X_1^2 (1+n) - 1 = 0$ , seul le numérateur de la relation (6.3) est dépendant de la pluie.  $X_1$  vaut dans ce cas environ 0,8 jusqu'à 0,85 pour  $n = 0,54$  si l'on tient compte d'une hétérogénéité verticale de la conductivité hydraulique. Par ailleurs, il est préférable de choisir une valeur de  $X_0$  la plus élevée possible pour accentuer le poids de la fonction  $f(t)$  au numérateur ; la valeur de 0,9 (0,5 m du drain) est choisie. La relation (6.3) devient :

$$\frac{h(0,9)}{\frac{\partial h}{\partial x}(0,8)} \equiv \frac{\alpha(0,9 ; 0,8) L}{n} (1 + 0,8 f(t)) \quad (6.4)$$

Une tentative de mise en relation du membre de gauche de l'équation à l'intensité de la pluie a été tentée par Lesaffre (1989). Le membre de gauche de l'équation (6.4) a été calculé à partir de mesures tensiométriques réalisées à Arrou du 24 mars au 8 avril 1986. Le rapport a été obtenu par division de la charge hydraulique à 0,5 m du drain ( $X = 0,9$ ) par le gradient hydraulique moyen calculé à partir de tensiomètres situés à 1,5 m du drain et ceux situés à 0,5 m du drain. Cependant, aucune corrélation n'a pu être obtenue par Lesaffre (1989) entre ce rapport et l'intensité de la pluie tombée au cours de chacune des dix heures précédentes, ni à la variation de cette intensité. Lesaffre (1989) en déduit une déformation de la nappe essentiellement due à l'hétérogénéité des paramètres et donc uniquement fonction de sa position.

2- Une tentative de mise en correspondance directe des précipitations avec le ratio des hauteurs de nappe situées à l'interdrain et à une abscisse comprise entre le drain et l'interdrain est tentée dans le but de corrélérer les apports pluvieux à des déformations fugaces de nappes. La figure 6.4 montre qu'aucune relation nette n'apparaît entre précipitation et ratio. Ce résultat peut être expliqué par le fait que les pluies brutes, mesurées à la surface du sol, sont sans doute écrêtées par leur transfert dans la zone non saturée en fonction de son état hydrique. Afin de pallier à ce dernier inconvénient, la figure 6.5 représente le ratio en correspondance avec le débit mesuré. Aucune relation évidente entre débit et ratio de hauteur de nappe n'est davantage obtenue.

3- Une dernière méthode pour tenter de mettre en évidence l'action de la pluie sur les formes de nappe consiste chercher une corrélation entre la déformation de la nappe simulée par le modèle SIDRA-2 et les ratios de forme de nappe mesurés *in situ* pour les différentes SDI simulées où les données piézométriques sont disponibles. Le ratio simulé est obtenu, à chaque pas de temps, par le calcul de la fonction  $W = (1-X^2)^n$  à l'abscisse choisie avec la valeur de n ajustée sur la forme de nappe. Celle-ci est déterminée de telle sorte que la différence de ratio entre deux formes de nappe soit maximale, soit à proximité du drain (cf. figure 6.6). Seules des données mesurées piézométriques entre l'interdrain et 2 m du drain, soit  $X = 0,6$  sont cependant disponibles. Il est par ailleurs également difficile de mettre en évidence une relation entre les ratios correspondants mesurés et les ratios simulés par SIDRA-2.

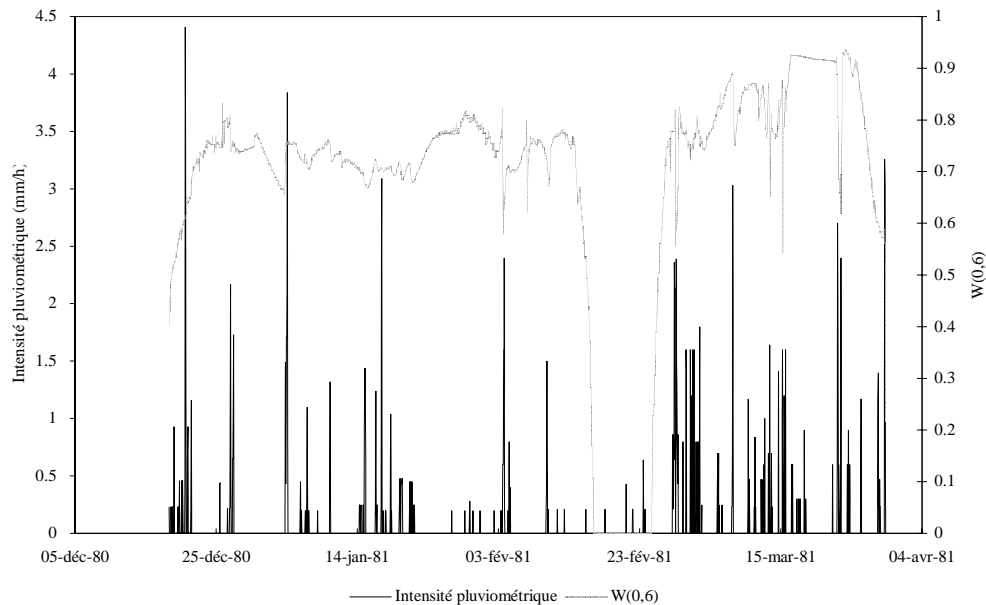


Figure 6.4. Evolution des intensités pluviométriques et du rapport hauteur de nappe à l'abscisse réduite  $X=0,6$  / hauteur de nappe à l'interdrain à Arrou.

L'échec de la mise en relation expérimentale de la pluie avec les déformations de nappe est sans doute dû à deux raisons principales : (1) la qualité des données piézométriques, soumises à des temps de réponse qui varient dans le temps et qui ne sont pas égaux entre deux piézomètres (Zimmer, 1989) ; les données tensiométriques sont trop peu nombreuses pour être utilisées ; (2) le fait de négliger la déformation de la nappe liée à la variabilité verticale des paramètres hydrodynamiques. Une mise en relation directe du ratio de hauteur de nappe à la hauteur de nappe à l'interdrain est également difficile (cf. figure 6.5). Il semble en conséquence que seule une combinaison de l'action de la pluie et de la variabilité verticale des paramètres hydrodynamiques pourrait permettre d'obtenir de meilleurs résultats dans la mesure où ils pourraient être comparés à des données fiables. Une meilleure méthode pourrait consister à effectuer des nouvelles simulations par SIDRA-2 en tenant compte d'une hétérogénéité

verticale des paramètres et de comparer à nouveau les ratios simulés et mesurés. Il est à noter qu'une variabilité de l'alimentation de la nappe entre le drain et l'interdrain (liée à sa profondeur) pourrait également être responsable de variations de sa forme (de manière identique à l'influence d'un prélèvement dans la nappe variable avec sa profondeur étudié à la section 5.4), ce qui n'a pas été pris en compte ici.

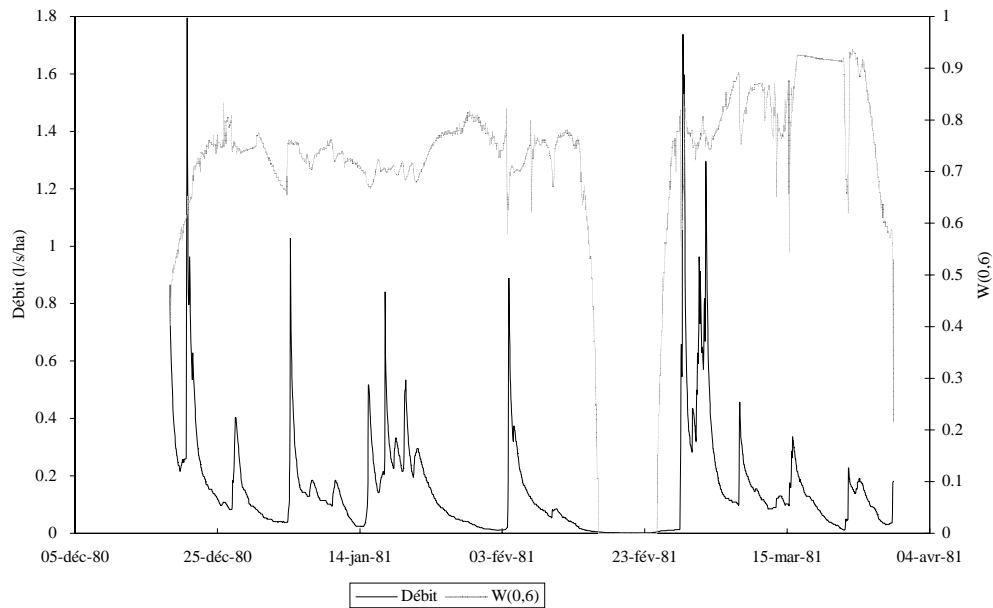


Figure 6.5. Evolution des débits et du rapport hauteur de nappe à l'abscisse réduite  $X=0,6$  / hauteur de nappe à l'interdrain à Arrou.

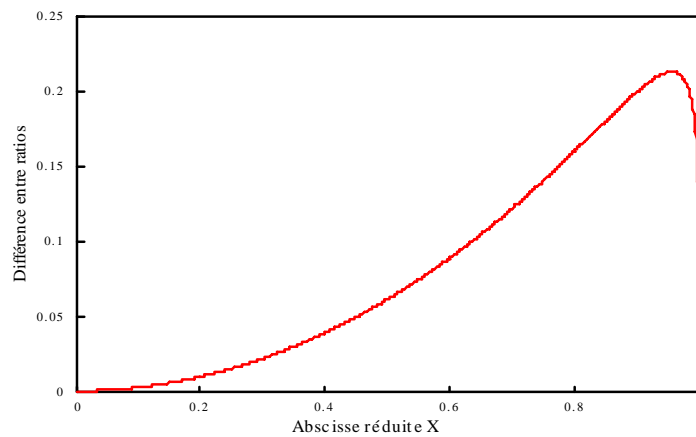


Figure 6.6. Evolution de la différence entre les ratios de hauteurs de nappe correspondants à  $n = 0,54$  et  $n = 0,3$  en fonction de l'abscisse réduite  $X$ .

### 6.1.6. Conclusion

Le modèle SIDRA-2 simule mieux les débits, et notamment les débits de pointe, que le modèle simplifié SIDRA. La cause principale de cette amélioration est l'écrêtement des débits de pointe par SIDRA-2 sous l'effet du gonflement de la nappe dû à la pluie. L'action de la pluie sur la forme de la nappe n'a cependant pu être mise en évidence expérimentalement à cause, d'une part, de la qualité insuffisante des données piézométriques et, d'autre part, de la difficulté de discriminer expérimentalement le rôle de l'infiltration des autres causes possibles de déformation de la nappe, notamment l'hétérogénéité verticale des paramètres hydrodynamiques du sol.

## **6.2. Mise en évidence expérimentale de la hauteur de nappe à débit nul**

Des données provenant de deux sites expérimentaux drainés ont été utilisées dans le but de valider les résultats du coulage d'une fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe à l'équation de Boussinesq dans SIDRA-2 (chapitre 5). Les deux sites ont des origines différentes. Le premier est situé au Québec ; une expérimentation y a été conduite en forêt durant la saison estivale d'avril à novembre 1987 ; l'origine de l'eau est pluviométrique. Le second site est situé en Egypte et irrigué ; l'expérimentation, conduite de janvier à septembre 1991, est réalisée sous une culture fourragère (trèfle d'Alexandrie), puis de céréale (blé).

Dans les deux sites expérimentaux, le drainage fonctionne dans les conditions climatiques requises (demande évaporatoire élevée) pour la validation du modèle SIDRA-2. Cette validation ne sera cependant que qualitative pour les raisons suivantes :

- le drainage fonctionne sous un couvert végétal, ce qui ne correspond pas aux conditions pour lesquelles le modèle SIDRA-2 a été développé (sol nu) ;
- nous n'avons à notre disposition ni mesure de conductivité hydraulique non saturée pour établir une relation flux limite - profondeur de la nappe, ni mesure de porosité de drainage ;
- le pas de temps de mesure de la hauteur de nappe à l'interdrain et du débit (plusieurs heures, voire la journée) est trop élevé pour réaliser une validation précise.

L'étude portera donc essentiellement sur les allures des relations débit - hauteur de nappe à l'interdrain mesurées, et notamment sur l'existence d'une *hauteur de nappe à débit nul*. On fera de plus l'hypothèse que la plante a uniquement comme rôle celui de déplacer l'imposition de la demande évaporatoire du niveau de la surface du sol, au niveau de la zone racinaire, avec pour unique conséquence une augmentation des flux de remontée capillaire.

### 6.2.1. Site de Saint Anaclet - Québec

L'expérimentation conduite sur le site St Anaclet (300 kilomètres à l'Ouest de Québec) a eu pour objectif principal la détermination du mode de calcul de l'écartement des fossés le mieux approprié au drainage de sols forestiers québécois de type *mésisol terrique* (Dutil et al., 1989). Dans cette région, le drainage est utile pendant les mois de Mai à Octobre. Durant cette période il pleut en moyenne 437 mm à peu près également répartis pendant les 6 mois. La demande évaporatoire déterminée par la formule de Blaney et Criddle, vaut approximativement 488 mm pour cette période.

La parcelle étudiée, d'une superficie de 10,7 ha, est divisée en trois sous-parcelles d'écartements 56, 120 et 210 mètres. La conductivité hydraulique saturée du sol de cette parcelle a été déterminée par la méthode du trou de tarière. Elle vaut en moyenne 1,49 m/j. La profondeur moyenne des fossés secondaires est de 1,1 mètres. Des mesures pluviométriques, piézométriques et débitométriques ont été réalisées, au pas de temps journalier, sur la parcelle de 56 mètres d'écartement au cours des années 1986 et 1987.

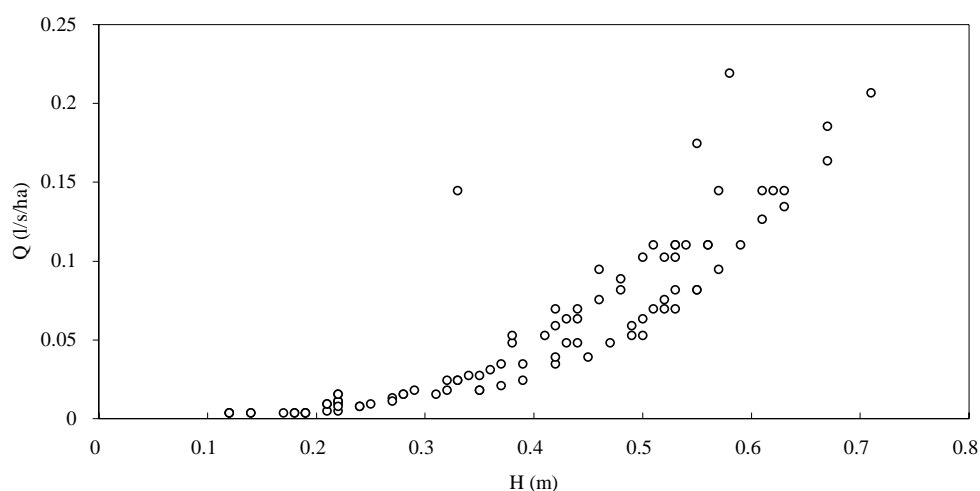


Figure 6.7. Relation débit - hauteur de nappe à l'interdrain mesurés sur le site de Saint Anaclet les jours sans pluie.

Les données obtenues sont intéressantes parce que le drainage fonctionne pendant la majeure partie de l'été et parce que l'activité du couvert forestier se poursuit pendant toute cette période à la profondeur où se trouve la nappe. Le rôle de l'évapotranspiration dans le fonctionnement du drainage est mis en évidence par l'analyse de la relation débit - hauteur de nappe observée. Cette relation est représentée figure 6.7 où seuls les jours sans pluie ont été sélectionnés. *La courbe présente une hauteur de nappe non nulle à débit nul de l'ordre de 0,25 m.* L'observation des débits et des hauteurs de nappe sous forme de chronique (figure 6.8) montre en effet qu'à la fin du long tarissement estival (6 juillet - 9 septembre 1987) sous une demande évaporatoire estimée à environ 2 mm/j, la nappe continue à être rabattue sans quasiment aucun



débit ; cette situation se renouvelle de manière moins nette à la fin du mois de septembre où le tarissement est malheureusement rapidement interrompu par la pluie.

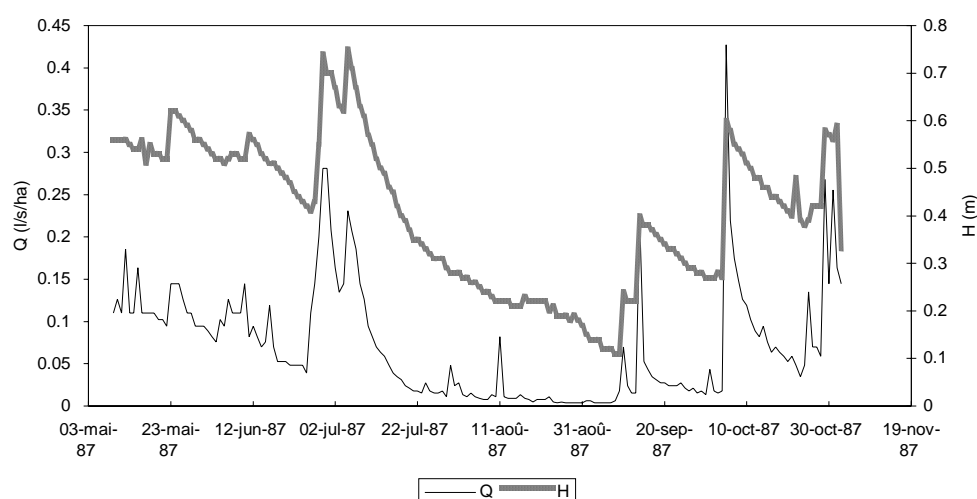


Figure 6.8. Chronique de débit et de hauteur de nappe à l'interdrain mesurés sur le site de Saint Anaclet.

Dutil *et al.* (1989) expliquent qualitativement l'existence des hauteurs de nappe non nulles à débit nul par une action directe de l'évapotranspiration sur la relation  $Q(H)$ . La relation du tarissement non influencé serait translatée « vers le bas », le débit étant diminué d'une valeur estimée en moyenne à 0,5 mm/j - indépendante de la charge hydraulique et correspondant à l'intensité du pompage racinaire (cf. figure 6.9). Nous avons cependant pu mettre en évidence le caractère plus complexe de ce phénomène de manière théorique dans le cas simple d'un prélèvement par évaporation dans la nappe (cf. section 5.3.1.). La prise en compte d'une *évapotranspiration* ne semble pas non plus pouvoir être réduit à la simple soustraction du prélèvement dans la nappe à la relation  $Q(H)$  du tarissement non influencé.

### 6.2.2. Site de Zankalon - Egypte

Le site de Zankalon, situé à 84 Km au nord-est du Caire, a été mis en place pour permettre l'évaluation des performances d'un modèle de transfert d'eau et de sels en conditions arides irriguées (modèle DRAINMOD-S, Kandil, 1992). La simulation des transferts d'eau est fondée sur le même principe que le modèle DRAINMOD développé par Skaggs (1980) décrit section 3.3.1. La pluviométrie de la région est quasiment nulle ; la totalité de l'alimentation en eau des plantes provient de l'irrigation.

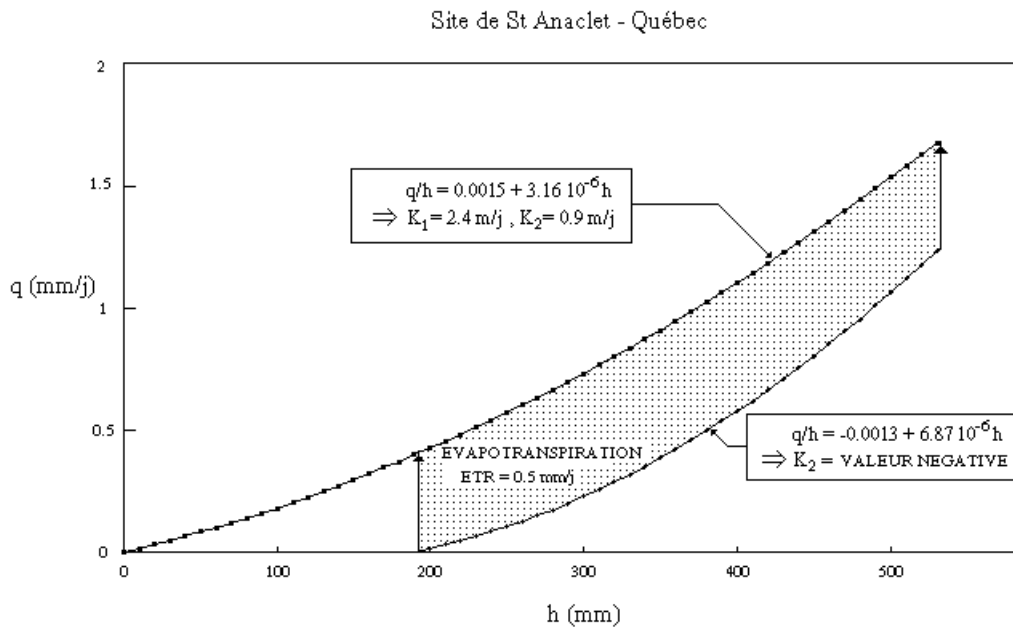


Figure 6.9. Relation débit - hauteur de nappe à l'interdrain, avec et sans évapotranspiration selon Dutil et *al.* (1989).

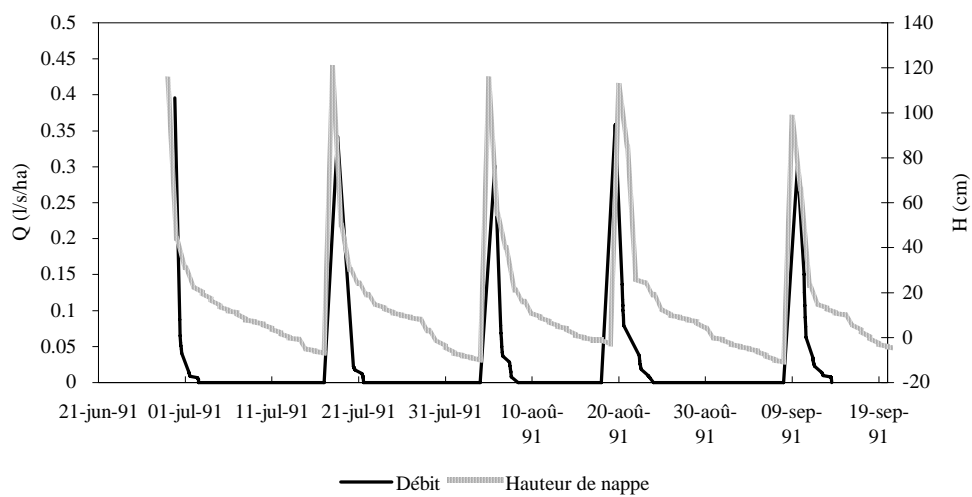


Figure 6.10. Chronique de débit et de hauteur de nappe à l'interdrain mesurés sur le site de Zankalon.

La parcelle expérimentale comprend 3,78 ha. Elle est divisée en trois unités qui comprennent des rotations culturales différentes ; chaque unité est subdivisée en cinq traitements où les doses d'irrigation sont différentes. Le sol est de type limono-argileux en surface et argileux plus en profondeur. Les mesures de conductivité hydraulique, obtenues par Kandil (1992) par la méthode du trou de tarière d'une part, et ajustée sur les relations débit - hauteur de nappe d'autre part, sont très différentes et valent respectivement 0,027 m/j (0,0083 m/j d'écart-type) et 0,138 m/j (0,078 m/j d'écart-type). Les drains sont posés à 1,2 m de profondeur et espacés de 20 m ; l'imperméable est situé à environ 0,4 m sous les drains. Chaque unité est pourvue de cinq drains (correspondant chacun à un traitement) et de trois canaux d'irrigation disposés à l'interdrain et équipés de débitmètres. Des mesures piézométriques (au pas de temps journalier), débitométriques (à un pas de temps variable, de quelques heures à plusieurs jours), ainsi que la mesure de l'ETP Penman (au pas de temps journalier), sont réalisées.

Les données disponibles concernent deux drains (A-B et D-E) d'une unité (unité 3). Six épisodes de mesures sont exploitables. Ils correspondent à six irrigations, la première étant appliquée au milieu du mois de janvier 1991 et les cinq suivantes entre le 1<sup>er</sup> juillet et la fin septembre 1992. Les doses d'irrigation sont égales pour les deux drains. Sur chacun, la piézométrie est mesurée à l'interdrain. Nous ne disposons en revanche que d'une débitmétrie moyenne sur l'ensemble de l'unité 3. Les doses d'irrigation appliquées et les demandes évaporatoires moyennes sont indiquées au tableau 6.3.

Les chroniques de débits et de hauteurs de nappe correspondant aux épisodes estivaux sont représentés figure 6.10. Les hauteurs de nappe initiales atteignent la surface du sol dans presque tous les cas ; les débits initiaux moyens correspondants varient très peu (cf. tableau 6.3). On peut également noter que, conformément à nos prédictions, *l'arrêt des débits est dans tous les cas bien antérieur à celui des hauteurs de nappe à l'interdrain.*

Les relations débit - hauteur de nappe relatives au six épisodes d'irrigation sont représentées pour les drains A-B et D-E respectivement aux figures 6.11 et 6.12. Le nombre de couples (Q,H) disponibles est cependant trop faible pour en réaliser une analyse précise. Il semble que, dans les deux drains, les relations Q(H) correspondant aux périodes de plus fortes demandes évaporatoires constituent des enveloppes inférieures aux autres courbes, ce qui justifierait les résultats obtenus par le modèle SIDRA-2 sur l'influence du prélèvement dans la nappe sur les relations Q(H).

Par ailleurs, les débits correspondant à une hauteur de nappe donnée sont beaucoup plus faibles pour le drain D-E que pour le drain A-B. Une première explication peut résider dans une hétérogénéité des paramètres hydrodynamiques entre les deux sous-parcelles. Il semble cependant douteux qu'une hétérogénéité de conductivité hydraulique soit responsable de la différence entre les deux relations Q(H). En effet, si une décroissance de la conductivité hydraulique fait directement décroître le débit correspondant à une hauteur de nappe donnée (équation (5.13a)), elle a aussi pour effet de faire décroître la hauteur de nappe à débit nul (cf.

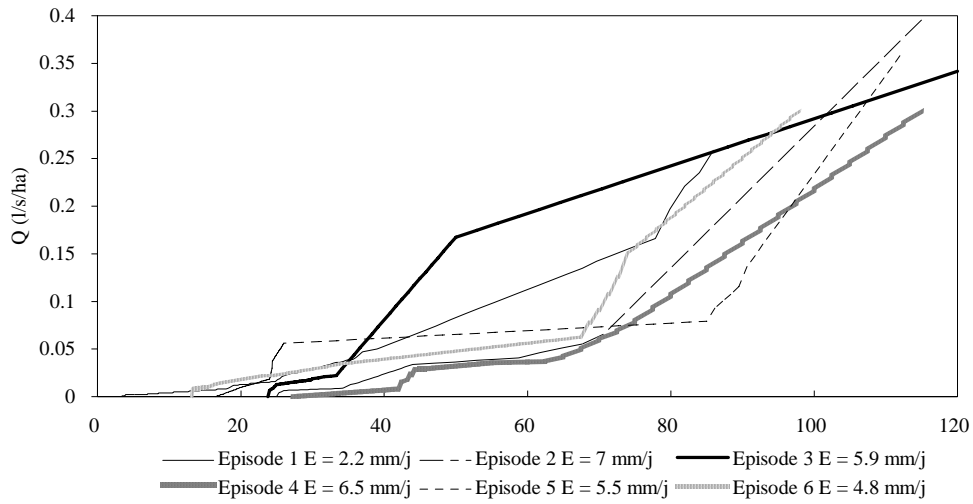


Figure 6.11. Relation débit - hauteur de nappe à l'interdrain mesurés sur le drain A-B du site de Zankalon.

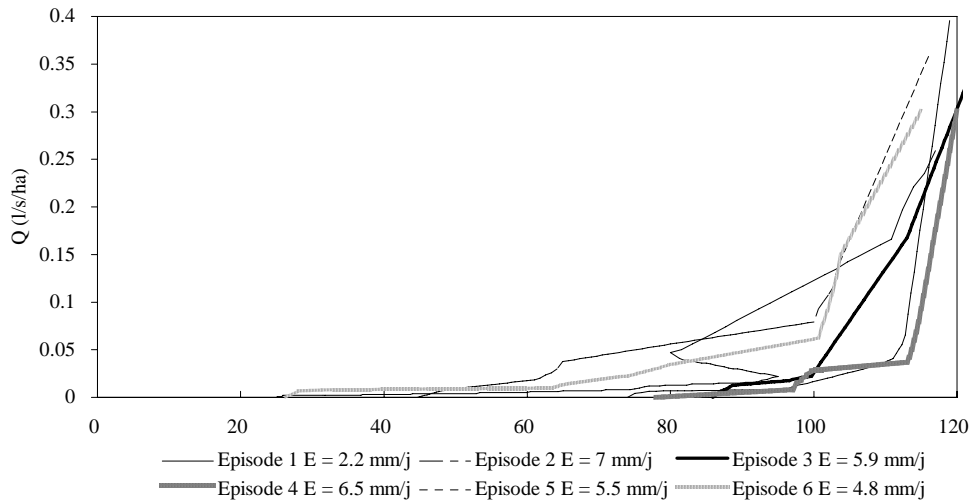


Figure 6.12. Relation débit - hauteur de nappe à l'interdrain mesurés sur le drain D-E du site de Zankalon.

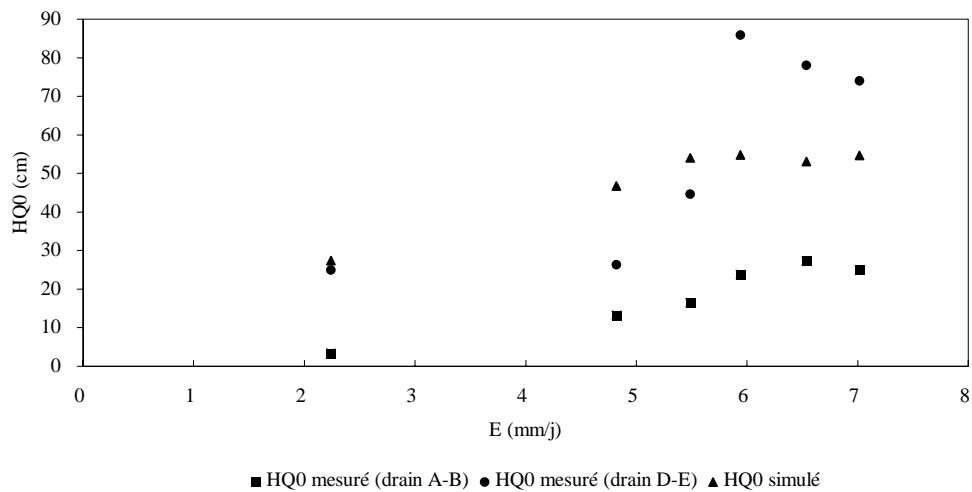


Figure 6.13. Hauteur de nappe à débit nul en fonction de la demande évaporatoire moyenne mesurée sur les deux drains (A-B et E-F) du site de Zankalon et simulée par SIDRA-2.

section 5.3.2.). Or, la hauteur de nappe à débit nul est beaucoup plus élevée pour le drain D-E que pour le drain A-B. La différence entre les deux relations  $Q(H)$  peut être aussi due à une porosité de drainage plus faible pour le drain D-E, d'où un tarissement de nappe plus rapide à débit égal. Une hétérogénéité de la porosité de drainage ne peut cependant expliquer la différence de hauteur de nappe à débit nul entre les deux drains puisque ces deux grandeurs sont indépendantes lorsque les hauteurs de nappe à l'instant initial du tarissement sont égales (ce qui est effectivement le cas, cf. tableau 6.3). L'explication la plus plausible est sans doute un prélèvement dans la nappe plus important dans le cas du drain D-E (dû à une conductivité hydraulique non saturée plus élevée et donc à un flux limite plus élevé) qui justifie à la fois un tarissement plus rapide (participation de l'évaporation plus importante) et une hauteur de nappe à débit nul plus importante (cf. section 5.3.2.).

Le rôle du prélèvement par évaporation dans la nappe sur l'existence et la valeur de la hauteur de nappe à débit nul n'a pu être mis en évidence sur les données du Québec que de manière qualitative (pas de mesures régulières de demandes évaporatoires, perturbation des mesures par des apports pluviométriques ponctuels). En revanche, sur le site de Zankalon, disposant de valeurs de demandes évaporatoires journalières, la mise en relation entre demande évaporatoire et hauteur de nappe à débit nul est possible. La figure 6.13 illustre l'évolution de la hauteur de nappe à débit nul avec la demande évaporatoire moyenne au cours du tarissement. *On notera que  $H_{q0}$  est étroitement corrélée à la demande évaporatoire moyenne ; pour les deux drains, elle décroît lorsque la demande évaporatoire décroît, conformément aux conclusions de la section 5.3.2.*

Un test de SIDRA-2 sur les données de Zankalon est réalisé. Seules les valeurs de la hauteur de nappe à débit nul sont calculées. En effet, le pas temps des mesures trop important, la

disponibilité d'un débit moyenné sur l'ensemble de l'unité uniquement (alors que les tarissements de nappe varient considérablement d'une sous-parcelle à l'autre), l'absence de données relatives à la porosité de drainage et à la conductivité hydraulique non saturée, ne permettent pas de réaliser un calage fiable des paramètres par SIDRA-2.

	Date de l'irrigation	Dose d'irrigation (mm)	Dem. évaporatoire (mm/j)	Hauteur de nappe initiale (cm)		Débit initial moyen (l/s/ha)	Coef de restitution moyen (%)	Débits cumulés (mm)
				A-B	D-E			
Episode 1	13/01/91	58	2,2	86	117	0,26	3	1,7
Episode 2	28/06/91	155	7	115	119	0,4	1,1	3,1
Episode 3	19/07/91	90	5,9	120	122	0,34	3,4	4,3
Episode 4	05/08/91	124	6,5	115	120	0,30	3,4	3
Episode 5	20/08/91	95	5,5	112	116	0,36	3,2	2,3
Episode 6	09/09/91	97	4,8	98	115	0,3	2,4	1,7

Tableau 6.3. Principales données relatives aux épisodes d'irrigation sur le site de Zankalon (Kandil, 1992).

En revanche, l'allure de l'évolution des hauteurs de nappe à débit nul peut être calculée par SIDRA-2 avec uniquement les paramètres géométriques (écartement entre les drains, profondeur de l'imperméable) et la conductivité hydraulique saturée qui sont connus. Cette hauteur est en effet indépendante de la porosité de drainage. En l'absence de valeurs de conductivité hydraulique non saturée, nous supposons le prélèvement intégral dans la nappe ; les résultats seront donc les valeurs maximales que peut simuler le modèle avec ces paramètres. L'hypothèse de prélèvement intégral se justifie en outre par la présence de cultures (Kandil, 1992) dont l'enracinement est de l'ordre de 30 cm (berseem pour l'épisode hivernal et blé pour les cinq autres) et par le probable état de fissuration du sol argileux. Les paramètres utilisés dans la simulation sont les suivants : conductivité hydraulique égale à 0,138 m/j ; écartement de 20 m ; profondeur de l'imperméable de 0,4 m sous les drains ; hauteur de nappe initiale de 1,2 m.

Les valeurs de hauteur de nappe à débit nul calculées par SIDRA-2 pour les six épisodes d'irrigation sont représentées figure 6.13. Les hauteurs obtenues se situent en position intermédiaire entre les hauteurs de nappe à débit nul mesurées au drain A-B et au drain D-E. Elles présentent la même évolution par rapport à la demande évaporatoire moyenne. On peut d'autre part remarquer que la relation entre demande évaporatoire moyenne et hauteur de nappe à débit nul (mesuré et simulé) n'est pas absolument monotone. Ceci s'explique par le fait que la demande évaporatoire moyenne ne reflète pas complètement le phénomène. En effet, le prélèvement par évaporation dans la nappe a un poids relatif plus important vers la fin des tarissements, lorsque l'effet du drainage diminue. C'est par exemple le cas pour la valeur de hauteur de nappe à débit nul simulée par SIDRA-2 (et observée sur le drain D-E) supérieure

pour une demande évaporatoire moyenne de 6 mm/j que pour une demande évaporatoire moyenne de 6,5 mm/j. Dans le premier cas (épisode du 19/07/91), la demande évaporatoire croît avec une demande évaporatoire de 6,4 mm/j le dernier jour de tarissement, tandis qu'elle décroît dans le second cas (épisode du 5/08/91) où la demande évaporatoire du dernier jour de tarissement est de 5,8 mm/j.

Les coefficients de restitution moyens sont assez stables pour les différents épisodes (cf. tableau 6.3). Aucune relation n'a été obtenue entre ce coefficient et la hauteur de nappe à débit nul, ce qui est conforme aux conclusions de la section 5.3.3., puisqu'il s'agit ici du coefficient de restitution « réel », c'est à dire le rapport de la dose d'irrigation sur le cumul des débits jusqu'à la fin du tarissement. En effet, ce coefficient dépend de l'état hydrique du sol avant l'irrigation puisque une fraction de la dose d'irrigation resature le sol jusqu'à la porosité de drainage. En revanche, il n'existe aucune corrélation non plus entre la fraction d'eau drainée gravitairement définie à la section 5.3.3. et la hauteur de nappe à débit nul. Cette fraction est estimée par le simple cumul des débits (puisque les hauteurs de nappe initiales sont à peu près constantes sur les cinq épisodes). L'absence de corrélation s'explique sans doute par la mauvaise appréciation du volume d'eau évacué due à un pas de temps de mesure trop élevé sur les débits.

### 6.2.3. Conclusion

Les observations réalisées sur les deux sites de Saint Anaclet et de Zankalon mettent en évidence l'action du prélèvement par évaporation dans la nappe sur les relations débit - hauteur de nappe. Cette action est difficile à évaluer pour les gammes de débit élevées. En effet, les couples (Q,H) peuvent alors être très dispersés, et la valeur de la conductivité hydraulique n'est jamais suffisamment fiable pour s'assurer que le débit mesuré est inférieur à la valeur correspondant à la même hauteur de nappe en régime tarissement non influencé. En revanche, la présence de hauteurs de nappe non nulles pour un débit nul, *corrélée à la demande évaporatoire*, permet de vérifier l'action du prélèvement par évaporation dans la nappe sur les relations Q(H).

## **6.3. Exemple de calcul du couple écartement - profondeur par SIDRA-2**

L'exemple proposé consiste à calculer le couple écartement - profondeur d'un réseau chargé d'évacuer une fraction de lessivage égale à 10 % de la dose d'irrigation fixée à 100 mm et ce, entre deux apports espacés de 10 jours. On supposera être dans une situation où l'irrigation est suffisamment bien maîtrisée pour que le critère de lutte contre l'excès d'eau soit peu restrictif devant le critère d'évacuation de la fraction de lessivage.

Lorsque l'échelle de temps considérée correspond au temps entre deux irrigations, le critère proposé n'est, en toute rigueur, pas suffisant pour un dimensionnement correct du réseau. Pour

qu'à chaque irrigation le réseau puisse réagir de manière identique et restituer la fraction de lessivage, il faudrait également que le système revienne à son état initial au bout du temps entre les deux irrigations. La hauteur de nappe et l'état hydrique de la zone non saturée devraient en conséquence être identiques à l'état initial et à l'état final. L'imposition de cette contrainte supplémentaire est cependant trop difficile à mettre en oeuvre car elle exige le contrôle de trois variables : restitution du réseau ; hauteur de nappe ; déstockage de la zone non saturée. De plus, elle n'a pas de réel sens à l'échelle de temps considérée. Il est en effet inutile de vouloir imposer au système une telle contrainte car il suffit que celui-ci revienne à son état initial uniquement à l'issue de *l'ensemble* de la saison d'irrigation : c'est la notion *d'équilibre dynamique* développée notamment par l'USBR (ASAE 1994) qui fonde le calcul de l'écartement des drains en climat aride à semi-aride sur un retour de la nappe à sa position initiale après une durée d'une année qui comprend 6 irrigations (mais sans prise en compte du prélèvement dans la nappe et sans calcul de la restitution du réseau de drainage). Il est en effet plus réaliste d'imposer que le système évacue une proportion de la *totalité* de la lame d'eau appliquée sur une rotation complète égale à la fraction de lessivage requise. Cette gestion plus souple permet ainsi de prendre en compte le stockage d'une partie de la salinité dans le système pour la déstocker ensuite (lorsque la demande évaporatoire diminue par exemple).

Dans l'exemple considéré, l'approche fondée sur l'équilibre dynamique n'a cependant pas été retenue comme méthode de dimensionnement par SIDRA-2. Pour que cette approche soit pertinente il faudrait en effet que le système puisse prendre la répartition entre prélèvement dans la nappe et prélèvement dans la zone non saturée de manière plus fine que par le seul flux limite ; (cf. chapitre 2). Nous nous limiterons donc ici à examiner le rôle respectif des deux paramètres du réseau de drainage, écartement entre les drains et profondeur des drains, sur la restitution du réseau lorsqu'un prélèvement par évaporation dans la nappe, décroissant avec l'augmentation de la profondeur de la nappe, est pris en compte.

Les hypothèses suivantes sont émises :

- (1)- à l'état initial, le système sera considéré à hauteur de nappe nulle et à un déficit en eau de 50 mm ; la nappe sera donc alimentée par  $100 - 50 = 50$  mm de la dose d'irrigation ;
- (2)- l'approche de Bouwer (1969), sur la base des travaux de Youngs (1960) fondés sur le modèle capillaire, sera adoptée pour la gestion de la dynamique de la recharge ; cet auteur propose à cet effet la fonction exponentielle suivante ( $q_t$  représente le flux qui alimente la nappe,  $D_d$  le volume d'eau total qui alimente la nappe, soit 50 mm,  $t$  le temps) :
 
$$q_t = K_{sat} e^{-(K_{sat}/D_d) t} \quad (6.5)$$
- (3)- les valeurs de  $D_d$  et de  $q_t$  seront considérées comme indépendantes de la profondeur des drains ;
- (4)- la loi de flux limite utilisée ne prend pas en compte l'action propre des cultures sur les prélèvements dans la nappe ;
- (5)- la demande évaporatoire sera supposée constante, égale à 5 mm/j ; elle sera supposée agir sur la nappe 24 heures après l'arrêt de la recharge.



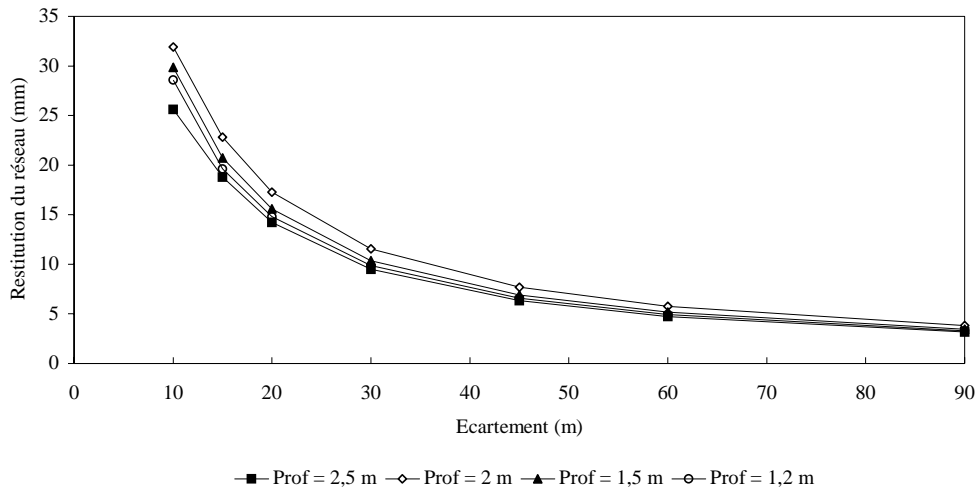


Figure 6.15. Evolution de la restitution totale du réseau de drainage en fonction de l'écartement entre les drains pour plusieurs profondeurs des drains ( $K = 0,15 \text{ m/j}$  ;  $\mu = 5 \%$ ).

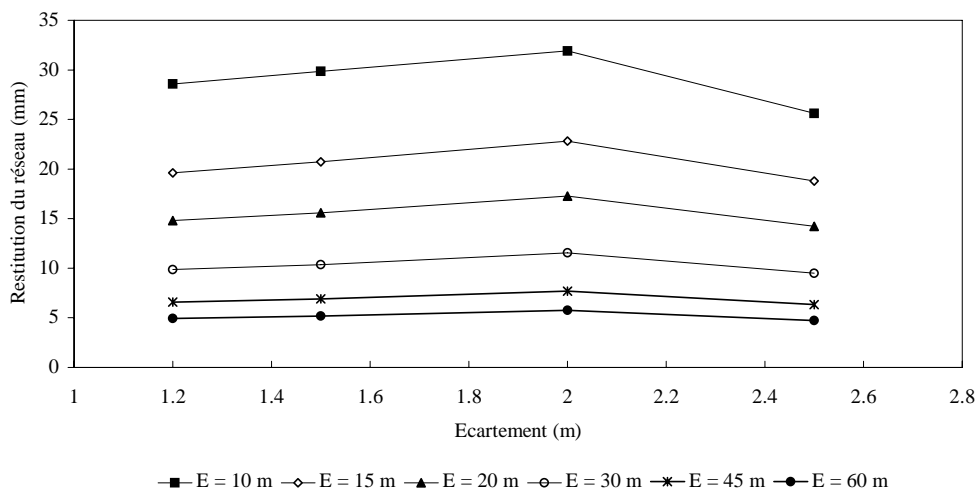


Figure 6.16. Evolution de la restitution totale du réseau de drainage en fonction de l'écartement entre les drains pour plusieurs profondeurs des drains ( $K = 0,15 \text{ m/j}$  ;  $\mu = 5 \%$ ).

Les hauteurs de nappe à l'interdrain et les débits sont simulés pour 4 profondeurs de drains (2,5 m (drains sur l'imperméable) ; 2 m ; 1,5 m ; 1,2 m), et 7 écartements (10 m ; 15 m ; 20 m ;

30 m ; 45 m ; 60 m ; et 90 m ) ; la conductivité hydraulique du sol est égale à 0,15 m/j ; la porosité de drainage est égale à 5 % ; l'imperméable est situé à 2,5 m de profondeur ; les paramètres de la relation (5.1) de flux limite sont  $a = 3$  et  $b = -2,65$  (cf. figure 5.13).

Un exemple de simulation des hauteurs de nappe à l'interdrain et des débits cumulés (ou restitution) est représenté figure 6.14 (écartement de 30 m et profondeur des drains de 2 m). L'évolution des hauteurs de nappe à l'interdrain s'effectue en deux étapes : la première correspond à une phase d'alimentation de la nappe (équation 6.5) durant laquelle elle monte rapidement ; la seconde, après une courte période où elle est à son niveau maximal, correspond à son tarissement, sous l'effet conjoint du drainage et de l'évaporation, jusqu'à la hauteur de nappe non nulle à débit nul. La restitution du réseau présente une allure asymptotique : elle augmente rapidement durant la période de recharge de la nappe, où seul le drainage est actif, pour progressivement tendre vers une valeur limite, qui sera nommée restitution totale, et qui correspond à l'arrêt du fonctionnement du drainage (débit nul). Dans l'exemple considéré, la fraction de restitution correspondant à la phase d'alimentation de la nappe est d'environ 38 % de la restitution totale.

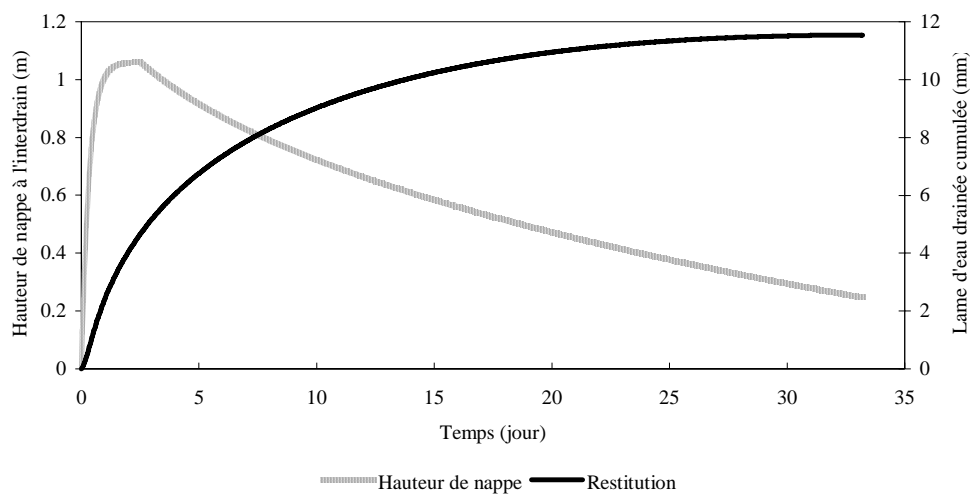


Figure 6.14. Evolution de la hauteur de nappe à l'interdrain et de la restitution cumulée du réseau de drainage pour un écartement de 30 m et une profondeur des drains de 2 m ( $K = 0,15$  m/j ;  $\mu = 5$  %).

L'évolution de la restitution totale du réseau en fonction de l'écartement entre les drains pour plusieurs profondeurs de drains est représentée figure 6.15. *L'écartement constitue un paramètre beaucoup plus sensible que la profondeur sur la restitution totale du réseau de drainage.* En effet, en phase de recharge de la nappe, l'accroissement de la hauteur de nappe

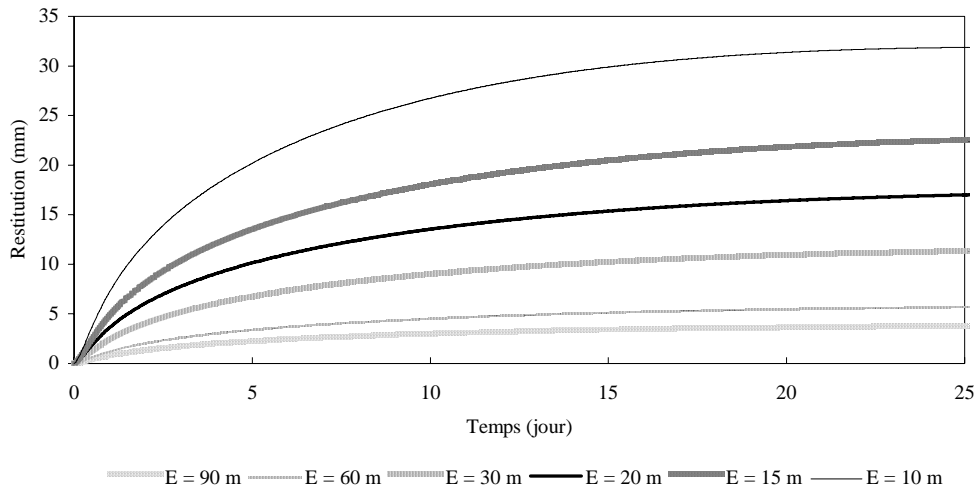


Figure 6.17. Evolution de la restitution du réseau de drainage en fonction du temps pour différents écartements entre les drains ( $K = 0,15 \text{ m/j}$  ;  $\mu = 5 \%$ ).

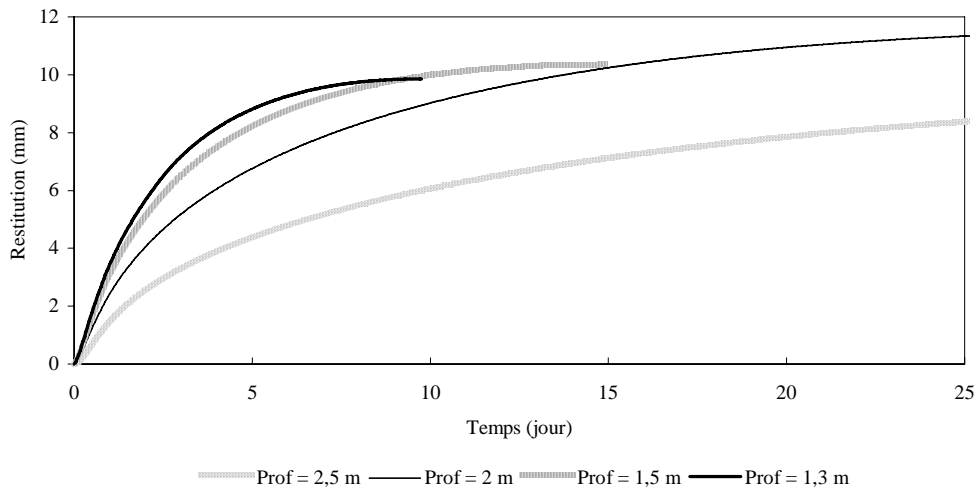


Figure 6.18. Evolution de la restitution totale du réseau de drainage en fonction du temps pour différentes profondeurs de drains ( $K = 0,15 \text{ m/j}$  ;  $\mu = 5 \%$ ).

dépend peu de l'écartement et de la profondeur, mais essentiellement de la porosité de drainage (cf. section 3.2.1.). Dans tous les cas testés, et également en vertu de l'hypothèse (3), la hauteur de nappe à l'interdrain maximale atteinte à l'issue de l'imposition de la recharge varie peu ; elle atteint environ 1 mètre. En revanche, en phase de tarissement et à profondeur des drains

donnée, une augmentation de l'écartement diminue le débit pour une contribution de l'évaporation au tarissement plus importante, d'où une restitution totale du réseau plus faible.

La faible sensibilité de la restitution totale du réseau à la profondeur des drains est illustrée à la figure 6.16 ; la relation profondeur - restitution totale est également non monotone. L'allure de cette relation s'explique par l'effet opposé de deux phénomènes : (1) l'action du prélèvement par évaporation dans la nappe qui décroît lorsque la profondeur des drains (et par conséquent la profondeur de la nappe) croît ; à cet égard, un accroissement de la profondeur des drains tend à *augmenter* la restitution totale du réseau ; (2) un accroissement de la profondeur des drains diminue cependant également la profondeur de l'imperméable (épaisseur qui devient nulle lorsque les drains reposent sur l'imperméable) et donc sa transmissivité, d'où un débit de drainage plus faible à une hauteur de nappe à l'interdrain donnée ; à cet égard, un accroissement de la profondeur des drains tend à *diminuer* la restitution totale du réseau. Cet antagonisme explique la valeur maximale de la restitution totale du réseau qui apparaît aux environs de 2 mètres de profondeur des drains.

Etudions l'effet qualitatif des hypothèses émises dans le modèle sur le phénomène décrit ci-dessus. Une prise en compte plus fine du mécanisme de la recharge aurait en effet pour conséquence probable une diminution de la recharge d'autant plus forte que la profondeur des drains est élevée. La hauteur de nappe à l'interdrain maximale serait donc d'autant plus faible que cette profondeur est grande. L'action du prélèvement par évaporation dans la nappe serait en conséquence moindre, mais le débit de drainage serait *également* plus faible, d'où la difficulté de conclure *a priori*. Par ailleurs, la prise en compte d'une culture tendrait vraisemblablement à déplacer la condition à la limite plus bas que la surface du sol avec pour conséquence une augmentation des prélèvements dans la nappe et une diminution de la restitution du réseau.

Les performances requises du réseau de drainage sont fonction du *volume* à évacuer (fixé ici à 10 mm) et du *temps* nécessaire à son évacuation (fixé ici à 10 jours). L'évolution de ce second facteur en fonction des deux paramètres écartement et profondeur, est représentée figures 6.17 et 6.18. L'écartement entre les drains a peu d'effet sur la dynamique du système tandis que la profondeur des drains influe très sensiblement sur cette dynamique. Une augmentation de l'écartement qui diminue le débit favorise le prélèvement par évaporation, d'où un effet compensatoire sur la dynamique de tarissement. En revanche, une augmentation de la profondeur diminue à la fois le débit aux drains (réduction de la transmissivité sous les drains) et le prélèvement par évaporation dans la nappe (niveau de nappe plus bas) d'où une dynamique de tarissement plus lente.

Le rôle des paramètres écartement et profondeur peut donc être résumé comme suit : l'écartement influe fortement sur la restitution totale du réseau, une augmentation de l'écartement génère une diminution de la restitution ; il influe peu sur sa dynamique ; à l'inverse, la profondeur des drains influe peu sur la restitution totale du réseau, mais beaucoup sur sa dynamique : une augmentation de la profondeur génère une diminution de la dynamique du système.

Il existe donc une infinité de couples écartement - profondeur qui correspondent au critère d'évacuation de la fraction de lessivage en un temps requis puisqu'à chaque écartement il existe une profondeur qui satisfait le critère. Il existe cependant une limite d'écartement à ne pas dépasser puisque, au delà d'une certaine limite, la restitution totale du réseau deviendra inférieure à la fraction de lessivage. On définit ainsi un *écartement maximal admissible* du réseau pour lequel la restitution totale est supérieure à la restitution requise quelle que soit la profondeur des drains (cf. figure 6.16) ; dans l'exemple considéré, (10 mm en 10 jours), la limite d'écartement maximal se situe aux environs de 30 m d'écartement. Il existe de même une profondeur de drains minimale techniquement admissible (résistance à l'écrasement) fixée à 0,8 - 1 m.

*Par ailleurs, parmi les couples écartement - profondeur techniquement satisfaisants, le choix s'effectuera sur un critère économique, les écartements les plus grands et les drains les moins profonds étant les moins coûteux.*

Le couple écartement - profondeur optimal du point de vue technique et économique correspond donc à l'écartement maximal défini plus haut. En effet, une fois celui-ci obtenu, deux situations sont possibles : (1) la profondeur minimale admissible correspondant à cet écartement fournit un temps nécessaire à l'évacuation de la fraction de lessivage supérieur au temps requis ; il faut dans ce cas diminuer l'écartement jusqu'à obtenir le temps requis pour la profondeur de drain minimale ; (2) la profondeur minimale admissible correspondant à cet écartement fournit un temps nécessaire à l'évacuation de la fraction de lessivage inférieur au temps requis ; il faut dans ce cas augmenter la profondeur ; en effet, une diminution de l'écartement ferait dans ce cas diminuer le temps nécessaire à l'évacuation de la fraction de lessivage et conduirait à une profondeur plus élevée. A titre d'exemple, l'optimum obtenu pour évacuer 10 mm en 10 jours est de 30 m d'écartement et 1,3 m de profondeur ; la profondeur correspondant à 20 m d'écartement est de 2,35 m.

Le cas considéré dans cette section plaide en faveur d'une profondeur des drains faible, contrairement aux profondeurs couramment préconisées (FAO, 1980). Il ne s'agit cependant que d'un cas particulier pour lequel la profondeur de l'imperméable et la fonction de flux limite choisies permettaient des conclusions tranchées. Dans une autre situation où la profondeur de l'imperméable serait plus élevée (quelques dizaines de mètres), une variation de la profondeur des drains aurait moins d'effet sur la dynamique du système et des conclusions différentes pourraient être obtenues.

## 6.4. Conclusion

Les éléments de validation de SIDRA-2 et les conclusions relatives à l'application du modèle à la conception du drainage en périmètre irrigué doivent être remis en perspective face au corps d'hypothèse dans lequel il a été développé.

Le premier élément de validation de SIDRA-2 a consisté à comparer les débits simulés respectivement par SIDRA-2 et SIDRA aux débits mesurés sur le réseau de drainage d'Arrou en conditions hivernales. L'amélioration de la qualité des simulations par SIDRA-2 est systématique sur les neuf campagnes de saison de drainage intense testées. Ce résultat est renforcé par le fait que des paramètres hydrodynamiques *identiques et optimisés sur SIDRA* sont utilisés dans les deux modèles. La seule différence entre les modèles concerne l'hypothèse de pseudo-séparation des variables dont s'affranchit SIDRA-2 ; SIDRA et SIDRA-2 reposent cependant tous deux sur les mêmes hypothèses inhérentes aux modèles saturés (décrites au chapitre 3) dont les plus fondamentales sont : (1) l'hypothèse de Dupuit ; (2) l'adoption du concept de porosité de drainage pour gérer l'interface zone saturée / zone non saturée. Une voie de recherche consistant à vérifier le modèle SIDRA-2 par comparaison avec un modèle complet fondé sur l'équation de Richards en milieux variablement saturés peut être proposée. Par ailleurs, les simulations ont été effectuées en considérant une alimentation instantanée et homogène de la nappe et un sol homogène. L'influence d'une condition à la limite positive variable avec la profondeur de la nappe et d'une hétérogénéité verticale des paramètres hydrodynamique est également à tester.

Le second élément de validation du modèle concerne l'existence d'une hauteur de nappe non nulle à débit nul (non prédite par SIDRA). Cette hauteur est mise en évidence expérimentalement sur des sites différents sous forte demande évaporatoire (drainage forestier au Québec, drainage en périmètre irrigué en Egypte) ; elle est corrélée à la valeur de cette demande. S'il nous paraît fortement plausible que la cause des hauteurs de nappe non nulles à débits nuls soient *expliquée* par des prélèvements par évaporation dans la nappe, il paraît difficile de pouvoir *prédire* ces hauteurs par SIDRA-2 et, de manière plus générale, de retrouver les relations  $Q(H)$  observées. Ce travail exigerait des données expérimentales plus précises d'une part, et nécessiterait d'affiner notre prise en compte de l'évolution des prélèvements dans la nappe, et notamment l'hypothèse d'une porosité de drainage valide en phase de prélèvement d'autre part (cf. section 2.5.3.). Par ailleurs, la vérification des résultats du modèle par une modélisation saturée/non saturée serait d'un grand intérêt.

Le modèle SIDRA-2 peut constituer un outil utile pour permettre une conception du drainage en périmètre irrigué. Le cas traité à la fin du chapitre est un exemple de son utilisation pour calculer le couple écartement - profondeur fondé sur le critère de fraction de lessivage, ce que ne permet pas les modèles classiques. Dans la forme développée dans cette étude, SIDRA-2 demeure uniquement un modèle gestion de nappe. Son couplage avec des modèles de gestion de la zone non saturée qui tiennent également compte de la plante, et des modèles de transfert de sels, est indispensable pour en faire un outil complet.

# CONCLUSION GENERALE

---

La modélisation du fonctionnement du drainage en périmètre irrigué à des fins de conception a été héritée des modèles développés en climat tempéré où l'évapotranspiration a peu d'effets sur le fonctionnement du drainage. A l'heure actuelle, en périmètre irrigué drainé, le fonctionnement de la nappe est considéré comme non influencé par l'évapotranspiration alors que celle-ci contribue à l'évacuation de la plus grande partie des apports en eau. Par ailleurs, le contrôle du niveau de la nappe demeure le premier critère de conception du drainage en périmètre irrigué, alors que dans bien des cas le contrôle de la quantité d'eau, dont dépend directement la quantité de sels évacuée par le réseau de drainage, constitue le premier objectif de cet aménagement.

L'amélioration des outils de conception du drainage en périmètre irrigué a constitué l'objectif de cette étude. La démarche qui a été adoptée a consisté à coupler une fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe avec l'équation de Boussinesq et à en analyser les limites. Cette démarche est fondée sur les deux partis pris suivants : (1) la grande complexité des mécanismes de remontée capillaire, et en particulier de ses conséquences sur la position de la nappe, nous a conduit à ne considérer que l'action de *l'évaporation* sur une nappe peu profonde ; celle de la transpiration des cultures n'a donc pas été prise en compte ; (2) le choix de l'équation de Boussinesq (modélisation saturée du drainage) pour simuler le fonctionnement hydraulique du drainage sous évaporation plutôt que l'équation de Richards (modélisation en milieu variablement saturé) repose également sur une exigence de simplicité que requièrent les outils de modélisation destinés à être appliqués en ingénierie.

Dans la première partie du travail, une étude expérimentale en lysimètre a été conduite pour analyser les limites des approches classiquement utilisées pour modéliser les prélèvements par évaporation dans une nappe peu profonde ; la participation d'une nappe peu profonde à l'évaporation est également modélisée par l'équation de Richards. Dans la seconde partie, l'influence de la prise en compte d'une fonction puits/source dans l'équation de Boussinesq sur la simulation des hauteurs piézométriques et des débits est étudiée. Les principaux résultats obtenus sont commentés ci-dessous.

*La fonction de prélèvement par évaporation dans la nappe* communément utilisée est fondée sur la résolution de la loi de Darcy généralisée, entre le toit de la nappe et la surface du sol. La résolution classique de cette équation par Gardner, appelée théorie du *flux limite* repose sur les hypothèses suivantes : (1) une condition de succion infinie est imposée à la surface du sol ; (2) le régime est permanent, monophasique, et isotherme. Dans ces conditions, la résolution de l'équation de Darcy entre le toit de la nappe et la surface du sol fait apparaître deux situations : la première, pour les faibles profondeurs de nappe, où les flux prélevés par évaporation dans la nappe sont limités par la demande évaporatoire ; la seconde, pour les profondeurs de nappe plus élevées, où les flux sont limités par le sol ; le flux prélevé dans la nappe est alors nommé flux limite.

La validité des hypothèses de la théorie du flux limite est étudiée expérimentalement. Cette étude est conduite en lysimètre sur un sol limoneux dans lequel une nappe est maintenue à une profondeur fixe ; le sol est soumis à une demande évaporatoire. *Lorsque les hypothèses du régime permanent et isotherme sont respectées*, les profils de pression observés parviennent à un équilibre qui dépend de la demande évaporatoire ; cet équilibre entre sol et atmosphère n'est pas pris en considération dans la théorie du flux limite dans laquelle une succion infinie est considérée à la surface du sol. La relation flux limite - profondeur de nappe représente une *courbe enveloppe supérieure* à la relation flux prélevé par évaporation dans la nappe - profondeur de nappe. Les flux mesurés sont en effet à la fois limités par le sol *et* par la demande évaporatoire, mais non par l'un *ou* l'autre comme l'indique la théorie. L'hypothèse de succion infinie est responsable d'une surestimation des flux prélevés dans la nappe. Une modélisation plus exacte des flux prélevés dans une nappe nécessiterait en conséquence l'utilisation d'un modèle couplé sol - atmosphère qui permettrait la détermination de la pression d'équilibre à la surface du sol.

*Lorsque l'hypothèse d'isothermie n'est plus respectée*, soit sous une demande évaporatoire naturelle, soit par l'imposition d'une demande évaporatoire artificielle de type radiative et soumise à des variations nyctémérales, des variations de niveau piézométrique sont observées. La nappe se tarit le plus rapidement lorsque la demande évaporatoire est minimale ; à l'inverse, elle se tarit le moins rapidement (jusqu'à parfois remonter) lorsque la demande évaporatoire est maximale. Ces variations de niveau piézométrique ont des conséquences sur les flux prélevés dans la nappe qui sont minimaux lorsque la demande est élevée, et réciproquement. Les variations de gradients hydrauliques qui résultent de la variation de la demande évaporatoire (par exemple, un sol plus sec à la surface du sol à la fin de la journée et donc un gradient hydraulique ascendant maximal à cette période) ne peuvent pas expliquer ces variations de niveau de nappe. En revanche, celles-ci sont fortement corrélées aux variations de gradients thermiques observées dans le sol, qui se produisent sous l'action de la variation de la demande évaporatoire ; le mécanisme précis qui induit ces variations n'a cependant pas été identifié. De plus, suite à ces observations, la question suivante est posée : les variations nyctémérales de la demande évaporatoire ont-elles un impact sur les volumes prélevés dans la nappe ou s'agit-il uniquement de mécanismes de redistribution de l'eau dans le sol sans conséquences sur les bilans hydriques ?

*L'hypothèse du régime permanent* signifie que la participation de la zone non saturée à l'évaporation est nulle. Pour que cette hypothèse soit applicable aux nappes drainées, il est nécessaire que le temps d'établissement du régime permanent soit faible par rapport au temps de tarissement de la nappe entre deux irrigations. La force de l'hypothèse du régime permanent est testée par le modèle de Richards à partir d'une condition initiale hydrostatique. Le domaine étudié est monodimensionnel ; il est délimité à sa base par une nappe maintenue fixe ; les flux de remontée capillaire sont générés par une condition à la limite de Neuman imposée à la surface du sol. Le temps d'établissement du régime permanent est calculé pour plusieurs types de sols, de demandes évaporatoires, et de profondeurs de nappe. Ce temps est avant tout dépendant du type de sol ; il est de l'ordre de quelques jours pour le sol limoneux testé, ce qui est du même ordre de grandeur que le temps de tarissement de la nappe entre deux irrigations. Par ailleurs, environ 70 % du volume d'eau est prélevé dans la nappe durant la période transitoire ; cette proportion est constante quelque soit le type de sol.

Dans les approches classiques utilisées en drainage, les fonctions de prélèvement par évaporation dans la nappe sont introduites dans une équation de continuité qui permet de



transformer un flux en tarissement de nappe correspondant. Le paramètre usuellement utilisé pour effectuer cette transformation est la porosité de drainage. Ce paramètre a été défini pour un flux de drainage gravitaire ; il est implicitement étendu par les auteurs à un flux évaporatif. La validité de cette hypothèse est testée dans le modèle de Richards. Des tarissements de nappe sont simulés sous une condition à limite de Neuman constante. Les résultats indiquent qu'il n'y a pas de proportionnalité entre flux prélevé par évaporation dans la nappe en régime permanent et vitesse de tarissement de la nappe. Il n'est en conséquence pas possible de relier ces deux grandeurs par une « porosité de drainage » indépendante de la position de la nappe. Par ailleurs, lorsque la nappe se tarit sous le double effet du drainage gravitaire et de l'évaporation, il semble difficile de prendre en compte ces deux mécanismes par un paramètre unique dans l'équation de conservation de la masse.

Dans la seconde partie du travail, l'action d'un prélèvement par évaporation dans la nappe drainée sur son *fonctionnement hydraulique* est modélisée par le modèle SIDRA-2 fondé sur la résolution de l'équation de Boussinesq. Une méthode originale de résolution est mise au point : à chaque pas de temps, l'équation de Boussinesq est résolue par la méthode des éléments finis ; la hauteur de nappe est calculée aux noeuds du système ; les facteurs de forme de nappe sont ensuite calculés par intégrations spatiales numériques de la fonction de la forme de la nappe ; ce calcul permet de déterminer les différentes composantes du débit restitué par le drain.

L'étude du fonctionnement du modèle SIDRA-2 sous une recharge positive permet, dans une première étape, de montrer les limites de l'hypothèse simplificatrice de pseudo-séparation des variables sur laquelle repose le modèle SIDRA. Cette hypothèse consiste à négliger la déformation de la nappe sous l'effet de la recharge dans la genèse des débits aux drains. Elle conduit notamment à surévaluer les débits de pointe. En effet, lorsqu'elle est émise, une fraction de la recharge participe instantanément au débit ; dans le cas contraire, cette fraction est stockée durant une certaine durée dans le gonflement de la nappe. L'importance du stockage est dépendant d'une combinaison entre les paramètres hydrodynamiques (conductivité hydraulique et porosité de drainage) et l'écartement entre les drains. Les deux modèles SIDRA et SIDRA-2 sont comparés à des données débitométriques de terrain sur une dizaine de campagnes hivernales de mesure. Le modèle SIDRA-2 fournit dans tous les cas des simulations de meilleure qualité.

Les résultats obtenus permettent d'apporter un éclairage nouveau sur les relations théoriques entre recharge de la nappe, débit, hauteur de nappe à l'interdrain, et forme de nappe. Jusqu'à présent en effet, seules les formes de nappe du régime permanent et du régime de tarissement non influencé étaient utilisées dans les modèles saturés, car connues analytiquement. Le *calcul* des formes de nappe met en évidence leur caractère dynamique et le fait que ni la forme de nappe du régime permanent ni celle du régime de tarissement non influencé ne sont représentatives du fonctionnement du système sous une recharge positive variable. Par ailleurs, l'expression de la relation débit - hauteur de nappe en l'absence du terme de déformation de nappe ne permettait pas de faire le lien avec la loi de Darcy sur laquelle elle est fondée. Comment en effet expliquer une augmentation de débit par le terme  $(1-A) I(t)$  seul (équation 3.49), sans augmentation des gradients hydrauliques dans la nappe ? La prise en compte de la déformation de la nappe permet en revanche de faire correspondre le débit calculé par l'équation 3.38 et la loi de Darcy appliquée au niveau du drain.

L'analyse du modèle SIDRA-2 avec une recharge positive a été conduite avec des paramètres hydrodynamiques homogènes. Son analyse en sols hétérogènes est à poursuivre pour évaluer

l'importance respective des variations de recharge et de l'hétérogénéité des sols sur les débits produits par le réseau de drainage.

Le modèle SIDRA-2 est choisi pour y introduire une recharge négative et pour en évaluer les effets sur le fonctionnement hydraulique du drainage. La démarche de Lesaffre (1989) d'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq est étendue à une phase de prélèvement par évaporation dans la nappe fonction de la position de la nappe. La relation entre le débit et la hauteur de nappe à l'interdrain obtenue est dépendante du prélèvement et de la forme la nappe, à la différence des relations classiquement utilisées, où le débit ne dépend que de la hauteur de nappe à l'interdrain. Cette nouvelle relation permet de tenir compte de l'interaction entre dynamique de rabattement de la nappe, liée à l'écartement entre les drains, et participation de la nappe à l'évaporation. En particulier, elle permet de simuler l'arrêt du fonctionnement du drainage (débit nul) pour une hauteur de nappe à l'interdrain non nulle. Ce phénomène est également mis en évidence sur des données expérimentales de débit et de hauteur de nappe mesurées en périmètre irrigué : les hauteurs de nappe à débit nul sont étroitement corrélées à la demande évaporatoire, conformément aux résultats du modèle.

Pour conclure l'étude, nous proposons une méthode de calcul, par SIDRA-2, de l'écartement et de la profondeur des drains en présence d'évaporation sur la base d'une quantité d'eau à évacuer par drainage. Cependant, pour rendre le modèle davantage opérationnel, les voies de recherche suivantes sont proposées : (1) il nous semble tout d'abord nécessaire de poursuivre l'étude théorique de la validité du couplage de l'équation de Boussinesq à une fonction puits ; en effet, dans sa forme actuelle, la première limitation de SIDRA-2 nous semble être l'utilisation d'une porosité de drainage étendue sans modifications aux prélèvements par évaporation dans la nappe ; il est proposé d'effectuer une comparaison de SIDRA-2 à un modèle de drainage fondé sur l'équation de Richards ; (2) la validation du modèle sur des données de terrain plus complètes que celles dont nous disposons doit être poursuivie ; (3) la prise en compte de la transpiration des cultures d'une part, et des transferts de sels d'autre part, doit être envisagée.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

	Pages
<b>Abu-Zeid M., 1993.</b> Water table depth planning and design for a multi-objective water management system, <i>Irr. and Drain. Syst.</i> , 6, 265-274.	15,107
<b>Anat A., Duke H.R., Corey A.T., 1965.</b> Steady upward flow from water tables. <i>Hydrol. Paper</i> , 7, Colorado State Univ., Fort Collins, Colorado.	25
<b>Aronovici V.S., 1946.</b> The mechanical analysis as an index of subsoil permeability. <i>Soil Sci. Soc. Am. Proc.</i> , 11, 137-141.	249
<b>ASAE, 1994.</b> Standards Engineering Practices Data, 41 <sup>st</sup> Edition, 819 p.	15,102,107
<b>Averianov S., 1956.</b> Seepage from irrigation canals and its influence on regime of ground water table. In: <i>Influence of Irrigation Systems on Regime of Ground Water</i> . Academic Press USSR, 140-151.	17,109
<b>Bach L.B., 1992.</b> Soil water movement in response to temperature gradients: experimental measurements and model evaluation. <i>Soil Sci. Soc. Am. J.</i> 56, 37-46.	30
<b>Beltran M.J., 1978.</b> Drainage and reclamation of salt-affected soils in the Bardenas, Spain. ILRI Wageningen, 322 p.	104
<b>Bernhard C., 1985.</b> Evaluation du risque de contamination des eaux souterraines du ried Central de l'Ill par les nitrates. Thèse de 3ème cycle, IMF-ENITRTS, ULP Strasbourg, 159 p.	249
<b>Bouarfa S., Lesaffre B., Smedema L., Zimmer D., 1994.</b> Drainage of irrigated land. Séminaire OTAN "Sustainability of Water Resources Utilization in Agriculture", 21-26 mars 1994, Vimeiro, Portugal, 319 - 336.	13
<b>Bouarfa S., Arlot M.P., Linard N., Zimmer D. 1993.</b> Etude hydraulique du prélèvement de la solution du sol par bougie poreuse. <i>Science du Sol</i> , 31(1/2), 31-45.	68
<b>Boumans J.H., 1986.</b> Drainage in arid regions. Proceedings, Symposium 25th International Course on Land Drainage. Twenty-Five Years of Drainage Experience. Publication 42, ILRI Wageningen, 22-41.	15,100,104 107

- Boussinesq J., 1904.** Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol; compléments. J. de mathématiques pures et appliquées, 10(1), 5-78 et 10(4), 363-394. 16,109,115  
121, 127
- Bouwer H., 1969.** Salt balance, irrigation efficiency and drainage design. Jour. Irri. Drain. Div. Proc. of the ASCE, IR1, 153-170. 105
- Bouwer H., van Schilfgaarde J., 1963.** Simplified method of predicting fall of water table in drained land. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, 6(4), 288-296. 111
- Brandyk T., Wesseling J.G., 1985.** Steady state capillary rise in some soil profiles. Technical bulletins n° 35. 22
- Brisson N., Perrier A., 1991.** A semiempirical model of bare soil evaporation for crop simulation models. Water Resources Research, 27(5), 719-727. 26
- Brochet P. , Gerbier N., 1975.** L'évapotranspiration. Aspect agrométéorologique, évaluation pratique de l'évapotranspiration potentielle. S.M.M. Climatologie, Paris. Monographie N° 65 de la Météorologie Nationale, 45 p + annexes. 51
- Brooks R.H., Corey A.T., 1964.** Hydraulic properties of porous media. Hydrol. Paper 3, Colorado State Univ., Fort Collins. 20,237
- Burdine N.T., 1953.** Relative permeability calculations from pore-size distribution data. Petr. Trans. Am. Inst. Mining Metall. Eng. 198, 71-77. 236
- Chescheir G. M., Murugaboopathi C., Skaggs R. W., Susanto R. H., Evans R. O., 1992.** Modeling water table systems with high head losses near the drain. Actes du sixième séminaire international sur le drainage, Nashville, 13-15 Déc. 1992, ASCE, 38-45. 157
- Crausse P., Bacon G., Bories S., 1981.** Etude fondamentale des transferts couplés chaleur-masse en milieu poreux. Int. J. Heat Mass Transfer., 24(6), 991-1004. 30
- Derr B.D., Matelski R.P., Petersen G.W., 1969.** Soil factors influencing percolation test performance. Soil Sci. Soc. Am. Proc., 33, 942-946. 249
- de Vries D.A., 1958.** Simultaneous transfer of heat and moisture in porous media. Trans. Am. Geophys. Union, 39, 909-916. 30
- Dierickx W., 1980.** Electrolytic analogue study of the effect of openings and surrounds of various permeabilities on the performance of field drainage pipes. Communication of National Institute for Agr. Eng. Merelbeke, Belgium, n° 77, 238 p. 158

<b>Dutil J.P., Belair J.L., Dutil C., Lord D., 1989.</b> Espacement des fossés de drainage en milieu forestier. Papier présenté au Congrès International d'été de l'ASAE, Québec, 18p. + annexes.	203
<b>Eching S.O., Hoptmans J.W., 1993.</b> Optimization of hydraulic functions from transient outflow and soil water pressure data. Soil Sci. Soc. Am. J., 57, 1167-1175.	249
<b>Elrick D.E., Bowman D.H., 1964.</b> Note on an improved apparatus for soil moisture flow measurements. Soil Sci. Soc. Am. Proc. 28(3), 450-453.	38
<b>Ernst L.F., 1954.</b> Het berekenen van stationaire grondwaterstromingen, welke proefstation en Bodemk Inst. T.N.O. Groningen, 55 p.	156
<b>FAO 1980.</b> La conception des réseaux de drainage. Bull. d'Irrigation et de Drainage, 38, 52 p.	15,88,104
<b>FAO 1985.</b> Water quality for agriculture. FAO Irrigation and Drainage Paper, 29, Rév. 1, 174 p.	13
<b>FAO 1990.</b> An International Action Programme on Water and Sustainable Agricultural Development, a Strategy for the Implementation of the Mar del Plate Plan of the 1990s, Food and Agriculture Organization, Rome, Italy.	13
<b>Favier M., Lesaffre B., Leviandier T., Penel M., Zimmer D., 1990.</b> Deterministic versus conceptual models to evaluate influence of drainage on water regime. Hydrological Research Basins and the Environment, 44, 123-130.	135,191
<b>Field W.P., 1990.</b> World irrigation, Irrigation and Drainage Systems, 4, 91-107.	13
<b>Fleury L., 1995.</b> Relation entre les propriétés hydrodynamiques et granulométriques de différents types de sols. Application à la modélisation des flux de remontée capillaire. rapport de stage de 2ème année, INAPG-Cemagref, 29 p. + annexes. (Publication interne Cemagref).	249
<b>Free G.R., Browning G.M., Musgrave G.W., 1940.</b> Relative infiltration and related physical characteristics of certain soils. USDA Tech. Bull. 729. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.	249
<b>Framji K.K., Garg B.C., Kaushish S.P., 1987.</b> Design practices for covered drains in an agricultural land drainage system: a worldwide survey, ICID, 438 p.	100
<b>Gardner W.R., 1958.</b> Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil Science, 85(4), 228-232.	15,18,28 48,169,239

- Gardner W.R., Fireman M., 1958.** Laboratory studies of evaporation from soil columns in the presence of a water table. *Soil Science*, 85(5), 244-249. 24,28,48
- Gates K.T., Grismer M.E. 1987.** Irrigation and drainage strategies in salinity-affected regions, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2, 255-284. 30
- Gupta S.K., Singh R.K., Pandey R.S., 1993.** Ground water table behavior in subsurface drained land in presence of evapotranspiration. Workshop on Subsurface Drainage Simulation Models - 15th Congress on Irrigation and Drainage, The Hague, ICID-CIID, Cemagref, 69-78. 109
- Guyon G., 1964.** Considérations sur l'hydraulique des nappes de drainage par canalisations souterraines. Théorie et expérimentation. *B.T.G.R.*, 65, 45 p. + annexes. 15,89,115  
172,191
- Guyon G., 1972.** Expérimentation sur le drainage entreprise par le CTGREF à Antony. *Bull. Tech. d'Information du Ministère de l'Agriculture*, 273/274, 921-946. 181
- Guyon G., 1976.** Détermination de la hauteur équivalente à partir de modèles analogiques. *B.T.G.R.*, 118, 35 p. 156
- Guyon G., 1981.** Hydraulique des nappes des sols drainés. *B.T.G.R.*, 127, 35 p. 16,115
- Guyon G., 1983.** Le périmètre expérimental de drainage d'Arrou. Aspects hydrauliques. *Etudes du Cemagref*, 5, 45 p. 195
- Hadas A., Hillel D., 1968.** An experimental study of evaporation from uniform soil columns in the presence of a water table. *Trans. - 9th International Congress Soil Science*, Vol I, 67-74. 25,50,57
- Hadas A., Hillel D., 1972.** Steady-state evaporation through non-homogeneous soils from a shallow water table. *Soil Science*, 113(2), 65-73. 28
- Hammad H.Y., 1962.** Depth and spacing of tile drain systems. *Journal of Irrigation and Drainage Division, Proc. of the ASAE*, IR1, 15-34. 109,113
- Hanks R.J., Ashcroft G.L., 1980.** *Applied Soil Physics. Advanced Series in Agricultural Sciences* 8, Springer-Verlag, 157 p. 26

<b>Hassan F.A., Ghaibeh A. Sh., 1977.</b> Evaporation and salt movement in soils in the presence of water table. Soil Sci. Soc. Am. J., 41, 470-478.	25,28
<b>Hervé J.J., Lesaffre B., Aldanondo J.C., Laurent F., 1984.</b> Restitution et débits de pointe d'un réseau de drainage en sol limoneux lessivé hydromorphe battant peu perméable. XIIème Congrès de la CIID, Fort Collins (USA), 39, 85-86.	181
<b>Hillel D., Krentos V.D., Stylianou Y., 1972.</b> Procedure and test of an internal drainage method for measuring soil hydraulic characteristics in situ. Soil Sci. 114, 395-400.	38
<b>Hoffman G. J., 1994.</b> Leaching fraction and root zone salinity control. Agricultural Salinity Assessment and Management. ASCE, 71, 237-261.	104
<b>Hooghoudt, 1940.</b> Hooghoudt's theory of drainage. Traduction en anglais de la "publication originale de Hooghoudt" par l'Institut Voor Cultuurtechnik en Waterhuishouding. Document ronéoté de 18 p.	156
<b>ILRI 1994.</b> Drainage Principles and Applications, Ritzema H.P.(ed), Publication 16, second edition, 1125 p.	15,46
<b>Jamagne M., 1967.</b> Bases et techniques d'une cartographie des sols. Ann. Agronomique, Vol. 18, n° hors série, 142 p.	249
<b>Jaynes D.B., Tyler E.J., 1984.</b> Using soil physical properties to estimate hydraulic conductivity. Soil Science, 138(4), 298-305.	249
<b>Kandil H. M., 1992.</b> Drainmod-s: a water management model for irrigated arid lands. Thèse de l'Université de Caroline du Nord, 134 p.	204
<b>Klute P., Gardner W. R., 1962.</b> Tensiometre response time. Soil Sci. 93, 204-207.	68
<b>Laigle D., 1991.</b> Une application de la modélisation mathématique et de l'optimisation de paramètres à la dynamique de l'eau et des nitrates dans un sol agricole. Thèse de 3ème cycle, IMF-ENITRTS, ULP Strasbourg, 180 p.	249
<b>Lennoz-Gratin C., Zaidi K., 1987.</b> Hydraulique au voisinage du drain. Etudes du Cemagref, 2, 1-139.	156
<b>Lennoz-Gratin C., 1991.</b> Hydraulique à l'interface sol-drain. Application à la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles. Thèse Université des Sciences et Techniques du Languedoc - Montpellier, 316 p.	99,156,158
<b>Lesaffre B., Zimmer D., 1987.</b> Régime hydrique d'un sol drainé : comparaison des phases de débits de pointe et de tarissement. Science du sol, 25(4), 217-229.	116

- Lesaffre B., 1989.** Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés : débits de pointe et modèle SIDRA. Thèse Université Paris VI. Etudes du Cemagref, Série Hydraulique Agricole, 4, 334 p. 16,115,116  
121,122,125  
126,127,129  
130,143,155  
155,172,192
- Lesaffre B., Favrot J.C., Penel M., Zimmer D., Arlot M.P. 1992.** Diagnosis and identification of problematic soils as related to drainage, in W.F. Voltman (ed), Actes du 5ieme Séminaire International sur le Drainage, Lahore, Pakistan, 8-15 Fév. 1992, ICID-CIID, WAPDA, vol. I, 17-57. 13
- Lorre E., Lesaffre B., Skaggs R.W., 1994.** Comparison of models for subsurface drainage in flat and sloping lands. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 120(2), 266-277. 132,140,142
- Memon N.A., Madramootoo C.A., Prasher S.O., Broughton R.S., 1986.** A method for estimating the steady upward flux from a water table. Transactions of the ASAE, 29(6), 1646-1649. 20
- Mermoud A., Morel-Seytoux H.J., 1989.** Modélisation et observation du flux hydrique vers la surface du sol depuis une nappe peu profonde. Hydrol. Continent., 4(1), 11-23. 20
- Mermoud A., Gaillard G., 1990.** Effets de la formulation des conditions aux limites et de la caractérisation hydrodynamique lors de la simulation du flux évaporatif isotherme en présence d'une nappe libre peu profonde. Proc. Int. Conf. on Calibration and Reliability in Groundwater Modelling, The Hague, Vol. of poster papers, 241-249. 20,78
- Michiels P., Hartmann R., De Strooper E., 1989.** Comparisons of the unsaturated hydraulic conductivity of a coarse-textured soil as determined in the field, in the laboratory and with mathematical models. Soil Science, 147(4), 299-304. 249
- Mohtadullah K., 1990.** Interdisciplinary planning, data needs and evaluation for drainage projects, in B. Lesaffre (ed), 4ième séminaire international, Le Caire, 23-24 Fév. 1990, ICID-CIID, Cemagref, 127-140. 13
- Moody W.T., 1966.** Non linear differential equation of drain spacing. Jour. of Irr. and Drain. Div., ASCE, 92(2), 1-9. 134
- Mualem Y., 1976.** A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resource Research, 12, 513-526. 235



<b>Nash J.E., Sutcliffe J.V., 1970.</b> River flow forecasting through conceptual models. <i>Journal of Hydrology</i> , 10, 282-290.	194
<b>Nikam P.J., Chauhan H.S., Gupta S.K., Sewa R., 1992.</b> Water table behaviour in drained lands: effect of evapotranspiration from the water table. <i>Agric. Water Manag.</i> , 20, 313-328.	109
<b>Pandey R.S., Gupta S.K., 1990.</b> Drainage Design Equation with simultaneous evaporation from soil surface. <i>ICID Bulletin</i> , 39(1), 19-25.	109,113
<b>Penman H.L., 1948.</b> Natural evaporation from open water, bare soil, and grass. <i>Proceedings, Royal Society, London</i> 193, 120-146.	17,42
<b>Perrier A., 1973.</b> Bilan hydrique de l'assolement blé-jachère et évaporation d'un sol nu en région semi-aride, in <i>Plant Response to Climatic Factors, Proceedings, Uppsala Symposium 1970</i> , 477-487, UNESCO, Paris.	28,57
<b>Pershinger L.D., Yahner J.E., 1970.</b> Relation of percolation rates to soil texture on several Indiana soils. <i>J. Soil Water Conserv.</i> , 25, 189-191.	249
<b>Philip, J.R., 1957.</b> Evaporation and moisture and heat fields in the soil. <i>J; Meteor.</i> , 14, 354-366.	17
<b>Puckett W.E., Dane J.H., Hajek B.F., 1985.</b> Physical and mineralogical data to determine soil hydraulic properties. <i>Soil Sci. Soc. Am. J.</i> , 49, 831-836.	249
<b>Poulovassilis A., Psychoyou M., 1985.</b> Steady-state evaporation from layered soils. <i>Soil Science</i> , 140(6), 399-405.	23,28
<b>Qamar J.S., 1992.</b> Planning and Design Parameters for Drainage Depth. <i>Actes du 5ieme Séminaire International sur le Drainage, Lahore, Pakistan, 8-15 Fév. 1992, ICID-CIID, IWASRI, Vol.I</i> , 135-137.	107
<b>Reynolds W.D., Elrick D.E., 1985.</b> In situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity, and $a^*$ -parameter using the Guelph Permeameter. <i>Soil Sci.</i> 140: 293-302.	38
<b>Rosenbrock, H.H., 1960.</b> An automatic method for finding the greatest or least value of a function. <i>Computer Journal</i> , 3, 175-184.	194
<b>Russel J.L., 1934.</b> Scientific research in soil drainage. <i>Jour. of Agric. Sci.</i> , 24, 544-573.	116
<b>Schleusener R.A., Corey A.T., 1959.</b> The role of hysteresis in reducing evaporation from soils in contact with a water table. <i>Journal of Geophysical Research</i> , 64(4), 469-475.	25,57

<b>Schultz B., (ed) 1990.</b> Guidelines on the construction of horizontal subsurface drainage systems. ICID working group on drainage construction, 236 p.	14
<b>Servant J., 1978.</b> La salinité dans le sol et les eaux. Caractérisation et problèmes d'irrigation-drainage. Bull. BRGM (2), III, 2.	105
<b>Sharma, D.R., Pilar S.S., 1973.</b> Effect of depth and salinity of groundwater on evaporation and soil salinization. Ind. J. Agric. Sci., 43(6), 582-586.	25
<b>Singh M., Shukla K.N., Chauhan H.S., 1976.</b> Wind tunnel studies on evaporation from soil surface at varying wind velocities and water table depths. J. Agric. Eng., 13. 119-123.	30,46,50 55
<b>Smedema L.K. 1993.</b> Salinity control of irrigated land, Séminaire sur l'Utilisation de la Télédétection en Irrigation et Drainage, Montpellier, 2-4 Nov. 1993, Cemagref, FAO, 125-134.	13
<b>Skaggs R.W., 1975.</b> Drawdown solutions for simultaneous drainage and ET. Journal of Irrigation and Drainage Division, 101, IR4, 279-291.	112,113,118 130,134,172
<b>Skaggs R.W., Tang Y.K., 1976.</b> Saturated and unsaturated flow to parallel drains. Jour. of Irr. and Drain. Div., ASCE, 102, 2, 221-237.	89,115
<b>Skaggs R.W., 1978.</b> Effect of drain tube openings on water table drawdown. Jour. of Irr. and Drain. Div., ASCE, 104, 1, 13-21.	156
<b>Skaggs R.W., 1980.</b> A water management model for artificially drained soils. North California Agric. Res. Service, State University. Tech. Bull., 267, 54 p.	109,157
<b>Tamari S., Bruckler L., Halbertsma J., Chadoeuf J., 1993.</b> A simple method for determining soil hydraulic properties in the laboratory. Soil Sci. Soc. Am. J., 57(3), 642-651.	38
<b>Taylor G.S., 1960.</b> Drainage porosity evaluation from outflow measurements and its use in drawdown equations. Soil Science, 90, 338-343.	88
<b>Towner G. D., 1984.</b> The time response characteristics of tensiometers in heavy clay soils. In Bouma and Raats (eds). Proceedings of the ISSS symposium on water and solute movement in heavy clay soils, Wageningen, ILRI, 37, 320-323.	68
<b>Tzimopoulos C., 1976.</b> Solution de l'équation de Boussinesq par une méthode des éléments finis. J. Hydro., 30, 1-18.	134
<b>Vachaud G., 1968.</b> Etude du régime transitoire de l'écoulement de l'eau pendant le drainage des nappes à surface libre. La Houille Blanche, 5, 391-406.	88

- Valles V., Valles A.M., Dosso M., 1983.** Irrigation des sols salés et doses de lessivage. Cah. ORSTOM, sér. Pédol., Vol.XX, (2), 119-127. 106
- van Ginneken G.J.J., 1990.** Drainage problems and drainage design criteria for different agro-climatological zones in Turkey. Symposium on land drainage for salinity control in arid and semi-arid regions, Cairo, 25 Fév. - 2 Mar. 1990, 1-17. 104
- 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. 20,169,235
- van Hoorn J.W., 1984.** Drainage des terres irriguées en régions arides et semi-arides. Fac. d'Agronomie, Wageningen, 24 p. 105
- Vauclin M., Khanji D., Vachaud G., 1976.** Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée. Jour. de Mécanique, 15(2), 307-348. 89
- Vogel T., Cislerova M., 1988.** On the reliability of unsaturated hydraulic conductivity calculated from the moisture retention curve. Transport in porous media, Vol. 3, p. 1-15. 79
- Warrick A.W., 1988.** Additional solutions for steady-state evaporation from a shallow water table. Soil Science, 146(2), 63-66. 19,239
- Wenyan W., Shen B., Li Z., 1994.** Drain-spacing calculation considering influence of evaporation. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 120(3), 563-572. 109,113
- Wesseling J., 1979.** The entrance resistance of drains as a factor of design. Proc. Inter. Drain. Workshop, I.L.R.I., Wageningen, Paper 2-08, 254-366. 156
- Willis W.O., 1960.** Evaporation from layered soils in the Presence of a water table. Proc. Soil Soil Sci. Soc. Am. J., 24(4), 239-242. 22,28
- Wind G.P., 1968.** Capillary conductivity data estimated by a simple method. In P.E. Rijtema and H. Wassink (ed.) Water in the insaturated zone. Vol 1. Proc. Wageningen Symp. June 1966. Int. Assoc. of Scientific Hydrol., Gentbrugge/UNESCO, Paris, p. 181-191. 38
- Winneberger J.T., 1974.** Correlation of three techniques for determining soil permeability. J. Environ. Health Vol 37, 108-118. 249
- Wösten J.H.M., Bannink M.H., Beuving J., 1986.** Warretentie-endorlateendheidskarakteresistieken van boven-en ondergronden in Nederland : de Staringreeks, Wageningen, rapport nr.1932, 73 p. 79
- Youngs E.G., 1960.** The drainage of liquids from porous materials. Jour. of Geophys. Research, 65(12), 4025-4030. 88

- Youngs E.G., 1965.** Horizontal seepage through unconfined aquifers with hydraulic conductivity varying with depth. Jour. of Hydrology, 3, 283-296. 156
- Youngs E.G., 1974.** Water-table heights in homogeneous soils drained by non-ideal drains. Soil Science, 117, 295-300. 158
- Youngs E.G., 1985.** A simple drainage equation for predicting water-table drawdowns. Jour. Agric. Eng. Res., 31, 321-328. 156
- Zimmer D., 1989.** Transferts hydriques en sol drainé par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointe et essai de typologie des schémas d'écoulements. Thèse Université Paris VI, 327 p. 88,116,172  
190
- Zimmer D., Lorre E., Lesaffre B., 1995.** Parameter sensitivity and field evaluation of SIDRA model. Irrigation and Drainage systems, 9, 279-296. 132,194

# Notations

---

$A(t)$ , $A(H)$ ou $A$	: troisième facteur de forme de nappe
$A'(t)$	: troisième facteur de répartition du prélèvement dans la nappe
$\alpha_e$	: coefficient de résistance d'entrée dans le drain
$B$ , $B(H)$ ou $B$	: premier facteur de forme de nappe
$B'(t)$	: premier facteur de répartition du prélèvement dans la nappe
$C$ , $C(H)$ ou $C$	: second facteur de forme de nappe
$C(\psi)$	: capacité capillaire du sol
$C'(t)$	: second facteur de répartition du prélèvement dans la nappe
$CR$	: coefficient de restitution d'eau libre
$d$	: profondeur du plancher imperméable sous les drains
$D(H)$ ou $D$	: profondeur réduite du plancher imperméable sous les drains ( $D = \frac{d}{H}$ )
$E$	: demande évaporatoire
$E_0$	: demande évaporatoire mesurée en bac d'eau libre
$F$	: potentiel de débit unitaire
$G$	: lame d'eau drainable à l'interdrain ( $G = \mu H$ )
$g$	: lame d'eau drainable ( $g = \mu h$ )
$H(t)$ ou $H$	: hauteur de nappe à l'interdrain comptée à partir du drain
$h(x,t)$ , $h(x)$ , ou $h$	: hauteur de nappe comptée à partir du drain
$h_1$	: hauteur de nappe pour laquelle la demande évaporatoire est égale au flux limite ( $E = q_l(h_1)$ )
$Hq_0$	: hauteur de nappe à débit nul à l'interdrain
$Hq_{max}$	: hauteur de nappe à débit nul maximale à l'interdrain
$\Delta H$	: charge hydraulique au dessus du drain
$I(t)$ ou $I$	: intensité pluviométrique
$J(H)$ ou $J$	: fonction de Hooghoudt
$K(z)$ , $K_{sat}$ , ou $K$	: conductivité hydraulique horizontale saturée
$K(\psi)$	: conductivité hydraulique non saturée
$K_{rel}(\psi)$ ou $K_{rel}$	: conductivité hydraulique relative
$K_1$	: conductivité hydraulique horizontale saturée au dessous des drains
$K_2$	: conductivité hydraulique horizontale saturée au dessus des drains
$L$	: demi-écartement entre les drains
$\mu$	: porosité de drainage
$\theta(\psi)$ ou $\theta$	: teneur en eau volumique
$\theta_{sat}$	: teneur en eau volumique à saturation
$\theta_{res}$	: teneur en eau volumique résiduelle
$P_d$	: profondeur des drains
$P_n$	: profondeur de nappe
$P(h)$ ou $P$	: prélèvement par évaporation dans la nappe
$Q(t)$ ou $Q$	: débit surfacique
$q(x,t)$ , $q(x)$ , ou $q$	: débit unitaire de la nappe
$q_l(h)$ ou $q_l$	: flux limite
$q_{rc}$	: flux de remontée capillaire

$R(y,t)$	: recharge nette
$R_0$	: rayon du drain
$R_1$	: rayon de la limite cylindrique externe de l'écoulement radial
$S_e$	: saturation effective
$W(x,t)$ , $W(x,H)$ ou $W$	: hauteur de nappe réduite comptée à partir du drain ( $W = \frac{h}{H}$ )
$W_d$	: rapport de la charge au dessus du drain sur la charge à l'interdrain
$x$	: abscisse à partir de l'interdrain
$X$	: abscisse réduite à partir de l'interdrain ( $X = \frac{x}{L}$ )
$X_1$	: abscisse réduite à partir de l'interdrain correspondant à la hauteur de nappe $h_1$
$y(x)$ ou $y$	: hauteur de nappe comptée à partir du toit de l'imperméable
$Y$	: profondeur réduite des drains ( $\frac{P_d}{H}$ )
$\psi$	: succion
$\psi_t$	: potentiel total de l'eau du sol
$z$	: cote

# ANNEXE 1

## Calcul des flux limites pour une formulation de conductivité hydraulique non saturée de type Mualem - van Genuchten

---

La formulation de la conductivité hydraulique non saturée du sol de van Genuchten - Mualem est à l'heure actuelle la plus utilisée par les auteurs. Elle ne semble cependant pas avoir fait l'objet d'études concernant l'influence de ses paramètres sur les relations flux limite - profondeur de nappe. Après avoir décrit la spécificité du modèle de van Genuchten, une brève étude de la fonction conductivité hydraulique - pression de l'eau du sol sera réalisée dans le but de rechercher l'influence de ses différents paramètres sur la conductivité hydraulique non saturée, puis sur la relation flux limite - profondeur de la nappe.

### A1.1. Modèle de Mualem - van Genuchten

Le modèle de Mualem - van Genuchten (1980), que l'on nommera modèle de van Genuchten dans la suite du texte, est fondé sur les travaux de Mualem (1976). Il a été réalisé dans le but de pouvoir déduire la loi de conductivité hydraulique non saturée à partir de la connaissance de la courbe de rétention (ou fonction  $\theta(\psi)$ ) du sol (dont les points expérimentaux sont plus aisés à mesurer) d'une part, et de la valeur de la conductivité hydraulique à saturation d'autre part.

Mualem (1976) distingue deux types de modèles de conductivité hydraulique non saturée qui reposent sur la connaissance la fonction  $\theta(\psi)$ . Les premiers sont fondés sur la généralisation de l'approche de Kozeny selon laquelle la conductivité hydraulique non saturée relative (rapport de la conductivité hydraulique à saturation sur la conductivité hydraulique non saturée) est une fonction puissance de la saturation effective, définie de la manière suivante :

$$S_e = \frac{\theta(\psi) - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \quad (A1.1)$$

où :

- $S_e$  est la saturation effective ( ) ;
- $\theta(\psi)$  est la teneur en eau volumique à la succion  $\psi$  ( ) ;

- $\theta_{\text{sat}}$  est la teneur en eau volumique à saturation ();
- $\theta_{\text{res}}$  est la teneur en eau volumique résiduelle ().

On a donc

$$K_{\text{rel}} = \frac{K}{K_{\text{sat}}} = S_e^\alpha \quad (\text{A1.2})$$

où :

- $K_{\text{rel}}$  est la conductivité hydraulique relative ;
- $\alpha$  est un paramètre conceptuel dont la valeur est fixée entre 3 et 3,5 selon les auteurs.

Le second groupe de modèles de conductivité hydraulique non saturée qui repose sur la connaissance la fonction  $\theta(\psi)$  dérive de l'équation de Burdine (1953) et est fondée sur la théorie des modèles capillaires. La relation entre conductivité hydraulique et fonction  $\theta(\psi)$  s'écrit :

$$K_{\text{rel}} = S_e^2 \frac{\int_0^{\theta^*} \frac{d\theta^*}{\psi^2}}{\int_0^{\theta_{\text{sat}}^*} \frac{d\theta^*}{\psi^2}} \quad (\text{A1.3})$$

où  $\theta^* = \theta - \theta_{\text{res}}$ .

Mualem (1976) développe une relation entre la conductivité hydraulique relative et la fonction  $\theta(\psi)$  sur la base de la théorie des modèles capillaires également. Il modifie cependant les hypothèses relatives aux relations entre la conductivité hydraulique et la séquence porale pour tenir compte d'une gamme de pores plus large. Il aboutit à la relation suivante :

$$K_{\text{rel}} = S_e^n \left[ \frac{\int_0^{\theta^*} \frac{d\theta^*}{\psi}}{\int_0^{\theta_{\text{sat}}^*} \frac{d\theta^*}{\psi}} \right]^2 \quad (\text{A1.4})$$

où  $n$  est un paramètre positif ou négatif.

Mualem (1976) compare favorablement son modèle à trois autres modèles de prédiction de la conductivité hydraulique non saturée fondés sur la connaissance de la fonction  $\theta(\psi)$ . La comparaison porte sur la qualité de la prédiction de la conductivité hydraulique non saturée à partir de la fonction  $\theta(\psi)$  par les quatre modèles, sur 45 sols différents. Parmi les trois autres modèles, un repose sur l'équation (A1.2) ; il fournit les moins bons résultats (notamment pour les sols non sableux) ; les deux autres, fondés sur l'équation de Burdine (A1.3), fournissent de



meilleurs résultats, mais cependant moins bons que le modèle de Mualem (A1.4), dont le paramètre  $n$  donne une meilleure souplesse à la fonction de conductivité hydraulique relative.

Van Genuchten (1980) note de plus qu'une partie importante des modèles fondés sur l'équation de Burdine sont soit non explicites, soit présentent des points singuliers où les fonctions ne sont pas dérivables (par exemple la relation (2.4b) de Brooks et Corey (1964)). L'utilisation de tels modèles pose alors des problèmes de résolution numérique lorsqu'ils sont utilisés dans des modèles d'écoulement dans les milieux variablement saturés fondés sur l'équation de Richards. Van Genuchten (1980) propose par ailleurs la relation pression - teneur en eau suivante :

$$\theta(\psi) = \theta_{res} + [\theta_{sat} - \theta_{res}] [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m} \quad (A1.5)$$

où  $n$  ( $> 0$ ),  $m$  ( $> 0$ ) et  $\alpha$  ( $L^{-1}$ ) sont trois paramètres à ajuster.

La relation (A1.5), introduite dans la relation (A1.4) de Mualem (1976) permet l'obtention, pour toute valeur entière de  $k = m - 1 + 1/n$ , d'une expression analytique explicite de la conductivité hydraulique non saturée. En particulier, pour  $k = 0$  (i.e.  $m = 1 - 1/n$ ), la relation est la suivante :

$$K(\psi) = K_{sat} \frac{[1 - (\alpha\psi)^{n-1} (1 - (\alpha\psi)^n)^{-m}]^2}{[(1 + \alpha\psi)^n]^{m/2}} \quad (A1.6)$$

## **A1.2. Influence des paramètres du modèle de van Genuchten sur la conductivité hydraulique non saturée**

La relation (A1.6) possède trois paramètres :  $\alpha$ ,  $n$  et  $K_{sat}$ . Ceux-ci sont indépendants (van Genuchten, 1980). La fraction du membre de droite de l'équation (A1.6) est adimensionnelle ; elle correspond à la conductivité hydraulique relative ( $K_{rel}$ ) ; elle a pour valeur l'unité lorsque la succion  $\psi$  est nulle, et tend vers zéro lorsque la succion tend vers l'infini. De plus, les paramètres  $\alpha$  et  $n$  n'influent que sur la conductivité hydraulique relative qui est elle-même, par définition, indépendante de la conductivité hydraulique à saturation.

Le paramètre  $n$  influe sur la concavité de la courbe de conductivité hydraulique relative (cf. figure A1.1). La gamme de valeurs de  $n$  qui représente la majorité des sols est comprise entre

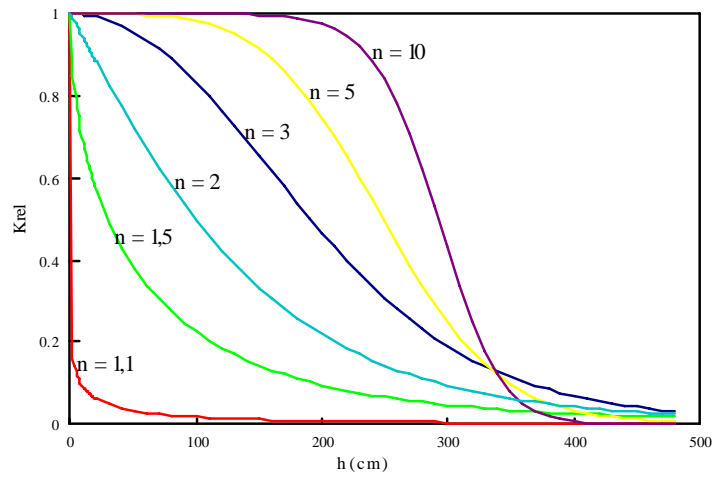


Figure A1.1. Allure des courbes de la conductivité hydraulique relative en fonction de différentes valeurs du paramètre  $n$  ( $\alpha = 0,3 \text{ m}^{-1}$ ).

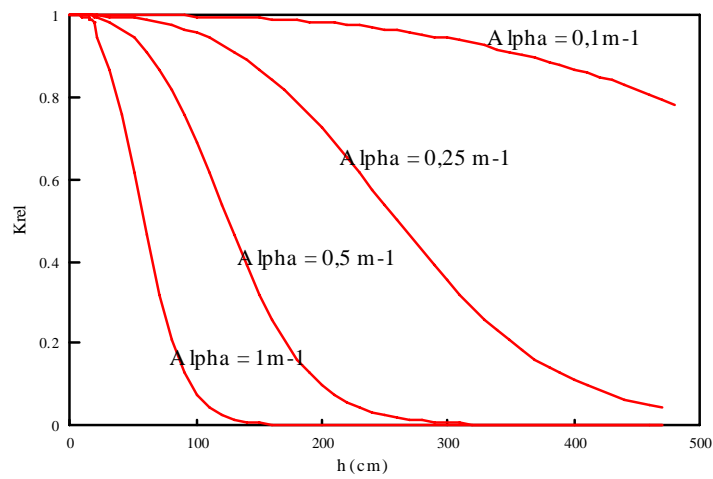


Figure A1.2. Allure des courbes de la conductivité hydraulique relative en fonction de différentes valeurs du paramètre  $\alpha$  ( $n = 4$ ).

les valeurs supérieures à 1 et inférieures à 10 environ (van Genuchten, 1980 ; voir également annexe 2). Dans cette gamme, la valeur  $n = 2$  constitue une valeur particulière. En effet :

- pour  $n > 2$  la courbe est sigmoïdale (elle possède un point d'inflexion) ;
- pour  $n < 2$  la courbe est asymptotique.

Plus  $n$  diminue, plus la concavité de la courbe est grande, plus elle se rapproche des deux axes du repère et plus l'aire comprise sous la courbe est faible.

Par ailleurs, l'expression mathématique de la conductivité hydraulique relative montre qu'il existe une affinité d'axe vertical et de rapport  $\alpha\psi$ . Le paramètre  $\alpha$  influe sur l'échelle du graphique : plus  $\alpha$  augmente, plus l'échelle est réduite et plus les courbes de conductivité hydraulique relative se décalent vers l'axe des ordonnées. La figure A1.2 illustre les différentes allures des courbes de  $K_{rel}$  pour plusieurs valeurs de  $\alpha$ , qui sera nommé facteur d'échelle.

La conductivité hydraulique à saturation constitue un simple facteur multiplicatif de la conductivité hydraulique relative pour obtenir la conductivité hydraulique non saturée.

### **A1.3. Influence des paramètres du modèle de van Genuchten sur la courbe de flux limite**

La formulation de van Genuchten de la conductivité hydraulique non saturée ne permet pas la résolution analytique de l'équation (2.3). L'équation peut cependant être résolue analytiquement ainsi qu'il a été décrit à la section 2.1.1. Les courbes flux limite - profondeur de la nappe ne sont donc pas des fonctions explicites et il n'est dans ce cas pas possible d'établir des relations formelles entre les paramètres de la fonction de van Genuchten et celles-ci.

Gardner (1958) puis Warrick (1988) montrent que, lorsqu'une loi de conductivité hydraulique non saturée de type Gardner (2.4a) est utilisée, le flux limite évolue selon une fonction puissance (négative) de la profondeur de la nappe (cf. équation (2.6)). Afin de vérifier si une relation de van Genuchten permettait d'obtenir une fonction flux limite - profondeur de la nappe du même type, les flux limites calculés à partir d'une relation de van Genuchten ont été ajustés sur la fonction (2.6) réécrite de la façon suivante :

$$q_l = a P_n^{-b} \quad (A1.7)$$

où  $P_n$  est la profondeur de la nappe, exprimée en mètres, tandis que le flux limite  $E_{lim}$ , s'exprime en mm/j. De même que les courbes de flux limite obtenues pour n'importe quel type

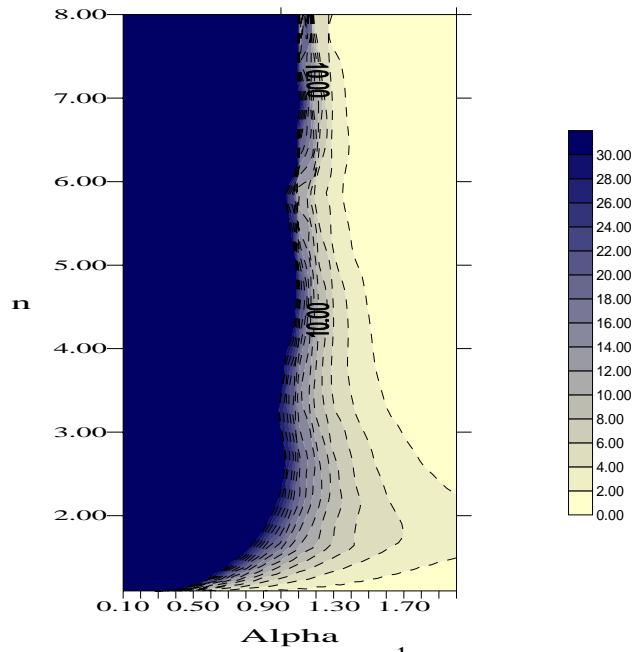


Figure A1.3. Influence des paramètres  $\alpha$  ( $\text{m}^{-1}$ ) et  $n$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "a" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{\text{lim}} = a d^{-b}$  pour  $K_{\text{sat}} = 0,2 \text{ m/j}$ .

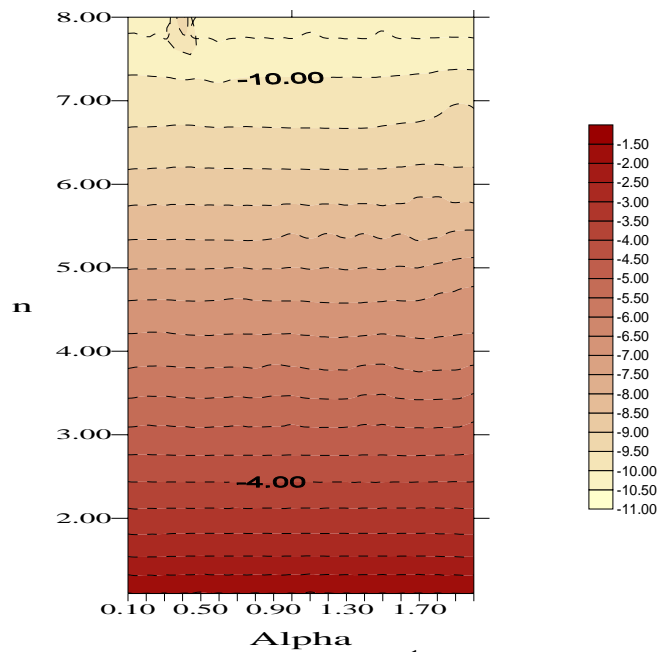


Figure A1.4. Influence des paramètres  $\alpha$  ( $\text{m}^{-1}$ ) et  $n$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "b" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{\text{lim}} = a d^{-b}$  pour  $K_{\text{sat}} = 0,2 \text{ m/j}$ .

de prise en compte de conductivité hydraulique non saturée, la relation (A1.7) tend vers l'infini lorsque la profondeur de la nappe tend vers zéro, et vers zéro lorsque la profondeur de la nappe tend vers la profondeur critique.

Un ajustement linéaire entre les logarithmes de la fonction puissance (A1.7) et les couples flux limite - profondeur de la nappe calculés a été réalisé pour des valeurs de  $\alpha$  variant de 0,1 à 2 par pas de 0,1, des valeurs de  $n$  variant de 1,1 à 8 par pas de 0,3, et pour trois valeurs de conductivité hydraulique à saturation de 0,02, 0,2 et 2 m/j, soit, au total, 1380 ajustements. L'ensemble des ajustements a été de bonne qualité ( $r^2 \cong 0,99$  en moyenne et  $r^2 \cong 0,94$  au minimum).

Les résultats ont été représentés sous formes de cartes afin de visualiser d'éventuelles dépendances entre les paramètres de la relation de van Genuchten et ceux de la relation (A1.7). Les cartes ont été réalisées avec les paramètres  $\alpha$  et  $n$  de van Genuchten respectivement en abscisse et en ordonnée, la troisième coordonnée étant représentée par le paramètre  $a$  ou  $b$ . Trois cartes ont été établies pour chaque paramètre de la relation (A1.7) ( $a$  et  $b$ ), correspondants aux trois valeurs de conductivité hydraulique. Les figures A1.3 et A1.4 illustrent respectivement les paramètres  $a$  et  $b$  pour  $K_{sat} = 0,2$  m/j (les figures A1.7 et A.8 correspondent à  $K_{sat} = 0,02$  m/j ; les figures A1.9 et A.10 correspondent à  $K_{sat} = 2$  m/j).

Le paramètre  $\alpha$  influence le paramètre  $a$ , tandis que l'exposant  $n$  influence l'exposant  $b$ . En effet, dès une valeur d'environ 1,7 à 2 la valeur de  $n$  n'agit quasiment plus sur le paramètre  $a$  (cf. figure A1.3) ; au delà de cette limite, les isovaleurs de  $a$  sont quasiment verticales, ce qui signifie que seul  $\alpha$  influe sur  $a$ , pour une conductivité hydraulique à saturation donnée. Une augmentation du facteur d'échelle  $\alpha$  génère une augmentation du paramètre  $a$ . Ceci s'explique par l'influence de  $\alpha$  sur la conductivité hydraulique non saturée (cf. figure A1.2). En effet, une augmentation de  $\alpha$  diminue la conductivité hydraulique à une succion donnée. Cette diminution provoque une diminution du paramètre  $a$ , ce qui diminue le flux limite à une profondeur de la nappe donnée.

L'influence très nette du paramètre  $n$  sur le paramètre  $b$  est illustrée figure A1.4. Les isovaleurs de  $b$  sont en effet horizontales quelle que soit la valeur de  $\alpha$ , pour une conductivité hydraulique à saturation donnée. Une augmentation de la valeur de  $n$  génère une augmentation (en valeur absolue) du paramètre  $b$ . En effet, l'augmentation de  $n$  accentue la gamme de succion proche de la saturation où la conductivité hydraulique chute peu (cf. figure A1.1). Ceci est conforme au fait que l'augmentation de la valeur absolue de  $b$  augmente la profondeur de la nappe à partir de laquelle le flux limite devient limitant par rapport à la demande évaporative (de l'ordre de 10 à 20 mm/j). A l'inverse, l'augmentation de  $n$  accentue la brutale chute de la conductivité

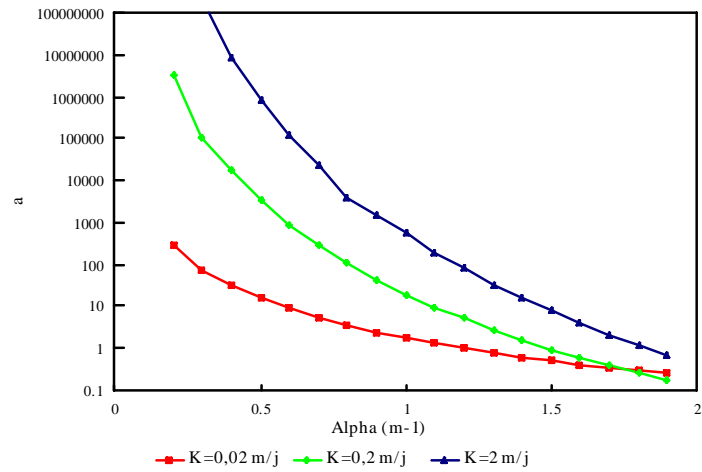


Figure A1.5. Influence des paramètres  $\alpha$  ( $m^{-1}$ ) et  $K_{sat}$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "a" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{lim} = a d^{-b}$  pour  $n = 5$ .

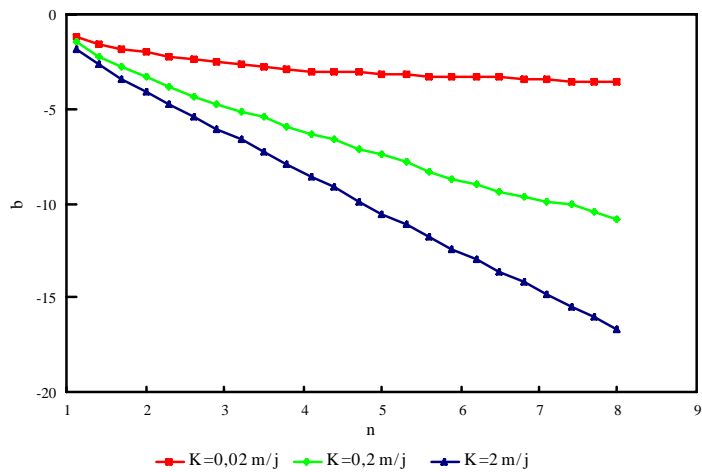


Figure A1.6. Influence des paramètres  $n$  et  $K_{sat}$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "a" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{lim} = a d^{-b}$  pour  $\alpha = 1 m^{-1}$ .

hydraulique à une succion donnée, de même qu'une augmentation de la valeur absolue de  $b$  diminue la gamme de succion qui correspond à la transition entre l'asymptote verticale (flux limite infini) et l'asymptote horizontale (flux limite proche de zéro, ou profondeur critique).

La figure A1.5 représente l'évolution du paramètre  $a$  de la relation (A1.7) en fonction de  $\alpha$  pour les trois valeurs de conductivité hydraulique saturée testées. Le paramètre  $\alpha$  possède une très grande influence sur le paramètre  $a$  qui peut chuter (pour  $K_{\text{sat}} = 2 \text{ m/j}$ ) d'un facteur  $10^8$  lorsque  $\alpha$  varie de  $0,1$  à  $2 \text{ m}^{-1}$ . D'autre part, une augmentation de la conductivité hydraulique à saturation génère une augmentation du paramètre  $a$ , d'autant plus importante que la valeur de  $\alpha$  est faible. La figure A1.6 représente l'évolution du paramètre  $b$  de la relation (A1.7) en fonction de  $n$  pour les trois valeurs de conductivité hydraulique saturée testées. La relation entre les paramètres  $n$  et  $b$  devient quasi linéaire lorsque la conductivité hydraulique à saturation augmente. L'influence de la conductivité hydraulique à saturation est d'autant plus grande que  $n$  augmente.

#### **A1.4. Conclusion**

La relation (A1.7) représente correctement les allures des fonctions flux limite - profondeur de la nappe calculées lorsqu'une formulation de van Genuchten de la conductivité hydraulique non saturée est prise en compte. Il y a de plus une corrélation élevée entre les paramètres  $\alpha$  et  $n$  de l'équation (A1.6) de van Genuchten et entre les paramètres  $a$  et  $b$  de la relation (A1.7), respectivement. Lorsque  $\alpha$  augmente,  $a$  diminue dans de fortes proportions (l'indépendance entre  $n$  et  $a$  n'est cependant vraie que lorsque  $n > 2$ ). Par ailleurs, lorsque  $n$  augmente,  $b$  augmente suivant une relation quasi-linéaire. D'autre part, la conductivité hydraulique à saturation influe d'autant plus sur le paramètre  $a$  que le paramètre  $\alpha$  est faible et sur le paramètre  $b$  que le paramètre  $n$  est élevé. L'augmentation de la conductivité hydraulique à saturation entraîne une augmentation du paramètre  $a$  et de la valeur absolue du paramètre  $b$ .

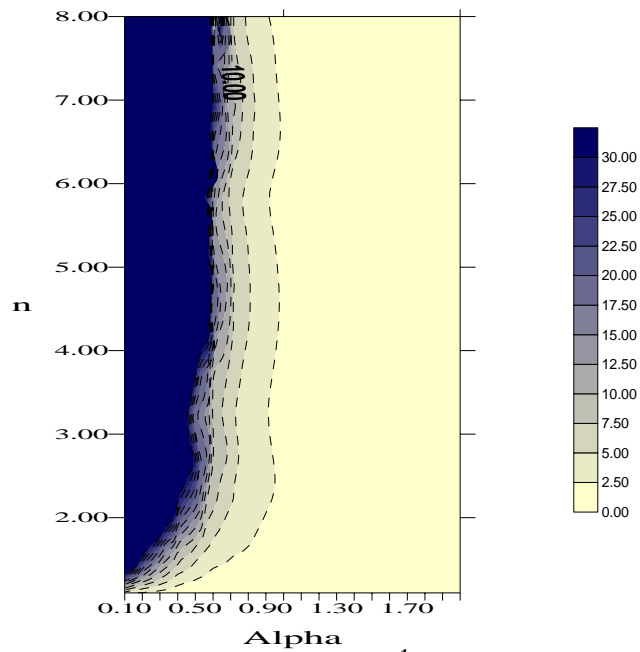


Figure A1.7. Influence des paramètres  $\alpha$  ( $\text{m}^{-1}$ ) et  $n$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "a" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{\text{lim}} = a d^{-b}$  pour  $K_{\text{sat}} = 0,02 \text{ m/j}$ .

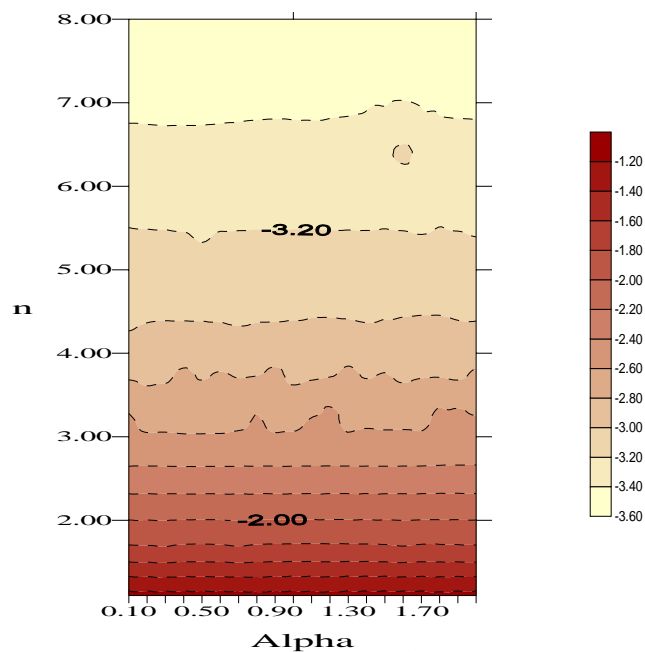


Figure A1.8. Influence des paramètres  $\alpha$  ( $\text{m}^{-1}$ ) et  $n$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "b" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{\text{lim}} = a d^{-b}$  pour  $K_{\text{sat}} = 0,02 \text{ m/j}$ .



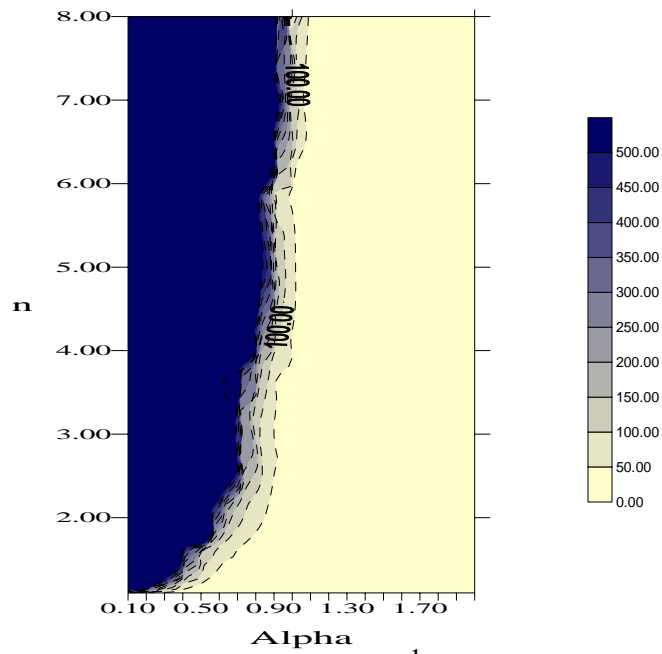


Figure A1.9. Influence des paramètres  $\alpha$  ( $\text{m}^{-1}$ ) et  $n$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "a" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{\text{lim}} = a d^{-b}$  pour  $K_{\text{sat}} = 2 \text{ m/j}$ .

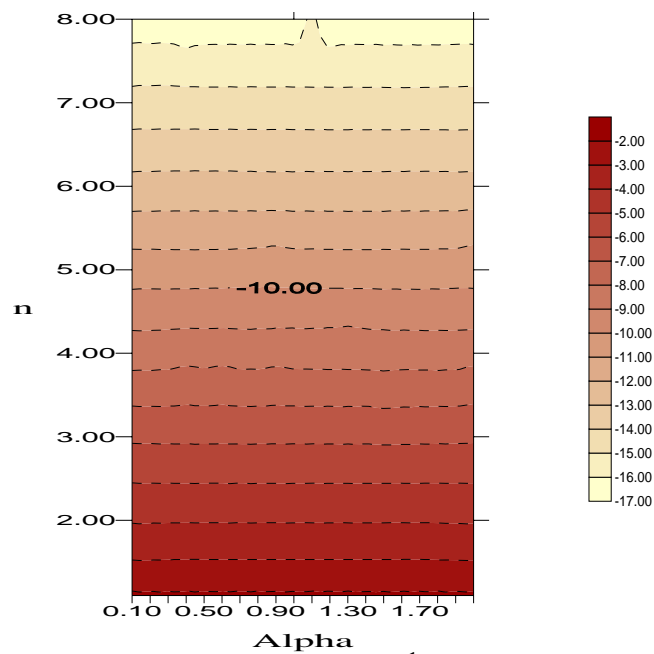


Figure A1.10. Influence des paramètres  $\alpha$  ( $\text{m}^{-1}$ ) et  $n$  de la relation de van Genuchten sur le paramètre "b" de la relation flux limite - profondeur de la nappe  $E_{\text{lim}} = a d^{-b}$  pour  $K_{\text{sat}} = 2 \text{ m/j}$ .

## ANNEXE 2

### **Etude de la relation entre la granulométrie d'un sol et sa relation flux limite - profondeur de nappe**

---

Dans la littérature, les sols sableux et argileux (texture grossière et fine) sont considérés posséder une profondeur critique inférieure à celle des sols limoneux (texture moyenne) (FAO, 1980). Les règles de conception du drainage en périmètre irrigué préconisent en conséquence une profondeur de drains plus importante pour les sols limoneux (cf. chapitre 1). Cette relation entre un critère physique (ou textural) d'un sol et son comportement hydrodynamique en milieu non saturé repose sur les deux conditions suivantes :

- les sols limoneux possèdent une loi de conductivité hydraulique non saturée qui tend vers zéro à une succion moins élevée que les autres sols ;
- le critère de la valeur de succion à partir de laquelle la conductivité hydraulique est proche de zéro suffit pour caractériser le fonctionnement d'un sol par rapport à sa relation flux limite - profondeur de la nappe, et notamment à sa profondeur critique.

Dans une première étape, des sols issus de diverses sources bibliographiques ont été sélectionnés dans le but de rechercher une éventuelle corrélation entre leur propriétés physiques et leur profondeur critique. Puis, dans une seconde étape, les deux conditions ci-dessus ont été testées.

#### A2.1. Relation entre fraction granulométrique et profondeur critique

La recherche de corrélations entre les propriétés physiques du sol et leur conductivité hydraulique non saturée a fait l'objet de nombreuses recherches. En effet, la mesure des propriétés physiques du sol (fraction granulométrique, porosité,

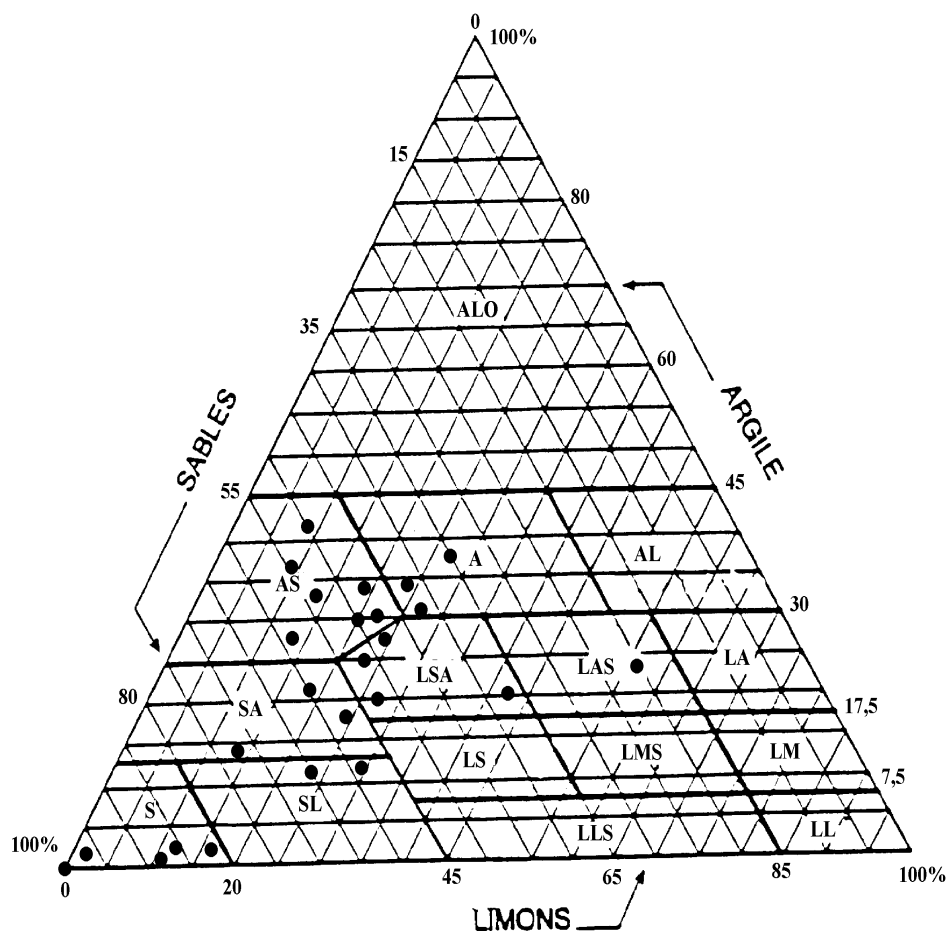


Figure A2.1. Répartition des sols au sein du triangle des textures de Jamagne (d'après Fleury, 1995). Les sols de texture sableuse sont subdivisés en : Sable (S) ; Sable Limoneux (SL) ; Sable Argileux (SA) ; les sols de texture limono-sableuse sont subdivisés en : Limon Léger Sableux (LLS) ; Limon Sableux (LS) ; Limon Moyen Sableux (LMS) ; Limon Sablo-Argileux (LSA) ; Limon Argilo-Sableux (LAS) ; les sols de texture limoneuse sont subdivisés en : Limon Léger (LL) ; Limon Moyen (LM) ; Limon Argileux (LA) ; les sols de texture argilo-sableuse sont subdivisés en : Argile Sableuse (AS) ; les sols de texture argileuse sont subdivisés en : Argile (A) ; Argile limoneuse (AL) ; les sols de texture très argileuse sont subdivisés en : Argile Lourde (ALO).

densité) est beaucoup plus aisée que la mesure, même indirecte (cf. annexe 1), de la conductivité hydraulique non saturée. Cependant, les conclusions de ces recherches sont souvent contradictoires et sommaires.

Pershinger et Yahner (1970) corrélient vitesse de percolation et fraction sableuse du sol ; Aronovici (1946) obtient une corrélation entre la granulométrie de la fraction sableuse et la conductivité hydraulique à saturation ; Derr et *al.* (1969), à l'inverse, ne trouvent pas de corrélation entre la conductivité hydraulique à saturation et la fraction sableuse, mais en obtiennent avec la fraction limoneuse des sols testés ; Free et *al.* (1940), Winneberger (1974) et Aronovici (1946) n'obtiennent aucunes relations entre la conductivité hydraulique à saturation et la fraction argileuse ni avec la somme des fractions argileuse et limoneuse. Des tentatives de mise en relation de la structure du sol et de la conductivité hydraulique à saturation (Free et *al.*, 1940) et de la fraction d'éléments grossiers du sol et de la conductivité hydraulique à saturation (Derr et *al.*, 1969), ont aussi été tentées sans que des conclusions claires aient pu être établies.

Jaynes et Tyler (1984) corrélient le pourcentage des fractions sableuse et limoneuse, la densité volumique, et la porosité de 15 sols de texture grossière avec les paramètres d'une loi de conductivité hydraulique non saturée ajustée sur des points de mesure réalisés *in situ*. La loi de conductivité hydraulique non saturée choisie est la relation (2.4) proposée par Gardner (1958) ; elle est modifiée par l'ajout d'un exposant 1/2 à la variable de succion  $\psi$ . Une régression linéaire multiple est réalisée pour relier les propriétés physiques du sol aux paramètres de la fonction (2.4) modifiée. Selon les auteurs, le paramètre fraction sableuse permettrait de décrire 83 % de la variation de conductivité hydraulique non saturée. En outre, la prise en compte d'autres paramètres physiques n'améliorait pas sensiblement l'estimation. Ces conclusions sont cependant limitées aux sols de texture grossière et n'ont pu être extrapolées à des sols plus fins.

Pour tenter d'établir une corrélation entre les propriétés physiques des sols et leur profondeur critique, 24 sols ont été choisis dans la littérature (Michiels, 1989 ; Puckett, 1985 ; Eching, 1993 ; Bernhard, 1985 ; Laigle, 1991) sur la base de la connaissance de leur fraction granulométrique d'une part, et de leur conductivité hydraulique non saturée d'autre part. Conformément aux conclusions des auteurs, les sols possédant une fraction argileuse élevée (au delà de 60 %) ont été rejetés. Ils ne présentent en effet pas de relations particulières entre leurs propriétés physiques et leurs conductivité hydraulique non saturée. Les différentes caractéristiques de sols choisis ont été obtenues soit *in situ* soit au laboratoire. Ces caractéristiques sont récapitulées au tableau A2.1 ; la répartition des sols au sein du triangle des textures

de Jamagne (1967) (classification française) est indiquée figure A2.1 (d'après Fleury, 1995). Les sols de texture grossière y prédominent car ils ont plus souvent été étudiés par les auteurs en raison de l'homogénéité de leur granulométrie et de leur bonne stabilité mécanique. L'hétérogénéité des conductivités hydrauliques à saturation est également très élevée (cf. tableau A2.1) : un facteur de  $10^7$  existe entre les différentes valeurs de conductivités hydrauliques à saturation, sans qu'il n'apparaisse de relation avec leur granulométrie.

Le calcul de la relation flux limite - profondeur de la nappe a été réalisé pour l'ensemble des sols. Un critère de profondeur critique a été arbitrairement établi pour un flux égal à 0,01 mm/j. Il n'apparaît pas de corrélation entre la profondeur critique et leur fraction limoneuse (cf. figure A2.2). Pour déterminer la cause de ce résultat, la fraction limoneuse des sols est mise en relation avec la valeur de la succion pour laquelle la conductivité hydraulique du sol chute à une valeur proche de zéro. La valeur de  $10^{-6}$  m/j de conductivité hydraulique a été choisie comme critère. La figure A2.3 représente cette relation. Aucune tendance nette d'une augmentation de la fraction limoneuse avec le critère choisi n'y est observée.

### A2.2. Relation entre conductivité hydraulique non saturée et profondeur critique

Les sols testés à la section précédente proviennent de sources bibliographiques variées. De plus, si la formulation de conductivité hydraulique non saturée est identique à tous les sols (modèle de van Genuchten), les méthodes de mesures ne sont pas homogènes (*in situ* et au laboratoire). La question se pose alors de savoir si la mauvaise qualité des résultats obtenus en regard des relations usuellement admises entre les critères physiques du sol et leur profondeur critique est simplement due à la qualité des données elles-mêmes (pas de relation entre texture du sol et conductivité hydraulique non saturée) et/ou sur la validité de la seconde condition sur laquelle repose cette relation (relation entre succion à partir de laquelle la conductivité hydraulique est proche de zéro et profondeur critique).

Le test de la validité de la seconde condition est réalisé à partir des 1380 relations flux limite - profondeur de nappe calculées en annexe 1. La profondeur critique en fonction de la succion pour laquelle la conductivité hydraulique chute à  $10^{-6}$  m/j est représentée figure A2.4. Une relation entre la profondeur critique et la chute de conductivité hydraulique existe mais que la valeur de la succion ne peut permettre, à elle seule, d'expliquer la profondeur critique. Ce critère est donc insuffisant pour caractériser le comportement des sols vis à vis de leur profondeur critique.

N°	SOLS	GRANULOMETRIE			PARAMETRES DE VAN GENUCHTEN		
		sable	limon	argile	K sat (m/j)	$\alpha$ (m <sup>-1</sup> )	n
1	Yolo	23	55,5	22,5	4,35E-01	3,60	1,91
2	Panoche	37,5	42,5	20	7,56E-01	2,47	1,61
3	Hanford	65	23,7	11,3	1,65	1,73	1,88
4	Oso-Flaco	100	0	0	5,49E-01	2,01	9,33
5	Michiels	96,6	1,2	2,2	1,29E+01	2,19	9,86
6	Cahaba (Bt1)	60,1	19	20,9	1,29	3,22E-01	1,84
7	Dotham (Bt1)	59,7	13,7	26,6	2,69E-02	2,11E-01	1,23
8	Dotham (Bt2)	54,7	11,9	33,4	6,14E-03	3,94E-01	1,10
9	Dotham (Bt3)	49,9	8,8	41,3	3,09E-03	3,27E-01	1,10
10	Lucedale (BA)	57,3	24,9	17,8	5,59E-02	1,71E-01	1,59
11	Lucedale (Bt1)	51,4	23,2	25,4	1,59E-01	3,38E-01	1,43
12	Lucedale (Bt2)	48,9	23	28,1	2,35E-02	2,80E-01	1,39
13	Lucedale (Bt3)	48,1	21,7	30,2	2,13E-02	1,56E-01	1,28
14	Lucedale (Bt4)	49,4	20,6	30	6,63E-03	1,51E-01	1,27
15	Malbis 1 (BA)	58,5	28,3	13,2	5,02E-01	3,11E-01	1,34
16	Malbis 2 (Bt1)	42,9	26,7	30,4	1,35E-02	4,62E-01	1,52
17	Malbis 2 (Bt3)	42,8	23,6	33,6	8,37E-03	8,71E-02	1,15
18	Malbis 2 (Bt5)	46,2	19,1	34,7	5,86E-03	1,91E-01	1,09
19	Orangeburg (BA)	71,7	14,2	14,1	1,40E-01	2,35E-01	1,75
20	Troup (E2)	81,8	15,9	2,3	2,64	2,95E-01	2,47
21	Troup (E3)	86,1	12,1	1,8	1,96	2,79E-01	2,22
22	Troup (E4)	88,5	10,1	1,4	2,78	2,61E-01	2,57
23	Limons du Rhin (0-20)	33,1	26	35,8	6,02E-01	7,43	1,21
24	Limons du Rhin (20-50)	51,9	36,9	19,9	5,52E-01	6,99	1,08

Tableau A2.1 Caractéristiques physiques et hydrodynamiques des sols issus de la littérature.

La recherche d'autres critères de caractérisation simple de la profondeur critique des sols est entreprise sur le même principe. Deux critères sont testés : (1) l'intégrale de la courbe de conductivité hydraulique non saturée, nommée potentiel de flux matriciel par Gardner (1958), et utilisée par Memon *et al.* (1986) pour le calcul du flux limite par la méthode des différences finies ; et (2) la succion pour laquelle la

conductivité hydraulique relative chute d'un rapport donné (ici  $10^6$ ). La mise en correspondance de ces deux critères avec la profondeur critique des sols ne fait cependant apparaître aucune tendance significative.

### A2.3. Conclusion

La relation entre fraction granulométrique et relation flux limite - profondeur de nappe ne semble pas pouvoir être réduite à la typologie présentée dans la littérature (profondeur critique plus importante pour les sols limoneux que pour les sols sableux et argileux). Aucune relation n'a pu être mise en évidence entre les fractions granulométriques de 24 sols différents et leur profondeur critique. L'introduction du critère de porosité serait à tester pour tenter d'obtenir une telle relation.

D'autre part, aucun critère synthétique de caractérisation de la conductivité hydraulique vis à vis de la profondeur critique des sols (suction pour laquelle la conductivité hydraulique chute à une certaine valeur, suction pour laquelle la conductivité hydraulique relative chute d'un certain rapport, potentiel de flux matriciel) ne se révèle, à lui seul, réellement pertinent.

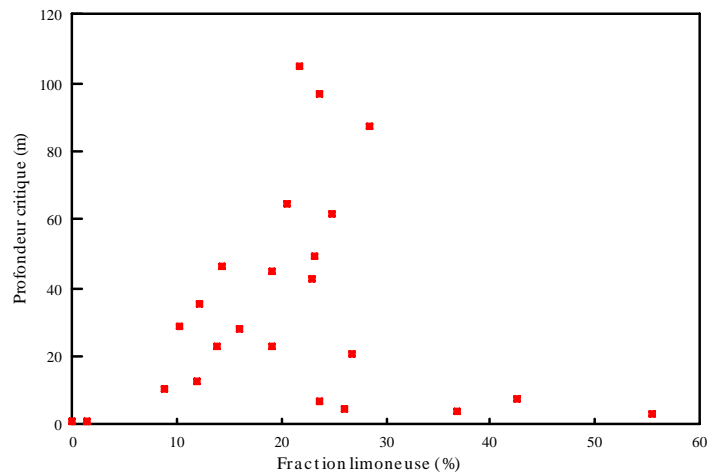


Figure A2.2. Relation entre fraction limoneuse et profondeur critique de 24 sols issus de la littérature.

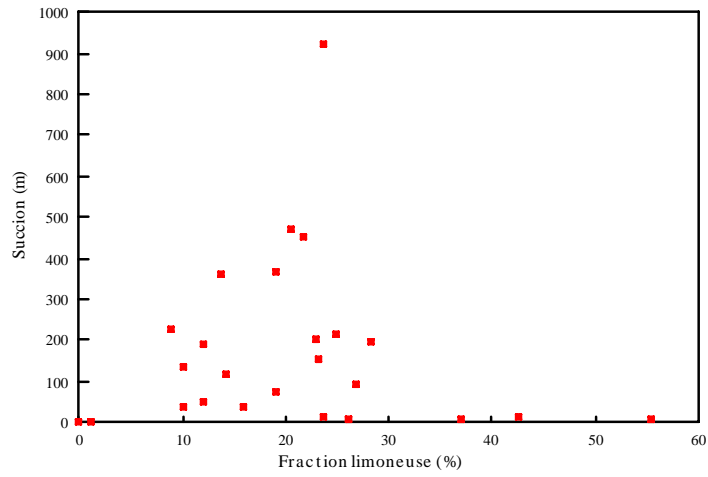


Figure A2.3. Relation entre fraction limoneuse et succion à partir de laquelle la conductivité hydraulique chute à une valeur de  $10^{-6}$  m/j de 24 sols issus de la littérature.

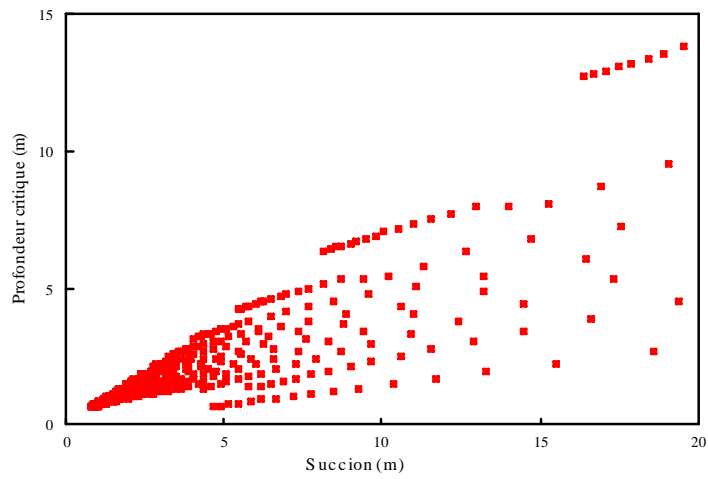


Figure A2.4. Relation théorique entre succion à partir de laquelle la conductivité hydraulique chute à une valeur de  $10^{-6}$  m/j et profondeur critique.